

# PARQUE ESCOLAR

---

**REFORÇO SÍSMICO  
DE EDIFÍCIOS ESCOLARES**  
*SEISMIC STRENGTHENING OF  
SCHOOL BUILDINGS*



# **PARQUE ESCOLAR**

---

**REFORÇO SÍSMICO  
DE EDIFÍCIOS ESCOLARES  
*SEISMIC STRENGTHENING OF  
SCHOOL BUILDINGS***



# PARQUE ESCOLAR

---

**REFORÇO SÍSMICO  
DE EDIFÍCIOS ESCOLARES**  
*SEISMIC STRENGTHENING OF  
SCHOOL BUILDINGS*



EDIÇÃO *PUBLISHER*

PARQUE ESCOLAR, EPE  
Av. Infante Santo, n.º 2, 7.º piso, 1350-178 Lisboa, Portugal

COORDENAÇÃO DO PROJECTO *PROJECT COORDINATION*

PARQUE ESCOLAR, EPE – Teresa Heitor  
[www.parque-escolar.pt](http://www.parque-escolar.pt)

AUTORIA *AUTHORS*

Jorge Miguel Proença  
António Sousa Gago

COORDENAÇÃO EDITORIAL *EDITORIAL COORDINATION*

ARGUMENTUM – Filipe Jorge  
[www.argumentum.pt](http://www.argumentum.pt)

AUTORIA DOS TEXTOS DOS CASOS DE ESTUDO *AUTHORS OF THE CASE STUDIES' TEXTS*

Jorge Miguel Proença e António Sousa Gago; João Appleton, Jorge Gonçalves Pereira, Jorge Meneses, Válder Lúcio, Fernando Rodrigues, Joaquim de Almeida, Filipe Feio, Miguel Villar, João Vaz, João Leite Garcia, Eduardo Monteiro, José Delgado, Pedro Ribeiro, Ricardo Pinto, Ana Rita Branco, Rui Duarte e João Ferreira

EDIÇÃO DE DESENHOS CAD *CAD DRAWING EDITION*

Mariana Pedroso Gouveia

REVISÃO *PROOFS READING*

Cristina Menezes

TRADUÇÃO INGLESA *ENGLISH TRANSLATION*

Jean Ann Burrows

DESIGN GRÁFICO E PRÉ-IMPRESSÃO *GRAPHIC DESIGN AND PREPRESS*

ARGUMENTUM – João Martins

PRODUÇÃO *PRODUCTION*

ARGUMENTUM – Edições, Estudos e Realizações

IMPRESSÃO *PRINTING*

PRINTER PORTUGUESA, SA

TIRAGEM *PRINT RUN*

1 000 exemplares *copies*

DEPÓSITO LEGAL *LEGAL DEPOSIT* 336 532/11

ISBN 978-989-96106-7-5

Edição bilingue Português-Inglês *Portuguese-English bilingual edition*  
Dezembro de 2011 *December 2011*

# Acrónimos

## Acronyms

DGCE – Direcção-Geral das Construções Escolares  
*Directorate General of School Buildings*

DGEE – Direcção-Geral de Equipamentos Escolares  
*Directorate General of School Facilities*

EC8 – Eurocódigo 8: Projecto de Estruturas para Resistência aos Sismos  
*Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance*

ICIST – Instituto de Engenharia de Estruturas, Território e Construção  
*Institute for Structural Engineering, Territory and Construction, a research unit of IST*

IST – Instituto Superior Técnico

JCETS – Junta das Construções para o Ensino Técnico e Secundário  
*Board for Constructions for Technical and Secondary Schools*

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil  
*National Laboratory for Civil Engineering*

ME – Ministério da Educação  
*Ministry of Education*

MOP – Ministério das Obras Públicas  
*Ministry of Public Works*

RBA – Regulamento de Betão Armado  
*Code for Reinforced Concrete*

REBA – Regulamento de Estruturas de Betão Armado  
*Code for Reinforced Concrete Structures*

REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado  
*Code for Reinforced and Prestressed Concrete Structures*

RSAAEP – Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes  
*Code for Safety and Actions for Building and Bridge Structures*

RSCCS – Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos  
*Code for Building Safety against Earthquakes*

RSEP – Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes  
*Code for Building and Bridge Loads*

Salvo indicação, as fotografias publicadas são dos autores dos textos. As fontes ou créditos estão indicados dentro de parêntesis.

*All photo credits to the authors of the texts except where indicated. In these cases the sources or credits are indicated in parentheses.*

# Índice

## Index

- 8 A componente de segurança estrutural no Programa de Modernização das Escolas  
*The structural safety component in Schools Modernization Programme*  
Teresa V. Heitor
- 10 Edifícios escolares seguros contra sismos: o compromisso dos engenheiros e arquitectos para com as crianças  
*Seismically safe school buildings: the debt engineers and architects owe kids*  
Polat Gülkan
- 12 Prefácio *Preface*  
Jorge Miguel Proença e *and* António Sousa Gago
- 14 **1. ENQUADRAMENTO E JUSTIFICAÇÃO** *BACKGROUND AND JUSTIFICATION*  
Jorge Miguel Proença e *and* António Sousa Gago
- 44 **2. CARACTERIZAÇÃO CONSTRUTIVA E ESTRUTURAL DA REDE PÚBLICA DE ESCOLAS SECUNDÁRIAS – ZONAS CENTRO E SUL DE PORTUGAL**  
*CONSTRUCTIVE AND STRUCTURAL CHARACTERIZATION OF PUBLIC SECONDARY SCHOOLS – CENTRAL AND SOUTHERN PORTUGAL*  
António Sousa Gago e *and* Jorge Miguel Proença
- 66 **3. REFORÇO DE ESTRUTURAS E DE FUNDAÇÕES. CASOS DE ESTUDO**  
*STRENGTHENING THE STRUCTURES AND FOUNDATIONS. CASE STUDIES*
- 68 Escola Básica e Secundária de Passos Manuel, Lisboa  
João Appleton e *and* Pedro Ribeiro
- 78 Escola Secundária de Camões, Lisboa  
João Appleton e *and* José Delgado
- 88 Escola Secundária de Pedro Nunes, Lisboa  
João Leite Garcia e *and* Ana Rita Branco
- 96 Agrupamento de Escolas de D. Filipa de Lencastre, Lisboa  
João Leite Garcia e *and* Ana Rita Branco
- 108 Escola Secundária de Sá da Bandeira, Santarém  
Miguel Villar, António Sousa Gago e *and* Jorge Miguel Proença
- 114 Pólo de Educação e Formação de D. João de Castro, Lisboa  
Miguel Villar, António Sousa Gago e *and* Jorge Miguel Proença
- 122 Escola Secundária de Sebastião da Gama, Setúbal  
Fernando Rodrigues
- 128 Escola Secundária de D. Inês de Castro, Alcobaça  
Válter Lúcio
- 138 Escola Secundária de Rainha D. Leonor, Lisboa  
Fernando Rodrigues e *and* Jorge Miguel Proença
- 146 1.º Projecto Normalizado destinado a escolas industriais e comerciais *1<sup>st</sup> Standard Design for industrial and commercial schools*, Estremoz, Lisboa e *and* Agualva-Cacém  
Eduardo Monteiro e *and* Afonso Duarte; Jorge Gonçalves Pereira; João Vaz
- 156 Escola Secundária de Padre António Vieira, Lisboa  
Jorge Meneses e *and* Ricardo Pinto
- 164 Escola Básica e Secundária de Dr Azevedo Neves, Amadora  
Joaquim de Almeida, António Sousa Gago e *and* Jorge Miguel Proença
- 172 Escola Secundária de Camilo Castelo Branco, Carnaxide – Oeiras  
Filipe Feio, Jorge Miguel Proença e *and* António Sousa Gago
- 178 **4. ANEXOS** *APPENDICES*
- 180 Nota biográfica dos autores *Biographical note of the authors*
- 188 Bibliografia *Bibliography*

## THE STRUCTURAL SAFETY COMPONENT IN SCHOOLS MODERNIZATION PROGRAMME

Following the two publications that make up this collection, the present volume aims to show the assessment activities and interventions of seismic structural strengthening carried out under the retrofitting works prescribed in the Public Secondary Schools Modernization Programme.

The first volume, “Liceus, escolas técnicas e secundárias” is an evolutionary reading of the production of buildings destined for public secondary education in Portugal since the late nineteenth century. The analytical effort was directed toward the understanding of architectural expression and corresponding spatial, formal and constructive grammar, in the light of reforms in the Portuguese education system. According to its functional typology, school buildings were divided into four groups: lyceum buildings, technical and vocational education buildings, standard design and non-typified buildings. This classification enables us to link the period when the schools were built with the spatial planning, architectural models and construction processes and to diagnose the current situation and necessary interventions.

The second volume, “Parque Escolar 2007-2011, intervenção em 106 escolas” describes a series of interventions undertaken in the first stages of the modernization programme – the pilot stage and stages 1 and 2 – launched in 2007 and 2008. It explains the objectives of the Programme and the methodology employed by Parque Escolar, EPE, in its operation, through a series of factsheets which emphasize the functional reorganization of the buildings, while maintaining the classification adopted in the first volume.

The material now published explains the work that Parque Escolar, EPE, has done to upgrade and safeguard Portugal's school building heritage by restoring its physical and functional effectiveness with regard to the viability of their conditions of structural safety and seismic strengthening.

This component of assessment and seismic strengthening can find some parallel programmes in countries with high risk of seismic activity, as is the case of Turkey, with Istanbul Seismic Risk Mitigation and Emergency Preparedness Project (ISMEP), initiated in 2006, or in Italy, as described by Grant (2006). Also of importance is the report by the Organisation for Economic Cooperation and Development (2004), through the Programme on Education Buildings, currently designated Centre for Effective Learning Environments, and the efforts made by this organization in order to define the guidelines to be adopted by Member States on the improvement of seismic safety of school buildings.

The main public secondary education school building stock in mainland Portugal currently includes about 400 schools. Of these, 23% were built before the end of the 1960s, just before or shortly after the publication of the Code for Building Safety against Earthquakes, RSCCS (Decree no. 41658, 1958), and 46% were built in the 1980s, with a significant proportion predating 1983, when the Code for Safety and Actions for Building and Bridge Structures, RSAEEP (Decree-law no. 235, 1983), and the Code for Reinforced and Prestressed Concrete Structures, REBAP (Decree-law no. 349-C, 1983), came into force.

Bearing in mind the criteria for checking structural safety established in the current codes, RSAEEP and REBAP, in cases where the levels of safety proved deficient, it was decided to apply structural reinforcement solutions to guarantee safety conditions. This component of the intervention was tested in the pilot phase of the modernization programme, being progressively adopted in subsequent phases, particularly in schools located in areas of Lisbon and Tagus Valley, Alentejo and Algarve, which have the highest seismicity in mainland Portugal. In a limited number of interventions Eurocode 8 (EC8) and the corresponding Portuguese National Annex (2010) were applied, which are regulations more updated than the RSAEEP.

The volume is organised by Professors Jorge Miguel Proença and António Sousa Gago, researchers from the Seismic Engineering and Seismology unit of the Instituto de Engenharia de Estruturas, Território e Construção (Institute for Structural Engineering, Territory and Construction) (ICIST), Instituto Superior Técnico (IST), with contributions also from the technical experts involved in the interventions chosen for the case studies.

Chapter 1 presents a retrospective analysis of seismic strengthening techniques for buildings and structures, highlighting the load bearing masonry walls and reinforced concrete structures cases. Based on a chronology of the seismic safety requirements and national codes for earthquake resistance and the design of reinforced concrete structures, the effects of seismic action to consider in the design of school buildings for three generations of codes: RSCCS and the Code for Building and Bridge Loads, RSEP (Decree-Law no. 44041, 1961), the RSAEEP; and EC8 are compared.

Chapter 2 deals with the constructive and structural characterization of buildings that are part of the public secondary schools in the central and southern Portugal and demonstrates the need for intervention in buildings whose projects are prior to publication of RSAEEP.

Chapter 3 consists of thirteen case studies, selected according to the classification adopted in previous volumes, illustrating the assessment activities and seismic structural reinforcement carried out.

Teresa V. Heitor  
Deputy Director – Parque Escolar, EPE

## A COMPONENTE DE SEGURANÇA ESTRUTURAL NO PROGRAMA DE MODERNIZAÇÃO DAS ESCOLAS

Na continuidade das duas publicações que integram esta colecção, este volume apresenta as acções de avaliação e reforço sísmico estrutural realizadas no âmbito do *Programa de Modernização das Escolas destinadas ao Ensino Secundário*.

O primeiro volume, "Liceus, escolas técnicas e secundárias", faz uma leitura evolutiva da produção de edifícios destinados ao ensino público secundário desde o final do século XIX. O esforço analítico foi dirigido para a compreensão da sua expressão arquitectónica e correspondente gramática espacial, formal e construtiva, à luz das reformas no sistema educativo português. De acordo com a sua tipologia funcional, os edifícios escolares foram distribuídos por quatro grupos: ensino liceal, ensino técnico e profissional, projectos-tipo e edifícios não tipificados. Esta classificação permitiu associar ao período da sua construção os respectivos programas de espaços, modelos arquitectónicos e processos construtivos, e suportar uma caracterização tipificada da situação actual (diagnóstico) e das intervenções necessárias.

O segundo volume, "Parque Escolar 2007-2011, intervenção em 106 escolas", é uma colectânea dos trabalhos desenvolvidos nas primeiras fases do *Programa de Modernização* – fases piloto, 1 e 2 – iniciadas em 2007 e 2008. Uma exposição dos objectivos do *Programa* e a metodologia seguida pela *Parque Escolar, EPE*, na sua operacionalização enquadram as fichas de caracterização das intervenções, mantendo a classificação adoptada no volume 1, onde se enfatiza a reorganização funcional dos edifícios.

O material agora publicado é resultado do trabalho de requalificação e salvaguarda do património escolar português, repondo-lhe eficácia física e funcional, no que diz respeito à viabilização das suas condições de segurança estrutural e reforço sísmico.

Esta componente de avaliação e reforço sísmico pode encontrar paralelo em alguns programas realizados em países com elevada sismicidade, como é o caso da Turquia, com o programa *Istanbul Seismic Risk Mitigation and Emergency Preparedness Project* (ISMEP), iniciado em 2006 na região de Istambul, ou da Itália, como referido por Grant (2006). Registe-se ainda o trabalho publicado pela Organização para a Cooperação e Desenvolvimento Económico (OCDE, 2004), através do *Programme on Education Buildings* (PEB), actualmente designado *Centre for Effective Learning Environments* (CELE), e os esforços desenvolvidos pela organização na definição de linhas mestras a serem adoptadas pelos estados-membros relativas à melhoria das condições de segurança sísmica dos edifícios escolares.

Em Portugal continental, a rede pública principal de edifícios destinados ao ensino secundário conta cerca de 400 escolas. Destas, 23% foram construídas até ao final da década de 1960, antes ou pouco depois da publicação do Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos, RSCCS (Decreto n.º 41658/58), e 46% foram construídas na década de 1980, parte significativa das quais antes de 1983, data em que o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, RSAEEP (Decreto-Lei n.º 235/83), e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado, REBAP (Decreto-Lei n.º 349-C/83), entraram em vigor.

Nos casos em que, face aos critérios de verificação da segurança estrutural definidos na regulamentação em vigor, RSAEEP e REBAP, os níveis de segurança se mostraram insuficientes, optou-se pela aplicação de medidas de reforço estrutural. Esta componente da intervenção foi testada na fase piloto do *Programa de Modernização*, e progressivamente adoptada nas subseqüentes fases, designadamente nas escolas situadas nas zonas de Lisboa e Vale do Tejo, Alentejo e Algarve, regiões de maior sismicidade do território continental. Num número limitado de intervenções aplicou-se o Eurocódigo 8 (EC8) e correspondente Anexo Nacional (NP EN 1998-1: 2010), um regulamento mais actual do que o RSAEEP.

A edição é organizada pelos Professores Jorge Miguel Proença e António Sousa Gago, investigadores do núcleo de Engenharia Sísmica e Sismologia do Instituto de Engenharia de Estruturas, Território e Construção (ICIST) do Instituto Superior Técnico, com os contributos dos técnicos especialistas envolvidos nas intervenções seleccionadas como casos de estudo.

No capítulo 1 é feita uma análise retrospectiva de técnicas de reforço sísmico de edifícios, destacando as estruturas de paredes portantes de alvenaria e de betão armado. Com base numa cronologia das exigências de segurança sísmica e na regulamentação nacional para resistência aos sismos e para o dimensionamento das estruturas de betão armado, é comparada a severidade dos efeitos da acção sísmica a considerar no dimensionamento de edifícios escolares para as três gerações de regulamentos: o RSCCS e o Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes, RSEP (Decreto n.º 44041/61); o RSAEEP; e o EC8.

O capítulo 2 trata da caracterização construtiva e estrutural dos edifícios que integram a rede pública de escolas secundárias nas zonas Centro e Sul de Portugal e demonstra a necessidade de intervenção em edifícios cujos projectos são anteriores à publicação do RSAEEP.

O capítulo 3 é constituído por treze casos de estudo, seleccionados de acordo com a classificação adoptada nos volumes anteriores, que ilustram as acções de avaliação e de reforço sísmico estrutural realizadas.

Teresa V. Heitor

Vogal do Conselho de Administração – Parque Escolar, EPE

## SEISMICALLY SAFE SCHOOL BUILDINGS: THE DEBT ENGINEERS AND ARCHITECTS OWE KIDS

School buildings are more than just engineered facilities where kids learn from their teachers the basic skills of life. They reflect many of the esthetic and social values of the communities that build them in terms of their visible attributes. Their size and physical features embody messages of the well being of those who created them. School buildings come in many different sizes and shapes and materials. They can be very new or several centuries old. Their structural characteristics vary across the spectrum of buildings. They are also places where many community functions are held: theatrical performances, social assemblies or sports activities. In many countries schools serve also as emergency shelters when disasters strike. But one important aspect of a school building separates it from many other varieties of buildings: it is where governments of all levels hold parents responsible to send their children to acquire what they consider as the basic level of education and skill they consider necessary for those communities they represent. It is for that reason alone that we cannot afford to build school buildings that represent a threat to life and limb for anyone. It is unconscionable to mandate school attendance without ensuring that those buildings are safe against disasters for anyone to spend a substantial part of their daily routine. School buildings represent challenges for engineers and architects to create spaces where functionality, attractiveness and safety should converge. Secondary and tertiary education school buildings are no less critical in terms of the functions that they provide, so their safety is no less important.

Many seismically perilous countries are stuck with a school building stock at all levels that does not meet current safety standards. Assessment and intervention measures are in a stage of development and perfection. Pre-emptive intervention for strengthening is costly, highly intrusive and perhaps raises more worries in the minds of some parents than it alleviates. This concern is misplaced because the state-of-the-practice in building retrofitting has advanced to a point where seismically deficient buildings can be identified and prioritized using tools that have been developed during the last several decades. In many cases, decisions for school building retrofitting have been formulated in a way that enables building modernization to be coupled to it so that the end product is not only a more seismically robust building, but a more attractive one as well. The Field Act for School Building Safety that was passed in California in 1933 immediately after the Long Beach earthquake serves as a general framework for requiring school administrations to ensure that no school escapes the stringent inspection and quality requirements for seismic capacity. Thanks to the framework crafted for enforcing the Field Act, no child attending a school in California has lost his life since that law went into effect. Following bitter experiences of school building collapses (notably in Turkey in 2003, Pakistan in 2005 and China in 2008) many of those countries have initiated programs to eliminate seismically sub-standard school buildings in their inventory. In many cases the task is huge, costly and progress slow. Yet, we all agree that it is an obligation we all owe to succeeding generations. The fulfillment of this obligation is well within the grasp of earthquake structural engineers thanks to the experience and advancement that have been accomplished during the last half century.

In this bilingual book, Professor Jorge Miguel Proença with Professor António Sousa Gago, summarize the experience of Parque Escolar, an independent stated-owned company charged of the rehabilitation of more than 330 schools in mainland Portugal.

The Parque Escolar project documentation of the experience summarized here is a worthwhile addition to our literature. It deserves to serve as a perfect example for the success that can be realized when political will and technical know-how are combined in ensuring that lives and limbs of kids attending schools will not be threatened by earthquakes.

**Polat Gülkan**

President – International Association for Earthquake Engineering

## EDIFÍCIOS ESCOLARES SEGUROS CONTRA SISMOS: O COMPROMISSO DOS ENGENHEIROS E ARQUITECTOS PARA COM AS CRIANÇAS

Os edifícios escolares são mais do que meras instalações nas quais as crianças aprendem com os seus professores as competências básicas da vida. Os seus atributos visíveis reflectem muitos dos valores estéticos e sociais das comunidades que os constroem. As suas dimensões e características físicas corporizam mensagens de bem-estar da parte dos que os criaram. Os edifícios escolares apresentam-se com diferentes dimensões, formas e materiais. Podem ser muito recentes ou terem já vários séculos de existência. As suas características estruturais variam com a diversidade das construções. São também locais em que se realizam muitas das funções comunitárias: representações teatrais, reuniões sociais ou actividades desportivas. Em muitos países as escolas servem ainda de abrigos de emergência quando ocorrem desastres. Mais um aspecto importante distingue o edifício escolar dos restantes tipos de edifícios: é o local para onde os pais – responsabilizados pelos governos de todos os níveis – têm de enviar os seus filhos a fim de adquirirem o nível básico de instrução e de competência que esses governos consideram necessário para as comunidades que representam. É por essa única razão que não podemos dar-nos ao luxo de construir edifícios escolares que constituam uma ameaça para a vida ou um risco para os seus ocupantes. Torna-se irresponsável determinar a escolaridade obrigatória sem uma prévia garantia de que os edifícios são seguros contra desastres para todos os que aí dependem uma parte substancial da sua rotina diária. Os edifícios escolares constituem desafios para engenheiros e arquitectos criarem espaços nos quais a funcionalidade, a atractividade e a segurança devem convergir. Os edifícios do ensino secundário não são menos cruciais quanto às funções que proporcionam, pelo que a sua segurança é também não menos importante.

Muitos dos países com elevado risco sísmico estão presos a um parque escolar, a todos os níveis de ensino, que não cumpre os requisitos de segurança actuais. As medidas de avaliação e de intervenção encontram-se em fase de desenvolvimento e de aperfeiçoamento. As intervenções preventivas de reforço são onerosas, altamente intrusivas, e levantam às vezes mais receios nas mentes de alguns pais do que aliviam as suas preocupações. Esta inquietação é deslocada uma vez que o estado actual do conhecimento sobre o reforço de edifícios permite identificar os edifícios com deficiências de resistência aos sismos e estabelecer prioridades de intervenção, recorrendo a ferramentas de avaliação desenvolvidas nas últimas décadas. Em muitos casos, as decisões para o reforço dos edifícios escolares têm sido formuladas de tal modo que permitem a modernização paralela dos edifícios, de forma que o produto final consiste não só em edifícios mais robustos do ponto de vista sísmico, mas também em edifícios mais atraentes. A “Lei Field para a Segurança Sísmica das Escolas” que foi aprovada na Califórnia em 1933, imediatamente após o terramoto de Long Beach, serve de enquadramento geral para exigir às administrações escolares a garantia de que nenhuma escola escapa aos exigentes requisitos de inspecção e de qualidade da avaliação sísmica. Graças ao enquadramento desenvolvido para a aplicação da Lei Field, nenhuma criança frequentando uma escola na Califórnia perdeu a vida desde que essa lei entrou em vigor. Na sequência de experiências amargas de colapso de edifícios escolares (nomeadamente na Turquia em 2003, no Paquistão em 2005 e na China em 2008) muitos desses países iniciaram programas para eliminar do seu parque escolar edifícios com características insuficientes de resistência sísmica. Em muitos casos a tarefa é enorme e onerosa e o seu progresso tem sido lento. No entanto, todos concordamos que esta é uma obrigação que temos para com as gerações vindouras. O cumprimento desta obrigação está perfeitamente ao alcance dos engenheiros estruturais com especialização sísmica, graças à experiência e aos avanços que se têm realizado no último meio século.

Neste livro bilingue, os Professores Jorge Miguel Proença e António Sousa Gago resumem a experiência da *Parque Escolar*, uma entidade pública empresarial responsável pela requalificação de mais de 330 escolas em Portugal continental.

A documentação da experiência aqui resumida é uma valiosa contribuição para a nossa literatura especializada. Merece servir como um exemplo perfeito para o sucesso que pode ser encontrado quando a vontade política e o conhecimento técnico se conjugam para assegurar que os terremotos não ameaçam a vida nem põem em risco as crianças que frequentam as escolas.

Polat Gülkan

Presidente – *International Association for Earthquake Engineering*

## PREFACE

In 2008, ICIST, a research unit from IST, started the co-operation with Parque Escolar, EPE, aimed at the seismic vulnerability assessment and the definition of general strengthening solutions for school buildings to be subjected to interventions within the scope of the Secondary Schools Modernization Programme.

The initial study performed by ICIST, exploratory in nature, focused on the main building of the D. João de Castro Education and Training Centre, in Lisbon, led to the decision shared among all those participating that the structure should be structurally strengthened. More important than the definition of the adopted solution, one should note that this was developed based on a series of experimental tests, comprising in situ testing of unreinforced and reinforced load bearing walls, whose results were considered in the numerical models with which the general strengthening solution was further validated, as well as of many others to come. The results of the implementation of this study, both in the design and construction phases, and the favourable opinion of all the remaining participants – developer, structural designer, supervisor and contractor – have led Parque Escolar, as developer, to extend and progressively generalise this type of interventions in the succeeding phases of the Modernization Programme.

The studies by ICIST were focused in the school buildings designed prior to 1983, the year in which the present structural design codes of practice (RSAEEP and REBAP) came into force, located in the more earthquake hazardous regions of mainland Portugal, selecting at least one building from the group of building typologies to be found in the national secondary school building stock. Invariably these studies have pointed out to insufficient earthquake resistance, either resulting from the increased vulnerability of certain building typologies (i.e., buildings with load bearing masonry walls, with timber and even with reinforced concrete slab floor structures) or of the requirements, presently insufficient, set by early generations of structural design codes (RSCCS, of 1958, and RSEP, of 1961). The strengthening solutions are naturally dependent on the existing structural and building typologies, and, moreover, these also present a significant diversity within each of the former building typologies due to individualistic designer approaches.

The seismic strengthening actions on buildings, performed within the scope of the Modernization Programme, make up, undoubtedly, the first massive intervention of the sort at national level. At international level this initiative can also be considered outstanding and paradigmatic, especially by the large scale and the short execution period. The awareness of these unique characteristics of the Modernization Programme has led the authors to a proposal, readily accepted, to the Administration Board of Parque Escolar that it should be registered in a book.

This book comprises the presentation of a set of thirteen interventions carried out in buildings built in different periods, from early 20th century till the 1960 to 1980 decades, in such a way that they illustrate the diversity and the prevailing trends for seismic strengthening structural design, and, indirectly, represent the vitality of the Portuguese civil engineering. One should however note that there was no active involvement of ICIST in some of the interventions chosen to illustrate this purpose.

The seismic strengthening interventions here presented rely heavily on the increase of the buildings' global strength, implicitly assuming force-based analyses, paying also some attention to control, limitation and regularization of lateral displacements, as well as to aspects related to the forestalling of local collapse mechanisms.

The dissemination of the unique characteristics of this component of the Modernization Programme, which can be considered as one of the objectives of both Parque Escolar and ICIST, makes up an extended invitation to the disclosure of a novel field of structural engineering applications in Portugal.

Jorge Miguel Proença and António Sousa Gago  
Researchers – ICIST

## PREFÁCIO

No ano de 2008 o Instituto de Engenharia de Estruturas, Território e Construção (ICIST) do Instituto Superior Técnico iniciou colaboração com a Parque Escolar, EPE, para avaliação da segurança sísmica e a definição de soluções gerais de reforço nos edifícios escolares a intervir no *Programa de Modernização das Escolas do Ensino Secundário*.

O primeiro estudo realizado pelo ICIST, de carácter exploratório, teve como objecto o edifício principal do Pólo de Educação e Formação de D. João de Castro, em Lisboa, tendo-se verificado a concordância de todos os intervenientes quanto à necessidade de o reforçar estruturalmente. Mais importante do que a solução aí concretizada foi a sua validação experimental, mediante ensaios de carga *in situ* de paredes não reforçadas e reforçadas, que permitiu extrair resultados para a definição dos modelos numéricos do edifício em estudo e de outros que vieram a ser objecto de análise. Os resultados da implementação deste estudo, no projecto e na obra, e a opinião positiva que obteve de todos os restantes intervenientes – dono de obra, projectistas, fiscalizações e empreiteiros – levaram a Parque Escolar, como dono de obra, a alargar, e a generalizar progressivamente, este tipo de análises nas fases subsequentes do *Programa de Modernização*.

Estudaram-se os edifícios escolares projectados anteriormente a 1983, ano de entrada em vigor da actual regulamentação sobre estruturas (RSAEEP e REBAP), localizados nas zonas de maior sismicidade de Portugal continental e seleccionando pelo menos um edifício de cada uma das tipologias do parque escolar nacional. Os estudos realizados vieram invariavelmente comprovar a sua insuficiente resistência sísmica, resultante da maior vulnerabilidade de certas tipologias construtivas (por exemplo, os edifícios de paredes portantes em alvenaria, com estruturas de piso em madeira ou em lajes de betão armado) e dos requisitos, hoje ultrapassados, impostos pelas primeiras gerações de regulamentos para o projecto de estruturas (o RSCCS, de 1958, e o RSEP, de 1961). As soluções de reforço desenvolvidas distinguem-se, naturalmente, de acordo com a solução construtiva e estrutural preexistente, verificando-se uma grande diversidade de abordagens introduzidas pelos vários projectistas.

As acções de reforço sísmico de edifícios executadas no âmbito do *Programa de Modernização* constituem a primeira acção do género, massificada, a nível nacional. A nível internacional trata-se, também, de uma iniciativa singular e exemplar, sobretudo pela sua dimensão e pelo seu curto período de execução. Foi perante a percepção do carácter único desta componente de intervenção do *Programa de Modernização* que os autores lançaram o repto, prontamente aceite, ao Conselho de Administração da Parque Escolar para a deixar registada.

Apresenta-se neste livro um conjunto de treze intervenções em edifícios construídos em diferentes épocas, desde o início do século XX até às décadas de 1960 a 1980, que testemunham tanto a diversidade de soluções como as tendências dominantes adoptadas nos projectos de reforço sísmico e que ilustram a vitalidade da engenharia civil em Portugal. Deve ainda referir-se que não houve participação directa do ICIST em algumas das intervenções seleccionadas.

As acções de reforço sísmico documentadas apostam no aumento da resistência global das construções, admitindo análises baseadas em forças, não descurando algumas considerações de controlo, limitação e regularização dos deslocamentos, assim como aspectos relacionados com o protelamento de mecanismos de colapso locais.

A divulgação do carácter único desta componente do *Programa de Modernização*, enquadrada nas missões da Parque Escolar e do ICIST, é assim um convite, alargado, ao conhecimento de um novo campo de actuação da engenharia de estruturas em Portugal.

Jorge Miguel Proença e António Sousa Gago  
Investigadores – ICIST

**1.**

# **Enquadramento e Justificação**

## ***Background and Justification***

## BACKGROUND AND JUSTIFICATION

Jorge Miguel Proença and António Sousa Gago

16

### 1 – TIME-FRAME FOR SEISMIC SAFETY REQUIREMENTS IN BUILDINGS IN PORTUGAL (REGULATIONS)

The constructive solutions adopted for public school buildings developed significantly from the end of the 19<sup>th</sup> century and throughout the 20<sup>th</sup> century. These solutions kept abreast of the trends in the use of materials seen in general construction, sometimes even anticipating them. School buildings constructed under the direct supervision of state bodies are, as a rule<sup>1</sup>, some of the finest examples of construction of the time, crystallising what were regarded as the most advanced and best quality constructive solutions and techniques. They thus reflect the requirements set by contemporary building design codes. It is interesting in this context to look at the time-frame of the Portuguese codes for earthquake resistance and for designing reinforced concrete structures (table 1).

Prior to 1918 building construction was not regulated in terms of structural safety requirements and what might be called “rules of good practice” prevailed. Resistance to earthquakes relied on a structural system known as the gaiola pombalina (Pombaline cage, figure 1), which was developed in the wake of the Lisbon earthquake of the 1<sup>st</sup> November 1755. Some of the load bearing masonry walls of these buildings consisted of an enclosed wooden sub-structure which formed a braced structural system designed to support flooring in the event of an earthquake and the foreseeable collapse of the masonry components.

Inasmuch as the memory of the earthquake faded, the Pombaline cage structural system was steadily lightened and simplified, giving rise to buildings known as gaioleiros whose masonry bearing walls ceased to contain a coherent wood sub-structure as a brace. The best examples of gaioleiro buildings

<sup>1</sup> The exceptions to this rule correspond to building periods (or contracts) with limited supervision or to bets in some of the so called industrialized structural solutions.

Date	Regulation	Description
– 1755	None	
1755-1918	None (?)	Constructive practice. Construction of the Pombaline cage after the 1755 Lisbon earthquake. Structural system progressively lightened to give way to the gaioleiros buildings.
1918		Code for Reinforced Concrete (Decree no. 4036 of 28 March). Missing.
1935	RBA	Code for Reinforced Concrete (Decree no. 25948 of 16 October). Missing.
1958	RSCCS	Code for Building Safety against Earthquakes (Decree no. 41658 of 31 May). Initial zoning of the territory and use of the seismic coefficient method (equivalent static analysis).
1961	RSEP	Code for Building and Bridge Loads (Decree no. 44041 of 18 November). Revision of the RSCCS essentially keeping the same approach. Inclusion of seismic action in the context of the other loads. Exacerbation of seismic coefficients on unfavourable ground for foundations or constructions lacking non-structural bracing elements.
1967	REBA	Code for Reinforced Concrete Structures (Decree no. 47723 of 20 May).
1983	RSAAEP and REBAP	Code for Safety and Actions for Building and Bridge Structures (Decree-law 235/83 of 31 May) and Code for Reinforced and Prestressed Concrete Structures (Decree-law 349-C/83 of 30 July). Dynamic analysis or lateral force method of analysis. More objective introduction of the concept of ductility. Care and differentiation in detailing of reinforced concrete structures. Differentiations of acceptable seismic risk does not objectively consider schools.
2010	EC8	Eurocode 8 (NP EN 1998-1:2010). Multiplication of analytical methods, in-depth studies on seismicity, better differentiation of seismic risk taking into account the importance of constructions (explicitly considers schools). Introduction of damage limitation requirement.

Table 1 – Temporal evolution of requirements for design of seismic resistant structures

## 1 – APRESENTAÇÃO CRONOLÓGICA DAS EXIGÊNCIAS DE SEGURANÇA SÍSMICA EM EDIFÍCIOS EM PORTUGAL (REGULAMENTOS)

As soluções construtivas adoptadas nos edifícios escolares públicos evoluíram significativamente no decurso do final do século XIX e durante o século XX, acompanhando a evolução no uso dos materiais observada na construção em geral (em alguns casos, antecipando-a). Os edifícios escolares construídos sob tutela directa dos diversos organismos do Estado constituem em regra<sup>1</sup> dos melhores exemplos da construção de época, cristalizando o que se considerava serem as soluções e técnicas construtivas mais avançadas e de maior qualidade, reflectindo dessa forma os requisitos estabelecidos pela regulamentação contemporânea aplicável ao projecto de edifícios. É interessante neste contexto analisar a evolução temporal da regulamentação nacional para resistência aos sismos e para o dimensionamento das estruturas de betão armado (quadro 1).

Anteriormente a 1918 a construção de edifícios não se encontrava regulamentada em termos dos requisitos de segurança estrutural, prevalecendo o que poderiam ser designadas por “regras de boa prática”. A resistência aos sismos das construções era assegurada pela adopção do sistema estrutural conhecido por “gaiola pombalina” (figura 1), que surgiu na sequência do terramoto de Lisboa de 1 de Novembro de 1755. Algumas das paredes portantes de alvenarias desses edifícios compreendiam uma



Fig. 1 – Maquete de estrutura de edifício pombalino (Museu de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico)  
Model of a Pombaline structure

<sup>1</sup> As excepções a esta regra correspondem a períodos de construção (ou empreitadas) com menor controlo ou a apostas em algumas soluções industrializadas.

Data	Regulamento	Descrição
– 1755	Inexistente	
1755 -1918	Inexistente (?)	Prática construtiva. Construção da gaiola pombalina, posterior ao terramoto de Lisboa, 1755. Sistema estrutural progressivamente aligeirado, tendo dado origem aos edifícios "gaioleiros".
1918		Regulamento para o Emprêgo do Beton Armado (Decreto n.º 4036, de 28 de Março). Omisso.
1935	RBA	Regulamento de Betão Armado (Decreto n.º 25948, de 16 de Outubro). Omisso.
1958	RSCCS	Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos (Decreto n.º 41658, de 31 de Maio). Zonamento inicial do território e utilização do método do coeficiente sísmico (análise estática equivalente).
1961	RSEP	Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (Decreto n.º 44041, de 18 de Novembro). Revisão do RSCCS mantendo no essencial a mesma abordagem. Inclusão da acção sísmica no contexto das restantes solicitações. Agravamento dos coeficientes sísmicos em terrenos de fundação desfavoráveis ou construções sem elementos não estruturais de travamento.
1967	REBA	Regulamento de Estruturas de Betão Armado (Decreto n.º 47723, de 20 de Maio).
1983	RSAEEP e REBAP	Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (Decreto-Lei n.º 235/83, de 31 de Maio) e Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (Decreto-Lei n.º 349-C/83, de 30 de Julho). Análise dinâmica ou estática equivalente. Introdução mais objectiva do conceito de ductilidade. Cuidado e diferenciação na pormenorização de estruturas de betão armado. A diferenciação do risco sísmico aceitável não contempla objectivamente as instalações escolares.
2010	EC8	Eurocódigo 8 (NP EN 1998-1:2010). Multiplicação dos métodos de análise, aprofundamento dos estudos de sismicidade, maior diferenciação do risco sísmico tendo em conta a importância das construções (considerando explicitamente as escolas). Introdução da exigência de limitação de danos.

Quadro 1 – Evolução temporal dos regulamentos para o projecto de estruturas para resistência aos sismos

in the housing stock are the new neighbourhoods arising from Lisbon's expansion to the west and north in the last quarter of the 19<sup>th</sup> and first quarter of the 20<sup>th</sup> centuries. These buildings either do not usually have the above-mentioned wooden bracing sub-structure, or else it is incomplete. The resistant vertical members consist of masonry, stone or solid brick walls. The flooring is still wholly wooden, which suggests the lack of any beneficial effect of a rigid diaphragm provided by the floor slabs.

### 1.1 – Code for Reinforced Concrete of 1918 and RBA of 1935

Improved understanding of reinforced concrete in the 1930s led to the appearance of *edifícios de placa*, buildings which signalled the transition between those made wholly of masonry and those made wholly of reinforced concrete. The vertical resistant members in these buildings were almost always masonry walls. The floor slabs were made of reinforced concrete (hence the name of this type of building *de placa* or 'slab' buildings), as were some of the supporting beams whenever larger, unencumbered spaces were needed. The period between the 1930s and 1960s saw a progressive increase in the inclusion of reinforced concrete elements and structures started to contain columns and beam-column frames.

The structural codes applicable to buildings in this period – codes for reinforced concrete published in 1918 and 1935 – failed to cover seismic action safety.

According to Júlio Appleton (2005) the 1918 and 1935 codes indicate the composition of normal concrete (amounts of cement, sand and gravel). The concrete strength is described by the results of compression tests on cube specimens with a 20cm edge at 28 days, which should have a minimum value of 120kg/cm<sup>2</sup> (1918 code) and 180kg/cm<sup>2</sup> (1935 code). The steel available at the time was mostly smooth bars of natural hardness with a minimum tensile strength of 3 800 to 4 600kg/cm<sup>2</sup> (1918) or above 3 700kg/cm<sup>2</sup> (1935). Such steels have high ductility in tension, whose failure strain would be more than 22% (1918) or 24% (1935).

In the 1935 code for reinforced concrete safety checks consisted of comparing the stress values for the design loads and allowable stress values generally known as "fatigue limits" of the concrete. The allowable stress values were calculated by dividing the resistant stresses by relatively high safety factors, which gave the safety margin sought. The calculation of the stresses due to loading was based on the hypothesis of elastic behaviour of the concrete and steel (calculated in the elastic phase).

### 1.2 – RSCCS of 1958 and RSEP of 1961

The end of the 1950s and the start of the 1960s and coinciding, interestingly, with the publication of the first code for seismic resistance, the RSCCS (1958), marked the sudden transition to structures made entirely of reinforced concrete. Masonry (usually clay hollow bricks) is still used to close the envelope and separate interior spaces, but it does not have resistant functions. In code terms the RSCCS appeared providing the general guidelines described below.

The key purpose defined by these codes was to prevent collapse in the event of what it called a "violent earthquake", though accepting that constructions would suffer significant damage.

Structures built in strong to medium seismic zones would have to explicitly prove their resistance to a set of horizontal forces held to act simultaneously with the vertical forces generated by other actions. The horizontal forces are calculated by the "seismic coefficient method", i.e., by the product of the vertical forces of the elements (loads) by a coefficient – the seismic coefficient, here denoted by the variable 'c'. For buildings, the set of horizontal forces applied simultaneously to all floors is determined such that each of those forces is found from the product of the load associated with that floor by the seismic coefficient. This rule implies a uniform distribution in elevation of the horizontal accelerations. The contribution of the structural and non-structural elements is considered in the load associated with the floor, as are the so-called "permanent overloads". Figure 2 shows an example of the distribution rule of the horizontal forces for a building having a constant distance between floors and constant floor loads.

The seismic coefficient values are stipulated in the RSCCS and take into account the location of the construction – A (strong seismicity) to B (medium seismicity) – in accordance with the seismicity map (figure 3). There is a zone C, too, (weak seismicity), not covered by the regulations. You can see that the contours of the various seismic zones do not coincide with municipal boundaries, contrary to what was subsequently adopted in the RSAEEP and EC8. Note that the RSCCS do not consider the effect of the

subestrutura inclusa em madeira que formava um sistema estrutural contraventado que teria por funções suportar os pavimentos na eventualidade de ocorrência de um sismo e do previsível colapso dos elementos em alvenaria.

À medida que se desvanecia a memória do terramoto, o sistema estrutural da gaiola pombalina foi progressivamente aligeirado e simplificado, tendo dado origem aos edifícios designados de “gaioleiros” em que paredes portantes de alvenaria deixaram de incluir uma subestrutura coerente de contraventamento em madeira. Os exemplos mais expressivos dos edifícios gaioleiros no parque habitacional correspondem aos novos bairros devidos à expansão de Lisboa, para Poente e Norte, verificada entre o último quartel do século XIX e o primeiro quartel do século XX. Esses edifícios geralmente já não apresentam a referida subestrutura de contraventamento em madeira, ou apresentam-na de forma incompleta. Os elementos verticais resistentes são constituídos por paredes de alvenaria, de pedra ou de tijolo maciço. Os pavimentos mantêm-se integralmente em madeira, o que deixa antever a inexistência do benéfico efeito de diafragma rígido conferido pelas lajes de piso.

### 1.1 – Regulamento para o Emprêgo do Beton Armado de 1918 e RBA de 1935

Na década de 1930, impulsionado pelo aprofundamento do conhecimento do betão armado, surgem os designados edifícios “de placa” que assinalam a transição entre os edifícios integralmente de alvenaria e os edifícios integralmente de betão armado. Nesses edifícios os elementos resistentes verticais são quase exclusivamente constituídos por paredes de alvenaria. As lajes de piso passam a ser de betão armado (de que resulta a designação desta tipologia construtiva), assim como algumas vigas que as suportam, nos casos em que havia necessidade de dispor de espaços desimpedidos mais amplos. Entre as décadas de 1930 e 1960 assiste-se a um progressivo aumento da incorporação de elementos de betão armado, passando as estruturas a incluir pilares e pórticos localizados.

Os regulamentos estruturais aplicáveis aos edifícios nesse período – regulamentos de betão publicados em 1918 e 1935 – eram omissos relativamente à verificação da segurança face à ação sísmica.

De acordo com Júlio Appleton (2005), nos regulamentos de 1918 e 1935 dão-se indicações quanto à composição a adoptar num betão normal (dosagens de cimento, areia e brita). A resistência do betão é descrita pelos resultados dos ensaios à compressão de provetes cúbicos de 20cm de aresta aos 28 dias, devendo apresentar um valor mínimo de 120kg/cm<sup>2</sup> (regulamento de 1918) e de 180kg/cm<sup>2</sup> (regulamento de 1935). O aço então disponível consiste sobretudo em varões lisos de aço de dureza natural com um valor mínimo da tensão de rotura de 3 800 a 4 600kg/cm<sup>2</sup> (1918), ou superior a 3 700kg/cm<sup>2</sup> (1935). Trata-se de aços com elevada ductilidade em tracção, cuja extensão após rotura deveria ser superior a 22% (1918) ou 24% (1935).

No regulamento de betão armado de 1935 as verificações de segurança consistiam na comparação entre os valores de tensões provocadas pelas solicitações de dimensionamento e os valores das tensões admissíveis (ou de segurança), vulgarmente designadas por “limites da fadiga” do betão. Os valores das tensões de segurança eram determinados dividindo as tensões resistentes por coeficientes de segurança, relativamente elevados, de que resultava a margem de segurança pretendida. O cálculo das tensões devidas às solicitações baseava-se na hipótese de comportamento elástico do betão e do aço (cálculo em fase elástica).

### 1.2 – RSCCS de 1958 e RSEP de 1961

Entre o final da década de 1950 e o início da década de 1960, curiosamente coincidente com a publicação do primeiro regulamento para a resistência aos sismos, o RSCCS (1958), assiste-se à transição brusca para as estruturas integralmente realizadas em betão armado. As alvenarias (geralmente de tijolo furado) subsistem no fecho da envolvente e na separação dos espaços interiores,

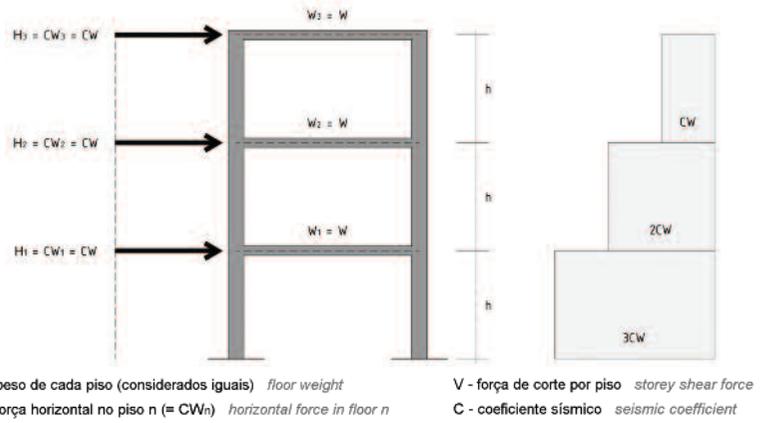


Fig. 2 – Regra de cálculo e de distribuição das forças horizontais. Método do coeficiente sísmico, RSCCS  
 Calculation and distribution rule for horizontal forces. Seismic coefficient method, RSCCS

type of ground, the type of construction, the dynamic characteristics of the structure (fundamental frequency) and the type of usage (importance of the building). But designers were allowed some freedom to consider a higher seismic coefficient whenever they believed that one or more of these aspects were particularly unfavourable. The RSCCS stipulated seismic coefficient values for groups of buildings and for single constructions. School buildings were usually regarded as “ordinary buildings” and so the seismic coefficient used for them was 0.10 (10%) or 0.05 (5%) for zones A and B respectively.

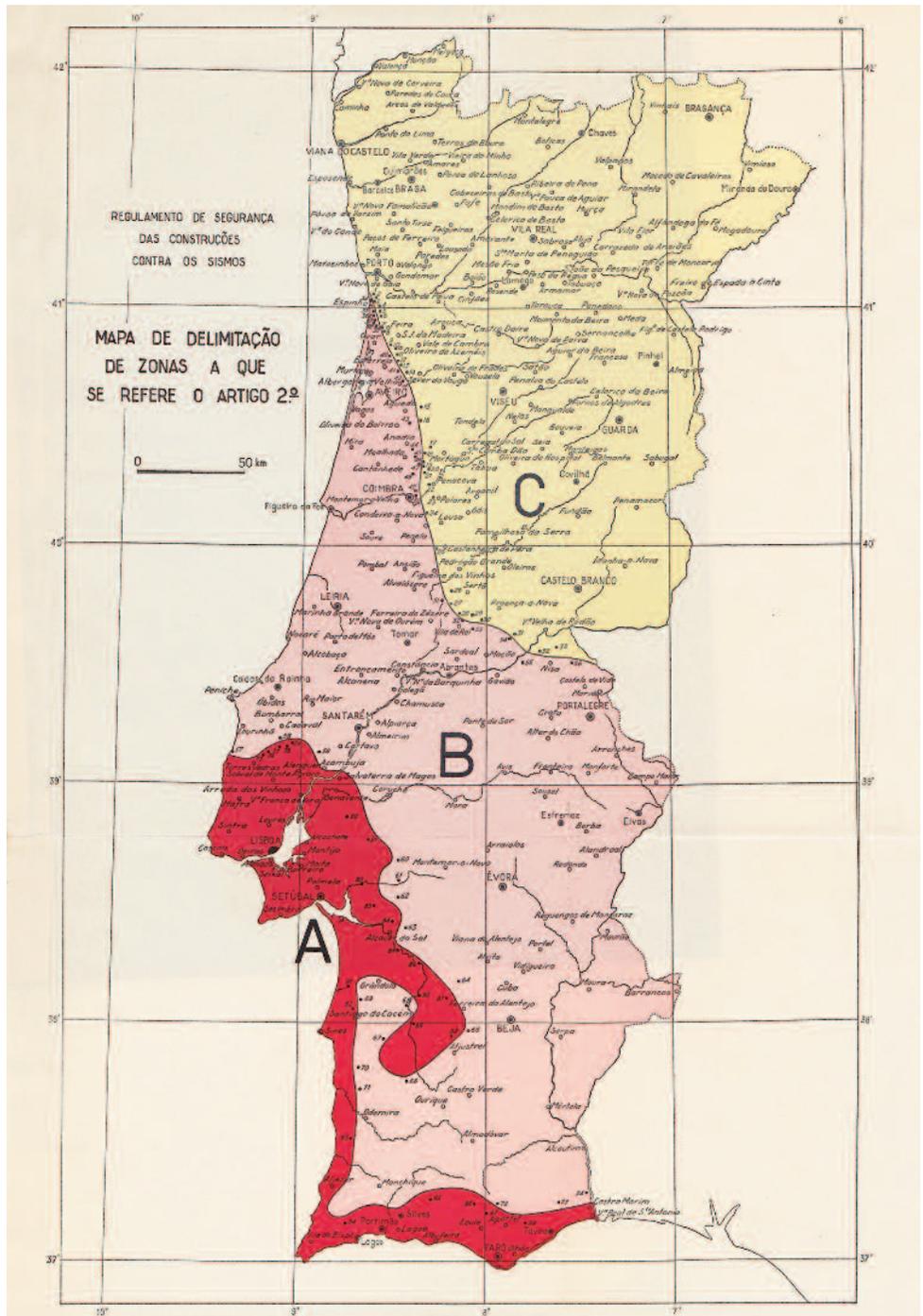


Fig. 3 – Mapa de sismicidade do RSCCS  
 RSCCS seismic hazard zoning map

não apresentando, todavia, funções resistentes. Do ponto de vista regulamentar, surge o RSCCS cujas linhas gerais se apresentam de seguida.

O objectivo essencial definido por esse regulamento consiste na prevenção do colapso face ao que designa por um “sismo violento”, admitindo a ocorrência de danos significativos nas construções.

As estruturas a construir em zonas de forte e média sismicidade passam a ter de comprovar explicitamente a sua resistência face a um conjunto de forças horizontais, consideradas a actuar simultaneamente com as forças verticais devidas às restantes acções. As forças horizontais são determinadas pelo designado “método do coeficiente sísmico”, ou seja, são calculadas mediante o produto das forças verticais dos elementos (pesos) por um coeficiente – o coeficiente sísmico, aqui identificado pela variável  $c$ . No caso de edifícios, o conjunto de forças horizontais aplicadas simultaneamente em todos os pisos é determinado de tal forma que cada uma dessas forças é obtida mediante o produto do peso associado a esse piso pelo coeficiente sísmico. Admite-se, portanto, uma distribuição uniforme em altura das acelerações horizontais. No peso associado ao piso considera-se o contributo dos elementos estruturais e não estruturais, assim como das designadas “sobrecargas permanentes”. Apresenta-se na figura 2 um exemplo de aplicação da regra de distribuição das forças horizontais para um edifício com distância constante entre pisos e pesos dos pisos também constantes.

Os valores do coeficiente sísmico são estipulados no RSCCS tendo em conta a zona em que se situa a construção – A (forte sismicidade) a B (média sismicidade) – e de acordo com o mapa de sismicidade (figura 3). Existe ainda uma zona C (fraca sismicidade) que o regulamento não contempla. Note-se que os contornos das diferentes zonas sísmicas não coincidem com as fronteiras entre concelhos, contrariamente ao que veio posteriormente a ser adoptado no RSAEEP e EC8. Chama-se a atenção para o facto de o RSCCS não considerar o efeito do tipo de terreno, nem do tipo de construção, nem das características dinâmicas da estrutura (frequência fundamental), nem do tipo de utilização (importância da construção); embora fosse concedida ao projectista alguma liberdade para considerar valores superiores do coeficiente sísmico sempre que o mesmo julgasse que algum, ou vários, destes aspectos fosse particularmente desfavorável. O RSCCS estipula valores do coeficiente sísmico para as construções em conjunto e para os elementos de construção isolados. Os edifícios escolares são geralmente considerados “edifícios correntes”, pelo que o coeficiente sísmico a adoptar para as construções era de 0,10 (10%) ou 0,05 (5%), respectivamente para as zonas A e B.

A verificação de segurança dos elementos estruturais é realizada em forças, comparando os esforços actuantes com os esforços resistentes. Preconiza-se o cálculo à rotura dos esforços resistentes, embora se admita também o cálculo em fase elástica. As tensões admissíveis a considerar no cálculo à rotura dos esforços resistentes para a acção sísmica são consideravelmente superiores aos valores a considerar para as restantes acções, sendo próximos dos valores de cálculo instituídos nas gerações posteriores de regulamentos estruturais. No caso do cálculo em fase elástica as tensões de segurança a considerar são duplas dos valores permitidos no RBA para as restantes acções. Os efeitos da acção sísmica não são majorados. Para além das verificações anteriores, realizadas em forças, o RSCCS prevê a verificação do dimensionamento das juntas de separação entre edifícios ou corpos de edifícios de diferente deformabilidade, podendo omitir-se a verificação explícita do dimensionamento das juntas quando estas fossem de 5cm ou superiores.

O RSEP, publicado em 1961, procedeu ao enquadramento da acção sísmica no contexto das diferentes acções (então designadas por solicitações). O objectivo fundamental desse regulamento no que se refere à acção sísmica, a sua forma de avaliação e os correspondentes métodos de dimensionamento mantiveram-se iguais aos do RSCCS que o precedeu. Refere-se apenas que, com a entrada em vigor do RSEP, o coeficiente sísmico nos edifícios correntes situados na zona A

The safety of the structural members was checked using forces, comparing the internal forces resulting from the actuating loads with the internal resistance forces. The ultimate strength is calculated, though the calculation may also be in the elastic phase. The allowable stresses considered when calculating the yield strength for seismic action were considerably higher than those considered for the other actions and are close to the design values used in subsequent generations of structural codes. For the elastic phase calculation the allowable stresses considered were twice the values permitted in the RBA for the remaining actions. The effects of seismic action were not further increased by multiplying safety factors. In addition to the above checks on forces, the RSCCS provided for the checking of seismic joints between buildings or bodies of buildings of different deformability, allowing the explicit checking of the design of these joints to be omitted if they were 5cm or more.

The RSEP, published in 1961, set seismic action within the framework of the various actions. The basic objective of that code with respect to seismic action, how it was assessed and the corresponding design methods were the same as in the earlier RSCCS. It should be noted simply that when the RSEP came into force the seismic coefficient in ordinary buildings in zone A could be increased in relation to the values given in the RSCCS from 0.10 (10%) to 0.15 (15%) or even to 0.20 (20%) for constructions not having non-structural bracing elements or when the foundation ground was especially unfavourable. The increasing of the seismic coefficient values in these circumstances was the outcome of the observation of the damage caused by the Agadir earthquake (Morocco) on the 29<sup>th</sup> February 1960. Note that none of the previous conditions was considered by the designers for the schools analysed later on, so the seismic coefficient generally used was 0.10 (10%).

Other aspects of interest are the way in which the seismic action was quantified in the RSEP (similar to the RSCCS method); it uses the pattern of horizontal accelerations in buildings that tend towards a uniform distribution in elevation, as opposed to the inverted triangle pattern afterwards established by the RSAEEP. As a result, the RSCCS and RSEP variant of the seismic coefficient method leads to the underestimation of the effects of seismic action, and this is particularly obvious in the upper floors.

### 1.3 – REBA of 1967

The REBA was published in 1967, introducing the concepts of making safety checks on the so-called “ruin states” (same as the “limit states” introduced in the later codes). These new concepts follow the general guidelines of the Comité Européen du Béton (CEB; European Committee for Concrete) published in the 1963 *Recommandations Pratiques à L’Usage des Constructeurs*. For the first time we see the design values for loads – obtained by multiplying their upper characteristic values by load magnification coefficients – as well as the design values of the materials’ mechanical properties – found by dividing their lower characteristic values by the reduction coefficients of the properties of those materials.

Classes of concrete strength were defined in the REBA, described by the lower characteristic value of the simple compressive strength of cube specimens at 28 days ( $\text{kg/cm}^2$ ). The outcome was classes B180, B225, B300, B350 and B400. Steel strength classes were also introduced. These are described by the lower characteristic value of the yield strength (or conventional proportional limit stress to 0.2%), giving rise to classes A24, A40, A50 and A60 (stresses in  $\text{kg/mm}^2$ ). Only rounded figures were taken and the diameters of the rebars were defined in millimetres. In terms of bond characteristics a distinction is made between smooth and ribbed rebars. Other rebars were permitted and their use was regulated in specific approval documents to be prepared by Laboratório Nacional de Engenharia Civil – LNEC.

### 1.4 – RSAEEP and REBAP of 1983

A new generation of codes was born in 1983 – RSAEEP and REBAP. They made significant changes to the quantification rules for seismic action and the rules for designing reinforced concrete structures.

One of the most important changes introduced by the RSAEEP in relation to the RSEP had been partly anticipated by the REBA. It concerns the safety checking criteria which now had to consider “the limit states, using safety coefficients applied to certain fractiles of the distributions of probability

poderia ser incrementado relativamente aos valores apresentados no RSCCS de 0,10 (10%) para 0,15 (15%), ou mesmo para 0,20 (20%), quando as construções não apresentassem elementos não estruturais de travamento ou quando os terrenos de fundação apresentassem características particularmente desfavoráveis. O agravamento dos valores do coeficiente sísmico nessas situações particulares terá sido uma consequência da observação dos danos devidos ao sismo de Agadir (Marrocos), ocorrido em 29 de Fevereiro de 1960. Note-se que nos casos das escolas analisadas e apresentadas mais à frente nenhuma das condições anteriores foi considerada pelos projectistas, pelo que o coeficiente sísmico adoptado era genericamente de 0,10 (10%).

Outros dos aspectos que interessa relevar na forma com a acção sísmica é quantificada no RSEP (de forma semelhante ao verificado anteriormente com o RSCCS) consiste no padrão de acelerações horizontais em edifícios que tende para uma distribuição uniforme em altura, em contraste com o padrão triangular invertido posteriormente instituído pelo RSAEEP. Consequentemente, a variante do RSCCS e do RSEP do método do coeficiente sísmico conduz a uma sub-avaliação dos efeitos da acção sísmica, efeito que se manifesta particularmente nos pisos superiores.

### 1.3 – REBA de 1967

Em 1967 é publicado o REBA que introduz os conceitos de verificação de segurança realizada relativamente aos designados “estados de ruína” (equivalentes aos “estados limites” introduzidos na regulamentação posterior). Estes novos conceitos seguem as orientações gerais do *Comité Européen du Béton* (CEB) publicadas nas *Recommandations Pratiques à L’Usage des Constructeurs*, de 1963. Surgem pela primeira vez os valores de cálculo das solicitações – obtidos multiplicando os seus valores característicos superiores por coeficientes de majoração das solicitações – assim com os valores de cálculo das propriedades mecânicas dos materiais – obtidos dividindo os seus valores característicos inferiores pelos coeficientes de minoração das propriedades dos materiais.

O REBA define as classes de resistência do betão, descritas pelo valor característico inferior da resistência à compressão simples de provetes cúbicos aos 28 dias ( $\text{kg/cm}^2$ ). Surgem então as classes B180, B225, B300, B350 e B400. De igual forma introduzem-se as classes de resistência do aço, descritas pelo valor característico da tensão de cedência (ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2%), dando origem às classes A24, A40, A50 e A60 (tensões em  $\text{kg/mm}^2$ ). Consideram-se apenas os varões do tipo redondo, passando os diâmetros desses varões a ser definidos em milímetros. Do ponto de vista das características de aderência, refere-se a existência de varões lisos ou nervurados. Permite-se a utilização de outro tipo de armaduras, devendo esta utilização ser regulada por documentos de homologação específicos, a elaborar pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC).

### 1.4 – RSAEEP e REBAP, de 1983

Em 1983 surge uma nova geração de regulamentos – o RSAEEP e o REBAP – que introduzem diferenças muito significativas nas regras de quantificação da acção sísmica e nas regras de dimensionamento das estruturas de betão armado.

Uma das alterações mais significativas introduzidas pelo RSAEEP relativamente ao RSEP, já parcialmente antecipado pelo REBA, refere-se aos critérios a adoptar nas verificações de segurança, que passam a ser realizadas “relativamente a estados limites, utilizando coeficientes de segurança aplicados a determinados quantilhos das distribuições de probabilidade dos valores das acções e das propriedades dos materiais”. As acções são classificadas em acções permanentes, variáveis e de acidente, sendo a acção sísmica considerada uma acção variável.

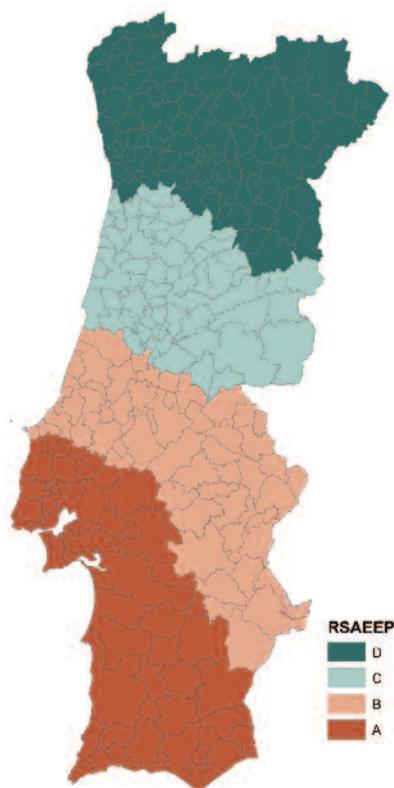


Fig. 4 – Zonamento sísmico do RSAEEP  
RSAEEP seismic hazard zoning map

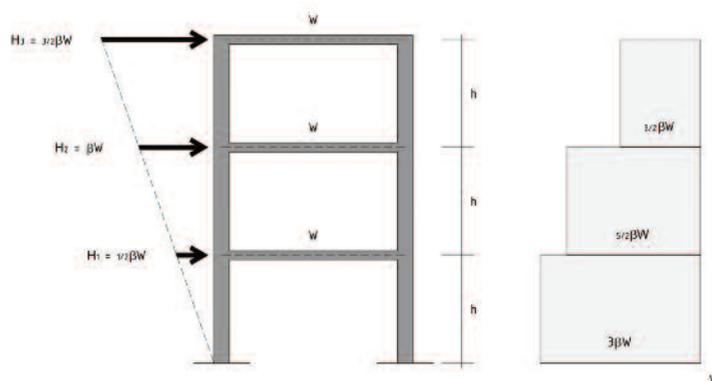


Fig. 5 – Regra de cálculo e de distribuição das forças horizontais. Método simplificado de análise estática, RSAEEP

Calculation and distribution rule for horizontal forces. Simplified static analysis method, RSAEEP

1 earthquake, for an intraplate event, and type 2 earthquake, for an interplate event – and the designer should demonstrate that the structure conforms to both scenarios. Three kinds of ground were also introduced, types I to III, from the stiffer to the softest, with a geotechnical description provided for each.

In addition to the seismic coefficient method, whose use in buildings is confined here to the so-called “ordinary buildings”, the RSAEEP allowed the assessment of the effects of the seismic action by dynamic analysis. The seismic coefficient method, here referred to as the simplified static analysis method, was changed from the earlier (RSCC and RSEP) versions. One change relates to the distribution pattern of accelerations in elevation, which was now linear and gave rise to an inverted triangular distribution (figure 5). This pattern may better represent the distribution of accelerations in elevation caused by the predominant contribution of the fundamental vibration mode.

The seismic coefficient came to depend on the seismic zone, the dynamic characteristics of the structure, the degree of exploitation of the nonlinear behaviour and the type of ground. Regardless of the analytical method, the effects of seismic action now depended on the frequencies of the structure. For the simplified static analysis method, the seismic coefficient depends explicitly on the fundamental frequency of the structure, and empirical expressions were presented to calculate the fundamental frequency in buildings of various kinds. Under the RSAEEP the final seismic coefficient can be determined by:

$$c = \gamma_Q \times \beta_0(f) \times \frac{\alpha}{\eta}$$

in which:

- $c$  seismic coefficient (identified by  $\beta$  in the RSAEEP);
- $\gamma_Q$  safety coefficient for the variable actions (1.5);
- $\beta_0(f)$  reference seismic coefficient, determined by the type of ground (I to III) and for the vibration fundamental frequency in the horizontal direction considered;
- $\alpha$  coefficient of seismicity, depending on seismic zone (A to D);
- $\eta$  behaviour factor for forces.

Atendendo ao carácter não determinístico das acções, estas são quantificadas pelos seus valores característicos (exceptuando as de acidente, em que se consideram os valores médios). O valor característico da acção sísmica corresponde, alegadamente, a uma acção com uma probabilidade de excedência de 5% num período de exposição de 50 anos (período de retorno de 975 anos). Passa a ter de verificar-se os Estados Limites Últimos – de resistência, de perda de equilíbrio, ... – para diferentes combinações de acções, de que destaca a combinação fundamental de acções em que a acção sísmica é a acção de base. Nesta combinação os efeitos da acção sísmica são ainda majorados por um coeficiente de segurança  $\gamma_q$  de 1,5. Esta combinação traduz o objectivo único estabelecido pelo RSAEEP de prevenir o colapso estrutural para um evento sísmico intenso.

No RSAEEP procede-se à apresentação de um novo zonamento do país em termos de sismicidade, passando a existir quatro zonas – A a D, por ordem decrescente de sismicidade (figura 4). Passam a coexistir dois cenários sísmicos autónomos – sismo tipo 1, correspondente a um cenário intraplaca, e sismo tipo 2, correspondente a um cenário interplacas – devendo o projectista demonstrar a conformidade da estrutura relativamente a ambos os cenários. Introduzem-se ainda três tipos de terrenos – terrenos I a III, do mais rijo para o mais brando – para os quais se apresenta uma descrição geotécnica.

Para além do método do coeficiente sísmico, cujo uso em edifícios é aqui circunscrito aos designados “edifícios correntes”, o RSAEEP passa a permitir a avaliação dos efeitos da acção sísmica por métodos de análise dinâmica. O método do coeficiente sísmico – aqui designado por método simplificado de análise estática – apresenta alterações relativamente às versões anteriores (do RSCCS e RSEP). Uma destas alterações refere-se ao padrão de distribuição de acelerações em altura, que passa a ser do tipo linear, originando uma distribuição triangular invertida (figura 5). Este padrão poderá representar melhor a distribuição de acelerações em altura, que resulta do contributo maioritário do modo fundamental de vibração.

O coeficiente sísmico passa a depender da zona sísmica, das características dinâmicas da estrutura, do grau de exploração do comportamento não linear e do tipo de terreno. Independentemente do método de análise, os efeitos da acção sísmica passam a depender das frequências da estrutura. No caso do método simplificado de análise estática, o coeficiente sísmico depende explicitamente da frequência fundamental da estrutura, sendo apresentadas expressões empíricas para o cálculo da frequência fundamental em diferentes tipos de edifícios. De acordo com o RSAEEP, o coeficiente sísmico final pode ser determinado por:

$$c = \gamma_q \times \beta_0(f) \times \frac{\alpha}{\eta}$$

em que:

- c      coeficiente sísmico (identificado por  $\beta$  no RSAEEP);
- $\gamma_q$     coeficiente de segurança relativo às acções variáveis (1,5);
- $\beta_0(f)$    coeficiente sísmico de referência, determinado para o tipo de terreno (I a III) e para a frequência própria de vibração na direcção horizontal considerada;
- $\alpha$       coeficiente de sismicidade, dependente da zona sísmica (A a D);
- $\eta$       coeficiente de comportamento relativo a esforços.

Os efeitos da acção sísmica são descritos através das expressões do coeficiente sísmico de referência,  $\beta_0(f)$ , aplicáveis no método simplificado de análise estática, ou através dos espectros de resposta de acelerações correspondentes à componente horizontal do movimento sísmico, aplicáveis nos métodos de análise

The effects of seismic action are described by the expressions of the reference seismic coefficient,  $\beta_0(f)$ , used in the simplified static analysis method, or by the acceleration response spectra for the horizontal component of the seismic motion, used in the dynamic analysis methods. The expressions of the reference seismic coefficient aim to be an envelope for the effects of the two kinds of earthquake on structures with common damping values (5%), with separate expressions being presented for the three kinds of ground. The response spectra are given for the two earthquake types, three ground types and three damping coefficient values (2%, 5% and 10%).

The inevitability of nonlinear behaviour of structures under severe earthquakes is recognised in the RSAEEP and REBAP with the explicit introduction of the concept of ductility. The effects of ductility are expressed through behaviour factors (relative to forces and deformations) which are given in the codes of the different structural materials. Specifically for reinforced concrete structures, the REBAP states the minimum values of the behaviour factor for forces as a function of the type of structure and its ductility characteristics. The deformation behaviour factors are taken to be unitary. The REBAP also distinguishes buildings by their importance and provides for a 30% reduction of the values of the behaviour factor for forces in the case of buildings (or bridges) whose operability has to be secured after a powerful earthquake. This reduction of the behaviour factor for forces results in a 42% increase in internal forces caused by the earthquake. Buildings held to be most important include hospitals, fire stations and telecommunications centres. The REBAP does not mention schools. This means that schools were generally regarded as being of ordinary importance, since they were not specified in the REBAP distinction.

The REBAP defined new concrete classes – B15, B20, B25, B30, B35, B40, B45, B50 and B55 – according to the characteristic compressive stress failure in MPa at 28 days, measured on plain concrete cube specimens. New classes of steel for ordinary rebars were also presented – A235, A400 and A500 – in accordance with the yield strength (MPa) or conventional proportional limit stress to 0.2% strain. Two types of bond characteristics, normal and high, were established in accordance with the geometrical characteristics of the rebars' surfaces.

### 1.5 – EC8 of 2010

The Portuguese translation of EC8 was published in 2010, which, together with Eurocodes 2, 3 and 4 (design of concrete, steel and composite steel-concrete structures, respectively) will be the new regulatory framework for the design of structures in Portugal. Since this is a recent code it is not presented in detail here. We shall only mention some of the changes that EC8 introduces into the methods for evaluating the effects of seismic action and resulting design.

EC8 establishes the following fundamental requirements, each with the adequate degree of reliability: no-collapse requirement and damage limitation requirement. In a reference situation (building of ordinary importance) the compliance with the first and second requirements must be demonstrated for actions with return periods of 475 and 95 years, respectively. It is interesting to note that the improvement in knowledge about the seismicity of Portugal between the publication of the RSAEEP and the EC8 meant that an increased action would have to be considered, and this happened, notwithstanding the reduction of the return period of the action corresponding to the no-collapse requirement for a building of ordinary importance. A new requirement was introduced – the damage limitation requirement. This was intended to limit damage, especially to non-structural elements, caused by earthquakes that occur in that reference situation at intervals of 95 years. A much greater distinction was drawn, too, in the importance of constructions with four classes being established, I to IV in ascending order of importance. School buildings were explicitly considered and placed in importance class III (buildings of ordinary importance were in class II). The differentiation of building importance was worked out by multiplying the actions for both requirements by an importance factor,  $\gamma_I$  (table 2). The importance factor for school buildings means that action for the no-collapse requirement corresponds to an increased return period of about 820 years.

dinâmica. As expressões do coeficiente sísmico de referência procuram ser uma envolvente dos efeitos dos dois tipos de sismo em estruturas com valores correntes de amortecimento (5%), apresentando-se expressões distintas para os três tipos de terreno. Os espectros de resposta são indicados para os dois tipos de sismo, três tipos de terreno e três valores do coeficiente de amortecimento (2%, 5% e 10%).

O reconhecimento da inevitabilidade do comportamento não linear das estruturas quando sujeitas a sismos intensos traduz-se no RSAEEP e REBAP na introdução explícita do conceito de ductilidade. Os efeitos da ductilidade são expressos através dos coeficientes de comportamento (relativos a esforços e a deformações) que são indicados nos regulamentos dos diferentes materiais estruturais. No caso particular das estruturas de betão armado, o REBAP procede à indicação dos valores mínimos do coeficiente de comportamento relativo a esforços em função do tipo de estrutura e das suas características de ductilidade. Os coeficientes de comportamento relativos a deformações são considerados unitários. Ainda no REBAP procede-se a uma diferenciação da importância das construções, prevendo-se a redução em 30% dos valores do coeficiente de comportamento relativo a esforços nos casos de edifícios (ou pontes) cuja operacionalidade tenha que ser assegurada após a ocorrência de um sismo intenso. Esta redução no coeficiente de comportamento relativo a esforços tem como consequência um aumento de 42% nas forças e esforços devidos ao sismo. No caso de edifícios dão-se como exemplos com maior importância os hospitais, os quartéis de bombeiros e os centros de telecomunicações, sendo o REBAP omissivo relativamente aos edifícios escolares. Desse facto resulta que os edifícios escolares eram genericamente considerados edifícios de importância corrente, não beneficiando desta discriminação introduzida pelo REBAP.

O REBAP procede à definição de novas classes de betão – B15, B20, B25, B30, B35, B40, B45, B50 e B55 – de acordo com o valor característico em MPa da tensão de rotura à compressão aos 28 dias de provetes cúbicos de betão simples. Procede-se também à apresentação de novas classes de aço para armaduras ordinárias – A235, A400 e A500 – de acordo com os valores em MPa da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2%. Definem-se dois tipos de características de aderência – aderência normal ou alta aderência – de acordo com as características geométricas das superfícies dos varões.

### 1.5 – EC8 de 2010

Mais recentemente, em 2010, é publicado o EC8 que, conjuntamente com os Eurocódigos 2, 3 e 4 (projecto de estruturas de betão, metálicas e mistas aço-betão, respectivamente) irá constituir o novo quadro regulamentar para o projecto de estruturas em Portugal. Por se tratar de regulamentos recentes não se procede aqui à sua apresentação detalhada. Vale no entanto a pena referir algumas das alterações introduzidas pelo EC8 nos métodos de avaliação dos efeitos da acção sísmica e consequente dimensionamento.

O EC8 passa a definir os seguintes requisitos fundamentais, cada um com o adequado grau de fiabilidade: requisito de não colapso e requisito de limitação de danos. Numa situação de referência (edifício de importância corrente) os requisitos deverão ser verificados para acções com períodos de retorno de 475 anos e de 95 anos, respectivamente. É curioso observar-se que o aprofundamento dos conhecimentos sobre a sismicidade do território Português, realizado no período entre a publicação do RSAEEP e do EC8, fez com que tenha havido um agravamento da acção a considerar, o que se verificou não obstante a redução do período de retorno da acção correspondente ao requisito de não colapso num edifício de importância corrente. Deve salientar-se a introdução de um novo

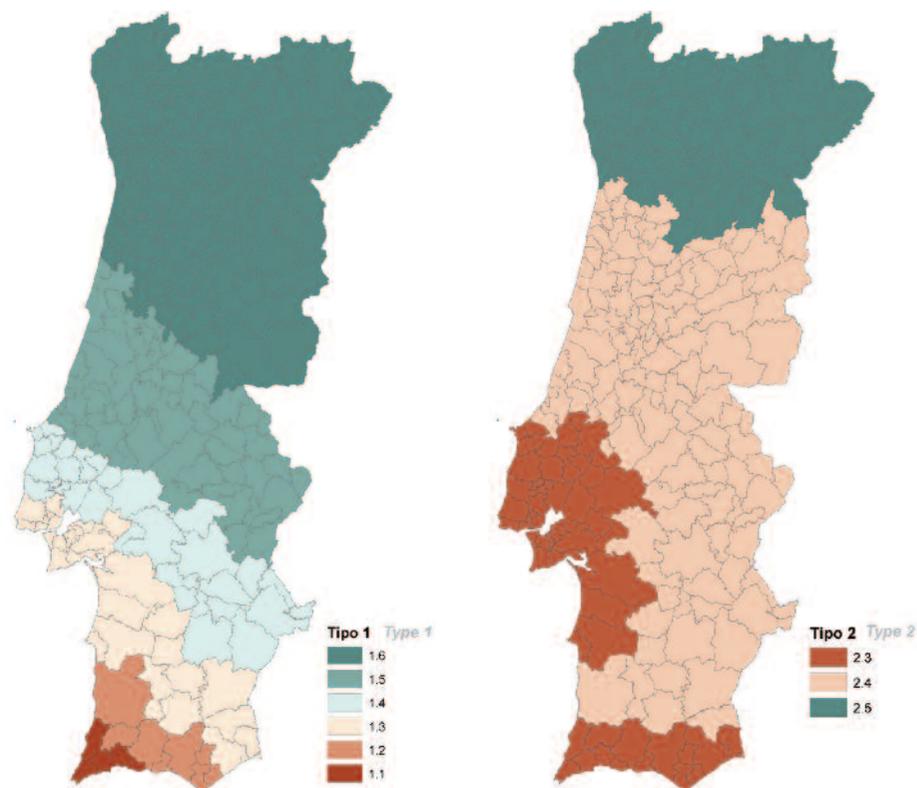


Fig. 6 – Zonamento do EC8: sismo tipo 1 (afastado) e sismo tipo 2 (próximo)  
EC8 seismic hazard zoning: type 1 earthquake (distant) and type 2 (near)

		Seismic action	
		Type 1	Type 2
I	Buildings of minor importance for public safety, e.g., agricultural buildings, etc.	0.65	0.75
II	Ordinary buildings, not belonging in the other categories	1.00	1.00
III	Buildings whose seismic resistance is of importance in view of the consequences associated with a collapse, e.g. schools, assembly halls, cultural institutions, etc.	1.45	1.25
IV	Buildings whose integrity during earthquakes is of vital importance for civil protection, e.g. hospitals, fire stations, power plants, etc.	1.95	1.5

Table 2 – Importance coefficient  $\gamma_I$  values for mainland Portugal

EC8 gives a new set of seismic hazard zone maps, one map for each of the two seismic scenarios considered (typical earthquakes). Type 1 earthquake is a distant high magnitude earthquake, an interplate earthquake, and the type 2 one is an intraplate earthquake. In contrast to the RSAEEP, the Eurocode proposes two separate zonings for these two scenarios, as shown in figure 6 for mainland Portugal. Six seismic zones are indicated for type 1 earthquakes, from 1.1 to 1.6 in descending order of seismicity. Five seismic zones are indicated for type 2 earthquakes, from 2.1 to 2.5 (zones 2.1 and 2.2 exist only in the Azores).

The seismicity of each site (and seismic scenario) is described in  $a_{gR}$ , the reference peak acceleration on type A (rock, or equivalent) ground. This value is subsequently affected by a series of factors in particular the above-mentioned importance factor,  $\gamma_I$ , and the soil factor,  $S$ , which take into account the amplification that can occur in the acceleration from bedrock to surface for non-rock ground (types B to E). The ground types are described by the stratigraphic profile and the ranges of some geotechnical parameters that can be obtained by testing are also given. In general it can be said that, compared with the RSAEEP, there is better differentiation of the ground types, especially the softer ones.

The differentiation according to the ductility of the structure and its structural elements is increased in EC8. Three ductility classes are established: low (DCL), only recommended in low seismicity zones; medium (DCM), and high (DCH). The choice of a higher ductility class results in

requisito – o requisito de limitação de danos – sobretudo em elementos não estruturais, devidos a sismos que na situação de referência ocorrem em média espaçados de 95 anos. Verifica-se também uma muito maior diferenciação da importância das construções, dando origem a quatro classes de importância – I a IV, por ordem crescente de importância – passando os edifícios escolares a ser explicitamente considerados e enquadrados na classe de importância III (os edifícios correntes correspondem à classe de importância II). A diferenciação da importância dos edifícios é realizada mediante a multiplicação das acções correspondentes a ambos os requisitos por um coeficiente de importância  $\gamma_I$  (quadro 2). O coeficiente de importância indicado para os edifícios escolares tem como consequência que a acção correspondente ao requisito de não colapso apresenta um período de retorno acrescido, de cerca de 820 anos.

		Acção Sísmica	
		Tipo 1	Tipo 2
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.	0,65	0,75
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias	1,00	1,00
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.	1,45	1,25
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a protecção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.	1,95	1,5

Quadro 2 – Valores do coeficiente de importância  $\gamma_I$  para Portugal continental

No EC8 apresenta-se um conjunto de novos mapas de sismicidade, distintos para os dois cenários sísmicos considerados (sismos tipo). Neste caso o sismo tipo 1, sismo afastado, corresponde ao cenário interplacas, enquanto que o sismo tipo 2, próximo, corresponde ao cenário intraplaca. De forma coerente e em contraste com o verificado no RSAEEP, propõem-se dois zonamentos distintos para estes dois cenários para Portugal continental, conforme ilustrado na figura 6. No caso do sismo tipo 1, há a considerar seis zonas sísmicas, de 1.1 até 1.6 por ordem decrescente de sismicidade. De igual forma identificam-se cinco zonas sísmicas para o sismo tipo 2, de 2.1 a 2.5 (as zonas 2.1 e 2.2 apenas existem no arquipélago dos Açores).

A sismicidade de cada local (e cenário sísmico) é descrita em termos de  $a_{gR}$ , o valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A (rocha, ou equivalente). Este valor é posteriormente afectado de um conjunto de factores, de que se referem o coeficiente de importância  $\gamma_I$ , atrás descrito, e o coeficiente do solo  $S$ , que tem em conta a amplificação que poderá verificar-se na aceleração de base à superfície para tipos de terreno não rochosos (terrenos tipo B a E). A caracterização dos tipos de terreno é realizada através da descrição geotécnica do perfil estatigráfico, apresentando-se ainda os intervalos de alguns parâmetros geotécnicos susceptíveis de serem obtidos por ensaios. De uma forma geral pode afirmar-se que, comparativamente com o RSAEEP, há uma maior diferenciação dos efeitos do tipo de terreno, sobretudo nos terrenos mais brandos.

A diferenciação devida à ductilidade da estrutura e dos seus elementos estruturais é agravada no EC8. Definem-se as seguintes três classes de ductilidade: baixa (*DCL*, recomendada apenas em zonas de baixa sismicidade); média (*DCM*) e alta (*DCH*). A opção por uma classe de ductilidade mais elevada tem como consequência o maior controlo indirecto dos mecanismos plásticos, evitando modos de rotura frágeis ou prematuros. Como contrapartida, exige-se mais cuidado na pormenorização e uma maior incorporação de considerações de cálculo pela capacidade real (*capacity design*). Os valores do coeficiente de comportamento  $q$  (relativo a esforços) dependem da classe de ductilidade e do tipo estrutural.

better indirect control of plastic mechanisms to avoid brittle or premature failure modes. But greater care in the detail and better incorporation of calculation considerations for the capacity design are needed. The behaviour factor 'q' values (for forces) depend on the ductility class and structure type. A more objective classification of structural regularity, in plan and in elevation, is made that has direct consequences for the value of the said behaviour factor.

In load combinations in which seismic action intervenes this is not increased by any additional safety factor, contrary to what was established in the RSAEEP.

As occurred in the changeover from the RSCCS to the RSAEEP, there is more variety of analysis methods in EC8. The reference analysis method is modal, by response spectrum, assuming an elastic linear model for the structure and the calculated response spectrum (influenced by the behaviour factor for forces). At a less demanding calculation level is the lateral force method of analysis (which is a variation of the seismic coefficient method), and higher up are the nonlinear, static and dynamic analyses methods of analysis. It is useful to mention at this point that the lateral force analysis indirectly introduces the concept of seismic coefficient, here taken to correspond to the ratio between the base shear force and the total weight of the building, above the foundation.

In EC8 this coefficient can be indirectly determined by:

$$c = \frac{F_b}{W} = \frac{S_d(T_1) \times m \times \lambda}{m \times g} = \frac{S_d(T_1) \times \lambda}{g}$$

in which:

- c seismic coefficient;
- $F_b$  base shear force in the direction considered;
- $S_d(T_1)$  ordinate of the design spectrum, at period  $T_1$ , for the earthquake type (1 or 2) considered;
- $T_1$  fundamental period of vibration of the building for lateral motion in the direction considered;
- W total weight of the building, above the foundation;
- m total mass of the building, above the foundation;
- $\lambda$  correction factor, whose value is equal to the ratio of the effective modal mass of the fundamental mode in the direction considered and the total mass of the building above the foundation;
- g acceleration of gravity (9.81m/s<sup>2</sup>).

In this analysis method the pattern of distribution of the horizontal seismic forces follows the configuration of the fundamental mode of vibration, or a linear distribution of accelerations in elevation when this configuration is unknown.

#### 1.6 – Comparative analysis of codes

This section focuses on the comparison of the severity of the effects of the seismic action considered in school building design according to the three generations of codes: RSCCS/RSEP, RSAEEP and EC8. The preceding section makes it clear that the only analytical method that endures in all three is what was initially termed the "seismic coefficient method". Apart from other aspects related to the distribution in elevation of the accelerations, the seismic coefficient in itself reduces all the information about the severity of seismic action effects and so the comparison is made in terms of this coefficient. Furthermore, the conclusions based on comparison of the seismic coefficient can be extrapolated to the assessment of building safety since, for resistance, the differences will be fewer. We recall that the allowable stress values considered in the RSCCS/RSEP for checking safety under seismic action were close to the design values established later by the RSAEEP and EC8.

Note, for this purpose, that figure 7 illustrates the difference (RSAEEP-RSCCS/RSEP) of the values of the seismic coefficient in the design of school buildings. Since the RSCCS/RSEP zoning does not coincide with municipal boundaries, as an approximation it is assumed here that each municipality is located in a single RSCCS seismic zone (A to C), determined by the location of its principal town/city. The RSAEEP took the average of the seismic coefficients calculated for the

Procede-se a uma classificação mais objectiva da regularidade estrutural, em planta e em altura, que apresenta consequências directas sobre o valor do referido coeficiente de comportamento.

Nas combinações de acções em que intervém a acção sísmica, esta não é majorada por nenhum coeficiente de segurança adicional, contrariamente ao que se verificava no RSAEEP.

À semelhança do verificado na transição do RSCCS para o RSAEEP, verifica-se no EC8 uma maior diversidade de métodos de análise. O método de análise de referência consiste na análise modal por espectro de resposta, considerando um modelo elástico linear da estrutura e o espectro de resposta de cálculo (afectado pelo coeficiente de comportamento relativo a esforços). Num patamar inferior de exigência de cálculo situa-se o método de análise por forças laterais (que consiste numa variante do método do coeficiente sísmico), enquanto num patamar superior se situam os métodos de análise não linear, estática ou dinâmica. Interessa aqui referir que no método de análise por forças laterais se introduz indirectamente o conceito de coeficiente sísmico, aqui interpretado como correspondente ao quociente entre a força de corte na base e o peso total do edifício, acima da fundação.

No EC8 este coeficiente pode indirectamente ser determinado por:

$$c = \frac{F_b}{W} = \frac{S_d(T_1) \times m \times \lambda}{m \times g} = \frac{S_d(T_1) \times \lambda}{g}$$

em que:

- c coeficiente sísmico;
- $F_b$  força de corte na base na direcção considerada;
- $S_d(T_1)$  ordenada do espectro de resposta de cálculo, para o período  $T_1$ , correspondente ao tipo de sismo (tipo 1 ou 2) considerado;
- $T_1$  período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direcção considerada;
- W peso total do edifício, acima da fundação;
- m massa total do edifício, acima da fundação;
- $\lambda$  factor de correcção, cujo valor é igual à relação entre a massa modal efectiva do modo fundamental na direcção considerada e a massa total do edifício acima da fundação;
- g aceleração da gravidade (9,81m/s<sup>2</sup>).

Neste método de análise o padrão de distribuição das forças sísmicas horizontais segue a configuração do modo fundamental de vibração, ou uma distribuição de acelerações linear em altura quando se desconheça esta configuração.

### 1.6 – Análise comparativa de regulamentos

Interessa agora proceder a uma comparação da severidade dos efeitos da acção sísmica a considerar no dimensionamento de edifícios escolares para as três gerações de regulamentos: RSCCS/RSEP, RSAEEP e EC8. Pelo exposto anteriormente, conclui-se que o único método de análise que subsistiu nestas três gerações de regulamentos corresponde ao que era inicialmente designado por *método do coeficiente sísmico*. A menos de outros aspectos, relacionados com a distribuição em altura das acelerações, o coeficiente sísmico reduz em si toda a informação sobre a severidade dos efeitos da acção sísmica, pelo que se optou por conduzir a comparação em termos desse coeficiente. Acresce que as conclusões baseadas na comparação do coeficiente sísmico podem ser extrapoladas para a avaliação da segurança das construções, uma vez que do lado das resistências as diferenças serão menores. Com efeito, no RSCCS/RSEP

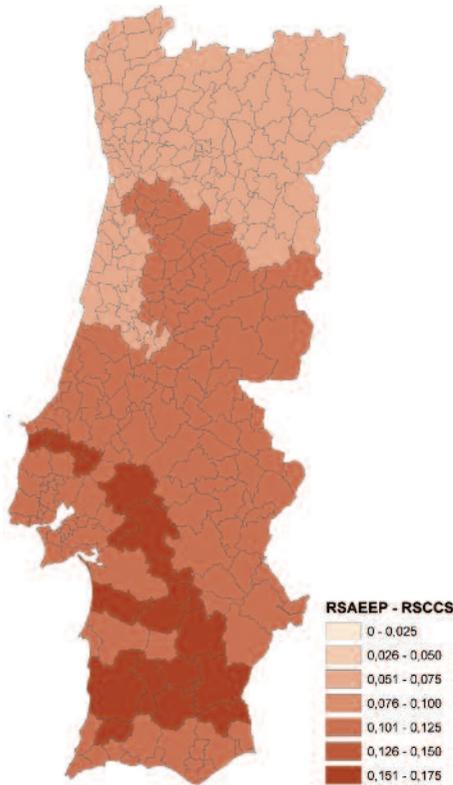


Fig. 7 – Diferenças do coeficiente sísmico RSAEEP-RSCCS/RSEP nos diversos concelhos de Portugal continental.  $\eta=2,5$ , valor máximo de  $\beta_0(f)$ , média dos tipos de terreno I a III  
Differences in seismic coefficient RSAEEP-RSCCS/RSEP in mainland Portugal municipalities.  $\eta=2.5$ , maximum value of  $\beta_0(f)$ , average for ground types I to III

three kinds of ground, since the effect of the ground type was not explicitly considered by the RSCCS/RSEP. It is also accepted that the fundamental frequency of the buildings was such that the reference seismic coefficient ( $\beta_0$ ) remained in the constant acceleration branch, which might not be far from reality bearing in mind that school buildings do not usually have many storeys.

Figure 7 shows that the RSAEEP led to a very significant worsening of the seismic coefficient from that given in the RSCCS/RSEP, potentially increasing up to 0.174, especially in two municipalities in Algarve and in some municipalities in Alentejo, Ribatejo and Estremadura. In the Lisbon and Setúbal zone, the rest of the Algarve municipalities and some of the Alentejo coastal ones, the increase in the seismic coefficient could be about 0.124. Some places in centre-interior parts of Portugal with less serious worsening may be noted. In the North Region and part of the Beira Litoral, the increase is much less.

The comparison of EC8 with the RSAEEP leads to the results shown in figures 8 and 9, for ground types A (I) and E (regarded as equivalent to III).

Comparing the stiff ground types shows that the seismic coefficient values are similar, on average, with a perceptible exacerbation in the group of municipalities in west Algarve, and to a lesser degree in some municipalities in Guarda district. At the same time there is some alleviation in Alentejo municipalities. Some of the differences stem from the reclassification of municipalities.

With respect to the EC8-RSAEEP differences for softer ground (exemplified here with ground types E and III), we find that EC8 introduces a general worsening of the seismic coefficient. The municipalities where this exacerbation is greater are in Algarve (west), though there are also some which were exacerbated because of the reclassification of seismic zones. It should be noted that the comparison presented in figure 9 is particularly conservative since it corresponds to ground that exhibited a priori less suitability for locating school buildings.

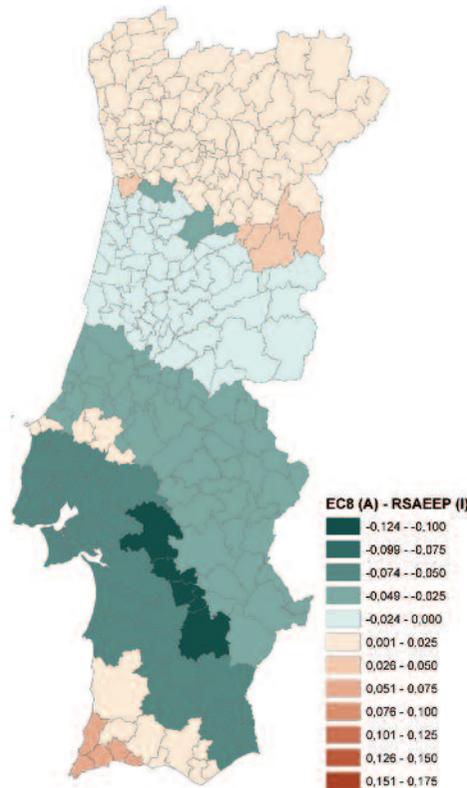


Fig. 8 – Diferenças do coeficiente sísmico EC8-RSAEEP nos diversos concelhos de Portugal continental em terreno tipo A (I), rocha.  $\eta=2,5$ ,  $q=2,5$ , valor máximo de  $\beta_0(f)$ , patamar de acelerações constantes de  $S_d(T)$ ,  $\lambda=0,85$ , envolvente dos sismos tipo 1 e 2  
Differences in seismic coefficient EC8-RSAEEP in mainland Portugal municipalities for ground type A (I), rock. ( $\eta=2.5$ ,  $q=2.5$ , maximum value of  $\beta_0(f)$ , constant acceleration level of  $S_d(T)$ ,  $\lambda=0.85$ , for type 1 and 2 earthquakes

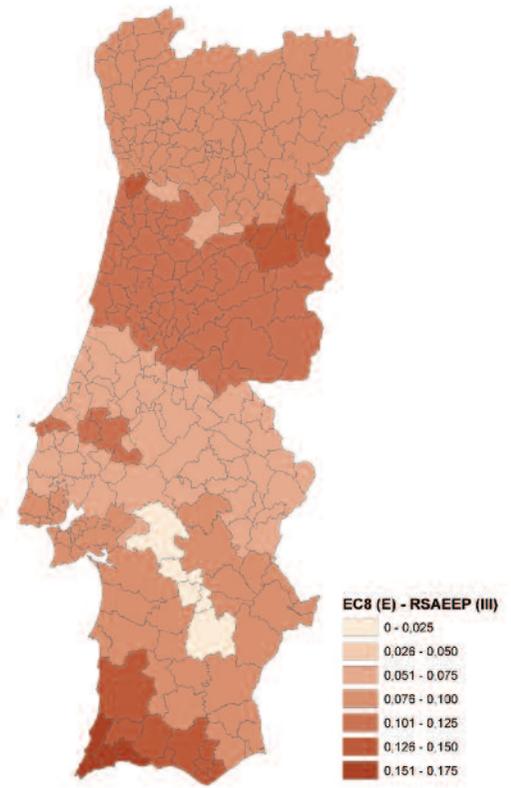


Fig. 9 – Diferenças do coeficiente sísmico EC8-RSAEEP nos diversos concelhos de Portugal continental em terreno tipo E(III), mais brando.  $\eta=2,5$ ,  $q=2,5$ , valor máximo de  $\beta_0(f)$ , patamar de acelerações constantes de  $S_d(T)$ ,  $\lambda=0,85$ , envolvente dos sismos tipo 1 e 2  
Differences in seismic coefficient EC8-RSAEEP in mainland Portugal municipalities for ground type E (III), softer. ( $\eta=2.5$ ,  $q=2.5$ , maximum value of  $\beta_0(f)$ , constant acceleration level of  $S_d(T)$ ,  $\lambda=0.85$ , for type 1 and 2 earthquakes

consideravam-se valores das tensões admissíveis para a verificação da segurança face à acção sísmica próximos dos valores de cálculo instituídos posteriormente pelo RSAEEP e EC8.

Observe-se para o presente efeito a figura 7 que representa a diferença (RSAEEP-RSCCS/RSEP) dos valores do coeficiente sísmico no dimensionamento de edifícios escolares. Dado que o zonamento do RSCCS/RSEP não coincidia com as fronteiras dos concelhos, procedeu-se aqui à aproximação de considerar que cada concelho estaria situado numa única zona sísmica do RSCCS (A a C), determinada pela localização da sua sede de concelho. No RSAEEP considerou-se a média dos coeficientes sísmicos, calculada para os três tipos de terreno, uma vez que o efeito do tipo de terreno não era explicitamente considerado pelo RSCCS/RSEP. Admitiu-se ainda que a frequência fundamental dos edifícios era tal que o coeficiente sísmico de referência ( $\beta_0$ ) se encontrava no patamar constante, o que poderá não estar longe da realidade tendo em conta que os edifícios escolares apresentam geralmente um reduzido número de pisos.

Da observação da figura 7 conclui-se que o RSAEEP introduziu um agravamento muito significativo no valor do coeficiente sísmico indicado anteriormente no RSCCS/RSEP, podendo apresentar um acréscimo de 0,174, nomeadamente em dois dos concelhos do Algarve e em alguns dos concelhos do Alentejo, do Ribatejo e da Estremadura. Na zona de Lisboa e Setúbal, nos restantes concelhos do Algarve e em alguns dos concelhos do litoral Alentejano o acréscimo do coeficiente sísmico poderá situar-se em 0,124. Há ainda a referir outras situações de menor agravamento situadas na região centro-interior do país. Na região Norte e em parte da região da Beira Litoral o agravamento é consideravelmente inferior.

Comparando agora o EC8 com o RSAEEP, obtêm-se os resultados ilustrados nas figuras 8 e 9, respectivamente para os terrenos tipo A (I) e E (considerado equivalente ao III).

A comparação para terrenos firmes indica que em média os valores do coeficiente sísmico são semelhantes, verificando-se um agravamento sensível num conjunto de concelhos situados no Barlavento Algarvio, assim como, em menor escala, em alguns concelhos do distrito da Guarda. Paralelamente observa-se algum desagravamento em concelhos do Alentejo. Algumas das diferenças observadas devem-se à reclassificação de concelhos.

Procedendo às diferenças EC8-RSAEEP para terrenos mais brandos (exemplificando aqui considerando os terrenos tipo E e III), verifica-se que o EC8 introduz um agravamento generalizado do coeficiente sísmico. Os concelhos onde esse agravamento é maior situam-se nas zonas do Algarve (Barlavento), embora haja também alguns concelhos dispersos que foram agravados em virtude da reclassificação das zonas sísmicas. Deve referir-se que a comparação apresentada na figura 9 é particularmente gravosa, correspondendo a terrenos que apresentariam *a priori* menor aptidão para a implantação de edifícios escolares.

## 2 – RETROSPECTIVA ABREVIADA DE TÉCNICAS DE REFORÇO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS

Há já muita informação disponível nacional e internacionalmente sobre técnicas de reforço sísmico no mais variado tipo de estruturas.

Nas estruturas de alvenaria, identificam-se os trabalhos de referência internacionais desenvolvidos nas universidades europeias, sobretudo Italianas. Ainda neste tipo de estruturas mas já no âmbito nacional referem-se as publicações de Vítor Córias e Silva (2007), de João Appleton (2003) e as múltiplas publicações de investigadores da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, da Universidade de Aveiro e da Universidade do Minho, do Instituto Superior Técnico e da Universidade Nova de Lisboa, entre outras.

## 2 – SHORT RETROSPECTIVE OF BUILDING STRENGTHENING TECHNIQUES

There is a great deal of information available nationally and internationally about techniques for the seismic strengthening of a wide range of structures.

Work of international reference on masonry structures has been undertaken in Europe's universities, especially Italian ones. In Portugal we have works by Vítor Córias e Silva (2007), João Appleton (2003) and many publications by researchers from the University of Porto's Faculdade de Engenharia, from the University of Aveiro and the University of Minho, the Instituto Superior Técnico and the Universidade Nova de Lisboa, and other institutions.

For reinforced concrete structures we draw attention to Bulletin no. 24 of fib (2003), a recent publication by Fardis (2009), and the article by Thermou and El Nashai (2006) which offers a useful review of reinforcement solutions for these structures. Though not yet translated into Portuguese, part 3 of EC8 (EN 1998-3) should be mentioned since it covers the assessment and seismic strengthening of buildings.

Portugal's contribution in this area includes the publication by Júlio Appleton (2008) giving an overview of the need for reinforcement and the various seismic strengthening solutions for these structures. Anibal Costa (2004) has also described assessment methods and reinforcement techniques that apply to both masonry and reinforced concrete structures. When it comes to the more general strengthening of structures with miscellaneous uses the publication by Federal Office for the Environment (FOEN) (Wenk, 2008) describes a wide range of structural seismic reinforcement retrofitting in buildings in Switzerland.

The next sections set out some considerations on the most common techniques used to strengthen buildings against seismic action, distinguishing load bearing masonry walls from reinforced concrete structures since they have different deficiencies and solutions.

### 2.1 – Seismic strengthening of structures with load bearing masonry walls

The occurrence of damage and collapse caused by earthquakes in buildings which have load bearing masonry walls makes it possible to distinguish the behaviour of walls loaded with in-plane horizontal forces from the behaviour of the same walls with out-of-plane horizontal loading. The collapse of walls due to in-plane forces generally occurs because of the wall's elements' lower shear resistance, which may be aggravated by the vertical loading they are subjected or by the existence of openings. Wall collapse through in-plane forces is caused by its lower bending resistance, which in turn arises from the negligible tensile strength of the masonry.

In addition to the previous aspects, observation of the damage allows identification of other deficiencies or risks of these structures when subjected to earthquakes:

- general deficiencies in the behaviour of the floors as rigid diaphragms in their planes;
- deficiencies in the behaviour of the connections between structural elements and between these and the floors;
- possible fall of ornamental elements from the façade and roof (gables, spires, parapets, etc.).

The presence of a floor that can be thought of as a rigid diaphragm in its plane, effectively connected to the surrounding walls, is generally useful for the behaviour of this type of structure since it helps regularise the horizontal displacements, thus ensuring a certain ability to redistribute the inertia forces in the floor. But the floor may be made wholly of wood, which can be considered deformable in its plane. Reinforced concrete floors may also exhibit deficient behaviour, whether due to the concrete topping being thin, to poor connection with the walls or even to the fact that they do not wholly occupy the floor plan.

The seismic strengthening solutions envisaged for these buildings could involve the overall reinforcement of the load bearing masonry walls (at least those which studies indicate have the poorest horizontal load bearing capacity). This strengthening can take the form of applying a reinforced concrete coating (figure 10), known as reinforced plastering mortar solution), and it is possible to make some improvements, i.e., by clamping the reinforcement mesh to the inside of the walls (or to the mesh on the opposite side) and fixing it to the floor slabs (lower and upper), using inclined anchors. In addition to benefits in terms of the resistance and deformability of the walls, this solution also helps the connection of the reinforced walls to the floor slabs (if any), thereby taking advantage of the diaphragm effect. No matter what technical solution is used, the anchoring of the reinforcement in the base of the walls and between floors is deemed critical.

Nas estruturas de betão armado, podem referir-se o Boletim n.º 24 da *fib* (2003), uma publicação recente de Fardis (2009), assim como o artigo de Thermou e El Nashai (2006) que procede a uma retrospectiva interessante de soluções de reforço nesse tipo de estruturas. Embora ainda não traduzida, refere-se a parte 3 do EC8 (EN 1998-3) que procura cobrir a avaliação e o reforço sísmico de edifícios.

Ainda no domínio do betão armado, a nível nacional identifica-se, entre outras, a publicação de Júlio Appleton (2008) que apresenta uma panorâmica da necessidade de reforço e das correspondentes soluções de reforço sísmico neste tipo de estruturas. Refere-se ainda o contributo de Aníbal Costa (2004) que descreve as metodologias de avaliação e técnicas de reforço, aplicadas simultaneamente às estruturas de alvenaria ou de betão armado. Ainda no âmbito mais geral do reforço de estruturas do mais variado uso, refere-se a publicação do *Federal Office for the Environment (FOEN)* (Wenk, 2008) que descreve um vasto conjunto de intervenções de reforço sísmico estrutural em edifícios na Suíça.

Apresentam-se de seguida algumas considerações sobre as técnicas mais comuns de reforço sísmico de edifícios, distinguindo as estruturas de paredes portantes de alvenaria das estruturas de betão armado, cujas deficiências e conseqüentes soluções são distintas.

## 2.1 – Reforço sísmico de estruturas de paredes portantes de alvenaria

A observação dos danos e situações de colapso devidas a sismos nos edifícios com paredes portantes de alvenaria permite distinguir o comportamento das paredes quando solicitadas por forças horizontais no seu plano médio do comportamento das mesmas paredes quando solicitadas perpendicularmente ao seu plano. O colapso das paredes para forças aplicadas no seu plano deve-se genericamente à reduzida resistência ao corte dos elementos de parede, facto que poderá ser agravado pelo carregamento vertical a que estão sujeitas ou pela existência de aberturas. O colapso das paredes para acções aplicadas perpendicularmente ao seu plano resulta da reduzida resistência à flexão das mesmas, o que, por sua vez, decorre da desprezável resistência à tracção da alvenaria.

Para além dos aspectos anteriores, a observação de danos permite identificar outras deficiências ou riscos deste tipo de estruturas quando sujeitas a sismos:

- deficiências gerais no comportamento dos pisos como diafragmas rígidos nos seus planos;
- deficiências no comportamento das ligações entre elementos estruturais e entre estes e os pisos;
- possível queda de elementos decorativos da fachada e cobertura (frontão, pináculos, platibandas, etc.).

A existência de um piso que possa considerar-se um diafragma rígido no seu plano, eficazmente ligado às paredes de contorno, é genericamente benéfica para o comportamento deste tipo de estruturas, permitindo regularizar os deslocamentos horizontais, assegurando alguma capacidade de redistribuição das forças de inércia aplicadas no piso. No entanto, por vezes, o piso apresenta uma estrutura integralmente de madeira, que pode considerar-se deformável no seu plano. Há ainda a referir as situações do comportamento deficiente de pisos em betão armado, quer devido à reduzida espessura da lâmina superior, ou à deficiente ligação às paredes, quer ainda pelo facto de não ocuparem integralmente a planta dos pisos.

As soluções de reforço sísmico preconizadas para este tipo de edifícios podem compreender o reforço generalizado das paredes portantes de alvenaria (pelo menos daquelas em que os estudos indiquem uma maior insuficiência na capacidade resistente). Este reforço pode ser realizado mediante a aplicação duma solução de reboco armado (figura 10), sendo possível introduzir alguns

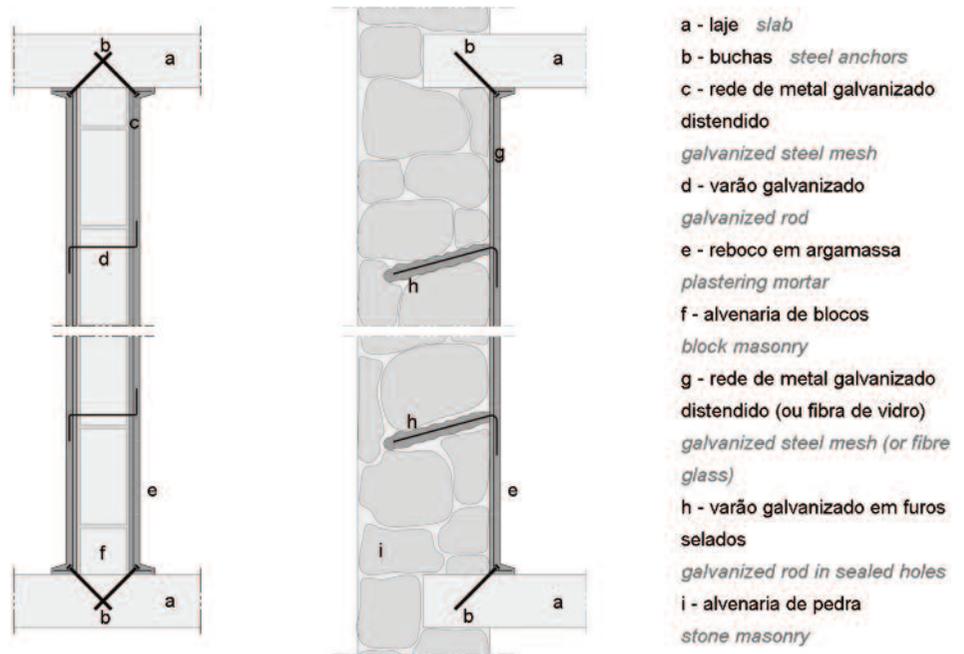
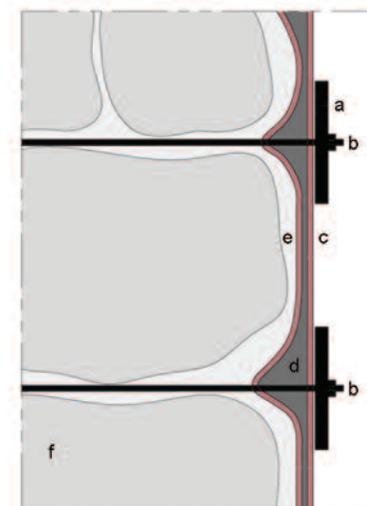


Fig. 10 – Solução de reforço variante do “reboco armado”. Parede interior e exterior  
 Strengthening solution, version of the “reinforced plastering mortar” solution. Interior and exterior wall

Though it was not used in any of the retrofits of the school buildings, there is another technique for reinforcing masonry walls that was developed by STAP<sup>2</sup> under the Comrehab research project. This solution is shown in figure 11. It consists of laying, gluing and anchoring glass fibre (GFRP) composite strips on the faces of the wall elements. These strips counter the weakness shown by the masonry and give it tensile strength and ductility and, indirectly, out-of-plane bending strength. Laying the strips also aims to increase walls’ resistance and ductility to shear forces applied in their plane. One of the striking features of this solution lies in its “confinement connectors”, which aim at the twofold effect of confining the wall and locally anchoring the composite strips.



Fig. 11 – Solução de reforço da STAP. Disposição das faixas e pormenor dos conectores de confinamento (STAP)  
 STAP strengthening solution. Arrangement of the strips and detail of confining connectors



- a - placa de ancoragem anchoring plate  
 b - conector de confinamento confinement connector  
 c - faixa de GFRP exterior outer GFRP strip  
 d - argamassa epoxidica epoxy mortar  
 e - faixa de GFRP interior inner GFRP strip  
 f - alvenaria masonry

melhoramentos, nomeadamente o grampeamento das redes de reforço ao interior das paredes (ou às redes da face oposta) e a sua fixação às lajes de piso (inferior e superior), através de buchas inclinadas. Cumulativamente com os benefícios em termos da resistência e da capacidade de deformação das paredes, esta solução beneficia também a ligação das paredes reforçadas às lajes de piso (quando existentes), tirando dessa forma partido do efeito de diafragma. Independentemente da solução técnica adoptada, constituem aspectos críticos da solução de reforço o processo de amarração das armaduras na base das paredes, assim como entre pisos.

Embora não aplicada em nenhuma das intervenções de reforço de edifícios escolares, refere-se ainda uma técnica alternativa de reforço de paredes de

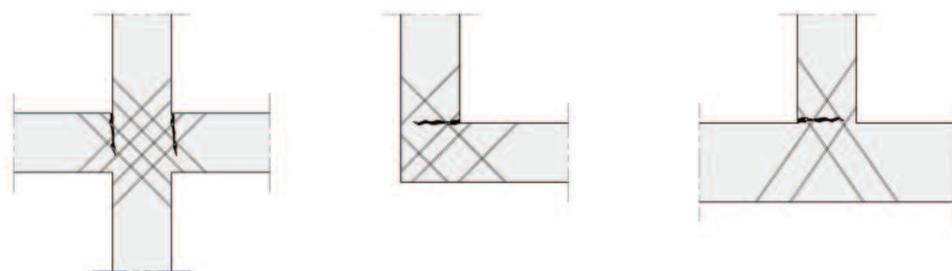


Fig. 12 – Exemplos de pregagens entre paredes ortogonais (adaptado de Roque e Lourenço, 2003)  
Examples of stitching of orthogonal walls

alvenaria, desenvolvida pela STAP<sup>2</sup> no âmbito do projecto de investigação Comrehab. Esta solução ilustrada na figura 11 consiste na colocação, colagem e amarração de faixas de compósitos de fibra de vidro (*GFRP*) nas faces dos elementos de parede. A existência destas faixas contraria a debilidade manifestada pela alvenaria, conferindo-lhe resistência e ductilidade à tracção e, indirectamente, à flexão fora do plano. A disposição das faixas procura ainda aumentar a resistência e ductilidade das paredes para forças de corte aplicadas no seu plano. Uma das características marcantes desta solução consiste nos designados conectores de confinamento, que procuram o duplo efeito de confinarem a parede e de procederem à amarração local das faixas de compósito.

Para além das soluções anteriores, há ainda um conjunto de intervenções correntes de reforço de edifícios com paredes portantes de alvenaria, entre as quais se referem a instalação de tirantes e as pregagens (*stitching*).

Na primeira técnica coloca-se um varão de aço, amarrado entre paredes opostas e paralelas, o que tem como consequência a interligação dessas paredes e a oposição ao seu afastamento. Estes tirantes podem ser instalados no interior de paredes (mediante a execução prévia de furos), caso em que habitualmente se procede à injeção com uma calda apropriada do espaço remanescente entre o furo e o tirante, ou ser exteriores às paredes. Pode ainda considerar-se a possibilidade de introduzir alguma tensão inicial nesses tirantes.

A pregagem entre paredes tem por objectivo consolidar as paredes, aumentando a capacidade resistente das ligações entre paredes ortogonais (figura 12). Esta técnica consiste na realização de furos nas paredes de alvenaria, introdução de barras de aço e posterior preenchimento do espaço remanescente com uma calda de injeção.

Quando a solução de piso existente não possa ser considerada indeformável no plano horizontal, pode inventariar-se um conjunto de soluções para rigidificação do piso no seu plano, que vão desde a constituição de uma lâmina de betão armado (recomenda-se uma espessura de 70mm) eficazmente armada e amarrada às paredes, à colocação de uma estrutura metálica contraventada no plano horizontal, sob os pisos.

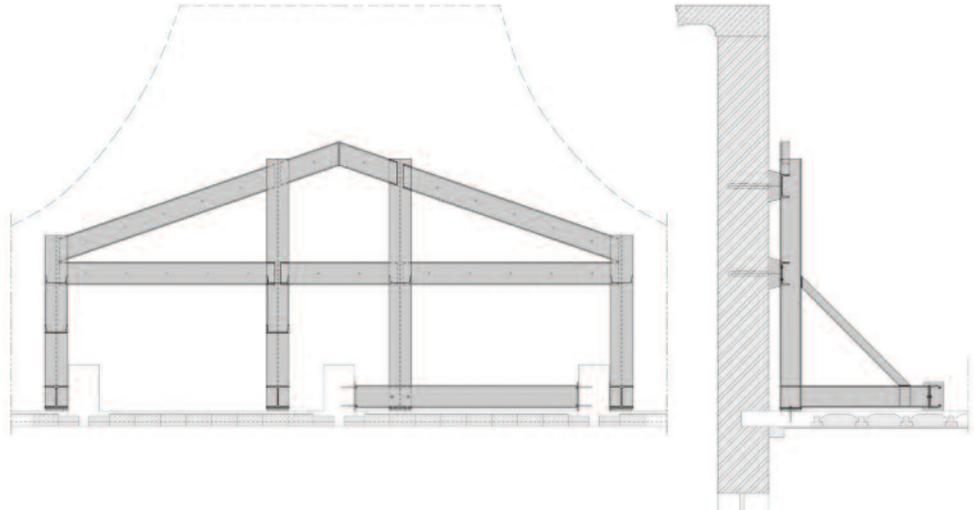


Fig. 13 – Escola Secundária de D. João de Castro. Estrutura auxiliar de estabilização de frontão  
(Adaptado de BETAR)  
Auxiliary stabilisation of a gable

In addition to the above solutions are other common strengthening interventions for buildings with load bearing masonry walls, including installing tie-rods and stitching.

The first requires the placing of a steel rod, anchored between opposite and parallel walls, causing these walls to be interconnected and their drawing apart hindered. The tie-rods can be installed inside the walls (through holes drilled beforehand), in which case the remaining space is usually filled by injecting a suitable grout between the hole and the tie-rod, or they can be outside the walls. The possibility of introducing some initial stress in the tie-rods may be considered, too.

Nailing/stitching walls is intended to consolidate them by increasing the load bearing capacity of the connections between orthogonal walls (figure 12). This technique consists of drilling holes in the masonry walls, inserting steel rods and then filling the remaining space by injecting grout.

When an existing floor cannot be taken to be undeformable in the horizontal plane, one of several other solutions may be considered to make the floor rigid in its plane. They range from laying a sheet of reinforced concrete (a thickness of 70mm is recommended), properly reinforced and anchored to the walls, to the fitting of a steel structure, braced in the horizontal plane, beneath the floors.

If there are ornamental elements on the façade or roof that are at risk of falling, anchorage devices or sub-structures should be provided to fix such elements to the main structure and designed to withstand the accelerations that might occur at the elevation of their installation (figure 13 illustrates one of these stabilizing structures).

## 2.2 – Seismic strengthening of reinforced concrete structures

Studies by Júlio Appleton (2008) have shown that buildings designed before the RSAEEP suffer from the following basic problems:



Fig. 14 – Encamisamento de pilares e adição de barras de aço para reforço de vigas (Júlio Appleton)  
Jacketing columns and adding steel bars to strengthen beams

Caso existam elementos decorativos na fachada ou cobertura que apresentem o risco de queda, haverá que providenciar dispositivos ou sub-estruturas de amarração desses elementos ao resto da estrutura, dimensionados para resistirem às acelerações que poderão verificar-se à cota em que se encontram instalados (na figura 13 exemplifica-se um destes dispositivos de estabilização).

## 2.2 – Reforço sísmico de estruturas de betão armado

Os estudos realizados por Júlio Appleton (2008) demonstram que as estruturas dimensionadas anteriormente ao RSAEEP enfermam dos seguintes problemas fundamentais:

- falta generalizada de resistência, pois o coeficiente sísmico originalmente considerado (quando existente) era muito inferior àquele imposto na actualidade;
- insuficiente resistência ao esforço transversal, tanto nos pilares (com cintas muito afastadas) como nas vigas (em que frequentemente se recorria a armaduras inclinadas cujo efeito é discutível quando ocorre inversão de esforços);
- limitações gerais de pormenorização com consequências negativas sobre a ductilidade e capacidade de deformação, sendo de referir a insuficiente amarração das armaduras longitudinais, tanto dos pilares como das vigas.

Face ao exposto, pode considerar-se que as acções de reforço sísmico em estruturas de betão armado têm por objectivo melhorar alguma (ou várias) das seguintes características dos seus elementos e da estrutura como um todo: rigidez, resistência ou ductilidade. Como foi sobejamente demonstrado na secção anterior, as deficiências na resistência ou ductilidade apresentadas pelos edifícios escolares resultam da evolução das exigências regulamentares (ou da inexistência de um quadro regulamentar à data do projecto). Em acréscimo, estas acções de reforço poderão procurar ainda reduzir ou regularizar a distribuição em altura dos deslocamentos horizontais, sobretudo quando se verifique irregularidade ou deformabilidade excessiva em altura, ou juntas estruturais insuficientemente dimensionadas.

As acções de reforços podem ter um objectivo local ou global, de acordo com a organização dos conteúdos proposta por Thermou e El Nashai (2006). Não são aqui abordadas as técnicas de reparação de elementos de betão armado deteriorados pelo tempo ou exposição aos ambientes adversos, assim como elementos danificados por exposição prévia a acções extremas, como sejam a acção sísmica.

Referem-se as seguintes técnicas de reforço local:

- Encamisamento das secções (figura 14).

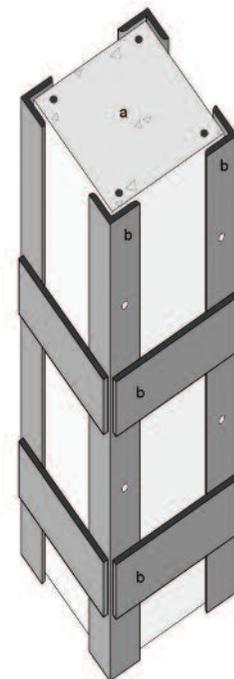
Esta técnica pode ser utilizada em pilares ou vigas para melhorar a capacidade resistente, tanto à flexão (composta, no caso dos pilares) como ao corte. Nesta técnica procede-se a um aumento da secção mediante a adição de armaduras de aço e betão (ou argamassa especial de reparação).

- Reforço por adição de armaduras exteriores.

Nesta técnica de reparação procede-se à fixação externa de armaduras (geralmente barras de aço, figura 15) à secção preexistente, tendo por objectivo melhorar a capacidade resistente à flexão ou ao corte.

- Reforço com materiais compósitos de matriz polimérica reforçados com fibras (*Fibre Reinforced Plastic, FRP*).

Nesta técnica procede-se a um aumento da capacidade resistente dos elementos de betão armado mediante a adição de mantas ou laminados de *FRP*. As fibras poderão ser de carbono (*CFRP*), de vidro (*GFRP*) ou de aramida (*AFRP*). Estes materiais compósitos de adição poderão servir como armaduras, beneficiando a capacidade resistente ao corte ou flexão dos elementos, ou



a - pilar de betão *existing RC column*  
b - barras de aço adicionadas  
*additional steel plate bars*

Fig. 15 – Reforço de pilar de betão armado por adição de armaduras metálicas exteriores

*Strengthening reinforced concrete column by adding exterior steel plate bars*



Fig. 16 – Aplicação de manta de CFRP em zona crítica de pilar (VSL Sistemas Portugal, S.A.)  
Applying CFRP sheets to a critical region of a column

- general lack of strength, since the seismic coefficient first assumed (if any) was much lower than that imposed today;
- insufficient resistance to shear in both columns (with widely-spaced stirrups) and girders (where inclined shear reinforcements were often used, though their effect is open to question when there is a reversal of forces);
- general limitations in details with adverse impact on ductility and deformability, in particular poor anchoring of longitudinal reinforcements, for columns and girders alike.

In light of this, seismic strengthening actions on reinforced concrete structures should aim to improve one or more of these characteristics of their elements and structure as a whole: stiffness, strength and ductility. As was made clear in the preceding section, the deficiencies in strength or ductility exhibited by school buildings result from the evolution of code requirements (or lack of a regulatory framework at the design stage). Furthermore, strengthening actions can also try to reduce or regularise the distribution of horizontal displacements in elevation, especially when there is an excessive or abnormal lateral deformation in elevation, or poorly designed seismic joints.

Strengthening actions can have a local or overall goal, according to the organisation of the contents proposed by Thermou and El Nashai (2006). Techniques for repairing reinforced concrete elements that have deteriorated over time or exposure to adverse environments are not addressed here, nor are elements damaged by prior exposure to extreme actions such as seismic action.

The following local reinforcement techniques can be identified:

- Jacketing of sections (figure 14).

This technique can be used on columns or beams to improve both bending strength (with axial force, for columns) and shear strength. The cross-section is increased by adding steel rebars and concrete (or special repair mortar).

- Reinforcement by adding exterior steel reinforcement.

Here, additional steel reinforces (usually steel plate bars, figure 15) are fixed to the outside of the existing section to improve bending and shear strength.

- Strengthening with fibre-reinforced plastic (FRP) composites.

This technique increases the load bearing capacity of reinforced concrete elements by adding sheets made of FRP composites. The fibres may be of carbon (CFRP), glass (GFRP) or aramid (AFRP). These added composite materials can be used as reinforcement, improving shear and bending strength, or they can be used to improve the confinement of the concrete in critical zones (figure 16).

Some of the more relevant global strengthening techniques are listed below:

- Jacketing reinforced concrete elements.

In this case the columns are jacketed for their full length so that the reinforcing elements are continued all the way up the building. The vertical reinforcements of the columns pass through the beams and slabs (or are spliced) and the holes must then be sealed.

- Addition of shear walls.

In this technique, reinforced concrete shear walls are built up to the full height of the building. These walls withstand almost all the horizontal forces to relieve the forces in the pre-existing framed elements and regularise the distribution of the horizontal displacements in elevation. The location of these additional walls should seek to control of irregularities in plan, along with the possibility that the inertia forces applied to the floors can be routed to these new elements. The walls can be built on their own or they may be made in frames defined by pre-existing elements (columns and beams). Some designers believe that one critical aspect of this solution lies in the need to construct foundations for these elements, especially since they are not subject to the stabilising effect of vertical loading.

- Steel bracing.

This technique is an alternative to adding shear walls and has the same purpose: to increase overall load bearing capacity of the structure to horizontal forces, reducing and regularising the distribution in elevation of the horizontal displacements. One advantage is that this is a potentially simple intervention which also allows there to be openings in otherwise closed spans. Difficulties in making an effective connection to the floor structures may be added to the drawbacks mentioned previously for the technique of adding shear walls.

poderão ser utilizados para melhorar o confinamento do betão em zonas críticas (figura 16).

De entre as técnicas de reforço global referem-se as seguintes:

– Encamisamento de elementos de betão armado.

Neste caso o encamisamento das secções (referido atrás) é realizado de forma generalizada nos pilares, fazendo com que haja continuidade das armaduras de reforço em toda a altura do edifício. As armaduras verticais de reforço dos pilares atravessam as vigas e lajes (ou são emendadas) obrigando à selagem desses furos.

– Adição de paredes resistentes.

Nesta técnica procede-se à construção de paredes resistentes de betão armado que se desenvolvem em toda a altura do edifício. Estas paredes passam a resistir à quase totalidade das forças horizontais, aliviando os esforços nos elementos reticulados preexistentes e regularizando a distribuição em altura dos deslocamentos horizontais. Na implantação das paredes haverá que ter em conta o controlo das irregularidades em planta, assim como a possibilidade das forças de inércia aplicadas nos pisos poderem ser encaminhadas para estes novos elementos. As paredes poderão ser construídas isoladamente ou poderão desenvolver-se nos quadros de pórticos definidos pelos elementos preexistentes (pilares e vigas). Segundo alguns, um dos aspectos críticos desta solução reside na necessidade de construir fundações para estes elementos, tanto mais que os mesmos não se encontram sujeitos ao efeito estabilizante do carregamento vertical.

– Contraventamento metálico.

Esta técnica constitui uma alternativa à adição de paredes resistentes, procurando os mesmos objectivos: aumentar a capacidade resistente global da estrutura para forças horizontais, reduzindo e regularizando a distribuição em altura dos deslocamentos horizontais. Apresenta como vantagem o facto de ser uma intervenção potencialmente mais simples, permitindo em acréscimo a existência de aberturas nos vãos fechados. Às desvantagens



Fig. 17 – Edifícios escolares reforçados na Turquia (Polat Gülkan)  
*Strengthened school buildings in Turkey*



Fig. 18 – Adição de armaduras metálicas exteriores e encamisamento de pilares em edifício escolar na Turquia (Polat Gülkan)  
Addition of steel plate bars and jacketing of columns in a school building in Turkey

The techniques of column jacketing and the addition of shear walls have been used in combination in the Istanbul region for the seismic strengthening of reinforced concrete school buildings, conducted within the framework of the ISMEP project (Yakut et al., 2008). One of the parameters that determined the assessment results for a group of 64 schools (and which is also a reference for the design of the strengthening) is the density of the shear walls in a specific horizontal direction. This density is calculated from the ratio between the total area of the shear walls arranged in a certain horizontal direction and the total area of the floors above the ground. It was concluded that, after the seismic strengthening, the average density of the buildings' shear walls was about 0.4%. Figures 17 to 18 show examples of seismic retrofitting in Istanbul area through the combination of column jacketing and the addition of shear walls.

As an alternative to the construction of shear walls inside the building or in the façades, more common and widely used in the presented later case studies there is the solution that consists of building shear walls on the outside. These act as buttresses (here there is the additional problem of ensuring an effective connection from the shear walls to the floor structure). This solution is shown in figure 19, which illustrates the seismic strengthening of the gym building in one of the schools of phase 2.

In addition to these techniques mention should also be made of base isolation, increasing damping (by including viscous or hysteretic dampers), and, finally, the introduction of active or passive vibration control systems.

Within the subset of the so-called dissipative approaches one solution that should be singled out is one used in Italy for the seismic strengthening of reinforced concrete school buildings of outdated design. It consists of installing dissipative bracings composed by laminated or tubular steel profiles linked in series with buckling-restrained axial dampers (BRADs). A BRAD is a steel bar (core), which transmits the axial force, inserted into a tube with a larger cross-section. The rest of the space is filled with concrete (to prevent buckling of the core in compression). This is a version of the well-known buckling restrained braces (BRBs, figure 20), used in the United States and Japan to strengthen steel structures. The BRADs are designed to exploit the plastic behaviour of the core under extreme conditions and they dissipate energy by hysteresis. Studies have shown that the structure generically remains in the elastic domain for an earthquake compatible with the damage limitation requirement, and that a marked reduction in the effects of seismic action is observed for an earthquake compatible with the non-collapse requirement.

This solution is exemplified by a school in Catania, the Cappuccini school in Ramacca. Its original structure was of reinforced concrete dating from the 1970s and the classroom building underwent seismic strengthening by inserting BRAD dissipative bracings. The strengthening solution consisted of four braced spans in each horizontal direction, for each storey (figure 21). The columns engaged by the dissipative braces were also reinforced, and foundations of micropiles were built into the base of these bracings. Nonlinear analyses showed that this strengthening solution markedly reduces displacements in floors and, to a lesser extent, in the forces in the existing structural components.



Fig. 19 – Utilização de paredes resistentes no exterior (J. Gonçalves Pereira)  
Use of shear walls on the outside

enumeradas anteriormente para a técnica de adição de paredes resistentes, crescem as dificuldades que poderão verificar-se na ligação efectiva às estruturas de piso.

A solução de encamisamento de pilares conjugada com a adição de paredes resistentes tem sido utilizada na zona de Istambul para o reforço sísmico de edifícios escolares com estrutura de betão armado no âmbito do programa ISMEP (Yakut *et al.*, 2008). Um dos parâmetros que determinou os resultados da avaliação de um conjunto de 64 escolas sujeitas à avaliação e eventual reforço sísmico (e que serviu ainda de referência para o dimensionamento do reforço) consiste na densidade de paredes resistentes existentes numa determinada direcção horizontal. Essa densidade é determinada mediante o quociente entre a área total de paredes resistentes dispostas numa determinada direcção horizontal e a área total dos pisos acima do terreno. Concluiu-se que, após o reforço sísmico, os edifícios escolares passaram a apresentar em média uma densidade de paredes resistentes próxima de 0,4%. Apresentam-se nas figuras 17 e 18 exemplos de reforço sísmico por este processo.

Como alternativa à solução de construção de paredes resistentes no interior ou na periferia dos edifícios, mais comum e sobejamente utilizada nos casos de estudo descritos mais à frente, refere-se a solução que consiste na construção de paredes resistentes no exterior, que funcionariam como contrafortes (neste caso coloca-se o problema adicional da ligação efectiva das paredes à estrutura de piso). Esta solução encontra-se ilustrada na figura 19, correspondente ao reforço do bloco de educação física de umas escolas intervencionadas.

Para além das técnicas apresentadas poderiam ainda referir-se o isolamento de base, o aumento do amortecimento (através da inclusão de amortecedores viscosos ou histeréticos), assim como, no limite, a introdução de sistemas de controlo activo ou passivo das vibrações.

No conjunto das abordagens dissipativas pode destacar-se a solução adoptada em Itália no reforço de um número significativo de escolas com estrutura de betão armado. A solução em questão consiste na colocação de contraventamentos dissipativos, constituídos pela associação em série de perfis metálicos laminados ou tubulares com dispositivos *BRAD* (*Buckling-Restrained Axial Dampers*). Cada um destes dispositivos consiste numa barra metálica (núcleo, que transmite as forças axiais), inserida dentro de um tubo de maiores dimensões seccionais, sendo o espaço remanescente preenchido com betão (evitando a encurvadura do núcleo quando comprimido). Trata-se de uma variante dos conhecidos *BRB* (*Buckling Restrained Braces*, figura 20), utilizados nos Estados Unidos e Japão para o reforço de estruturas metálicas. Pretende-se com os dispositivos *BRAD* explorar o comportamento plástico do núcleo em condições extremas, dissipando energia por histerese. Os estudos realizados demonstram que a estruturas reforçadas permanecem genericamente em regime elástico para um sismo compatível com o requisito de limitação de danos, observando-se uma redução generalizada dos efeitos da acção sísmica para um sismo compatível com o requisito de não ocorrência de colapso.

Refira-se como exemplo de aplicação da solução descrita uma escola na Catânia – escola *Cappuccini*, em Ramacca, com uma estrutura original de betão armado da década de 1970 – em que se procedeu ao reforço sísmico do edifício das salas de aula mediante a introdução de contraventamentos dissipativos do tipo *BRAD* (figura 21). Procedeu-se ainda ao reforço dos pilares interessados pelos contraventamentos, assim como à construção de fundações por microestacas na base dos contraventamentos. As análises não lineares realizadas demonstram que a solução de reforço adoptada conduz a uma redução muito pronunciada dos deslocamentos nos pisos, assim como, embora em menor grau, dos esforços nos elementos estruturais existentes.

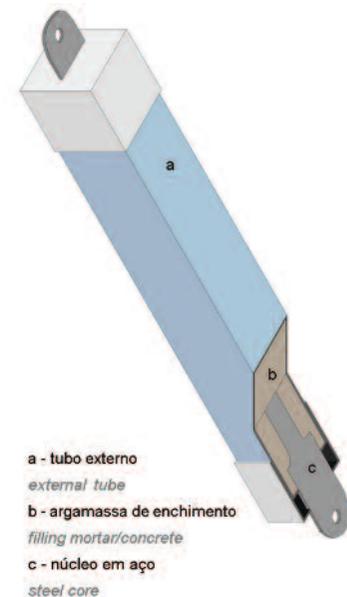


Fig. 20 – Esquema com a constituição de BRB  
Schematic representation of BRB



Fig. 21 – Contraventamentos dissipativos instalados na escola *Cappuccini*, Ramacca – Itália (FIP Industriale, SpA)  
Dissipative bracings installed in the *Cappuccini* school, Ramacca – Italy

2.

# **Caracterização Construtiva e Estrutural da Rede Pública de Escolas Secundárias**

**– Zonas Centro e Sul de Portugal**

# ***Constructive and Structural Characterization of Public Secondary Schools***

***– Central and Southern Portugal***

# CONSTRUCTIVE AND STRUCTURAL CHARACTERIZATION OF PUBLIC SECONDARY SCHOOLS CENTRAL AND SOUTHERN PORTUGAL

António Sousa Gago and Jorge Miguel Proença

## 1 – INTRODUCTION

The public secondary school building stock is a quite heterogeneous group in terms of building typologies and, as such, they mirror the changes in education in Portugal over the 20<sup>th</sup> century. They also express the developments in construction technology and the technical and financial resources available to meet the requirements of the respective moment.

In terms of structure, developments in school buildings have been notable for the use of new materials, steel and reinforced concrete, which have steadily replaced traditional building materials: timber, generally used in horizontal structural elements, and masonry, used for walls and arched structures. These materials, being stronger, stiffer and durable than wood and masonry, made it possible to build more elegant structures with larger spans, less deformable, with increased resistance and more durable, which revolutionised the constructive habits and conception of buildings.

The early use of reinforced concrete and structural steel in the building trade coincided with the building of the first lyceums and these materials were used, mainly for floors and roofs, in tandem with the more traditional constructive techniques. In the decades that followed, the new materials, especially reinforced concrete, gained importance and at the end of the 1950s structural masonry had been abandoned and replaced by vertical linear elements (columns) to support vertical loads. From then building structures came to be framed, with beams and columns, and built entirely of reinforced concrete.

The constructive techniques and design of structures and elements in reinforced concrete progressed from an early experimental stage up to the start of the 1960s, which is when the first regulations for structural analysis were published. The Code for Building Safety against Earthquakes (RSCCS) of 1958 and the Code for Building and Bridge Loads (RSEP) of 1961 gave rise to increasing demands for design and structural sizing, including the consideration of seismic action, which had not usually been contemplated until then.

The start of the 1980s saw the introduction of new codes, notably the Code for Safety and Actions for Building and Bridge Structures (RSAEEP), still in force, which reflects the most current knowledge about seismicity and seismic behaviour of buildings; new analytical and structural design tools provided by improved computer resources also came to be widely used, and these two factors nudged the design of structures into a new phase.

Bearing in mind the various construction stages of school buildings, the evolution of constructive methods and the publication of building codes, which had a profound influence on structural design, secondary school buildings can be grouped as follows:

- a) buildings with wooden floors and masonry load-bearing walls, built between the end of the 19<sup>th</sup> century and the 1930s;
- b) buildings with reinforced concrete floors and masonry load-bearing walls, built between 1930 and the end of the 1950s;
- c) buildings in which reinforced concrete was generally used, predating the seismic codes, built between 1950 and the start of the 1960s;
- d) buildings constructed entirely of reinforced concrete, erected after the 1958 RSCCS came into force and before the RSAEEP (1983);
- e) other buildings constructed in the 1970s using industrialised systems (prefabricated, reinforced concrete or steel members);
- f) buildings designed and constructed after the RSAEEP implementation, in 1983.

# CARACTERIZAÇÃO CONSTRUTIVA E ESTRUTURAL DA REDE PÚBLICA DE ESCOLAS SECUNDÁRIAS

## ZONAS CENTRO E SUL DE PORTUGAL

António Sousa Gago e Jorge Miguel Proença

### 1 – INTRODUÇÃO

Os edifícios escolares que integram a rede pública de escolas com ensino secundário constituem um conjunto com grande heterogeneidade marcado por várias tipologias edificatórias que reflectem as transformações ocorridas em Portugal ao longo do século XX no sector da educação, ao mesmo tempo que traduzem a evolução das tecnologias de construção e os recursos técnicos e financeiros disponíveis para responder às solicitações do momento.

Do ponto de vista estrutural, a evolução da construção de edifícios escolares foi marcada pela introdução de novos materiais, o aço e o betão armado, que substituíram progressivamente os materiais tradicionais: a madeira, habitualmente usada nos elementos estruturais horizontais, e a alvenaria, utilizada em paredes e estruturas arqueadas. Aqueles materiais, com maior resistência, rigidez e durabilidade que a madeira e a alvenaria, permitiram estruturas mais esbeltas, com vãos maiores, menos deformáveis, com maior resistência e mais duráveis, o que veio a revolucionar os hábitos construtivos e a concepção dos edifícios.

Na fase inicial da introdução do betão armado e do aço estrutural na construção civil, coincidente com a execução dos primeiros edifícios liceais, esses materiais foram empregues, sobretudo em pavimentos e coberturas, simultaneamente com a utilização das técnicas construtivas tradicionais. Nas décadas seguintes os novos materiais, em especial o betão armado, foram ganhando importância e no final da década de 1950 as alvenarias estruturais já tinham sido abandonadas e substituídas por elementos lineares verticais (pilares) como elementos de suporte das cargas verticais. A partir dessa época as estruturas dos edifícios passaram a ser reticuladas, com vigas e pilares, e integralmente construídas em betão armado.

As técnicas construtivas e de projecto das estruturas e elementos em betão armado evoluíram desde uma primeira fase de experimentação até ao início da década de 1960, data da publicação dos primeiros regulamentos para análise estrutural. O Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos (RSCCS), de 1958, e o Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (RSEP), de 1961, deram origem a maiores exigências de concepção e dimensionamento estrutural, nomeadamente através da consideração da acção sísmica, que não era habitualmente considerada até então.

No início da década de 1980, com a introdução de novos regulamentos, em particular o Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP), ainda em vigor, que reflecte conhecimentos mais actualizados sobre sismicidade e comportamento sísmico de edifícios, e com a utilização de novas ferramentas de análise e de dimensionamento estrutural permitidas pelos meios computacionais, o dimensionamento de estruturas entrou numa nova fase.

Tendo em conta as várias fases de construção dos edifícios escolares, a evolução dos métodos construtivos e a publicação dos regulamentos estruturais, que muito influenciaram a concepção estrutural e arquitectónica, os edifícios das escolas secundárias podem agrupar-se nos seguintes seis grupos ou tipologias construtivas:



Fig. 1 – Liceu de Passos Manuel, Lisboa (Arquivo da Escola Secundária de Passos Manuel)



Fig. 3 – Liceu de Pedro Nunes, Lisboa (Fundação Calouste Gulbenkian, Biblioteca de Arte – Coleção Estúdio Mário Novais)



Fig. 2 – Liceu de Camões, Lisboa (Arquivo Fotográfico da Câmara Municipal de Lisboa)

Each of the above mentioned groups had potential problems in terms of seismic safety, as explained below. The gymnasium buildings of schools are not included in this work because of their special structural requirements. Buildings constructed and designed after the RSAEEP came into force (still in force) will not be analysed either, because they satisfy a priori the safety requirements and their seismic strengthening is not justified.

## 2 – BUILDINGS WITH WOODEN FLOORS AND MASONRY LOAD-BEARING WALLS

The construction of the lyceums starts at the end of the nineteenth century, with the Liceu Central de Lisboa, later named the Liceu Passos Manuel (figure 1), by José Luiz Monteiro (1882), subsequently amended by Raphael da Silva Castro (1888) and Rosendo Carvalheira (in 1896 and 1907) and continued with the lyceums Camões (1907-1909) (figure 2), Pedro Nunes (1908-1911) (figure 3)

and Maria Amália Vaz de Carvalho (1915-1934) (figure 4), in Lisbon, designed by the architect Miguel Ventura Terra, and the lyceums Alexandre Herculano (1914-1931) and Rodrigues de Freitas (1918-1933), in Porto, by the architect José Marques da Silva.

In terms of spatial configuration, the solutions evolve from a single building model with a compact configuration and a closed courtyard, similar to the traditional convents model, to extending partially or fully occupying the perimeter of the city block, defining one or more open courts in accordance with the hygienists' principles of the time. In terms of style, there is a transition from an expression of eclectic Beaux-Arts inspiration, dominated by the Parisians, albeit with strong decorative sobriety, through to the influence of geometrized taste of Art Deco.

Responding to specific circumstances the programmes reconciled practical educational interests with the innovations of each period. They reflected the 1905 reform and were based on the draft regulations for school buildings of 1909, representing a group of buildings of acknowledged heritage and symbolic value and it constitutes as a whole, a set that is exceptional within the Portuguese school building stock heritage.

The construction of this group of buildings coincides with the use of reinforced concrete and structural steel, comparatively new materials in the building industry. The choice to use the new materials and relevant constructive processes, which were quicker and cheaper, was made from the outset by the Direcção Técnica das Construções Escolares (Technical Management of School Buildings), as the report issued by the Inspeção Sanitária Escolar (School Sanitary Inspectorate) in 1902 indicates.

In these early applications the structural elements made with the new materials were used in tandem with traditional techniques and materials and, apart from gym roofs, followed conception

- a) edifícios com pavimentos em madeira e paredes portantes de alvenaria, construídos entre o final do século XIX e a década de 1930;
- b) edifícios com pavimentos em betão armado e paredes portantes de alvenaria, construídos entre 1930 e o fim da década de 1950;
- c) edifícios dos primórdios do uso generalizado do betão armado, anteriores à regulamentação sísmica, construídos entre 1950 e o início da década de 1960;
- d) edifícios integralmente de betão armado, posteriores à entrada em vigor do RSCCS, de 1958, e anteriores à do RSAEEP, de 1983;
- e) outros edifícios construídos na década de 1970 por métodos industrializados (pré-fabricados, de betão armado ou aço);
- f) edifícios construídos e projectados depois de entrada em vigor do RSAEEP, de 1983.

Cada uma das referidas tipologias apresenta problemas potenciais, do ponto de vista de segurança sísmica, que se tentarão identificar nos parágrafos seguintes. Excluiu-se do presente trabalho a análise dos ginásios dos edifícios escolares, em virtude das suas particularidades estruturais. Os edifícios construídos e projectados depois da entrada em vigor do RSAEEP, não serão, também, analisados por satisfazerem *a priori* as exigências de segurança necessárias e não se justificar o seu reforço sísmico.

## 2 – EDIFÍCIOS COM PAVIMENTOS EM MADEIRA E PAREDES PORTANTES DE ALVENARIA

A construção dos primeiros liceus é iniciada no final do século XIX, com o projecto do Liceu Central de Lisboa, posteriormente designado Liceu de Passos Manuel (figura 1), da autoria de José Luiz Monteiro (1882), posteriormente alterado por Raphael da Silva Castro (em 1888) e por Rosendo Carvalheira (em 1896 e 1907), e prosseguida com os liceus de Camões (1907-1909) (figura 2), de Pedro Nunes (1908-1911) (figura 3) e de Maria Amália Vaz de Carvalho (1915-1934) (figura 4), em Lisboa e da autoria do arquitecto Miguel Ventura Terra e com os liceus de Alexandre Herculano (1914-1931) e de Rodrigues de Freitas (1918-1933), no Porto, da autoria do arquitecto José Marques da Silva.

Em termos de configurações espaciais as soluções evoluem do modelo de edifício único de configuração compacta com pátio encerrado de acordo com o modelo conventual para uma configuração em extensão ocupando parcialmente ou na totalidade o perímetro do quarteirão urbano, podendo definir um ou mais pátios abertos, seguindo os princípios higienistas de então. Em termos estilísticos transitam de uma expressão de inspiração ecléctica dominada pelos *Beaux-Arts* Parisienses, embora com forte sobriedade decorativa, passando pela influência do gosto geometrizado da *Art Déco*.

Respondendo a situações específicas, os programas adoptados conciliam preocupações de natureza pedagógica e funcionais inovadoras para cada época. Reflexo da reforma de 1905, e suportados no projecto de regulamento das construções escolares de 1909, representam um conjunto de edifícios com valor patrimonial e simbólico reconhecido, configurando no seu conjunto uma condição de excepcionalidade no património escolar português.

A construção deste grupo de edifícios coincide com o início da utilização dos novos materiais betão armado e aço estrutural na construção civil. A opção pelos novos materiais e correspondentes processos construtivos, mais rápidos e económicos, foi desde o início uma opção da Direcção Técnica das Construções Escolares, como reflecte o parecer de 1902, emitido pela Inspecção Sanitária Escolar.

Nestas primeiras aplicações os elementos estruturais realizados com os novos materiais foram empregues conjuntamente com as técnicas e os materiais tradicionais, seguindo, com excepção das coberturas dos ginásios, critérios de concepção próximos dos tradicionais. Genericamente, as estruturas destes edifícios



Fig. 4 – Liceu de Maria Amália Vaz de Carvalho, Lisboa (Arquivo Fotográfico da Secretaria-Geral do Ministério da Educação)



Fig. 5 – Liceu de Passos Manuel, Lisboa (A2P Consult Estudos e Projectos, Lda)

criteria very similar to the traditional ones. On the whole, the structures of these buildings consist of outer and interior walls made of stone masonry and solid brick, which support the floors. Stone masonry exterior walls are usually very robust and may be 1.10 thick at their foundations and varying between 0.80-0.90m and 0.60-0.70m higher up. Interior walls, mostly made of brick masonry, are less robust and are rarely any thicker than 0.30-0.40m.

The floors are made of a wood framework covered by wooden flooring or, especially on ground floors, corridors, galleries and damp areas, by steel profiles and ceramic ceilings, with a filling of mortar made of sand, lime and pozzolana. The timber framework and steel profiles of the ceiling are supported directly on masonry structures or intermediate steel joists (figure 5), usually called girders, which are supported on the masonry walls.

Except in gyms, where very light structures supported on steel trusses can be found (figure 6), the roofs were of tile supported on wood rafters and frames which themselves are supported either on steel trusses or on the masonry walls. As a rule the steel trusses cross the span between the façades and there are no supports on the interior walls.

Even if the vertical structural system consists of masonry walls, in certain circumstances some alignments are interrupted and they are then supported on steel profiles. The foundations of these buildings are either direct or consist of wells filled with masonry and joined by masonry arches.

The main risks of these buildings in terms of resistance to earthquake action are related to eventual inadequate strength and poor deformation capacity of the load bearing walls to in-plane and out-of-plane horizontal loads, deficient functioning of the floors as rigid diaphragms in their planes and deficient functioning of the connections between the orthogonal load bearing walls and between load bearing walls and the floors.

### 3 – BUILDINGS WITH REINFORCED CONCRETE FLOORS AND MASONRY LOAD-BEARING WALLS

These are the buildings constructed by the Junta Administrativa para o Empréstimo do Ensino Secundário (Administrative Board for Loans to Secondary Education) (JAEES), established in 1927 within the Ministério da Instrução Pública (Ministry of Public Instruction), and by the Ministério das Obras Públicas (Ministry of Public Works) (MOP) through the Junta das Construções para o Ensino Técnico e Secundário (Board for Constructions for Technical and Secondary Education) (JCETS) in the period between the end of the 1930s and 1950 under the Programa de Construções, Ampliações e Melhoramentos de Edifícios Liceais (Programme to construct, enlarge and improve lyceum buildings), launched in 1938 (Decree-law no. 28604 of 21 April).

In 1930 JAEES launched a series of tenders to build new lyceums in Beja, Lamego and Coimbra and commissioned the architect Carlos Ramos to design the Liceu de D. Filipa de Lencastre in Quelhas, Lisbon. The following lyceums were built in the wake of these calls for tenders: Diogo Gouveia (1930-1934) in Beja, designed by Cristino da Silva; Latino Coelho (1930-1936) in Lamego, designed by Cottinelli Telmo, and D. João III (1930-1936) in Coimbra, designed by Carlos Ramos, Adelino Nunes and Jorge Segurado. The design by Carlos Ramos for the D. Filipa de Lencastre lyceum in Quelhas was not implemented in fully. It was converted to a different use and replaced by another building in Arco do Cego, designed by the architect Jorge Segurado (1932-1940) (figure 7).

This set stands out in terms of architectural design, by means of an affirmation of the modernist language, emphasizing building volumes defined by smooth surfaces and flat roofs and enhancing the expressive potential of concrete.

After the JAEES was replaced by the JCETS in 1934 the lyceums were mostly designed by that body's technical staff, to achieve greater efficiency and control of the conception and construction stages. In this group we have the following lyceums: D. João de Castro (1945-1949) (figure 8) and Gil Vicente (1948) in Lisbon; Carolina Michaelis (1945-1949) in Porto; Infanta D Maria (1944-1948) in Coimbra; Sá da Bandeira (1939-1943) (figure 9) in Santarém; João de Deus in Faro; Nuno Álvares (1940-1946) in Castelo Branco; Gonçalo Velho (1942-1945) in Viana do Castelo; Alves Martins (1941-1948) in Viseu; Bocage (1945-1949) in Setúbal; José Estêvão (1947-1952) in Aveiro; Sebastião e Silva (1948-1952) in Oeiras, and Eça de Queiroz (1948-1952) in Póvoa do Varzim.

These buildings display great formal and constructive uniformity. They have given up the modernist language used in the earlier group and embrace the official lexicon of the Estado Novo ("New State", corporatist regime installed in Portugal in 1933), returning to the pitched roofs and

são constituídas por paredes periféricas e interiores, em alvenaria de pedra e cal e de tijolo maciço, que suportam os pavimentos. As paredes exteriores, em alvenaria de pedra, são habitualmente muito robustas, com espessuras que podem atingir 1,10m nas suas fundações, variando em altura entre 0,80-0,90m e 0,60-0,70m. As paredes interiores, na maioria dos casos em alvenaria de tijolo, são menos robustas, com espessuras máximas que usualmente não ultrapassam 0,30 a 0,40m.

As estruturas dos pavimentos são constituídas por vigamentos de madeira, revestidos por soalho de madeira, ou, normalmente nos pisos térreos, corredores, galerias e zonas húmidas, por perfis metálicos e abobadilhas cerâmicas, sobre as quais era colocado um enchimento constituído por argamassas de areia, cal e pozolana. Os vigamentos de madeira e os perfis metálicos das abobadilhas apoiam-se directamente nas estruturas de alvenaria ou em vigas metálicas intermédias (figura 5), usualmente designadas por vigas-mestras, que se apoiam nas paredes de alvenaria.

Com a excepção dos ginásios, onde se encontram estruturas muito ligeiras apoiadas em asnas metálicas (figura 6), as coberturas dos edifícios, revestidas a telha, apoiam-se em ripados e vigamentos de madeira que por sua vez se apoiam em asnas metálicas, ou directamente sobre as paredes de alvenaria. Em geral, as asnas metálicas vencem o vão entre as fachadas, não existindo apoios nas paredes interiores.

De referir ainda que, não obstante o sistema estrutural vertical ser constituído por paredes de alvenaria, em certas circunstâncias alguns alinhamentos são interrompidos apoiando-se, nesses casos, as paredes em perfis metálicos. As fundações destes edifícios são directas ou por poços preenchidos com alvenaria e unidos por arcos de alvenaria.

Os principais riscos destes edifícios do ponto de vista da sua resistência face à acção dos sismos estão relacionados com eventuais insuficiências de resistência e de capacidade de deformação das paredes portantes para acções horizontais no seu plano e perpendiculares ao seu plano, deficiências do funcionamento dos pisos como diafragmas rígidos nos seus planos e deficiências no funcionamento das ligações entre paredes portantes ortogonais e entre as paredes portantes e os pavimentos.

### 3 – EDIFÍCIOS COM PAVIMENTOS EM BETÃO ARMADO E PAREDES PORTANTES DE ALVENARIA

Esta tipologia construtiva integra os edifícios construídos pela Junta Administrativa para o Empréstimo do Ensino Secundário (JAEES), criada em 1927 no Ministério da Instrução Pública, e pelo Ministério das Obras Públicas (MOP) através da Junta das Construções para o Ensino Técnico e Secundário (JCETS), no período compreendido entre os finais das décadas de 1930 e de 1950, no âmbito do *Programa de Construções, Ampliações e Melhoramentos de Edifícios Liceais*, lançado em 1938 (Decreto-Lei n.º 28604, de 21 de Abril).

Em 1930 a JAEES lançou um conjunto de concursos públicos para a concepção de novos liceus, a construir em Beja, Lamego e Coimbra, e encomendou ao arquitecto Carlos Ramos o projecto para o Liceu de D. Filipa de Lencastre, no Quelhas em Lisboa. Na sequência desses concursos, foram construídos o Liceu de Diogo de Gouveia (1930-1934), em Beja, projectado pelo arquitecto Cristino da Silva, o Liceu de Latino Coelho (1930-1936), em Lamego, projectado pelo arquitecto Cottinelli Telmo, e o Liceu de D. João III (1930-1936), em Coimbra, projectado pelos arquitectos Carlos Ramos, Adelino Nunes e Jorge Segurado. O projecto do arquitecto Carlos Ramos para o Liceu de D. Filipa de Lencastre no Quelhas não foi executado na totalidade, tendo sido reconvertido para outro uso e substituído por outro edifício no Arco Cego, projectado pelo arquitecto Jorge Segurado (1932-1940) (figura 7) .

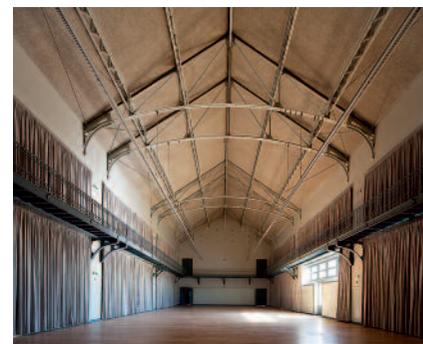


Fig. 6 – Liceu de Pedro Nunes, Lisboa (FG+SG Fernando Guerra)



Fig. 7 – Liceu de D. Filipa de Lencastre (Fundação Calouste Gulbenkian, Biblioteca de Arte – Coleção Estúdio Mário Novais)

*strong compositional stiffness, marked by the use of decorative masonry on the main façades. Their layout is 'U', 'H', 'L' or 'E' shaped, composed of several buildings with the appearance of a single one and several courtyards. There is a main building of two or three storeys, called the "classrooms building" which also incorporates the administrative services. Linked to this is a two-storey block containing the canteen/kitchen, students' common room, gym/function room and the various support areas, with a separate entrance. The "classrooms building" featured a "side corridor" from which a single line of classrooms led off. The position of the corridors and classrooms tends to be repeated on each floor, unless there are patios or lobbies on the ground floors.*



Fig. 8 – Liceu de D. João de Castro (Arquivo Fotográfico da Secretaria-Geral do Ministério da Educação)

Este conjunto evidencia-se, em termos de concepção arquitectónica, pela afirmação da linguagem modernista, dando destaque aos volumes unitários definidos por superfícies lisas e por coberturas planas e à valorização plástica das potencialidades do betão armado.

Com a extinção da JAEES em 1934 e criação da JCETS no MOP, os projectos dos edifícios destinados ao ensino liceal passaram a ser maioritariamente desenvolvidos pelo corpo técnico da JCETS, visando uma maior eficácia e controlo das fases de concepção e de construção. Neste grupo incluem-se os liceus de D. João de Castro (1945-1949) (figura 8) e de Gil Vicente (1948) em Lisboa, de Carolina Michaëlis (1945-1949) no Porto, de Infanta D. Maria (1944-1948) em Coimbra, de Sá da Bandeira (1939-1943) (figura 9) em Santarém, de João de Deus em Faro, de Nuno

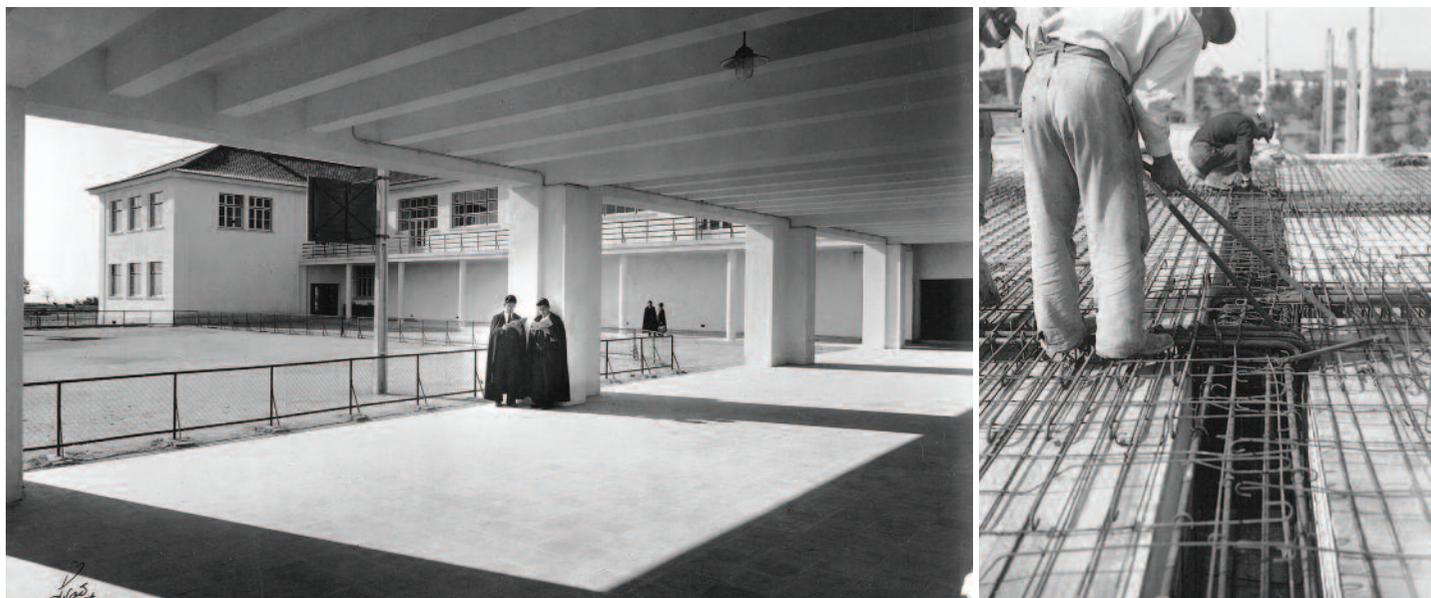


Fig. 9 – Liceu de Sá da Bandeira, Santarém. Elementos horizontais em betão armado (Arquivo Fotográfico da Secretaria-Geral do Ministério da Educação)  
*Reinforced concrete horizontal elements*

Álvares (1940-1946) em Castelo Branco, de Gonçalo Velho (1942-1945) em Viana do Castelo, de Alves Martins (1941-1948) em Viseu, de Bocage (1945-1949) em Setúbal, de José Estêvão (1947-1952) em Aveiro, de Sebastião e Silva (1948-1952) em Oeiras, de Eça de Queiroz (1948-1952) na Póvoa do Varzim.

Estes edifícios evidenciam uma grande uniformidade formal e construtiva. Abandonam a linguagem modernista aplicada no grupo anterior e perfilham o léxico oficial do Estado Novo, retomando as coberturas inclinadas e uma forte rigidez compositiva, acentuada pela utilização de cantarias decorativas nas fachadas principais. Adoptam configurações em 'U', 'H', 'L' ou 'E', definidas pela agregação de vários corpos, aparentando tratar-se de um edifício único com vários pátios. Organizam-se a partir de um corpo principal, com dois a três pisos, designado por "corpo de aulas", no qual estavam integrados os serviços administrativos. A este associava-se um outro com dois pisos, ocupado pelo refeitório/cozinha, sala da Mocidade e pelo ginásio/salão de festas e pelas respectivas áreas de apoio, com acesso independente pelo exterior. No "corpo de aulas" predomina a disposição de "corredor lateral" que serve uma única banda de salas de aula. Em regra, o posicionamento dos corredores e das salas é repetido de piso para piso, excepto quando existem pátios ou átrios nos pisos térreos.

Nestes edifícios, a estrutura resistente é maioritariamente constituída por paredes portantes de alvenaria de pedra (as exteriores, com uma espessura superior a 0,60m), de alvenaria de tijolos cerâmicos ou de blocos de betão (as interiores, menos espessas, com espessuras de 0,25 a 0,30m), que suportam lajes de betão armado (geralmente aligeiradas e armadas unidireccionalmente) e vigas de betão



Fig. 10 – Liceu de Sá da Bandeira, Santarém.  
Asnas metálicas  
Steel trusses

The structure of these buildings can be considered robust and mostly consists of load bearing walls of stone masonry (the outer ones being at least 0.60m thick), ceramic brick or concrete block masonry (the inside ones are only 0.25 to 0.30 m thick), which support reinforced concrete slabs (as a rule voided, ribbed and reinforced in one direction) and reinforced concrete beams. The stairs are also of reinforced concrete, but solid. School buildings of this type more or less correspond to what, in the housing stock, are called “transition” or placa (slab) buildings.

In areas where an open space is required, generally the entrance lobby and covered play areas, there are usually reinforced concrete substructures consisting of grids of reinforced concrete beams (main and secondary), which, supported on columns, support the overlying floor. Load bearing masonry walls that support the slabs of the upper floors and the roof slab are often built over these reinforced concrete main beams.

The roofs of these buildings are tiled, using wooden structures as support. Where there is a roof slab (nearly always with reinforced concrete inverted beams) these structures are directly supported on the slab (or on the beams). In the absence of a roof slab, the roof usually consists of steel or wood trusses (figure 10) supported on the exterior walls of the building.

Studies undertaken in some of these schools showed the following main risks with respect to their buildings’ seismic resistance:

- a) inadequate local resistance or inadequate deformation capacity of the load bearing masonry walls both to actions in the plane of the walls and to actions perpendicular to their plane;
- b) malfunctioning of the floors as rigid diaphragms in their planes. This deficiency could be indicative of possible separation between the floor slabs and the masonry walls that support them;
- c) absence of the diaphragm effect at roof slab level, sometimes because of lack of reinforced concrete roof slabs and at others due to the roof slab failing to cover all the floor;
- d) inadequate resistance and deformation capacity of the reinforced concrete columns;
- e) fall of ornamental elements from the façade and roof (gables, spires, etc.).

#### 4 – REINFORCED CONCRETE BUILDINGS PREDATING THE SEISMIC CODES

This group contains the buildings constructed by the JCETS whose structure was entirely made of reinforced concrete (slabs, beams/lintels and columns), but whose design did not consider any kind of seismic checks (figures 11 and 12). The number of school buildings concerned is quite small since the widespread use of structures made entirely of reinforced concrete only took off in the 1950s and the first code including seismic safety checks was published in the that decade, in 1958.

In terms of architectural layout, the concept of a single building is retained (apart from the possible addition of a second building for the canteen, kitchen, changing rooms and gym or other single / groups of buildings), with a linear layout and a “side corridor” or “central corridor”. In the first case the layout is similar to that of the preceding constructive type, with masonry structure, and in the second the corridor runs down the middle with a line of classrooms on either side.

The structural system of the buildings that form the main block containing classrooms and administrative services generally consists of a reinforced concrete frame structure, with longitudinal façade and corridor frames made of columns and beams which support the loads

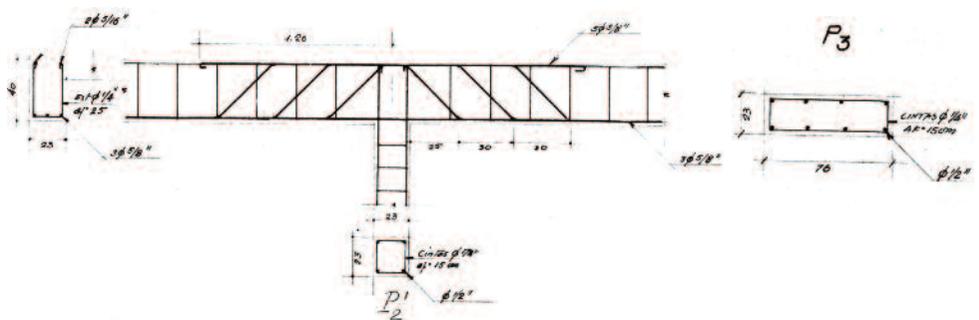


Fig. 11 – Escola Secundária de Poeta António Aleixo, Portimão. Exemplos de pormenorização anacrónica (Arquivo Fotográfico da Secretaria-Geral do Ministério da Educação)  
Examples of anachronistic details

armado. As escadas são, também, em betão armado, mas maciças. Esta tipologia de edifícios escolares corresponde aproximadamente àquela que no parque habitacional é identificada como edifícios de “transição” ou de “placa”.

Nas zonas em que se pretendia um espaço desimpedido, tipicamente nos átrios de entrada e recreios cobertos, é comum a existência de sub-estruturas de betão armado constituídas por grelhas de vigas de betão armado (principais e secundárias), que, apoiadas em pilares, suportam o pavimento superior. Muitas vezes, sobre algumas dessas vigas de betão armado desenvolvem-se paredes portantes em alvenaria que apoiam as lajes dos pisos superiores e a esteira.

A cobertura destes edifícios é revestida a telha, utilizando-se estruturas de madeira para seu suporte. Nos casos onde existe laje de esteira (a maior parte das vezes com vigas invertidas em betão armado) essas estruturas apoiam-se directamente sobre a laje (ou sobre as vigas). Quando a laje de esteira é inexistente, a estrutura da cobertura é usualmente constituída por asnas, metálicas (figura 10) ou de madeira, que se apoiam nas paredes externas do edifício.

Os estudos realizados em algumas destas escolas evidenciaram os seguintes riscos principais do ponto de vista da resistência dos edifícios aos sismos:

- a) insuficiência da resistência local ou da capacidade de deformação das paredes portantes de alvenaria, tanto para acções no plano das paredes como para acções perpendiculares ao seu plano;
- b) deficiência no funcionamento dos pisos como diafragmas rígidos nos seus planos. Esta deficiência poderá decorrer da possível separação entre as lajes de piso e as paredes de alvenaria que as suportam;
- c) inexistência do efeito de diafragma ao nível da esteira, em certos casos pela inexistência de lajes de esteira de betão armado e em outros casos pelo facto das lajes de esteira não cobrirem a totalidade da planta;
- d) insuficiente resistência e capacidade de deformação dos pilares/colunas de betão armado;
- e) queda de elementos ornamentais na fachada e cobertura (frontão, pináculos, etc.).

#### 4 – EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO ANTERIORES À REGULAMENTAÇÃO SÍSMICA

Esta tipologia construtiva integra os edifícios construídos pela JCETS, cuja estrutura foi integralmente realizada em betão armado (lajes, vigas/lintéis e pilares/colunas), mas cujo dimensionamento foi realizado sem qualquer tipo de verificação sísmica (figuras 11 e 12). Corresponde a um número relativamente reduzido de edifícios escolares, uma vez que a generalização do uso de estruturas integralmente em betão armado verificou-se no decorrer da década de 1950 e foi ainda nessa década, em 1958, que foi publicado o primeiro regulamento para a verificação da segurança aos sismos.

Do ponto de vista da configuração arquitectónica mantém-se o conceito de edifício único (com excepção eventual do corpo secundário onde se localizavam o refeitório, a cozinha, os balneários e o ginásio ou outros edifícios agregados ou isolados), com uma configuração linear e uma disposição de “corredor lateral” ou de “corredor central”. No primeiro caso a disposição é semelhante à da tipologia construtiva anterior, com estrutura em alvenaria, e, no segundo, o corredor desenvolve-se com bandas de salas de aula de cada lado.

O sistema estrutural dos edifícios que formam o corpo principal destinado a salas de aula e serviços administrativos é geralmente constituído por uma estrutura reticulada de betão armado, com pórticos longitudinais de fachada e de corredor, constituídos por pilares e vigas, que suportam as cargas associadas às lajes. Na direcção transversal do edifício não existem, em geral, vigas e as lajes de piso são aligeiradas, nas salas de aula, ou maciças, nos corredores. Os edifícios são



Fig. 12 – Escola Secundária de Poeta António Aleixo, Portimão

associated with the slabs. As a rule the building has no beams running in the transverse direction and the floor slabs in the classrooms are voided (ribbed transversally) and those in corridors are solid. The buildings are divided longitudinally into blocks 15 to 25 metres long, separated by expansion joints of reduced thickness (usually 1 to 2cm). The roofs are sloping, tiled and supported on frames built up from the lower frames extension or on precast reinforced concrete trusses. Columns supported indirectly on beams occur fairly often, particularly when the space layout differs from floor to floor.

The dimensioning of the columns took into consideration simple compression, without bending moments and smooth rebars, with anachronistic details that indicate limited ductility (figure 11).

The detailing of the walls in elevation, in the façades and longitudinal corridors alike, constrains the columns laterally for most of their height, with the exception of regular openings (for stretched windows), which may give rise to the well-known short column (or captive column) effect. Sometimes the layout of the walls induces irregularities in plan (because they are asymmetrically distributed) or elevation (because they have totally or partially hollow floors).

Studies have shown that the seismic behaviour of the structures needed considerable modification, aiming to achieve the following objectives:

- reduction of seismic forces in the pre-existing elements (columns and beams);
- prevention of pounding of adjacent buildings;
- considerable reduction of horizontal displacements of the floors, such that there is regularisation of the evolution of these displacements in elevation, thereby preventing the formation of soft storey or short column mechanisms;
- local strengthening of the areas where the columns are interrupted in elevation, discharging their load on beams.

## 5 – REINFORCED CONCRETE BUILDINGS AFTER THE SEISMIC REGULATIONS BUT BEFORE THE RSAEEP

As noted in part 1, the design of school buildings after 1958 and before 1983, i.e., after the RSCCS and before the RSAEEP came into force, included a simplified seismic analysis using the so-called “seismic coefficient method”. The country was divided into three zones for the purposes of calculating the seismic coefficient and its quantification for dimensioning buildings did not

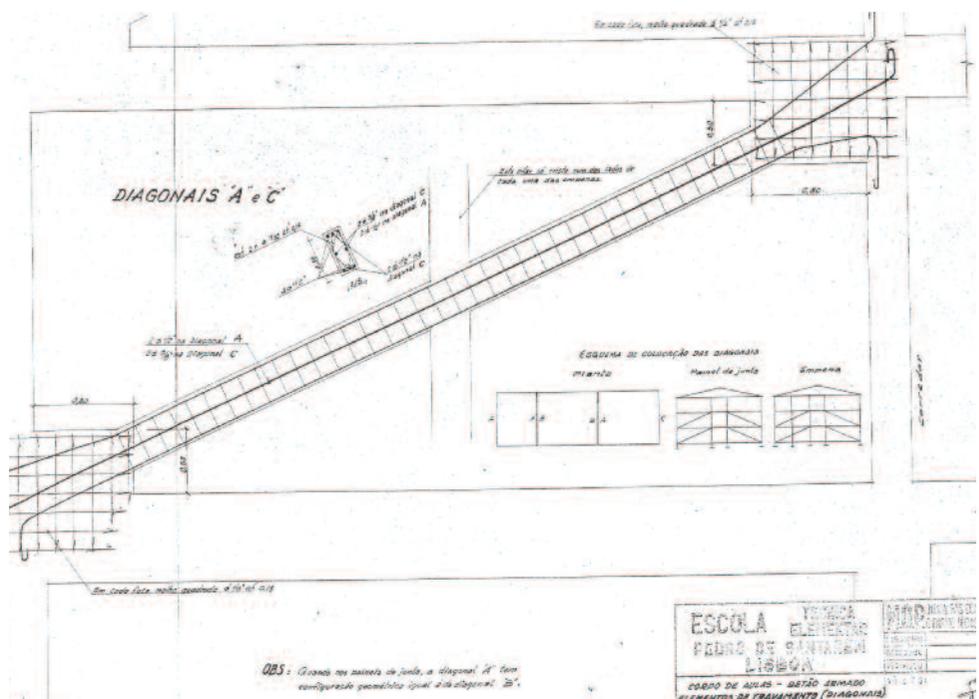


Fig. 13 – Escola Secundária de Pedro de Santarém, Lisboa. Desenho do projecto original com o pormenor da diagonal (Arquivo Fotográfico da Secretaria-Geral do Ministério da Educação)  
Drawing from the original design showing detail of the diagonal

fraccionados longitudinalmente em corpos de 15 a 25m de comprimento, separados por juntas de dilatação de reduzida espessura (tipicamente 1 a 2cm). As coberturas são inclinadas, revestidas a telha e apoiadas em pórticos, que se desenvolvem no prolongamento dos pórticos inferiores, ou em asnas pré-fabricadas de betão armado. Ocorrem com alguma frequência situações de pilares apoiados indirectamente, em vigas, nomeadamente quando a disposição dos espaços difere de piso para piso.

O dimensionamento dos pilares foi realizado considerando-os sujeitos à compressão simples, sem momentos flectores, e as armaduras são lisas, com uma pormenorização anacrónica que indicia uma reduzida ductilidade (figura 11).

A disposição das alvenarias, tanto nas fachadas como nas paredes interiores longitudinais (de corredor), trava lateralmente os pilares em grande parte da sua altura, o que poderá propiciar o conhecido efeito de coluna curta. Há ainda a referir situações em que a disposição das alvenarias induz efeitos de irregularidade em planta (por estarem assimetricamente distribuídas) ou em altura (por apresentarem pisos total ou parcialmente vazados).

De acordo com os estudos realizados, entendeu-se necessário proceder à modificação do comportamento sísmico da estrutura, visando, nomeadamente, os seguintes objectivos:

- reduzir os esforços sísmicos nos elementos preexistentes (pilares e vigas);
- evitar o martelamento (*pounding*) entre corpos contíguos;
- reduzir muito significativamente os deslocamentos horizontais dos pisos, de tal forma que os elementos verticais existentes possam manter a capacidade de suporte, assim como regularizar a evolução em altura desses deslocamentos, evitando assim a formação de mecanismos de andar flexível (*soft storey*) ou de coluna curta;
- reforçar as zonas em que os pilares descarregam em vigas.

## 5 – EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO POSTERIORES À REGULAMENTAÇÃO SÍSMICA, MAS ANTERIORES AO RSAEEP

O dimensionamento dos edifícios escolares projectados posteriormente a 1958 e anteriormente a 1983, datas de entrada em vigor do RSCCS e do RSAEEP, respectivamente, incluía uma análise sísmica simplificada através do designado “método do coeficiente sísmico”. Para efeitos da quantificação do coeficiente sísmico, o País encontrava-se dividido em três zonas e na quantificação do coeficiente sísmico considerado para dimensionamento dos edifícios não se atendia explicitamente aos efeitos do solo, nem às características dinâmicas dos edifícios, nem à importância das construções. As características de ductilidade também não eram consideradas e o padrão de forças horizontais tendia para uma distribuição uniforme em altura, em contraste com o padrão triangular invertido posteriormente instituído pelo RSAEEP.

No período em questão – 1958 a 1983 – os edifícios escolares que fazem parte da actual rede escolar com ensino secundário consistiam nos então designados “Liceus”, “Escolas Técnicas” e “Escolas Preparatórias”, projectados na JCETS até 1968 e após a sua extinção na Direcção-Geral de Construções Escolares (DGCE), ainda na tutela do MOP, e posteriormente na Direcção-Geral de Equipamentos Escolares (DGEE) já sob a tutela do Ministério da Educação (ME).

Os projectos desenvolvidos neste período reflectem as transformações entretanto ocorridas nos modos de concepção e de construção dos edifícios escolares. Destaque para o trabalho desenvolvido entre 1963 e 1966 pelo *Grupo de Trabalho Sobre Construções Escolares* (GTSCE) integrado na JCETS, com o objectivo de definir orientações para responder ao crescente aumento da população escolar e à necessidade de expansão da rede escolar. A experiência de construção massificada de edifícios escolares desenvolvida em Inglaterra no pós-



Fig. 14 – Escola Secundária de Jorge Peixinho, Montijo. 1.º Projecto Normalizado (Arquivo Fotográfico da Secretaria-Geral do Ministério da Educação)  
1<sup>st</sup> Standard Design for industrial and commercial schools



Fig. 15 – Escola Secundária de Jorge Peixinho, Montijo. 1.º Projecto Normalizado  
1<sup>st</sup> Standard Design

1<sup>st</sup> Standard Design for industrial and commercial schools (1960), also known as Projecto Mercúrio; the 2<sup>nd</sup> Standard Design applied to the Cascais and the Vila Nova de Gaia lyceums (1964), the 3<sup>rd</sup> Standard Design for industrial and commercial schools (1964) and the 4<sup>th</sup> Standard Design applied to the D. Pedro V, in Lisbon, and Garcia da Orta, in Porto, lyceums (1968) that were later harmonised to produce what was termed the “technical base” design; the Standardised Study applied to Pre-secondary Education (1968); the Standardized Study for Standard Lyceums (1968) then known as the “lyceum base”; and the Basic Study for the Drafting of Final Designs for Pre-secondary and Secondary School Facilities (EPI-2, 1976-1977) that led to the “3x3” standard design. (Alegre, 2010)

explicitly take into account the effects of the ground conditions, the dynamic characteristics of the buildings or their importance. Ductility characteristics were not considered either, and the pattern of horizontal forces tended towards a uniform distribution in elevation, as opposed to the inverted triangle pattern afterwards established by the RSAEEP.

In the period in question – 1958 to 1983 – the school buildings that are part of the current building stock of public secondary education schools consisted of what were then called lyceums, technical schools and preparatory schools. They were designed within the JCETS until 1968 and afterwards within the Direção-Geral das Construções Escolares (Directorate General of School Buildings) (DGCE), under the MOP. After this, the responsibility lay with the Direção-Geral de Equipamentos Escolares (Directorate General of School Facilities) (DGEE), then part of the Ministério da Educação (Ministry of Education) (ME).

This period reflects the changes that had taken place in the design and construction of school buildings. Highlighting the work carried out between 1963 and 1966 by the Grupo de Trabalho Sobre Construções Escolares (School Buildings Work Group) (GTSCE) integrated in JCETS, that established guidelines for responding to the growing school population and the need to expand the school network. The experience of mass construction of school buildings developed in England after the war had become a reference for combining highly effective construction and economical architectural solutions, supported by pre-fabrication and the rationalization of construction, with the emerging educational demands (Alegre, 2010).

A standardisation strategy was followed to achieve rationality, speed and economy in the process. It was based on the conception of a standard design<sup>1</sup> also on the use of prefabricated modular components and industrialised construction systems.

The pavilion-type solution, which started with the 2<sup>nd</sup> Standard Design, was used from the end of the 1960s and became steadily more important. The lyceum base, technical base and 3x3 standard designs are all structured from a group of separate blocks linked by covered external galleries, allowing the building to adapt to different situations, being replicated nationwide in the succeeding decades.

In the late 1970's and 1980's the construction of pavilion buildings also involved industrialized building systems. Of note are the buildings with prefabricated concrete elements, usually called Heavy Pre-fabricated buildings, built by Somapre, Indubel and Imprel, and the Mixed Pre-fabricated buildings, incorporating interior and exterior wall panels and steel frames, such as the CLASP system produced by Sorefame.

Some special projects were implemented at the same time, especially today's José Gomes Ferreira secondary school in Lisbon, designed by Raul Hestnes Ferreira (1974-1980), the Professor Herculano de Carvalho secondary school in Lisbon, designed by Manuel Tainha (1972-1984), and the Padre António de Macedo secondary school in Vila Nova de Santo André, designed by the architects Maria do Carmo Matos and José Maria Torre do Vale (1978).

#### 1<sup>st</sup> Standard Design for industrial and commercial schools, Projecto Mercúrio (1960)

The building plan for technical-vocational schools proposed at the end of the 1950s gave rise to an increase in the number of schools to be built and required a fresh response from the JCETS in order to comply with the given implementation deadlines. The 1<sup>st</sup> Standard Design was thus devised for the conception and building of industrial and commercial schools.

This 1<sup>st</sup> Standard Design, aimed at schools with a capacity of 800 and 1200 students, was developed based on a linear configuration of the main building with several aggregated bodies (separated by expansion joints) and a “central corridor” arrangement for the academic and administrative spaces, linked directly or via a covered gallery to a second two-storey body, with a gym in the top floor and the cafeteria, kitchen and baths in the ground floor. The blocks that constitute the main building have a longitudinal development from three to seven bays, and are separated by 2cm thick expansion joints. In most cases the blocks have two floors, roof slabs and sloping roofs.

This design was used by the JCETS in a number of schools in the 1960s, among which are the present-day secondary schools Pedro de Santarém (figure 13) in Lisbon, Jorge Peixinho in Montijo (figures 14 and 15), Rainha Santa Isabel in Estremoz, Henriques Nogueira in Torres Vedras and Ferreira Dias in Sintra.

-guerra tornara-se uma referência, pela forma como conciliara soluções arquitectónicas de grande eficácia construtiva e económica, apoiadas na pré-fabricação e na racionalização da construção, com as exigências pedagógicas emergentes (Alegre, 2010).

Visando uma maior racionalidade, celeridade e economia do processo foram seguidas estratégias de normalização baseadas na figura de projecto-tipo<sup>1</sup> e no recurso à aplicação de componentes modulares pré-fabricadas e a sistemas de construção industrializada.

A partir do final da década de 1960, a solução de construção pavilhonar, iniciada com o 2.º Projecto Normalizado, ganha definitivamente importância. Os projectos-tipo, designados por base liceal, base técnica e 3x3, estruturam-se a partir de um conjunto de blocos autónomos ligados por galerias exteriores cobertas, permitindo a adaptação do edifício a diferentes situações, sendo reproduzidos continuamente em várias zonas do País nas décadas seguintes.

No final da década de 1970 e 1980 a construção de soluções pavilhonares envolveu também sistemas de construção industrializada. Salientam-se os edifícios pré-fabricados com elementos de betão armado, usualmente designados por *edifícios de pré-fabricação pesada*, construídos pela Somapre, Indubel e Imprel, e os *edifícios de pré-fabricação mista*, incorporando painéis de parede, interiores e exteriores, e estruturas metálicas, como é o caso do sistema CLASP produzido na Sorefame.

Paralelamente, foram executados alguns projectos especiais, destacando-se as actuais escolas secundárias de José Gomes Ferreira, em Lisboa, projectada pelo arquitecto Raul Hestnes Ferreira (1974-1980), de Professor Herculano de Carvalho, em Lisboa, projectada pelo arquitecto Manuel Tainha (1972-1984) e de Padre António Macedo em Vila Nova de Santo André, projectada pelos arquitectos Maria do Carmo Matos e José Maria Torre do Vale (1978).

### 1.º Projecto Normalizado destinado a escolas industriais e comerciais, *Projecto Mercúrio* (1960)

O plano de construção de escolas técnico-profissionais proposto no final da década de 1950 originou um aumento do número de escolas a construir, exigindo uma nova resposta por parte da JCETS no sentido de dar cumprimento aos prazos de execução previstos. Neste âmbito é elaborado, o 1.º *Projecto Normalizado*, destinado à concepção e construção de escolas industriais e comerciais.

Este projecto, destinado a escolas com uma capacidade de 800 e 1 200 alunos, foi desenvolvido tendo como base um edifício principal de configuração linear com vários corpos agregados (separados por juntas de dilatação) e disposição de "corredor central" destinado a espaços lectivos e administrativos, articulado directamente ou por meio de uma galeria coberta a um corpo secundário de dois pisos em que o ginásio ocupa o piso superior, e o refeitório, a cozinha e os balneários, o piso inferior. Os corpos que constituem o edifício principal apresentam um desenvolvimento longitudinal de entre três a sete vãos, encontrando-se separados por juntas de dilatação com cerca de 2cm de espessura. Na generalidade dos casos os corpos exibem dois pisos elevados, laje de esteira e cobertura inclinada.

Este projecto foi aplicado pela JCETS em diversas escolas durante a década de 1960, como é o caso das actuais escolas Básica de Pedro de Santarém (figura 13), em Lisboa, e secundárias de Jorge Peixinho (figuras 14 e 15), no Montijo, de Rainha Santa Isabel, em Estremoz, e de Henriques Nogueira, em Torres Vedras, e de Ferreira Dias, em Sintra.

De referir que o projecto do Liceu de Rainha D. Leonor (1957-1961) (figura 16), projectado pelo arquitecto Augusto Brandão, constituiu um ensaio para as soluções



Fig. 16 – Liceu de Rainha D. Leonor, Lisboa (Arquivo Fotográfico da Secretaria-Geral do Ministério da Educação)

<sup>1</sup> Na década de 1960 foram desenvolvidos o 1.º Projecto Normalizado destinado a escolas industriais e comerciais (1960), igualmente designado *Projecto Mercúrio*; os 2.º Projecto Normalizado destinado aos liceus de Cascais e de Vila Nova de Gaia (1964), 3.º Projecto Normalizado destinado a escolas industriais e comerciais (1964) e o 4.º Projecto Normalizado destinado aos liceus de D. Pedro V, Lisboa, e de Garcia de Orta, Porto (1968), que dariam origem ao projecto *Base Técnica*; o Estudo Normalizado aplicado à Escola Preparatória do Ensino Secundário (1968); o Estudo Normalizado dos Liceus-tipo (1968), ou projecto *Base Liceal*; e o Estudo Base para a Elaboração dos Projectos de Execução de Instalações para Escolas Preparatórias e Secundárias (EPI-2 – 1976-1977); posteriormente designado 3x3. (Alegre, 2010)



Fig 17 – Escola Secundária de Dr Azevedo Neves, Damaia. Projecto Base Técnica  
“Technical base” design

It should be noted the design of Liceu de Rainha D. Leonor (1957-1961) (figure 16), by Augusto Brandão, was a trial of the solutions that would be considered in this 1st Standard Design, and anticipates the structural solutions that came to be adopted and widely used, although with different span lengths.

The structure of the main building, intended for classrooms and administrative services, is a reinforced concrete frame structure, with longitudinal façade and corridor frames made of columns and beams which bear the loads associated with the slabs. The floor slabs are voided in the classrooms and solid in the corridors. Longitudinally the structural system considered for seismic action consists of the aforementioned frames, façade and corridor, which were designed for the horizontal forces in this direction (seismic coefficient of 0.10). Transversally the designers planned a more unusual structural system in which the solid corridor slab is incorporated into the horizontal beam, making it possible to gather the transverse inertia forces and route them to the transverse substructures at the end (joint), thus serving as (transverse) supports of this idealized beam. The structure is locked transversally by reinforced concrete diagonals in both lines of classrooms, hence enabling the resultants of the inertia forces to be routed from the floors to the foundation. Leaving aside the thickening of slabs in the classrooms under the respective end walls, the only existing transverse beams are in the joint alignments, in the same plane as the aforementioned diagonals.

Considering the current seismic code (RSAEEP), there is a widespread deficiency of strength in structural elements, as well as the risk of pounding between bodies separated by joints.

#### “Technical base” design

The design called Base Técnica was developed based on experience from the 2nd, 3rd and 4th standard projects developed under the responsibility of the architect Augusto Brandão (figures

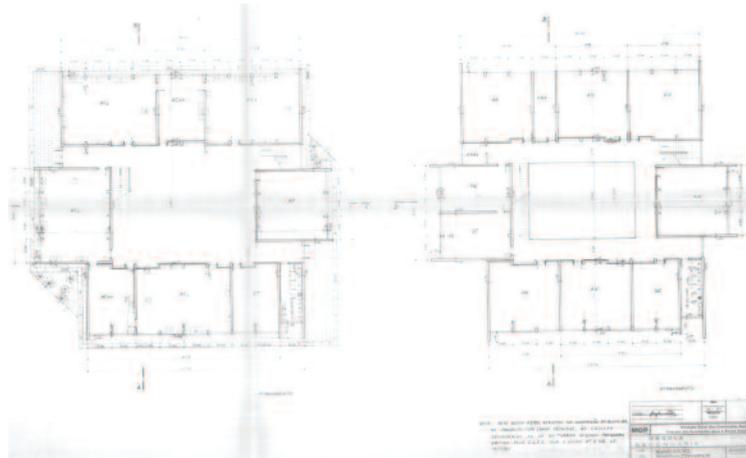


Fig 18 – Escola Secundária de Dr Azevedo Neves, Damaia. Projecto Base Técnica (Arquivo Fotográfico da Secretaria-Geral do Ministério da Educação)  
“Technical base” design

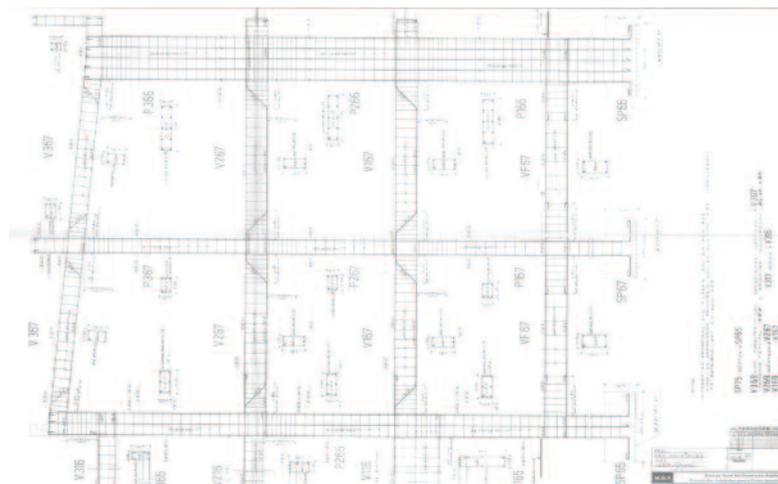


Fig 19 – Escola Secundária de Dr Azevedo Neves, Damaia. Projecto Base Técnica (Arquivo Fotográfico da Secretaria-Geral do Ministério da Educação)  
“Technical base” design

que viriam a ser consideradas neste projecto e que prefigura a solução estrutural que veio a ser adoptada e generalizada nesse projecto-tipo embora tenham sido adoptados vãos diferentes.

A estrutura do edifício principal destinado a salas de aula e serviços administrativos é reticulada de betão armado, com pórticos longitudinais de fachada e de corredor, constituídos por pilares e vigas, que suportam as cargas associadas às lajes. As lajes de piso são aligeiradas nas salas de aula e maciças nos corredores. Longitudinalmente o sistema estrutural considerado para a acção sísmica consiste nos referidos pórticos, de fachada e de corredor, que foram dimensionados para as forças horizontais nesse sentido (coeficiente sísmico de 0,10). Transversalmente os projectistas idealizaram um sistema estrutural mais invulgar, em que a laje de corredor (maciça) é assimilada a uma viga deitada, permitindo recolher as forças de inércia transversais e encaminhá-las para as sub-estruturas transversais de extremidade (junta), que servem assim de apoios (transversais) dessa viga. Nas juntas, a estrutura encontra-se travada transversalmente por diagonais de betão armado existentes em ambas as bandas de salas de aula, permitindo assim encaminhar as resultantes das forças de inércia dos pisos para a fundação. Não considerando os maciçamentos das lajes das salas de aula sob as respectivas paredes de fundo, as únicas vigas transversais existentes situam-se nos alinhamentos das juntas, no mesmo plano das diagonais já referidas.

Considerando a regulamentação sísmica actual (RSAEEP), verifica-se uma deficiência generalizada de resistência nos elementos estruturais e, ainda, o risco de martelamento entre os corpos separados por juntas.

#### **Projecto Base Técnica**

O projecto designado *Base Técnica* foi desenvolvido com base na experiência obtida nos 2.º, 3.º e 4.º *projectos normalizados* elaborados sob a responsabilidade do arquitecto Augusto Brandão (figuras 17 a 21). Os diferentes pavilhões ou blocos são ligados por galerias exteriores cobertas, cujo traçado depende das características topográficas e geológicas do terreno, da exposição e de acessos muito diversos e desconhecidos *a priori*. Esta flexibilidade de adaptação à morfologia do terreno reflecte-se ao nível do espaço interior dos blocos, através da possibilidade de desnivelamento das várias zonas que os constituem. Para além destes blocos poderão existir outros pavilhões destinados a educação física e a actividades oficiais.

Este projecto encontra-se reproduzido em várias zonas do País com adaptações pontuais em função da capacidade da escola e da morfologia e dimensão do lote onde esta se insere. A única diferenciação de natureza geográfica refere-se à possibilidade dos edifícios serem construídos, ou não, em zonas de elevada altitude, onde os efeitos da neve poderiam ter significado.

No que diz respeito à acção sísmica não se encontra nos processos de projecto, em elementos desenhados ou em peças escritas, qualquer referência, não sendo possível concluir se foram realizadas as verificações regulamentares da época. No entanto, o projecto de estruturas é o mesmo para o Norte e o Sul do País, não se fazendo qualquer diferenciação geográfica que tenha em conta os diferentes níveis de sismicidade do território nacional.

O projecto define dois tipos de blocos: um bloco principal destinado aos sectores sociais – refeitório/bar/cozinha, sala polivalente, biblioteca e sala de professores – e administrativos – direcção e secretaria; e um bloco destinado a actividades lectivas. O bloco principal desenvolve-se parcialmente num piso único, apresentando uma área com duplo piso acedida a partir da sala polivalente. O bloco lectivo, com altura variável até três pisos elevados, desenvolve-se com base numa planta quadrangular, em torno de um pátio central coberto por clarabóia.



Fig. 20 – Projecto Base Técnica  
“Technical base” design



Fig. 21 – Projecto Base Técnica  
“Technical base” design

17 to 21). The different blocks or pavilions are connected by covered outdoor galleries, whose course depends on the topographical and geological features of the terrain, exposure and accesses very different and unknown a priori. This flexibility to adapt to the morphology of the terrain is reflected at the level of the interior space of the blocks, through the possibility of unevenness of the various zones that constitute them. In addition to these blocks, others may exist for physical education activities and workshops.

This design is replicated nationwide, adapted according to the capacity of the school and the morphology and size of the plot. The only geographical difference in these designs relates to the possibility of the buildings being erected at high altitude areas where the effects of snow could have been important.

In terms of the seismic action, there is no reference to it in the project procedures, drawings or written documents, making it impossible to evaluate if the regulatory checks applicable at the time were implemented. However, the structural design is the same from North to South in the country, without any geographical differentiation being made to take into account the varying levels of seismicity in Portugal.

The design features two types of blocks: a main block for the social areas – canteen/bar/kitchen, multi-purpose hall, library and staff room – and administration – management and offices; one block for teaching activities. The main block is carried out partly in a single floor, with a double floor area accessed from the multipurpose room. The academic block, with variable height up to three storeys high, is developed based on a square plan around a central courtyard covered by a skylight. Structurally speaking, all the blocks have a framed structure using a reinforced concrete beam-column-slab system; the slabs are voided in the classroom areas and solid on the stairs and accesses (which are narrow cantilevered balconies).

The reinforced concrete frame structure of the classrooms consists of frames in the two directions, with expansion joints separating each of the blocks in four independent buildings.

In all buildings inspected, with one or two floors, high weaknesses were identified near these joints, resulting from differences in deformability of neighbouring structural elements (slabs and beams). These deficiencies have consequences particularly with respect to the use of the building and its durability. The expansion joints were only 2-3cm wide, which is not enough given the foreseeable amplitude for the vibration of the buildings and may lead to the pounding effect.

Computer modelling of the classroom block with two upper floors and a roof showed that for vertical actions the structure had adequate safety margins, but exhibited many deficiencies in terms of the safety check stipulated for seismic action by the RSAEEP. Under this action the columns generally show insufficient strength, especially the larger ones with little reinforcement.

### 3x3 design

The 3x3 standard design was developed by the DGCE-MOP in the wake of the Basic Study for the Drafting of Final Designs for Pre-secondary and Secondary School Facilities (EPI-2), prepared within the DGEE-ME by a team headed by the architect Maria do Carmo Matos and the engineer Victor Quadros Martins (figure 22). This study established the types of school by education level and number of students, with a clear purpose of making use of industrialised building methods.

The conceptual principle underlying the 3x3 standard design was based on the design module of a classroom with a 50m<sup>2</sup> square floor plan within a regular grid of 7.20x7.20m. This yielded square blocks measuring 21.60x21.60m, with one or two storeys (or even three, when the topography so required), independent and standardised and with or without connecting galleries. These independent blocks can be either teaching areas – classrooms, laboratories or workshops – or non-teaching areas – library, offices, management – around the central module where the access stairs to the upper floor are, lit naturally through a system of louvers. Social areas, i.e. student common room, canteen, bar and kitchen are altogether in a single storey block measuring 5x3 modules of 7.20x7.20m.

Initially this design was built with precast reinforced concrete elements (described below) and at a later stage, after 1983, by voided waffle slabs or beam-column-solid slab framed structures.

Do ponto de vista estrutural, todos os blocos apresentam uma estrutura reticulada, viga-pilar, em betão armado, que apoia as lajes, também de betão armado, aligeiradas nas zonas das salas de aula e maciças nas escadas e nos acessos (que são varandins em consola).

Nos blocos destinados a actividades lectivas, a estrutura reticulada em betão armado é constituída por pórticos nas duas direcções, com juntas de dilatação que separam cada um dos blocos em quatro corpos autónomos.

Em todos os edifícios inspeccionados, com um ou dois pisos elevados identificaram-se deficiências próximo dessas juntas, resultantes das diferenças de deformabilidade dos elementos estruturais confinantes (lajes e vigas). Essas deficiências têm, sobretudo, consequências ao nível da utilização do edifício e da sua durabilidade. É de referir que a largura dessas juntas de dilatação, com cerca de 2-3cm, é insuficiente face à amplitude previsível para a vibração dos edifícios, podendo originar o efeito de martelamento.

Através da modelação computacional do bloco destinado a actividades lectivas com dois pisos elevados e cobertura, constatou-se que para as acções verticais a estrutura apresentava um nível de segurança adequado, apresentando muitas deficiências no que diz respeito à verificação da segurança face à acção sísmica regulamentar (RSAEEP). Para essa acção os pilares apresentam, em geral, resistência insuficiente, em particular aqueles que têm maiores dimensões, mas que estão pouco armados.

### Projecto 3x3

O projecto-tipo 3x3 foi desenvolvido pela DGCE-MOP, no seguimento do *Estudo Base para a Elaboração dos Projectos de Execução de Instalações para Escolas Preparatórias e Secundárias (EPI-2)*, elaborado na DGEE-ME pela equipa coordenada pela arquitecta Maria do Carmo Matos e pelo engenheiro Victor Quadros Martins (figura 22). Este estudo definia tipologias de escolas por nível de ensino e por número de alunos, visando sobretudo o recurso à construção industrializada.

O princípio de concepção do projecto-tipo 3x3 baseou-se no módulo dimensional da sala de aula de planta quadrada com 50m<sup>2</sup> inserida numa malha regular de 7,20x7,20m, originando blocos quadrados com a dimensão final de 21,60x21,60m, com um ou dois pisos (ou mesmo três, quando a topografia o exigisse), autónomos e normalizados, com ou sem galerias de ligação. Estes blocos autónomos resolvem, simultaneamente, os espaços lectivos – salas de aula, laboratórios ou oficinas – e não lectivos – biblioteca, secretaria, direcção – em torno do módulo central onde se localizam as escadas de acesso ao piso superior, iluminadas naturalmente através de um sistema de lanternins. Os espaços sociais, destinados a sala de alunos, refeitório, bar e cozinha são integrados num outro bloco de piso único, com uma métrica de 5x3 módulos de 7,20x7,20m.

Numa fase inicial este projecto foi construído através de soluções pré-fabricadas em betão armado (que se descrevem seguidamente) e numa fase posterior, após 1983, por estruturas de pilares e lajes fungiformes aligeiradas ou estruturas porticadas viga-pilar e lajes maciças.

## 6 – EDIFÍCIOS CONSTRUÍDOS NA DÉCADA DE 1970 POR MÉTODOS INDUSTRIALIZADOS

A última categoria de edifícios compreende as soluções pré-fabricadas de betão armado e uma solução estrutural mista aço-betão importada do Reino Unido (CLASP) e adaptada pela Sorefame. Arquitectonicamente ambas as soluções seguem o modelo de pavilhões autónomos, com um ou dois pisos interligados por galerias.



Fig. 22 – Escola Secundária de Vergílio Ferreira, Lisboa (Arquivo Fotográfico da Secretaria-Geral do Ministério da Educação)

## 6 – BUILDINGS CONSTRUCTED IN THE 1970S BY INDUSTRIALISED METHODS

The last category of buildings consists of precast reinforced concrete solutions and a mixed steel-concrete structural solution imported from the United Kingdom (CLASP) and adapted by Sorefame. Architecturally, both solutions follow the independent pavilion model design, having one or two storeys interconnected by galleries.

Among the precast reinforced concrete solutions are to be referred, as examples, the Imprel solutions, one in the mid-1970s and another one at the end of the same decade (Indubel IP2 construction system).

The Imprel solution consists of pavilions using columns (cast on site) and (precast) reinforced concrete wall panels that supported precast slabs (figures 23 and 24). The studies showed that the structure is very robust and rigid, which exhibits resistance deficiencies in the elements connecting to the foundations (which behave like short columns under seismic action), just as in some areas of the existing columns with large openings in the panels. It was concluded that these structural elements do not have sufficient strength and an exploratory analysis was undertaken to find a strengthening solution, which consists of constructing 'L'-shaped reinforced concrete walls in each of the buildings' four corners.

In the Indubel IP2 solution the pavilion structure is framed (columns and beams) with hollow core floor slabs. Assuming that the column-beam connections are pinned, the structural system resistant to seismic action consists of columns with cantilever-type behaviour (figure 26). The studies show that these columns have insufficient strength (especially at their base), also raising questions about whether the floors can be considered rigid in their planes.

CLASP is a mixed steel-concrete prefabricated solution that uses steel columns (considered hinged at the base) and steel beams (main and secondary) that support the floor slabs. These slabs are of precast reinforced concrete, with built-in triangular lattice girders, finished with a cast-in-place concrete topping (figure 25).

Another of the identifying features of this typology is the walls: in the exterior, made of prefabricated concrete panels; in the interior, consisting of lightweight partitions made of particleboard panels. The stability of the structure under horizontal actions is taken by steel bracings installed in some spans and in both horizontal directions. Studies point to a clear failure of the existing bracings, along with the short column effect caused by these bracings being connected to the columns at a different elevation from that on which the floor beams (and slabs) are supported.

64



Fig. 23 – Escola Secundária de D. João V, Damaia. Projecto Imprel  
Imprel solution design

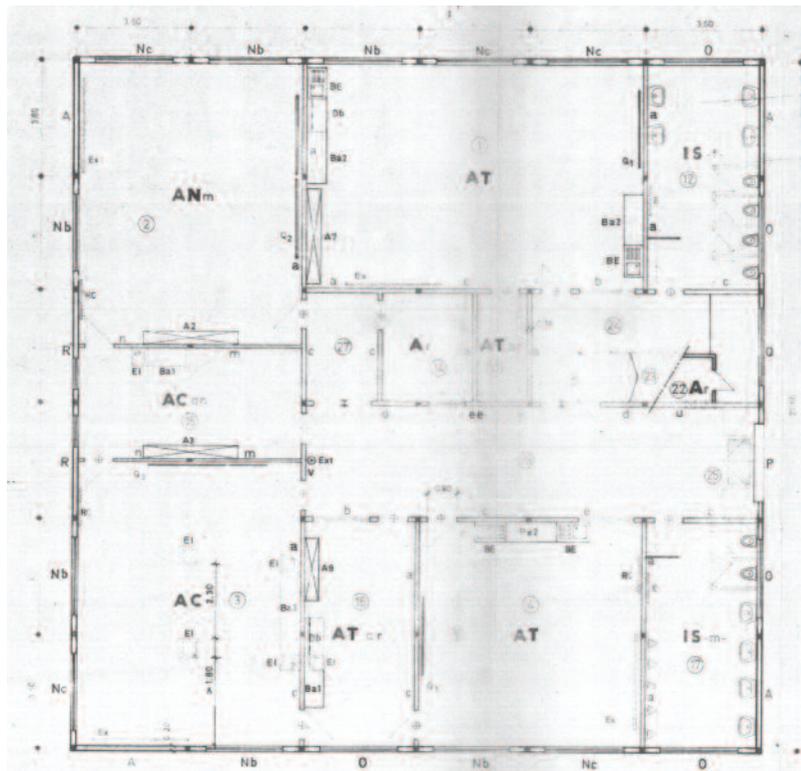
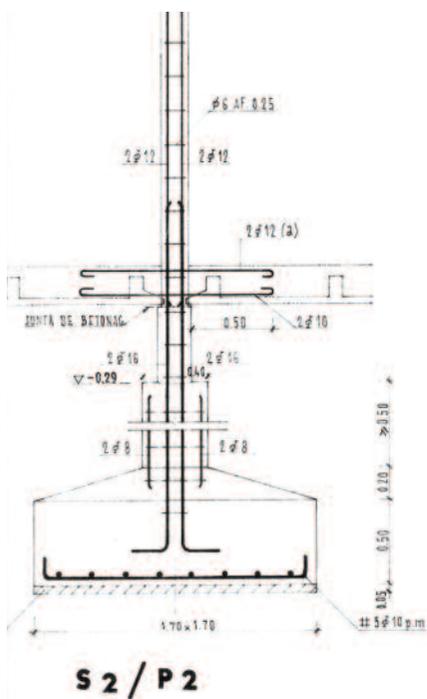


Fig. 24 – Escola Secundária de D. João V, Damaia. Projecto Imprel (Arquivo Fotográfico da Secretaria-Geral do Ministério da Educação)  
Imprel solution design

Nas soluções pré-fabricadas de betão armado referem-se, como exemplos, soluções de pré-fabricação da Imprel, de meados da década de 1970, e a solução de pré-fabricação da Indubel (sistema de construção IP2), do final da mesma década.

No projecto Imprel a estrutura dos pavilhões é constituída por pilares (moldados no local) e painéis de parede de betão armado (pré-fabricados), que apoiam lajes pré-fabricadas (figuras 23 e 24). Os estudos realizados mostram que se trata duma estrutura muito robusta e rígida, a qual apresenta deficiências de resistência nos elementos de ligação às fundações (que se comportam como pilares curtos quando solicitados pela acção sísmica), assim como em alguns pilares existentes junto de zonas de grandes aberturas nos painéis. Tendo-se concluído que esses elementos estruturais não apresentam resistência suficiente, procedeu-se a uma análise

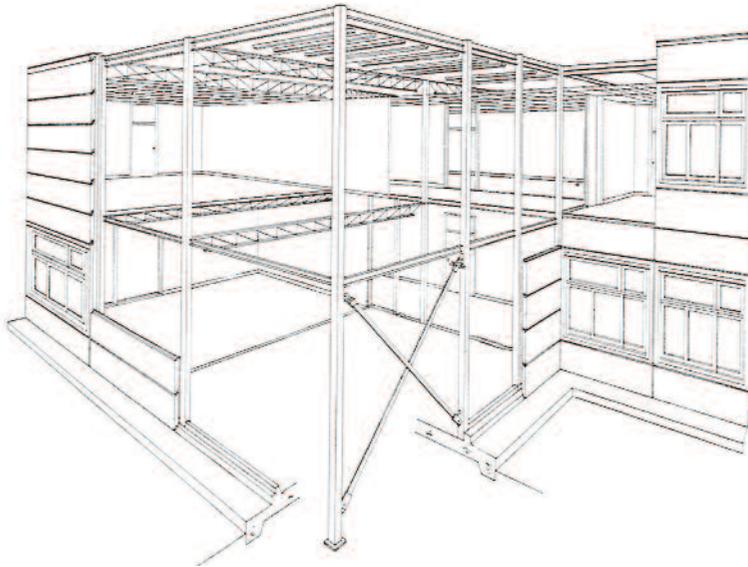


Fig. 25 – Projecto CLASP (Xavier Olazabal, Patrício P. R. Júlio e Fernando M. Grilo)  
*CLASP solution design*

exploratória de uma solução de reforço. A solução de reforço proposta consiste na execução de paredes de betão armado em forma de 'L', em cada um dos quatro cantos dos edifícios.

No sistema de construção Indubel IP2 a estrutura dos pavilhões é do tipo reticulado (pilares e vigas), com lajes de piso alveolares. Admitindo-se como articuladas as ligações pilar-viga, o sistema estrutural resistente para a acção sísmica consiste nos pilares que apresentam um comportamento do tipo consola (figura 26). Os estudos realizados indicam que estes pilares apresentam resistência insuficiente (nomeadamente na sua base), colocando-se ainda questões relativamente ao facto dos pisos poderem ser considerados rígidos nos seus planos.

A solução CLASP é caracterizada por se tratar de um sistema de pré-fabricação misto (aço-betão) com pilares metálicos (considerados articulados na base) e vigas metálicas (principais e secundárias) que suportam as lajes de piso, constituídas por lajes pré-fabricadas de betão armado com uma lâmina de betão complementar (pré-lajes) (figura 25).

Outro dos elementos identificadores desta tipologia consiste nas paredes: exteriores, realizadas com painéis pré-fabricados de betão; e interiores, constituídas por divisórias ligeiras em painéis de aglomerado de madeira. A estabilidade da estrutura face a acções horizontais é assegurada por contraventamentos metálicos dispostos em alguns vãos e em ambas as direcções horizontais. Os estudos realizados apontam para uma clara insuficiência nos contraventamentos existentes, a par do efeito de coluna curta que decorre do facto destes contraventamento se encontrarem ligados aos pilares a uma cota diferente daquela em que se apoiam as vigas (e lajes) de piso.

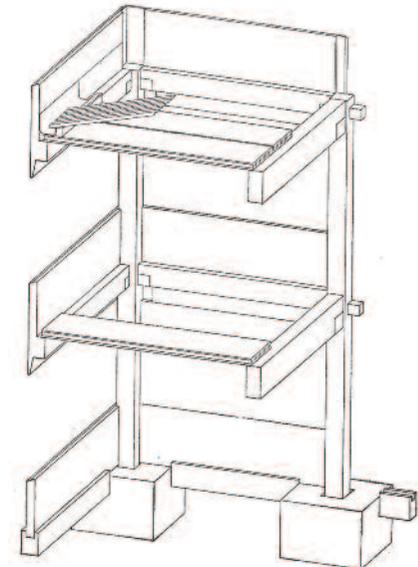


Fig. 26 – Projecto Indubel IP2  
*Indubel IP2 solution design*

3.

**Reforço de Estruturas  
e de Fundações  
Casos de Estudo**

***Strengthening the  
Structures and Foundations  
Case Studies***

## TECHNICAL TEAM

CIVIL AND STRUCTURAL ENGINEERING A2P Consult Estudos e Projectos, Lda  
Engineers João Appleton and Pedro Ribeiro  
ARCHITECTURE Victor Mestre / Sofia Aleixo, Arquitectos, Lda  
CONTRACTOR Mota-Engil Engenharia e Construção, S.A.  
SUPERVISION CENOR – Projectos de Engenharia, S.A. /  
/ GESBAU – Engenharia e Gestão, S.A.

## STRENGTHENING THE STRUCTURE AND FOUNDATIONS

AUTHORS João Appleton and Pedro Ribeiro

### 1 – STRUCTURAL CHARACTERIZATION

The Lyceu Central in Lisbon, now known as Escola Básica e Secundária de Passos Manuel, was established in the wake of the Decree signed in 1836 by Deputy Manuel da Silva Passos, who was aiming to reform state education. The first design of the lyceum dates from 1882 and it was opened in 1911 after a series of vicissitudes in the details of the design and execution of the works.

The school building has three floors (basement, ground floor and first floor) and its structural system comprises solid brick and stone masonry walls which support mixed floors consisting of steel profiles and ceramic voided blocks with a filling of concrete made of sand, lime and pozzolana. There are steel beams, too, made of a web and angles joined together with rivets.

The foundation ground was “a layer of topsoil and a heavy layer made up of rubble (...)”, which meant that the foundations had to be deepened to ensure “that the piers are bedded on a layer of very hard limestone”. The foundations were deepened by means of shafts of hydraulic mortar, called beton (former form of concrete) “interconnected by very strong arches of hydraulic masonry”. The foundation levels ranged from 7 and 19.20m, according to the technical memorandum of the architect, Rosendo Carvalheira.

The ground floor flooring mostly consists of voided ceramic bricks formed by bricks with two holes, supported on 140mm tall ‘I’ shaped steel profiles, covered by a layer of levelling mortar lined with hydraulic tiles. The profiles rest on steel girders (figures 2 and 3) that are embedded in the stone masonry walls. Three kinds of girders are used on the ground floor. In the south and north wings there are beams made of two profiles, one with a cross-sections, joined by rivets every 1.40m and separated by a 0.80m gap (type 1 girder in figure 1); and lattice girders 0.90m high, made of double angle chord members with cross-section 100x100x10mm, vertical struts with four angles 60x60x6mm and plate diagonals with a 60x8mm cross-section (type 2 girder in figure 1). The girders in the east and west wings are lattice, 0.90m high, consisting of flanges made with double angles each with 100x100x10mm cross-section, vertical struts with four angles 60x60x6mm and plate diagonals with a 60x8mm cross-section and double angles with a 90x90x8mm cross-section (type 3 girder in figure 1).



Fig. 1 – Vigas mestras ao nível do piso térreo. Tipos 1, 2 e 3  
Steel girders on ground floor. Types 1, 2 and 3

## EQUIPA TÉCNICA

FUNDAÇÕES E ESTRUTURA A2P Consult Estudos e Projectos, Lda  
Engenheiros João Appleton e Pedro Ribeiro  
ARQUITECTURA Victor Mestre / Sofia Aleixo, Arquitectos, Lda  
EMPREITEIRO Mota-Engil Engenharia e Construção, S.A.  
FISCALIZAÇÃO CENOR – Projectos de Engenharia, S.A. /  
/ GESBAU – Engenharia e Gestão, S.A.

## REFORÇO DA ESTRUTURA E DAS FUNDAÇÕES

AUTORES João Appleton e Pedro Ribeiro

### 1 – CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL

O *Lyceu Central de Lisboa*, actualmente designado por Escola Básica e Secundária de Passos Manuel, foi criado no seguimento do Decreto assinado em 1836 pelo deputado Manuel da Silva Passos que visava a reforma da instrução pública. O Liceu veio a ser objecto de um primeiro projecto em 1882 e foi inaugurado em 1911, após várias vicissitudes no desenvolvimento do projecto e na execução da obra.

O edifício da Escola de Passos Manuel tem três pisos (cave, piso térreo e primeiro andar) e o seu sistema estrutural é composto por paredes de alvenaria de tijolo maciço e pedra, que servem de suporte a pavimentos mistos, constituídos por perfis metálicos e abobadilhas cerâmicas, sobre as quais foi colocado um enchimento constituído por *beton*, composto por uma dosagem de areia, cal e pozolana. Existem, também, vigas metálicas compostas de alma e cantoneiras, unidas através de rebites.

O terreno de fundação era constituído por “uma camada de terra vegetal e uma forte camada constituída por entulhos (...)”, o que obrigou a aprofundar as fundações de forma a ter a “certeza de que os pilares assentam sobre uma camada de calcáreo muito rijo”. As fundações foram aprofundadas através de poços construídos com argamassa hidráulica, denominada *beton*, “unidos entre si através por fortíssimos arcos de alvenaria hidráulica”. As cotas de fundação, segundo a memória descritiva do arquitecto Rosendo Carvalheira, variaram entre 7 e 19,20m.

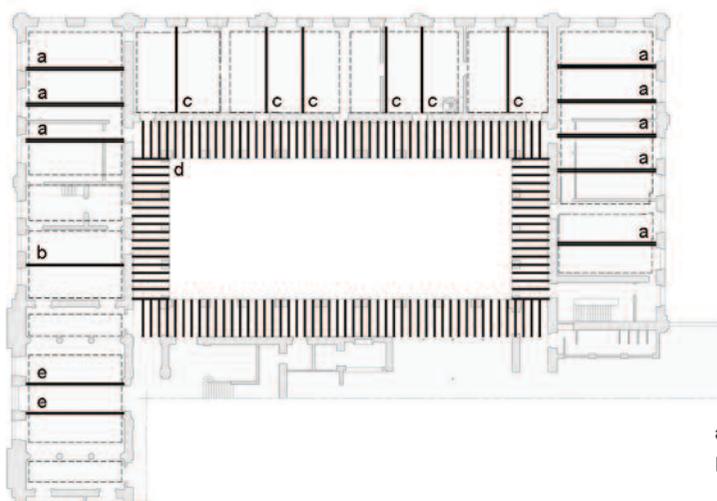


Fig. 2 – Disposição das vigas metálicas, piso térreo, planta parcial  
Layout of steel girders, ground floor, partial plan

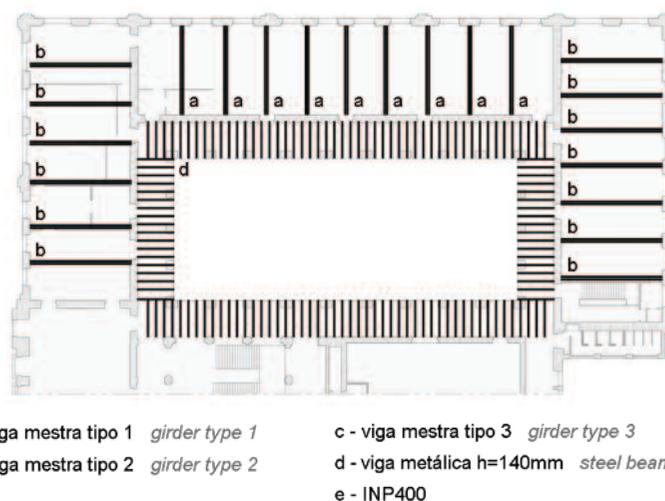
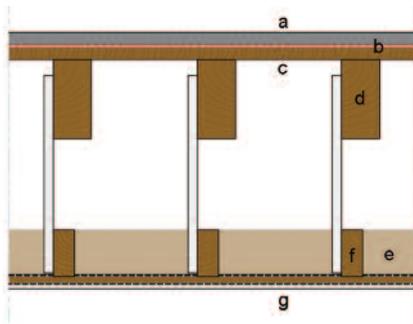


Fig. 3 – Disposição das vigas metálicas, primeiro andar, planta parcial  
Layout of steel girders, first floor, partial plan



- a - betonilha concrete screed
- b - rede metálica steel mesh
- c - solho com esp. 30mm  
30mm thick wood flooring
- d - viga de quina viva (185X90mm)  
rough face beam
- e - tarugo billet
- f - viga beam
- g - tecto em estafe gypsum ceiling board

Fig. 4 – Corte da solução de pavimento com vigas de madeira  
Cross-section of the flooring solution with wooden beams

The first-floor flooring is wooden and is laid on wooden frames that are themselves supported on steel girders (figure 4). Sometimes the floors are lined with a concrete screed about 15mm thick. In the corridors, patio galleries and washrooms the floors are made of voided ceramic bricks laid on steel joists. The steel girders of the first floor are different from those of the ground floor. In the south and north wings they are formed by two 'I' profiles with a cross-section, riveted together every 1.40m and spaced 0.80m apart; in the east and west wings they are formed by two 'I' profiles with a cross-section, riveted together every 1.40m and spaced 0.80m apart.

The roof is made of trusses (figure 5), purlins, bars and rafters, except in the porches where only bars and rafters are used. The trusses are "English type" and the purlins, poles and bars are 'U' or 'L' profiles. The rafters are beams measuring L30x30x5mm or L50x50x5mm.

The vertical structural system comprises solid stone masonry walls for the façades and brick masonry for the interior partition walls. Most of the load bearing walls continue vertically, though on the first floor there are some interior walls that do not continue to the lower floors (supported on steel profiles). Some of the interior walls were made of reinforced concrete partition walls (figure 6) 100mm thick which only had one central reinforcement layer composed of smooth bars. These walls were self-supporting and covered a span of around 9.70m. They were part of a proposal submitted by Empreza Moreira de Sá & Malevez, which was called the Hennebique system, for "Floors and partition walls in the Lyceu Central, Lisbon".

The convent-type layout of the building, centred around two interior patios (playground areas), results in symmetry and regularity (in plan and in elevation) which suggests good seismic behaviour (figures 7 to 9). The attention to the bracing between perpendicular wall panels and the in plane stiffness of the floors also result in the good seismic performance of the building. The vertical continuity of most of the load bearing masonry walls is another factor relevant to its good response to horizontal loads.

The design documents consulted do not mention the seismic issue, apart from one reference to the intrinsic characteristics of the "reinforced cement" elements as being "proof against fire and earthquakes, economic and unalterable". But whereas the Lyceu Passos Manuel was built in an era when the good constructive practices inherited from Pombaline construction were falling into disuse, the constructive and structural conception philosophy was kept safe and effective solutions from the seismic point of view were adopted. On the one hand the walls are relatively robust and have good foundations and, on the other, high quality materials were used and the workmanship was good. The façade walls are 1.10m thick in the basement and less thick on the upper floors. 0.85m at ground floor level, and 0.70m on the first floor. The wood framing beams are embedded in the masonry walls, with some of the alignments supported on "brackets" when they are located above the openings in the façades. The concrete and brick masonry walls were interlocked in the masonry of the façades and end walls.



Fig. 5 – Asna metálica da cobertura  
Steel roof truss



Fig. 6 – "Tabique" de betão armado  
Reinforced concrete partition wall

O pavimento do piso térreo é na sua maioria constituído por abobadilhas cerâmicas formadas por tijolos de dois furos, apoiados em perfis 'I' com 140mm de altura, sobre o que se encontra colocada uma camada de argamassa de regularização revestida por mosaicos hidráulicos. Os perfis apoiam-se em vigas mestras metálicas (figuras 2 e 3) que se encontram embebidas nas paredes de alvenaria de pedra. No pavimento do piso térreo existem três tipos de vigas mestras. Nas alas sul e norte existem vigas constituídas por dois perfis 'I', ligados por rebites a cada 1,40m e afastados 0,80m entre si (viga tipo 1 na figura 1); e vigas treliçadas com 0,90m de altura, compostas por banzos de cantoneiras duplas de secção 100x100x10mm, prumos verticais com quatro cantoneiras 60x60x6mm e diagonais em chapa com secção 60x8mm (viga tipo 2 na figura 1). Nas alas este e oeste as vigas mestras são treliças com 0,90m de altura, compostas por banzos de cantoneiras duplas de secção 100x100x10mm, prumos verticais com quatro cantoneiras 60x60x6mm e diagonais em chapa com secção 60x8mm e cantoneiras duplas de secção 90x90x8mm (viga tipo 3 na figura 1).

Os pavimentos do primeiro andar são revestidos por soalho de madeira, apoiado em vigamentos de madeira, que por sua vez são suportados por vigas mestras metálicas (figura 4). Em alguns casos o soalho encontrava-se revestido por uma betonilha com cerca de 15mm de espessura. Na zona dos corredores, das galerias dos pátios, e nas instalações sanitárias, os pavimentos são em abobadilha cerâmica apoiada em vigotas metálicas. As vigas mestras do primeiro andar são distintas das do rés-do-chão. Nas alas sul e norte essas vigas são vigas duplas em 'I', ligadas por rebites em cada 1,40m e estão afastadas 0,80m; e nas alas este e oeste as vigas são duplas em 'I', ligadas por rebites em cada 1,40m e estão afastadas 0,80m.

A estrutura da cobertura é composta de asnas (figura 5), madres, varas e ripas, excepto nos alpendres onde é formada apenas por varas e ripas. As asnas são do "tipo inglês" e as madres, as fileiras e varas são em perfis 'U' ou 'L'. As ripas são constituídas por vigas de L30x30x5mm ou L50x50x5mm.

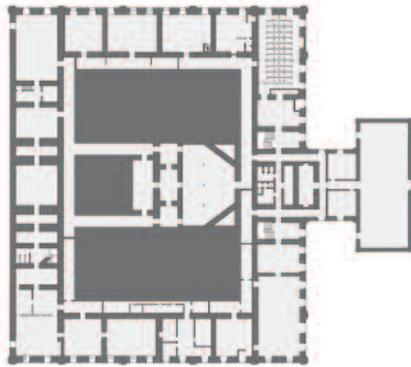
O sistema estrutural vertical é constituído por paredes de alvenaria de pedra maciça, nas fachadas, e de alvenaria de tijolo, nas paredes de compartimentação interior. A maior parte das paredes portantes têm continuidade vertical, embora no primeiro piso existissem algumas paredes interiores sem continuidade para os pisos inferiores (apoiadas em perfis metálicos). Algumas das paredes interiores eram constituídas por "tabiques" de betão armado (figura 6) com 100mm de espessura, que apenas possuíam uma armadura central de varões lisos. Estas paredes eram autoportantes, vencendo um vão de cerca de 9,70m, e faziam parte duma proposta apresentada pela *Empresa Moreira de Sá & Malevez*, que se designava *systema Hennebique* para "Pavimentos e Tabiques no Lyceu Central de Lisboa".

A disposição conventual do edifício, centrada nos dois pátios interiores dos recreios, resulta em características de simetria e de regularidade (em planta e em altura) que promovem um bom comportamento sísmico (figuras 7 a 9). O cuidado no travamento entre panos de paredes perpendiculares e as características de rigidez dos pavimentos no seu próprio plano resultam, também, num bom desempenho sísmico do edifício. A continuidade vertical da maioria das paredes portantes é outro factor relevante para a sua boa resposta em face das solicitações horizontais.

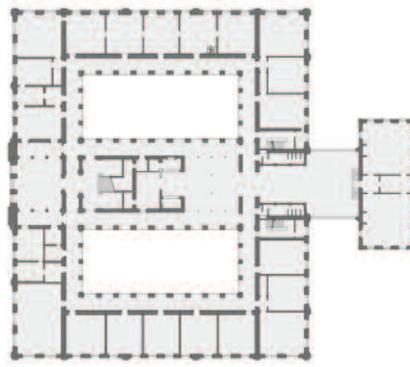
Os elementos de projecto consultados não abordam a questão sísmica, com excepção da referência feita às características intrínsecas dos elementos de "cimento armado" como sendo "à prova de fogo e de abalos de terra, económicas e



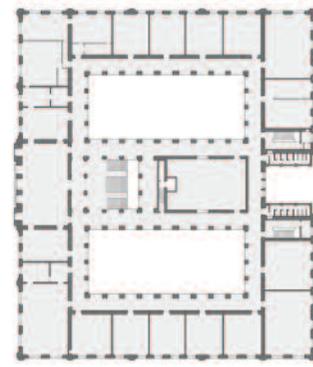
Fig. 7 – Escola Básica e Secundária de Passos Manuel, 2010



piso -1 floor -1



piso 0 floor 0



piso 1 floor 1



Fig. 8 – Plantas dos pisos (levantamento 2007)  
Floor plans (2007 survey)

72

## 2 – STRUCTURAL MODELLING. SEISMIC ANALYSIS

Analysis of the existing structure, particularly in terms of the load bearing masonry walls, was based on computational modelling, adopting the actions established in the RSAEEP (figure 10). The 3-D models analysed made it possible to identify the most vulnerable parts of the building, which were located in the central unit because of the amphitheatre on the first floor (figures 11 and 12).

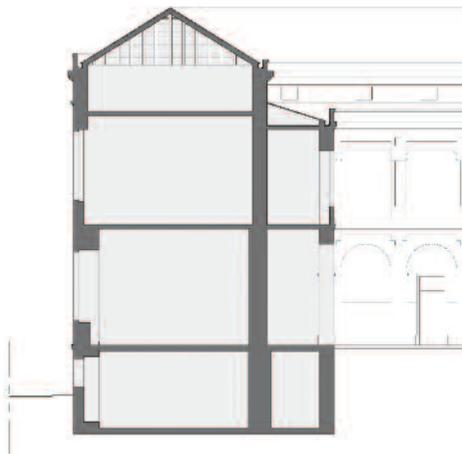


Fig. 9 – Corte transversal do edifício  
Cross-section of the building

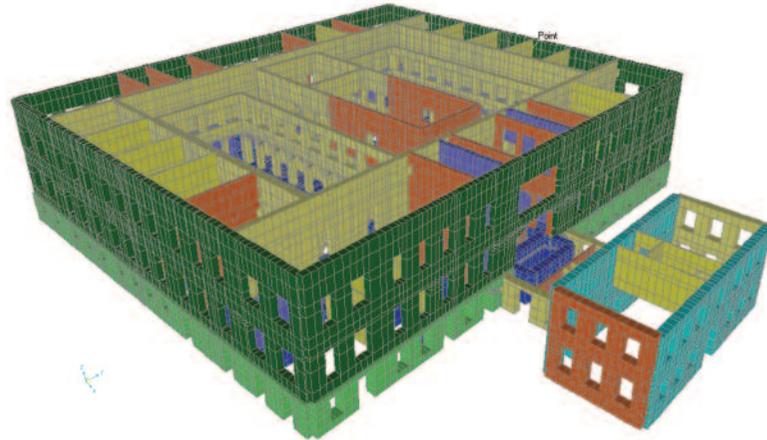
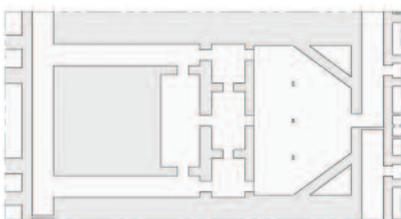
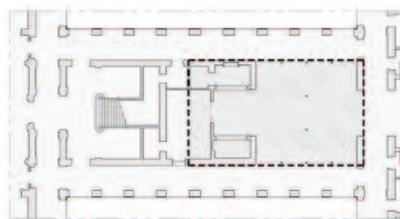


Fig. 10 – Vista 3D do modelo global do edifício  
3-D view of the overall model of the building

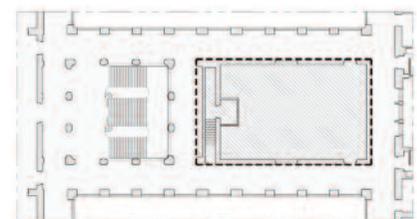
The central unit was modelled separately (figure 13) simulating the bracing provided by the south and north units through linear springs. The floors were modelled as rigid diaphragms, bearing in mind their high in plane stiffness. 60 vibration modes were analysed with the first group being linked to local vibration modes. Relevant values for the mass participation associated with translations in the y ( $f_5= 2.65\text{Hz}$ ) and x ( $f_8= 3.02\text{ Hz}$ ) direction were only found in the 5<sup>th</sup> and 8<sup>th</sup> modes.



piso -1 floor -1



piso 0 floor 0



piso 1 floor 1

Fig. 11 – Corpo central do edifício/anfiteatro  
Central unit of the building/amphitheatre

inalteráveis". No entanto, embora o *Lyceu Passos Manuel* tenha sido construído numa época onde as boas práticas construtivas herdadas da construção pombalina estavam a cair em desuso, a filosofia construtiva e de concepção estrutural foi cuidada, adoptando-se soluções eficazes do ponto de vista sísmico. Por um lado as paredes são bastante robustas e encontram-se bem fundadas e, por outro, a qualidade dos materiais e de execução foi elevada. As paredes de fachada têm 1,10m de espessura ao nível da cave reduzindo-se nos pisos superiores: 0,85m no piso térreo e 0,70m no primeiro andar. Os vigamentos encontram-se encastrados dentro das paredes de alvenaria, sendo alguns dos alinhamentos apoiados em "cadeias", quando se encontram localizados sobre os vãos das fachadas. As paredes de betão e de alvenaria de tijolo foram imbricadas nas paredes de alvenaria das fachadas e empenas.



Fig. 12 – Escadaria central. Colunas metálicas de apoio do anfiteatro  
Main staircase. Steel support columns below the amphitheatre

## 2 – MODELAÇÃO ESTRUTURAL. ANÁLISE SÍSMICA

A análise da estrutura existente, particularmente no que diz respeito às paredes resistentes em alvenaria, foi realizada a partir de modelação computacional, adoptando as acções preconizadas no RSAEEP (figura 10). Os modelos tridimensionais analisados permitiram que se identificassem as zonas mais vulneráveis do edifício, que se localizavam no corpo central do edifício, devido à presença do anfiteatro no primeiro piso (figuras 11 e 12).

O corpo central foi modelado isoladamente (figura 13) simulando o travamento conferido pelos corpos sul e norte através de molas. Os pavimentos, tendo em conta a elevada rigidez no seu plano, foram modelados como diafragmas indeformáveis. Foram analisados 60 modos de vibração, sendo os primeiros associados a modos de vibrações locais. Apenas nos 5.º e 8.º modos se obteve valores relevantes das participações de massa associadas às translações segundo a direcção  $y$  ( $f_5 = 2,65\text{Hz}$ ) e  $x$  ( $f_8 = 3,02\text{Hz}$ ).

Foram analisados os resultados dos modelos numéricos, nomeadamente os níveis de tensão nas paredes resistentes. Tendo em conta a boa qualidade das paredes e a sua constituição (alvenaria de pedra com argamassa *hidráulica* e uma dosagem de areia, cal e pozolana), os resultados dos modelos computacionais indicam que o projecto original satisfaz na generalidade as exigências regulamentares actuais.

## 3 – DESCRIÇÃO DO NOVO PROGRAMA ARQUITECTÓNICO E DA RESPECTIVA SOLUÇÃO ESTRUTURAL

A Escola de Passos Manuel é um dos primeiros liceus públicos e possui soluções construtivas, estruturais e funcionais muito modernas e inovadoras para o final do séc. XIX. A sua importância do ponto de vista patrimonial é relevante tendo sido classificado como imóvel de interesse público em 1997. A metodologia da

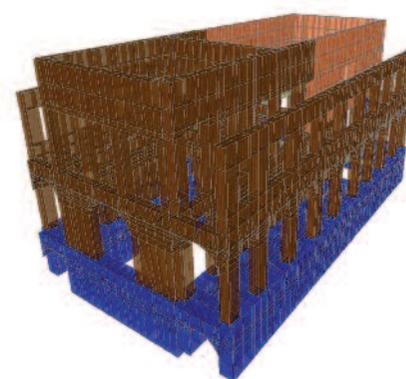


Fig. 13 – Vista 3D do modelo parcial do corpo central do edifício  
3-D view of the partial model of the central unit of the building

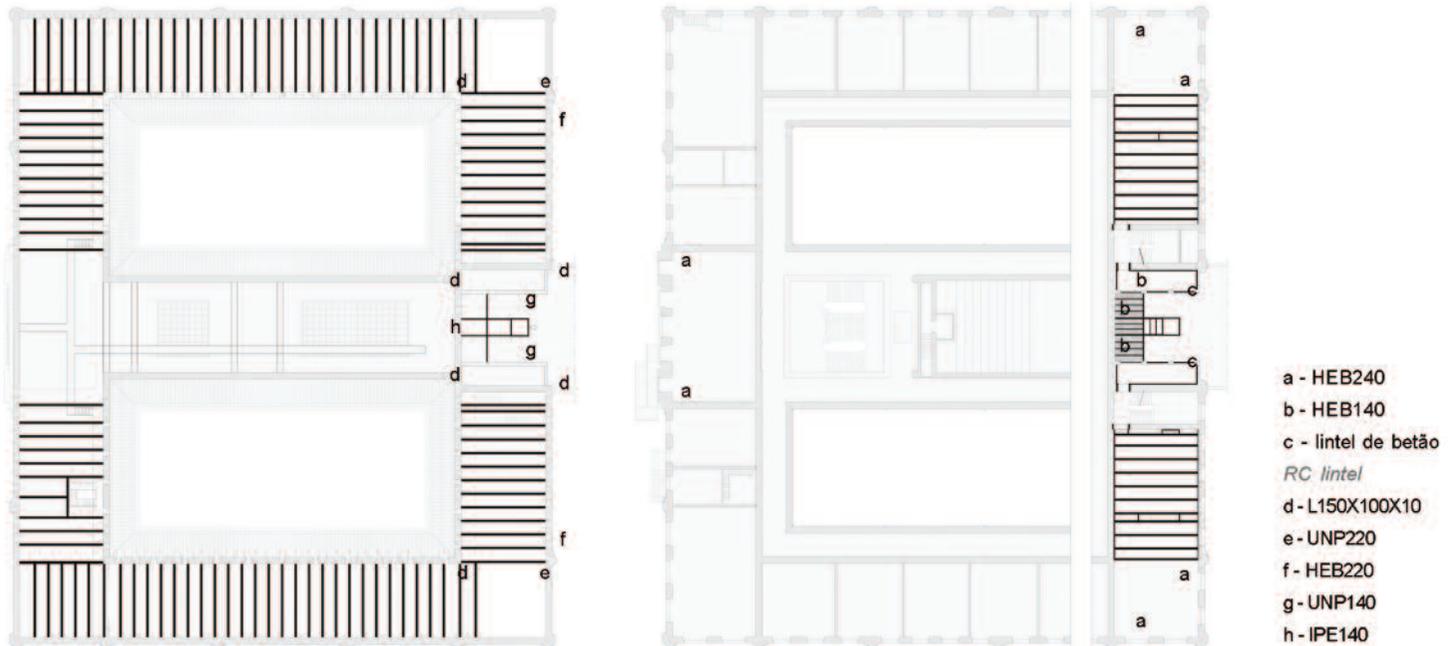


Fig. 14 – Piso intermédio. Laje de esteira  
Intermediate floor. Roof slab

The results of the numerical models with respect to the stress levels in the load bearing masonry walls were analysed and the models show that the original design satisfies most of the current code requirements.

### 3 – THE NEW ARCHITECTURAL PROGRAMME AND THE STRUCTURAL SOLUTION

The School de Passos Manuel is one of the first state schools and it has constructive, structural and functional solutions that are very modern and innovative for the end of the 19<sup>th</sup> century. Its importance in terms of heritage is relevant as it was classed as a building of public interest in 1997. The approach to the intervention was coordinated by Victor Mestre and Sofia Aleixo (architects)



Fig. 15 – Piso intermédio  
Intermediate floor

and it was based on the overall refurbishment of the building, keeping the materials and constructive solutions. From the architectural standpoint the intervention sought to “renovate the infrastructure of the building(s) and outdoor areas, introduce new features and make the building adaptable by adding a new multi-purpose sports facility and upgrading the heritage value of the architectural identity.”

Structurally the challenge was to preserve the existing structures and guarantee their good behaviour with respect to current code requirements which, in this case and considering its

intervenção, coordenada pelos arquitectos Victor Mestre e Sofia Aleixo, baseou-se na reabilitação integral do conjunto arquitectónico, prevendo a manutenção dos materiais e das soluções construtivas. Do ponto de vista arquitectónico a intervenção pretendia “a reinfraestruturação do(s) edifício(s) e espaços exteriores, a introdução de novas valências, e respectiva adaptabilidade ao edificado, com a implantação de novo polidesportivo e a valorização patrimonial da identidade arquitectónica.”

Estruturalmente o desafio foi preservar as estruturas e garantir o seu bom comportamento face às condições regulamentares actuais, o que no caso da Escola de Passos Manuel, tendo em conta o seu desempenho estrutural, baseou-se maioritariamente na inspecção, limpeza e protecção dos elementos estruturais, assim como na eliminação das causas de anomalias. O edifício apresentava-se do ponto de vista estrutural em bom estado de conservação, com excepção de zonas localizadas, nomeadamente as paredes do corpo sul, junto ao corpo de ligação entre o edifício principal e o bloco anexo dos laboratórios, que apresentava uma fendilhação bastante pronunciada. Verificou-se também a existência de alguma fendilhação nas paredes interiores, perpendiculares às fachadas, associada à deformação vertical das vigas metálicas que lhe serviam de suporte e alguns alinhamentos exteriores apresentavam sinais de assentamento das suas fundações. Nos casos mais graves procedeu-se ao recalçamento destas através de microestacas.



Fig. 16 – Mezanino do núcleo museológico  
*Mezzanine of the museum unit*

A reinfraestruturação implicou a criação de novos espaços técnicos. No topo sul foi necessário prever a realização de um piso intermédio, à cota 43,57, e a criação de uma mezanine, núcleo museológico, à cota 37,00. A laje de esteira foi igualmente intervencionada, de modo a receber as máquinas de AVAC. Na fachada sul do edifício central foi criada uma zona enterrada para o refeitório e áreas de suporte a esta actividade. Foram também alvo de estudo e dimensionamento todos os acessos e átrios.

O projecto foi desenvolvido preservando e reabilitando os espaços existentes e prevendo a construção de novos edifícios, nomeadamente o corpo do refeitório e o polidesportivo. Nas soluções estruturais para o edifício do Liceu adoptaram-se tecnologias com um funcionamento semelhante ao das existentes, garantindo a

structural performance, was largely based on the inspection, cleaning and protection of the structural elements and on eliminating the causes of deterioration. The building was in a good state of repair, structurally, apart from localised areas, in particular the walls of the south unit, next to the unit connecting the main building and the laboratory annex where there was considerable wall cracking. There was cracking, too, in the interior partition walls perpendicular to the façades. This was linked to the vertical deformation of the supporting steel beams. In addition, some exterior alignments showed signs of foundation settlement. The most severe cases were underpinned with micro-piles.

The renewal of the infrastructure required the creation of new technical areas. At the south end an intermediate floor was needed, at elevation 43.57, and creation of a mezzanine, serving as a museum unit, at elevation 37.00. Work was also carried out on the roof slab to enable the installation of HVAC equipment. An underground area was created in the south façade of the central building for the canteen and associated ancillary services. All the accesses and lobbies were assessed in terms of their structural design.

The project was designed so as to preserve and refurbish the existing spaces and accommodate the construction of new buildings, i.e. the canteen and multi-purpose sports units. The structural solutions for the Liceu's building used technologies that work like the existing ones to ensure their effective connection with the existing elements by means of steel anchor bolts. On the intermediate floor to be created in the south wing it was decided to use composite, steel-reinforced concrete, flooring, with steel beams HEB 220, 1.5m apart, and 12cm high composite ribbed slabs (figures 14 and 15). The structure of the museum unit in the south wing used steel profiles in a framed structure, supporting a wooden floor framework (figure 16).

The structure used to support the HVAC equipment consists of HEB 240 beams laid over a span of around 9.40m in the north and south wings and 8.15m in the east and west wings. These steel beams support timber beams with a 7x14cm cross-section, 0.50cm apart (figure 17). Viroc panels are laid on the timber beams to provide the flooring.

#### 4 – FINAL REMARKS

The Passos Manuel School was to have been the first modern lyceum in Lisbon, but the changes in its construction and design led to its being completed after the Liceu de Camões, the design of which started later. So, from the constructive and structural point of view the Liceu de Passos Manuel is as modern as its relative and displays some novel aspects as seen in the use, albeit sporadic, of reinforced concrete.

What sets the building apart is the excellent constructive quality, even in the execution of the foundations, which required dealing with thick layers of landfill and an appreciable amount of underground water. The building's symmetry, which leads to a balanced distribution of mass and stiffness, the strength of the extremely well-constituted main masonry walls, and the care taken to establish connections between interior and exterior walls and between walls and floors are the features responsible for its good structural performance. With conservation interventions alone (apart from the connection unit to the laboratory block) the building is able to meet the requirements in the current structural code with respect to seismic action (RSAEEP).

The intervention on the building was moderate and hardly any structural changes were needed. The most significant of them were the creation of intermediate floors in certain areas, taking advantage of the generous ceiling heights. In this case the principle followed was that of uncomplicated solutions that were compatible with what was already there, using the new structures and additional bracing and stiffening elements of the existing structures. It was possible in this way to guarantee the utmost respect for the heritage the building represents, while simultaneously ensuring its good seismic performance.



Fig. 17 – Laje de esteira para apoio dos aparelhos de AVAC  
*Roof slabs to support the HVAC equipment*

sua ligação efectiva aos elementos existentes através de chumbadores metálicos. No piso intermédio, realizado na ala sul, optou-se por pavimentos mistos, com vigas metálicas HEB220 afastadas de 1,5m e laje com cofragem colaborante de altura de 12cm (figuras 14 e 15). A estrutura do núcleo museológico, inserido na ala sul, foi realizada com uma estrutura reticulada de perfis de aço, que servem de suporte a um vigamento de madeira (figura 16).

A estrutura adoptada para suporte das máquinas de AVAC é constituída por vigas HEB240 que vencem o vão de cerca de 9,40m nas alas norte e sul e 8,15m nas alas este e oeste. Essas vigas metálicas recebem vigas de madeira de secção 7x14cm, afastadas de 0,50m (figura 17). As vigas de madeira recebem placas de Viroc que fazem o revestimento do pavimento.

#### 4 – NOTAS FINAIS

A actual Escola de Passos Manuel era para ter sido o primeiro liceu moderno de Lisboa, mas as vicissitudes da sua construção e projecto remeteram a sua conclusão para data posterior à do Liceu de Camões, cujo projecto se iniciou mais tarde. Assim, do ponto de vista construtivo e estrutural o Liceu de Passos Manuel é tão moderno como o seu congénere e apresenta mesmo algumas notas de novidade, traduzidas no uso, embora esporádico, do betão armado.

O que distingue o edifício é a excelência da qualidade construtiva, até mesmo na execução das fundações, onde foi necessário lidar com espessas camadas de aterro e a existência de quantidade apreciável de água subterrânea. A simetria do edifício, que conduz a uma distribuição equilibrada de massas e de rigidez, a robustez das paredes mestras de alvenaria de excelente constituição, e a forma cuidada como se estabeleceram as ligações entre paredes interiores e exteriores e entre paredes e pavimentos, são as características responsáveis pelo bom desempenho estrutural do edifício que, meramente com intervenções de conservação (excepção feita ao corpo de ligação ao bloco dos laboratórios), responde às exigências estabelecidas na regulamentação estrutural em vigor, no que se refere à acção dos sismos (RSAEEP).

A intervenção no edifício foi moderada e contemplou poucas alterações estruturais. Entre estas, a de maior relevo foi a criação de pisos intermédios em algumas zonas, tirando partido dos elevados pés-direitos disponíveis. Nesse caso, o princípio seguido foi o de soluções pouco pesadas e compatíveis com o existente, usando as novas estruturas como elementos complementares de travamento e de rigidificação das estruturas existentes. Assim, foi possível garantir o máximo respeito pelo património que o edifício representa, ao mesmo tempo que se preservou o seu bom desempenho sísmico.

## TECHNICAL TEAM

CIVIL AND STRUCTURAL ENGINEERING A2P Consult Estudos e Projectos, Lda  
Engineers João Appleton, José Delgado, Margarida Oom,  
Inês Almeida and Margarida Ferreira da Rocha

ARCHITECTURE Falcão de Campos Arquitecto, Lda

CONTRACTOR –

SUPERVISION –

## STRUCTURAL REHABILITATION AND STRENGTHENING OF THE SCHOOL BUILDING

AUTHORS João Appleton and José Delgado

### 1 – INTRODUCTION

The structural intervention in the Lyceu de Camões, involved the main school building, the physics and chemistry labs, the former Escola de António Arroio, the Camões Auditorium and the gym/sports hall.

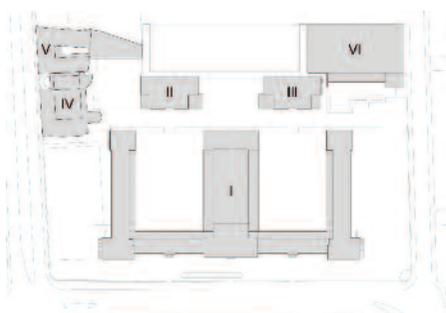
The Lyceu de Camões was designed by Miguel Ventura Terra and dates back to 1907. Building works started in January 1908 and the main building was finished in October 1909. The Escola de António Arroio building dates from 1928 and the physics and chemistry labs are from the 1930s. The rest of the buildings, i.e., the Camões Auditorium and the gym/sports hall, were built at the end of the 20<sup>th</sup> century.

The main building has a collegiate format with an 'E' shape plan (figure 1). The ground floor, first floor and attic were built first (figure 2). Interventions were carried out quite early in its life when the basements were reutilised under a plan drawn up by Ventura Terra in 1911. Further work was carried out at the end of the 20<sup>th</sup> century which also forced the assessment of the building's seismic safety in 2002. In the wake of this assessment, structural strengthening work was undertaken, with an external sheet of reinforced concrete being cast on the exterior walls and masonry columns of the basements.

This text addresses the principles that guided the conception of the seismic strengthening of the Lyceu de Camões carried out under the modernization of the school by Parque Escolar, EPE, in year 2011.

### 2 – STRUCTURAL CHARACTERIZATION OF THE ORIGINAL BUILDING

The structure consists of exterior walls of rubble stone masonry, with lime and pozzolana mortar, supported on arches borne on stone masonry piers (figure 3). These piers go deep enough to reach the resistance stratum about 10m below the construction platform.



- I - Edifício principal Main building
- II - Laboratório de Química Chemistry Lab
- III - Laboratório de Física Physics Lab
- IV - Auditório Camões Camões Auditorium
- V - António Arroio
- VI - Gimnodesportivo Gym/Sports hall

Fig. 1 – Escola Secundária de Camões



Fig. 2 – Liceu de Camões (Arquivo Fotográfico da Câmara Municipal de Lisboa)

# Escola Secundária de Camões, Lisboa

EQUIPA TÉCNICA

FUNDAÇÕES E ESTRUTURA A2P Consult Estudos e Projectos, Lda  
Engenheiros João Appleton, José Delgado, Margarida Oom,  
Inês Almeida e Margarida Ferreira da Rocha

ARQUITECTURA Falcão de Campos Arquitecto, Lda

EMPREITEIRO –

FISCALIZAÇÃO –

## REABILITAÇÃO E REFORÇO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO

AUTORES João Appleton e José Delgado

### 1 – INTRODUÇÃO

A intervenção estrutural no Lyceu de Camões, contempla um conjunto de edifícios, nomeadamente o edifício principal da Escola, os laboratórios de Física e de Química, a antiga Escola de António Arroio, o Auditório Camões e o pavilhão gimnodesportivo.

O projecto do *Lyceu de Camões*, da autoria do Arquitecto Miguel Ventura Terra, data de 1907, tendo-se iniciado a sua construção em Janeiro de 1908. O edifício principal ficou concluído em Outubro de 1909. O edifício da Escola de António Arroio data de 1928 e os laboratórios de Física e de Química datam dos anos 30 do século XX. Os restantes edifícios, nomeadamente o Auditório Camões e o Gimnodesportivo, foram construídos do final do século XX.

O edifício principal apresenta uma tipologia colegial, com planta em forma de 'E' (figura 1), e foi construído inicialmente com piso térreo, primeiro piso e sótão (figura 2). Logo nos primeiros anos de existência foi alvo de intervenções, nomeadamente o reaproveitamento das caves, seguindo um projecto do Arquitecto Ventura Terra, de 1911. No final do século XX foi alvo de outras intervenções que obrigaram, em 2002, à avaliação da segurança sísmica do edifício. Na sequência dessa avaliação foram realizados trabalhos de reforço estrutural, nomeadamente a inserção de lâminas de betão armado nas paredes exteriores e nos pilares de alvenaria das caves.

Neste texto são abordados os princípios que nortearam a concepção do reforço sísmico do *Lyceu de Camões* realizada no âmbito da modernização da escola promovida pela Parque Escolar, EPE, no ano de 2011.

### 2 – CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO ORIGINAL

A estrutura compõe-se de paredes exteriores em alvenaria de pedra ordinária, com argamassas de cal e pozolana, suportadas por arcos apoiados em pegões de alvenaria de pedra (figura 3). Estes pegões prolongam-se em profundidade, atingindo o estrato resistente cerca de 10m abaixo da plataforma de construção.

Nas alas laterais e no corpo principal as paredes interiores são constituídas por alvenaria de tijolo furado, com 15cm de espessura, e ligam-se às paredes exteriores que lhes são ortogonais. As paredes interiores apoiam-se em perfis metálicos localizados ao nível do rés-do-chão e encastrados nas paredes exteriores.

Em geral, os pavimentos são constituídos por vigamentos de madeira e respectivo soalho, apoiados nas paredes exteriores ou em alinhamentos intermédios de perfis metálicos. Em intervenções posteriores, realizadas a partir da segunda metade do século XX, substituíram-se alguns dos pavimentos originais por sistemas



Fig. 3 – Fachada da zona central do corpo principal. Museu e casa do reitor  
Façade of central area of the main building. Museum and rector's house



Fig. 4 – Circulações exteriores  
Outside walkways



Fig. 5 – Ginásio da ala central  
Gym in central wing

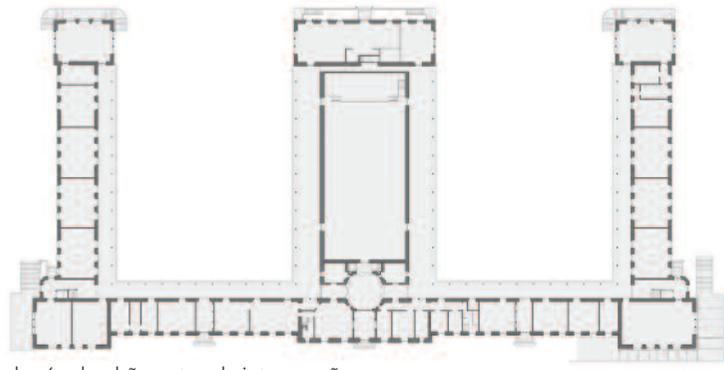


Fig. 6 – Planta do rés-do-chão antes da intervenção  
Plan of ground floor before intervention

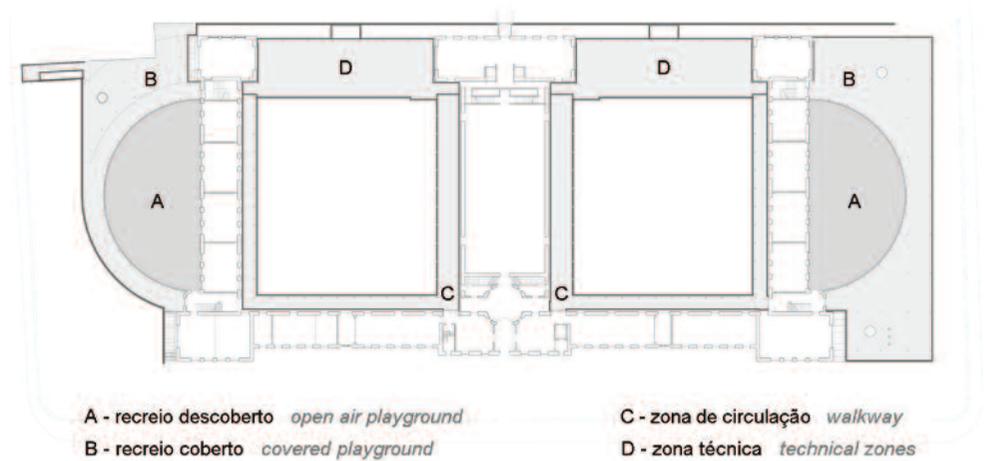


Fig. 7 – Planta do rés-do-chão após a intervenção  
Plan of ground floor after intervention

The interior walls in the side wings and the main building are made of hollow clay bricks, 15cm thick, and connected to the outside walls that are orthogonal to them. The interior walls rest on steel profiles located at floor level and embedded in the exterior walls.

The floors are mostly composed of wood frameworks topped with flooring and supported on the exterior walls or on intermediate alignments of steel profiles. Subsequent interventions in the second half of the 20<sup>th</sup> century included the replacement of some of the original flooring by systems composed by prestressed precast reinforced concrete joists and ceramic voided blocks. The original flooring of the outside walkways on the first floor consists of curved ceramic tiles and bricks supported on 'I' type steel profiles, on which a layer of levelling mortar and the respective hydraulic coating are laid (figure 4).

The central wing of the Camões School houses the gym and its roof consists of a lattice of steel trusses braced by a lattice of longitudinal systems. These structures are composed of steel angle brackets of varying sizes with riveted connections. The gym floor comprises wood frames and flooring supported on exterior walls and two intermediate alignments of steel profiles, installed on interior masonry columns (based on piers) (figure 5).

### 3 – THE NEW ARCHITECTURAL PROGRAMME AND STRUCTURAL SOLUTION

The new architectural programme for the main building of the School involved the following main interventions (figures 6 and 7):

- reworking of the vertical accesses and installation of lifts;
- adding two half-moon shaped areas, at the north and south ends, for lighting and ventilation of the basement areas that are used as classrooms;
- creating two buried technical zones, between the side wings and the central wing to accommodate the fire water tanks;

de vigotas pré-esforçadas e abobadilhas cerâmicas. Nas circulações exteriores do 1.º piso, os pavimentos originais são constituídos por abobadilhas cerâmicas com tijolos apoiados em perfis metálicos do tipo 'I', sobre os quais assenta uma camada de argamassa de regularização e o respectivo revestimento hidráulico (figura 4).

A ala central da Escola Secundária de Camões, que integra o ginásio, apresenta uma cobertura constituída por asnas metálicas treliçadas, travadas por sistemas longitudinais igualmente treliçados. Essas estruturas são compostas por cantoneiras metálicas de diferentes dimensões com ligações rebitadas. O pavimento do ginásio é constituído por vigamentos de madeira e soalho apoiados nas paredes exteriores e em dois alinhamentos intermédios de perfis metálicos, assentes sobre pilares interiores de alvenaria (fundados em pegões) (figura 5).

### 3 – DESCRIÇÃO DO NOVO PROGRAMA ARQUITECTÓNICO E DA RESPECTIVA SOLUÇÃO ESTRUTURAL

No que respeita ao edifício principal do Liceu de Camões o novo programa arquitectónico previu as seguintes intervenções principais (figuras 6 e 7):

- reformulação dos acessos verticais e introdução de elevadores;
- introdução, nos topos norte e sul, de duas zonas em forma de meia-lua, para iluminação e ventilação das zonas da cave que passam a funcionar como salas de aula;
- execução de duas zonas técnicas, enterradas entre as alas laterais e a ala central, para acomodação dos depósitos de incêndio;
- introdução de uma circulação em cave sob os actuais corredores exteriores existentes em todo o perímetro exterior dos pátios;
- modificação interior dos espaços para adequação a novas funcionalidades, com a eliminação de paredes interiores e/ou criação de novas paredes em zonas distintas.

As intervenções propostas introduziam implicações relevantes no comportamento sísmico do edifício, sobretudo porque algumas delas conduziam a importantes escavações no perímetro do mesmo.

Procedeu-se, assim, à análise estrutural dos edifícios baseada em modelos numéricos tridimensionais (figura 8) e realizada de acordo com a nova regulamentação, nomeadamente o Eurocódigo 8 (EC8) na quantificação da acção sísmica. Promoveu-se a realização de ensaios de caracterização dinâmica *in situ*, realizados pelo Instituto de Engenharia de Estruturas, Território e

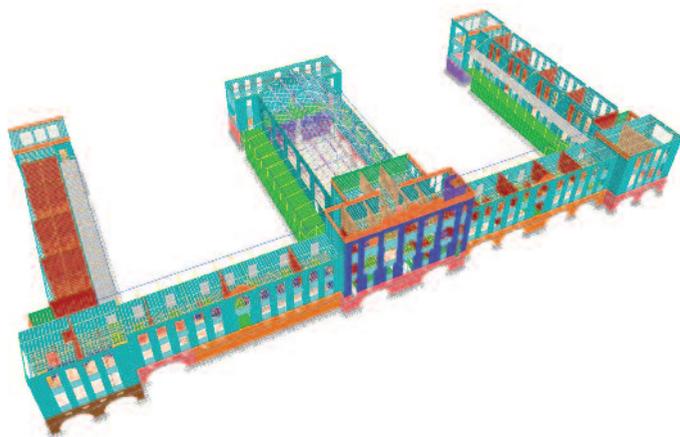
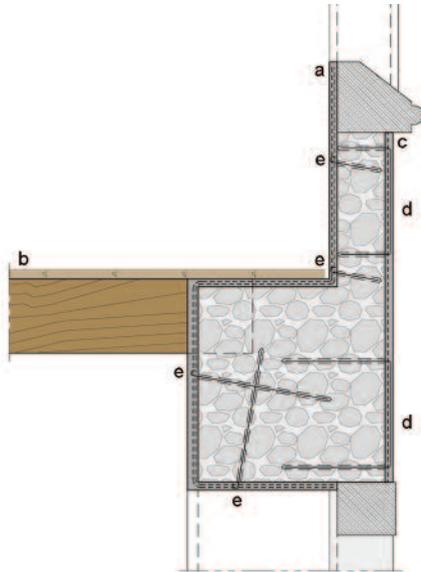


Fig. 8 – Modelo numérico tridimensional  
3-D numerical model



- a** - dupla malha de aço distendido galvanizado  
stretched galvanized steel mesh (double)
- b** - pavimento flooring
- c** - lâmina exterior reboco armado (30mm)  
outer layer of reinforced plastering mortar  
(30mm) with polypropylene mesh
- d** - sistema de agrafos em aço inox  $\phi 6\text{mm}$   
stapling system with 6mm stainless steel  
rebars
- e** - chumbadouro  $\phi 8\text{mm}$  em quincôncio  
8mm stitching rebars in quincunx pattern

Fig. 9 – Lâminas de reforço da parede exterior  
Reinforcement sheets on the exterior wall

- adding a walkway in the basement beneath the current existing exterior corridors, around the entire outer perimeter of the patios;
- interior modification of the areas to suit the new functions by demolishing some the interior walls and/or building new ones elsewhere.

The proposed interventions had relevant implications for the seismic behaviour of the building, especially because some of them required major excavation around its perimeter.

So a structural analysis of the buildings was undertaken, based on three-dimensional numerical models (figure 8) and conducted in accordance with the new regulations established in Eurocode 8 (EC8) for the quantification of seismic action. Dynamic characterization tests were carried out in situ by the Instituto de Engenharia de Estruturas, Território e Construção (ICIST), of Instituto Superior Técnico (IST), and the results enabled calibration of those numerical models. Seismic action was taken into account by means of the response spectra in the Portuguese National Annex of EC8, for importance class III, behaviour factor of 2.0 in the strengthened masonry structure (unit behaviour factor in the vertical direction), having considered a viscous damping ratio of 10%.

The seismic analysis of the building with the proposed interventions showed that consolidation and structural reinforcement measures were needed. They were implemented on:

- floor and roof structures, so as to improve their stiffness and thus their ability to ensure structural bracing and the behaviour of the diaphragm;
- interior and exterior masonry walls, to increase their strength.

The strengthening measures proposed were:

- in exterior and interior masonry walls by applying sheets of reinforced plastering mortar with steel mesh or polymeric mortar reinforced with polypropylene fibres;
- in connections between exterior and interior walls;
- in connections between walls and floors;
- in floors and roofs by installing steel plate bars and profiles to the existing structures, notably by means of cross bracings that will let the original structures behave more like a diaphragm;
- strengthening some existing floors as and where necessary and nailing/stitching the building's corners;
- in the roof and balconies of the central wing (gym).

#### a) Reinforced plastering mortar on the interior and exterior walls

Meeting the criteria imposed by the regulations for seismic action without using reinforced plastering mortar layers on the interior and exterior walls was quite a problem. The use of such sheets on both sides of the walls increased their confinement, and thus their strength. The capacity to dissipate energy in the event of an earthquake was therefore improved. The thickness of the reinforcement layers varied from 3 to 5cm, according to the circumstances. They incorporated stretched steel mesh (inner sides) or polypropylene mesh (outer sides), and used lime based mortars on the exterior facings (figure 9). To ensure the confinement of the exterior wall as far as the base the cladding stone was nailed using stainless steel elements (figure 10).

#### b) Connection between interior and exterior walls

The interior walls are crucial to controlling transverse displacements and help to make them compatible with the exterior walls. In these circumstances an appropriate behaviour of the connections between the exterior and interior walls must be ensured and the latter provided with capacity to transmit the forces between the exterior walls. Orthogonal walls were only connected by overlapping some of the bricks of the interior wall on the exterior one, which would not guarantee the integrity of that connection should there be an earthquake. The strengthening technique proposed for the connection of some exterior to interior walls is depicted in figure 11.

#### c) Flooring and connections between walls and floors

On the whole the wood elements did not appear to be damaged, except in certain places, due to damp. But extra frames had to be installed to strengthen the flooring so as to comply with the safety

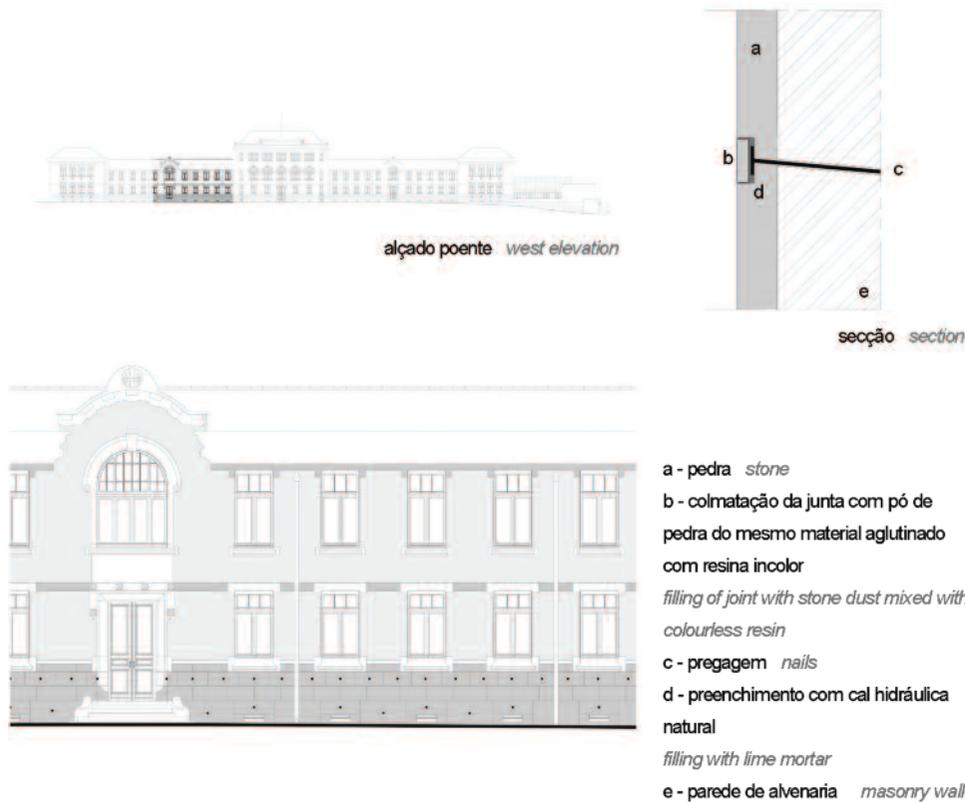


Fig. 10 – Pregagem da pedra de revestimento exterior  
*Nailing exterior stone cladding*

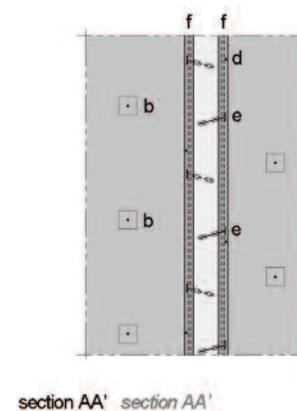
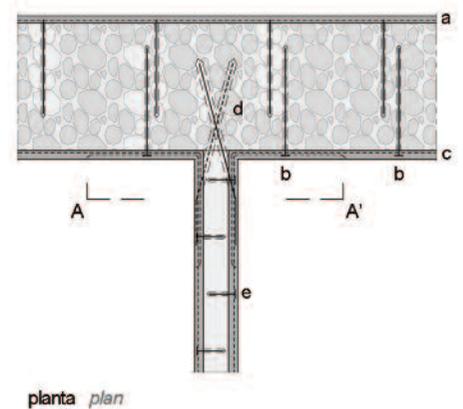
Construção (ICIST), do Instituto Superior Técnico (IST), e os resultados obtidos permitiram a calibração desses modelos numéricos. A acção sísmica foi considerada por intermédio dos espectros de resposta do Anexo Nacional do EC8, para uma classe de importância III, um coeficiente de comportamento de 2,0 na estrutura de alvenaria reforçada (coeficiente de comportamento unitário na direcção vertical), tendo sido considerado um coeficiente de amortecimento de 10%.

A análise sísmica do edifício com as intervenções propostas revelou a necessidade de medidas de consolidação e de reforço estrutural. Essas medidas incidiram sobre:

- estruturas de pavimentos e coberturas, tendo em vista o aumento da sua rigidez e, conseqüentemente, da capacidade para assegurar o travamento estrutural e o comportamento de diafragma;
- paredes interiores e exteriores de alvenaria, tendo em vista o aumento da sua capacidade resistente.

Nesse sentido, foram propostas as seguintes medidas de reforço:

- a) de paredes de alvenaria, exteriores e interiores, através da aplicação de lâminas de reboco armado com redes metálicas ou de argamassas poliméricas reforçadas com fibras de polipropileno;
- b) das ligações entre paredes exteriores e interiores;
- c) das ligações entre paredes e pavimentos;
- d) de pavimentos e coberturas através da adição de chapas e perfis metálicos às estruturas existentes, nomeadamente através de travamentos em cruz que permitirão que as estruturas originais passem a ter um comportamento mais próximo de um diafragma;



- a - lâmina de reboco armado (30mm)  
*outer layer of reinforced plastering mortar (30mm)*
- b - pregagem com varão  $\phi 10\text{mm}$   
*nailing with 10mm rods*
- c - lâmina de betão projectado com malha de aço distendido  
*layer of sprayed concrete with stretched steel mesh*
- d - pregagem com varão  $\phi 12\text{mm}$   
*nailing with 12 mm rods*
- e - pregagem com varão  $\phi 6\text{mm}$   
*nailing with 6mm rods*
- f - dupla malha de aço distendido galvanizado  
*stretched galvanized steel mesh (double)*

Fig. 11 – Reforço da ligação entre as paredes exterior e interior  
*Strengthening the connection between exterior and interior walls*

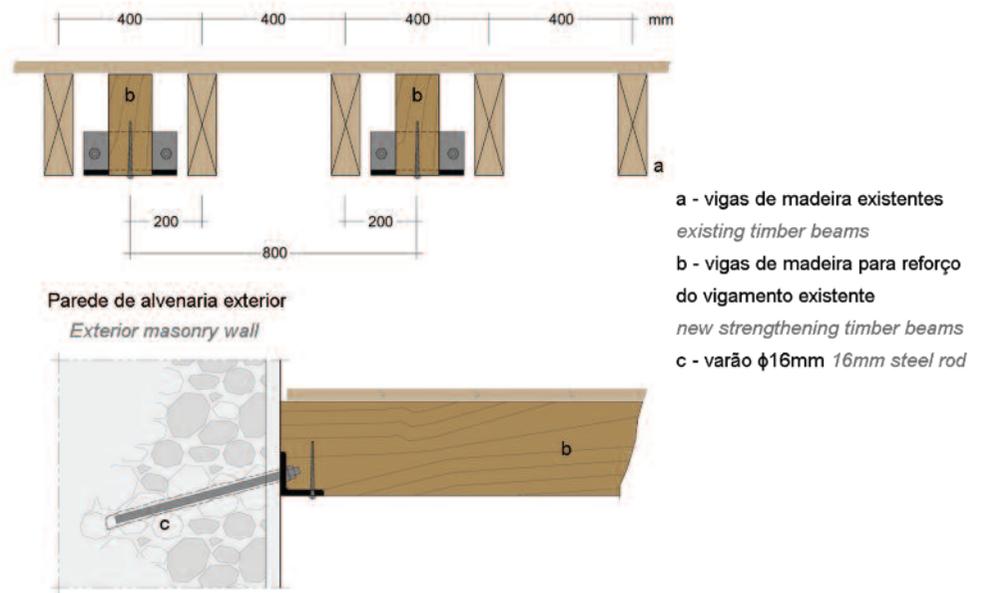


Fig. 12 – Reforço da ligação entre pavimentos e paredes  
 Strengthening the connection floors and walls

check established in Eurocode 5 (EC5). The support length of the existing frames in the exterior walls does not guarantee its anchorage for other actions (earthquake), and so the connection of those frames to the exterior wall was strengthened by means of anchor bolts and metal elements (figure 12).

**d) Improving the behaviour of the rigid floor/diaphragm**

Most of the flooring comprised wood framework and flooring, and this did not allow them to behave like a diaphragm. The proper distribution of seismic forces between the walls (exterior and interior) and the columns in the basements was thus not ensured. A strengthening solution was implemented that consisted of a steel plate bars and profile system laid out in the shape of a cross of St Andrew, located, in plan, at the level of the underneath of the flooring (figure 13).

**e) Nailing/stitching the building's corners**

Another important aspect to be ensured is the stability and integrity of the building's corners. Cyclic motion and stresses generated near the interface between orthogonal walls leads to the detachment and failure of the masonry forming the corner. Nailing/stitching (figure 14) improves strength and increases confinement, both of which are important to safety.

**f) Strengthening the roof and balconies of the central wing (gym)**

This unit has a specific behaviour, bearing in mind the conception of the original structure. The large deformations at the top of the walls (which are quite high) and the important tensile stresses that appear widely in the models led to the strengthening of the structure, which would have to be conceived without compromising the aesthetic requirements and without interfering with the look of the original structure.

Contrary to the other wings it was not possible to explore the contribution of the floors and walls of the indoor rooms on the improvement of the distribution of horizontal forces. Strengthening measures therefore basically involved mobilising the contribution of the present structures which so far had not had a seismic resistance function. So it was with the roof, composed of lattice trusses that helped only with resistance to vertical loads, where the inclusion of a steel structure (figure 15) at the level of the truss bottom chord was planned, consisting of elements in the shape of a St Andrew's cross. This would give the roof diaphragm behaviour.

In addition, to help reduce transverse deformation of the exterior walls, in plan, it was proposed that the side balconies should function as a beam on the horizontal plane. So that structure was given a St Andrew's cross steel lattice system whose supports are the end walls of the gym.

The above measures, together with the wall strengthening by means of reinforced plastering mortar on both side, ensured that the central wing met the seismic safety standards.

- e) pontual de alguns pavimentos existentes e pregagem dos cunhais do edifício;
- f) da cobertura e varandins da ala central (ginásio).

**a) Reboco armado nas faces das paredes interiores e exteriores**

Refere-se a dificuldade em satisfazer os critérios impostos pela acção sísmica regulamentar sem a utilização de lâminas de reboco armado nas faces das paredes interiores e exteriores. A utilização daquelas lâminas em ambas as faces das paredes permite um aumento do seu confinamento e, conseqüentemente, da sua resistência, melhorando ainda a capacidade de dissipação de energia em caso de sismo. As espessuras das lâminas de reboco armado variaram, consoante as situações, entre 3 e 5cm, incorporando redes metálicas de aço distendido (faces interiores) ou de polipropileno (faces exteriores), tendo sido utilizadas nos paramentos exteriores argamassas à base de cal (figura 9). Para garantir a continuidade do confinamento da parede exterior até à base, procedeu-se à pregagem da pedra de revestimento através de elementos de aço-inox (figura 10).

**b) Ligação entre paredes interiores e exteriores**

As paredes interiores têm um papel determinante no controlo dos deslocamentos transversais e contribuem para a compatibilização desses deslocamentos com as paredes exteriores. Nessas circunstâncias, importa assegurar um adequado comportamento da ligação entre as paredes exteriores e interiores e dotar estas últimas de capacidade de transmissão das forças entre as paredes exteriores. A ligação entre paredes ortogonais estava assegurada apenas pelo imbricamento de alguns dos tijolos da parede interior na parede exterior, não garantindo, em caso de sismo, a integridade daquela ligação, pelo que foi previsto o seu reforço mediante a solução ilustrada na figura 11.

**c) Pavimentos e ligações entre paredes e pavimentos**

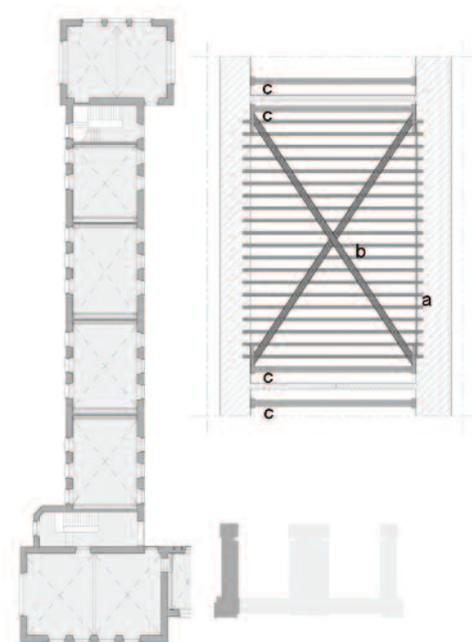
Em geral, os elementos de madeira não se apresentavam danificados, com excepção de zonas localizadas devido à presença de humidades. Contudo, houve necessidade de introduzir vigamentos adicionais de reforço do pavimento para cumprir a verificação da segurança preconizada no Eurocódigo 5 (EC5). Constatou-se ainda que a entrega dos vigamentos existentes nas paredes exteriores não garante a sua amarração para acções alternadas (sismo), pelo que se procedeu ao reforço da ligação daqueles vigamentos à parede exterior, através de chumbadouros e de elementos metálicos (figura 12).

**d) Melhoria do comportamento de piso rígido/diafragma**

A maioria dos pavimentos é constituída por vigamentos de madeira e soalho que não conferem aos pisos um comportamento de diafragma. Assim, não fica assegurada uma correcta distribuição das forças sísmicas entre as paredes, exteriores e interiores, e os pilares existentes nas caves. Implementou-se uma solução de reforço com adopção de um sistema de chapas e perfis metálicos dispostos em forma de "Cruz de Santo André", localizados, em planta, ao nível da face inferior dos pavimentos (figura 13).

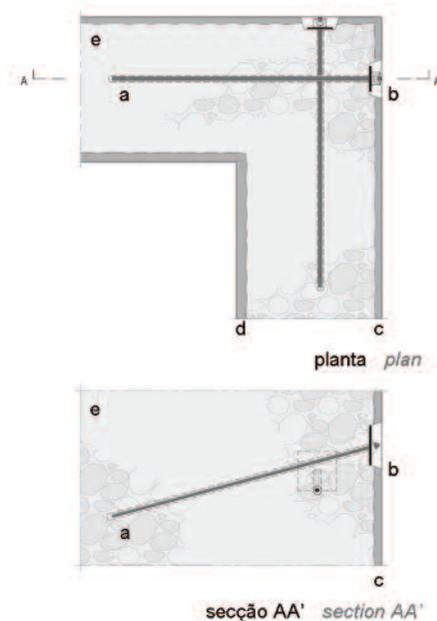
**e) Pregagem dos cunhais do edifício**

Outro aspecto relevante a garantir é a estabilidade e integridade dos cunhais do edifício. Os movimentos cíclicos e as tensões geradas na zona de interface entre paredes ortogonais conduzem à desagregação e rotura da alvenaria que compõe o cunhal. A sua pregagem (figura 14) permite, por um lado, aumentar a resistência e, por outro lado, aumentar o seu confinamento, condições importantes para a verificação da segurança.



- a - vigas de madeira existentes  
*existing timber beams*
- b - tirantes em chapa de aço com 120X15mm fixos na face inferior do vigamento de madeira e soldados aos UNP120X120X15mm  
*120X15mm steel plate ties, connected to the bottom side of the timber beams and welded to UNP120X120X15mm profiles*
- c - UNP120X120X15mm

Fig. 13 – Introdução de cruces metálicas para melhoria do efeito de diafragma dos pisos  
*Introduction of steel crosses to improve diaphragm effect of the floors*



- a - varão de aço inox  $\phi 24$  24mm stainless steel rod
- b - nicho a realizar na parede e a fechar em 2ª fase com reboco armado niche on the wall to be closed with reinforced plastering mortar
- c - lâmina exterior de reboco armado (30mm) outer layer of reinforced plastering mortar (30mm)
- d - lâmina interior de reboco projectado (40mm) interior layer of sprayed mortar (40mm)
- e - parede de alvenaria existente existing masonry wall

Fig. 14 – Pregagem de cunhais  
*Nailing corners*

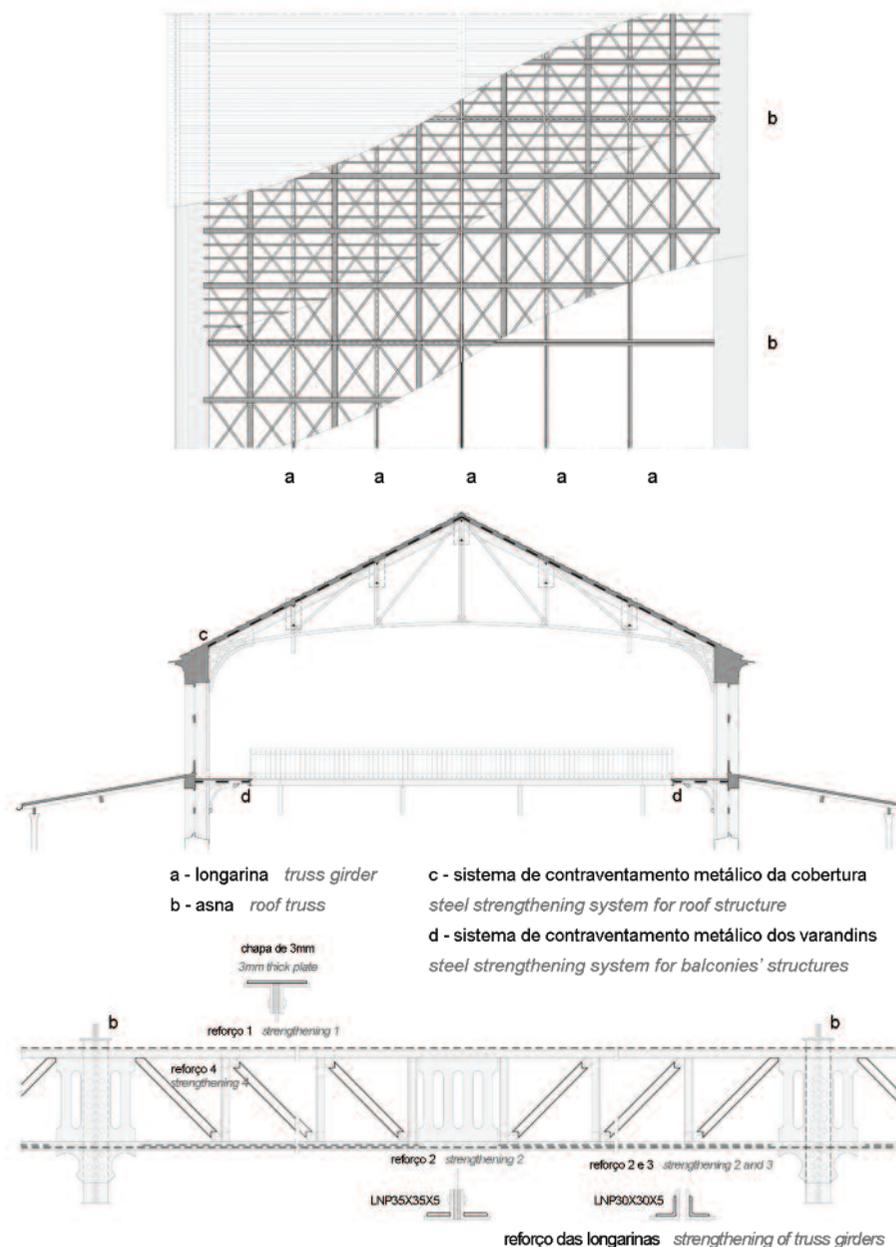


Fig. 15 – Ala central. Reforço da cobertura do ginásio  
 Central wing. Strengthening the gym roof

#### 4. END NOTE

The original architecture of the Lyceu de Camões adopted a plain construction model, making use of the new materials of the time, such as iron and brick. The design of the building is elegant and simple which placed special value on the conditions of hygiene, light and ventilation, as happened with the French lyceums of the time.

The architectural intervention currently proposed for the building retained the presumptions of the original conception by the architect Ventura Terra, without denying the possibility of modernization.

The structural models implemented in this study showed that the original buildings of the School needed structural strengthening to be able to cope with the seismic action defined in current regulations (EC8). The solutions were conceived following the structural safety checking criteria, with due consideration for the architectural and heritage aspects. Indeed, the structural intervention encouraged the preservation of the original elements, introducing structural reinforcing only when necessary and without compromising the already-existing architectural interpretation. Therefore, in spite of the important strengthening intervention implemented it was possible to keep the essentials of the original interpretation of the building designed by Ventura Terra.

Note that, with respect to the regulatory checks of buildings when subjected to vertical loads, the original elements were found, on the whole, to be adequate.

#### f) Cobertura e varandins da ala central (ginásio)

Este corpo apresenta um comportamento particular, atendendo à concepção da estrutura original. As deformações elevadas no topo das paredes (de altura apreciável) e as importantes tensões de tracção que surgem generalizadamente nos modelos conduziram ao reforço da estrutura, o qual teria de ser concebido sem comprometer os requisitos estéticos e sem interferir com a imagem da estrutura original.

Contrariamente ao que acontece nas restantes alas, não é possível explorar a contribuição de pavimentos e de paredes de compartimentação interior na melhoria da distribuição das forças horizontais. Assim, as medidas de reforço passaram essencialmente pela mobilização da contribuição de estruturas presentes e que até então não tinham função de resistência sísmica. Foi o caso da cobertura, constituída por asnas treliçadas que apenas contribuía para a resistência às cargas verticais, onde foi prevista a inclusão de uma estrutura metálica ao nível das pernas das asnas (figura 15), composta por elementos em forma de “Cruz de Santo André”, que conferem um comportamento de diafragma à cobertura.

Adicionalmente, para contribuir para a redução da deformada transversal, em planta, das paredes exteriores, propôs-se que os varandins laterais funcionassem como viga no plano horizontal. Assim, dotou-se aquela estrutura de um sistema treliçado metálico em forma de “Cruz de Santo André”, cujos apoios são as paredes dos topos do ginásio.

As medidas anteriores, associadas à contribuição do reforço das paredes com lâminas de reboco armado em ambas as faces, permitiram garantir a verificação da segurança à acção sísmica da ala central.

#### 4 – NOTAS FINAIS

O programa arquitectónico original do *Lyceu de Camões* adoptou um modelo de construção simples, recorrendo aos novos materiais de então, como o ferro e o tijolo. O edifício é dotado de uma arquitectura elegante e sóbria que deu especial valor às condições higiénicas, de luz e ventilação, à semelhança do que acontecia na época com os liceus franceses.

A intervenção arquitectónica proposta actualmente para o edificado manteve os pressupostos da concepção original do arquitecto Ventura Terra, sem prejuízo de lhe conferir actualização e modernidade.

Os modelos estruturais realizados no presente estudo mostraram a necessidade de reforçar estruturalmente os edifícios originais do *Lyceu de Camões* para fazerem face à acção sísmica definida na regulamentação actual (EC8). As soluções de reforço foram concebidas seguindo critérios de verificação da segurança estrutural e aspectos arquitectónicos e patrimoniais. De facto, na intervenção estrutural promoveu-se a manutenção dos elementos originais, introduzindo reforços estruturais apenas quando necessário, mas sem comprometer a leitura arquitectónica preexistente.

Assim, apesar da importante intervenção de reforço que foi realizada, foi possível manter, no essencial, a leitura original do edifício concebido por Ventura Terra.

De referir que, no que respeita às verificações regulamentares das estruturas quando sujeitas a cargas verticais, se confirmou, na generalidade, a adequabilidade dos elementos originais.

# Escola Secundária de Pedro Nunes, Lisboa

## TECHNICAL TEAM

CIVIL AND STRUCTURAL ENGINEERING Teixeira Trigo, Lda

Engineers João Leite Garcia and Ana Rita Branco

ARCHITECTURE Pedro Viana Botelho / Maria do Rosário Beija

CONTRACTOR Consórcio NETT Escolar (NOVOPCA, S.A. / EIFFAGE, S.A. /  
/ Teodoro Gomes Alho, S.A. / João Jacinto Tomé, S.A.)

SUPERVISION TECNOPLANO – Tecnologia e Planeamento, S.A.

## STRENGTHENING THE STRUCTURE OF THE MAIN BUILDING

AUTHORS João Leite Garcia and Ana Rita Branco

### 1 – INTRODUCTION

The Escola Secundária de Pedro Nunes's buildings were constructed in three separate periods: the main building dates from the early 20<sup>th</sup> century; the canteen and gym were built about 50 years later, and the two new buildings are part of the current modernization intervention carried during 2009 and 2010.

The present thorough modernization of the secondary school envisaged the refurbishment of the existing buildings and the construction of two new ones (figure 1) buildings B and D. The expansion solution for the school by constructing building B to house more demanding facilities, laboratories and library, made it possible to avoid major changes to existing buildings. This text describes the structural intervention carried out for the refurbishment and seismic strengthening of the old lyceum building A, comprising South (AS) and North (AN) side wings.

### 2 – DESCRIPTION OF EXISTING CONSTRUCTION

The Pedro Nunes School, which followed an initial design by the architect Ventura Terra, was inaugurated in 1911. Unfortunately, we do not know the whereabouts of the design documents, and information about the construction has been gleaned from visits to the building, the interpretation of the plans of DGEMN's plans (General Directorate of Buildings and National Monuments), geometric and topographic surveys, boreholes and tests carried out at the design stage, knowledge acquired during the work, and knowledge of the constructive practices of the time.



Fig. 2 – Lyceu Central de Pedro Nunes. Fachada principal, 1928 (Fundação Calouste Gulbenkian, Biblioteca de Arte – Coleção Estúdio Mário Novais)  
Main façade, 1928

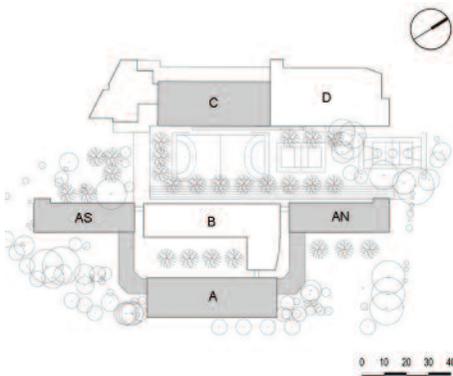


Fig. 1 – Planta de implantação da Escola Secundária de Pedro Nunes  
Site plan of the School

## EQUIPA TÉCNICA

FUNDAÇÕES E ESTRUTURA Teixeira Trigo, Lda

Engenheiros João Leite Garcia e Ana Rita Branco

ARQUITECTURA Pedro Viana Botelho / Maria do Rosário Beija

EMPREITEIRO Consórcio NETT Escolar (NOVOPCA, S.A. / EIFFAGE, S.A. /  
/ Teodoro Gomes Alho, S.A. / João Jacinto Tomé, S.A.)

FISCALIZAÇÃO TECNOPLANO – Tecnologia e Planeamento, S.A.

## REFORÇO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO DO ANTIGO LICEU

AUTORES João Leite Garcia e Ana Rita Branco

### 1 – INTRODUÇÃO

Os edifícios da Escola Secundária de Pedro Nunes foram construídos em três períodos distintos: o edifício principal no início do século XX; a cantina e o ginásio cerca de 50 anos mais tarde; e os dois edifícios novos na intervenção de 2009-2010.

A intervenção global de modernização previu a reabilitação dos edifícios existentes e a construção de dois novos edifícios (figura 1), edifícios B e D. A solução de ampliação da escola através da construção do edifício B para as ocupações mais exigentes, laboratórios e biblioteca, permitiu evitar alterações significativas nas construções existentes. Neste texto apresenta-se a intervenção estrutural adoptada para a reabilitação e reforço sísmico do edifício do antigo liceu, edifício A, com as suas duas alas extremas, a ala sul (AS) e a ala norte (AN).

### 2 – DESCRIÇÃO DA CONSTRUÇÃO EXISTENTE

O Liceu de Pedro Nunes foi inaugurado em 1911 segundo um projecto de arquitectura inicial da autoria do arquitecto Ventura Terra. Infelizmente, não é conhecido o paradeiro do projecto e a informação sobre a construção resultou dos aspectos recolhidos nas visitas ao edifício, da interpretação das plantas da Direcção-Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais (DGEMN), dos levantamentos geométricos e topográficos, das sondagens e ensaios realizados na fase de projecto, do conhecimento adquirido durante a obra e ainda do que se conhece sobre as práticas construtivas da época.

O edifício tem grande desenvolvimento em planta, com geometria aproximada a um 'U' aberto (figuras 1 e 3). Nos topos do 'U' localizam-se as alas norte e sul e na sua base, a nascente, a ala principal (figuras 2 e 3).

#### 2.1 – Sistema estrutural

A constituição estrutural do edifício era a seguinte:

- fachadas – paredes de alvenaria ordinária de pedra calcária e argamassa de cal incorporando, pontualmente, panos de tijolo em arcos de descarga e nas paredes de peito;
- paredes interiores – diferentes constituições e espessuras; as de espessura superior, nos pisos inferiores, são de alvenaria de pedra calcária e argamassa de cal. Acima destes níveis as paredes são geralmente menos espessas, da ordem dos 0,40m e 0,30m, correspondendo a paredes de tijolo maciço a uma vez e meia e a uma vez;
- pavimentos – constituídos por vigamentos de madeira revestidos por soalho. Nalguns compartimentos, tinham sido feitas intervenções, com adição de vigas metálicas, ou com substituição por lajes de betão;

The building plan is very long and intricate and has an open 'U' shape (figures 1 and 3). The north and south wings are at the ends of the 'U' and the main wing, the east one, is at the base (figures 2 and 3).

### 2.1 – Structural system

The building's structure was as follows:

- façades – regular masonry walls of limestone and lime mortar, occasionally incorporating brick leaf in relieving arches and the breast walls;
- interior walls – varying in composition and thickness; the thicker ones, on the lower floors, are of limestone masonry and lime mortar. On higher levels the walls are generally less thick, around 0.40m and 0.30m, and correspond to solid brick walls with a thickness of one-and-a-half bricks and one brick;
- floors – made of wood frames covered with flooring. In some rooms steel beams had been added or replaced with concrete slabs;
- roofs – covered with Marseille roof tiles supported on wood rafters and frames. The wood beams supported on steel or wooden or steel purlins, which themselves discharged on steel trusses. As a rule the steel trusses cross the span between the façades and there are no supports on the interior walls;
- foundations – their geometry cannot be fully identified. The foundations under the structural walls are improvised, by fairly deep shafts that are sometimes 4m below the ground floor and filled with masonry rubble, joined by arches in the springing of the walls.

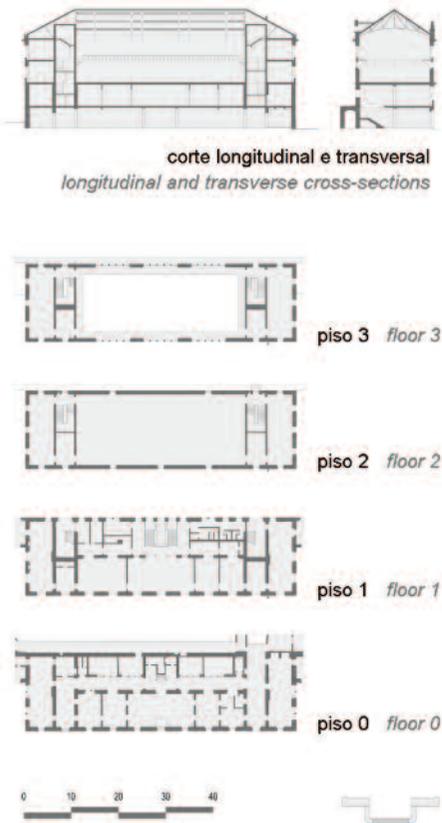


Fig. 3 – Edifício A. Plantas da ala principal  
Building A. Plans of the main wing

## 3 – STRUCTURAL INTERVENTION

### 3.1 – Structural analysis models

The structural analysis of the building's various wings was accomplished through the development of 2-D and 3-D numerical models. The framework of the floors, the masonry elements of the windows and the steel structures were modelled with beam finite elements, and the regular masonry or brick walls with plane finite elements with three or four nodes.

Plane analysis models of specific areas of the structure were also used.

Dynamic 3-D and static analyses were carried out and it was possible to test different strengthening solutions, especially for the main wing.

### 3.2 – Results of the structural analysis and seismic strengthening intervention

#### 3.2.1 – Main wing

Before the intervention the main wing exhibited characteristics that compromised its performance under horizontal actions, in particular very irregular distribution by the masonry walls in plan and in elevation.

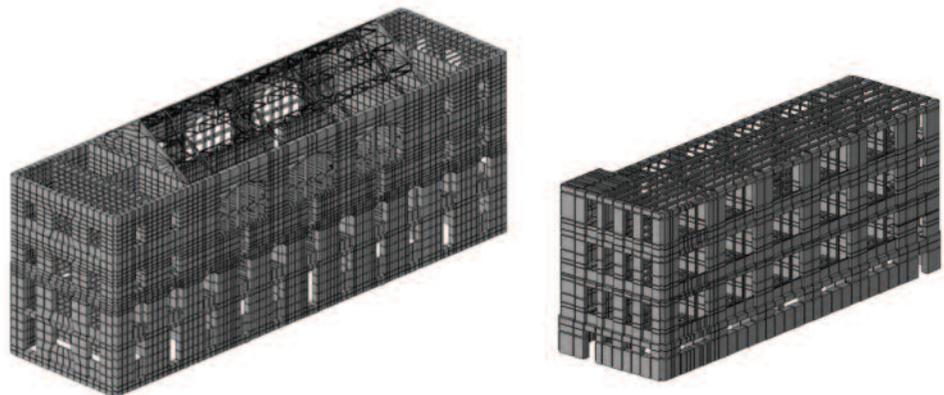


Fig. 4 – Perspectivas dos modelos de análise das alas principal e sul  
Views of the numerical models of the main and south wings

- d) coberturas – revestidas a telha de Marselha apoiada sobre ripado e vigamento de madeira. As vigas de madeira apoiam sobre madres metálicas ou de madeira que por sua vez descarregam sobre asnas metálicas. As asnas metálicas vencem o vão entre as fachadas, não existindo apoios nas paredes interiores;
- e) fundações – a sua geometria não pôde ser completamente identificada. As fundações sob as paredes estruturais são pontuais, por poços relativamente profundos, que atingem, por vezes, 4m abaixo do pavimento térreo, preenchidos com troços de alvenaria, unidos por arcos no arranque das paredes.

### 3 – INTERVENÇÃO ESTRUTURAL

#### 3.1 – Modelos de análise estrutural

A análise estrutural das diversas alas do edifício foi realizada com recurso a modelos numéricos tridimensionais. Os vigamentos dos pisos, os elementos de cantaria das janelas e as estruturas metálicas foram modelados com elementos finitos de barra; as paredes de alvenaria ordinária ou de tijolo por elementos finitos planos com três ou quatro nós.

Foram ainda desenvolvidos modelos numéricos planos para zonas pontuais da estrutura.

Foram realizadas análises dinâmicas tridimensionais e análises estáticas e foi possível ensaiar diferentes soluções de reforço, em particular no caso da ala principal.

#### 3.2 – Resultados da análise estrutural e intervenção de reforço sísmico

##### 3.2.1 – Ala principal

Antes da intervenção, a ala principal apresentava características que comprometiam o seu desempenho sob acções horizontais, nomeadamente uma distribuição de paredes de alvenaria muito irregular em planta e em altura.

Uma zona analisada em pormenor foi o troço das fachadas do edifício na zona do ginásio (figura 5). Nestas fachadas, acima do piso 2, devido ao grande espaço ocupado pelo ginásio, as paredes periféricas apresentam um pano com cerca de 36m de desenvolvimento por 10m de altura sem travamento por paredes transversais ou por pisos.

As paredes da zona das duas escadas localizadas nos topos do ginásio, de tijolo maciço a uma vez, são também bastante esbeltas. Têm 15m de comprimento por 16m de altura máxima, com um único travamento transversal que é conferido pelas paredes dos topos das escadas.

As análises numéricas mostraram que, para as solicitações do vento ou do sismo, as tensões nas alvenarias na periferia do ginásio eram elevadas. Verificou-se que os valores dos deslocamentos e das tensões de flexão que se verificavam no último piso, nas paredes de alvenaria, eram muito superiores aos que se consideram admissíveis para esse tipo de alvenaria. O mesmo sucedia com as tensões de corte nas paredes transversais junto das escadas que ladeiam o ginásio.

No caso das paredes de topo, verificou-se que nos apoios indirectos, sobre as paredes do piso 1, existiam tensões elevadas. Em caso de sismo, esta situação era extremamente gravosa pois as paredes de apoio, perpendiculares às paredes interrompidas, não tinham capacidade para suportar o nível de esforços transmitidos.

Tendo em conta os resultados das análises, conceberam-se soluções de reforço que garantissem o travamento das fachadas e das outras paredes do ginásio: introduziram-se travamentos metálicos na cobertura (figura 6); aumentou-se a resistência das paredes nas zonas sujeitas a maiores esforços de tracção; prolongaram-se,



Fig. 5 – Interior do ginásio  
Interior of the gym

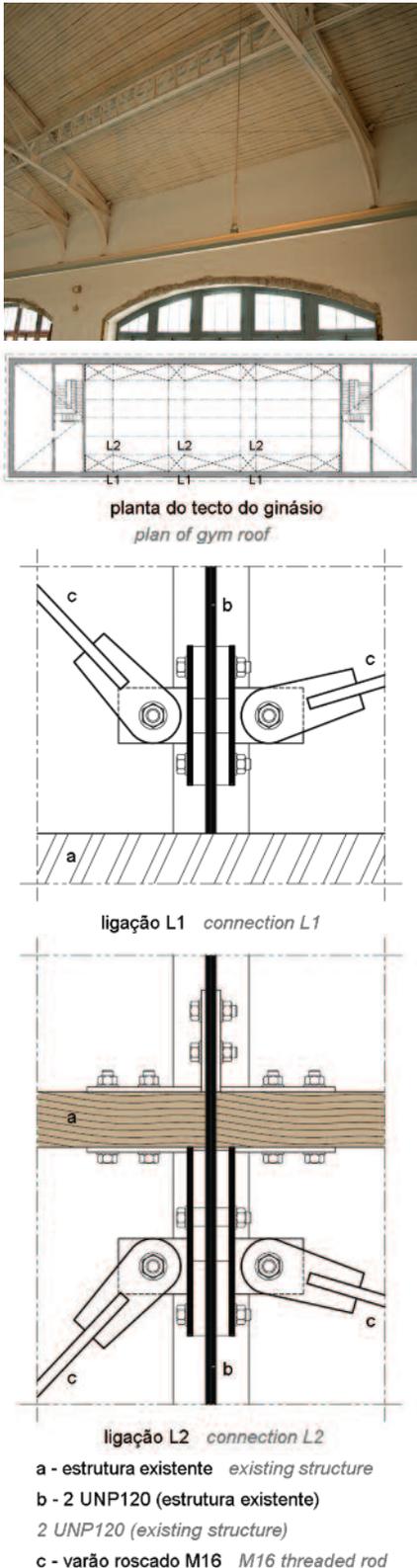


Fig. 6 – Travamento das asnas metálicas da cobertura do ginásio  
Bracing of the steel trusses in the gym roof

Seismic Behaviour				
	Before strengthening		After strengthening	
	Seismic Type 1	Seismic Type 2	Seismic Type 1	Seismic Type 2
d1 [mm]	23	15	9	6
d2 [mm]	76	113	27	23
$\beta_1$	0.103	0.067	0.154	0.096
$\beta_2$	0.100	0.064	0.097	0.060
$f_{próp}$ [Hz]	0.94		2.19	

Table 1 – Main wing. Displacements (d1 and d2), seismic coefficients ( $\beta_1$  and  $\beta_2$ ) and eigen frequency ( $f_{próp}$ ), before and after strengthening

One part analysed in detail was the stretch of the building's façades in the gym area (figure 5). Here, above the 2nd floor and because of the large amount of space occupied by the gym, the peripheral walls' length is about 36m, by 10m height, without any bracing by transverse walls or floors.

The solid single leaf brick walls near the two flights of stairs at the upper level of the gym are quite slender, too. They are 15m long by 16m high and have a single transverse bracing that is conferred by the walls at the top of the stairs.

Numerical analyses show that, under wind or earthquake loads the stresses were increased in the masonry on the periphery of the gym. The displacements and bending stresses in the masonry walls on the top floor were much higher than those held to be acceptable for this type of masonry. The same happened with the shear stresses in the transverse walls next to the stairs that flank the gym.

High stresses were found in the indirect supports of the end walls, above the walls of floor 1. In the event of earthquake this situation would be extremely serious because the support walls, being perpendicular to the discontinuous walls, were unable to sustain the level of forces transmitted.

Bearing in mind the results of the analyses, strengthening solutions were devised that would ensure the bracing of the façades and the other walls of the gym: steel bracings were introduced in the roof (figure 6); the walls in the areas subject to the greatest largest tensile forces were strengthened; the interior walls of the stairs at the upper level of the gym were indirectly extended to the foundation by installing reinforced concrete frames. Fresh numerical analyses showed that there were significant improvements in the seismic behaviour of the main wing after this strengthening work, with the displacements (table 1) and stresses in the masonry (figure 7) being considerably lower.

### 3.2.2 – South wing

The south wing (figure 8) only has an interior wall alignment lengthways, which defines the corridor of the classrooms. Other walls, in addition to this interior wall, run in the transverse direction between one of the façades and the corridor wall. The walls reach from the foundations to the roof and are very thick on the lower floors and less thick thinner higher up.

The façades and interior wall of the corridor have large spans. The walls perpendicular to the façade generally form closed panels, apart from those at the basement level. Previous intervention work saw the complete removal of one of these walls and its replacement by steel profiles that support the upper part of the wall.

Computer numerical models were used to assess the response of this wing under vertical and horizontal actions. It was found that the stresses due to vertical actions, permanent loads and live loads are lower than the safety stresses considered for the various materials. In terms of horizontal actions, there was a concentration of stresses higher than those considered acceptable in the zone where the lower stretch of one of the transverse walls had been removed.

The building also had cracks in the connection between the east façade and the perpendicular interior walls, suggesting distinct settlements for the façade with respect to the rest of the building. The strengthening of the foundations of the east façade with micropiles was considered, along with closing

Comportamento Sísmico				
	Antes do reforço		Após o reforço	
	Sismo Tipo 1	Sismo Tipo 2	Sismo Tipo 1	Sismo Tipo 2
d1 [mm]	23	15	9	6
d2 [mm]	76	113	27	23
$\beta_1$	0,103	0,067	0,154	0,096
$\beta_2$	0,100	0,064	0,097	0,060
$f_{próp}$ [Hz]	0,94		2,19	

Quadro 1 – Ala principal. Deslocamentos (d1 e d2), coeficientes sísmicos ( $\beta_1$  e  $\beta_2$ ) e frequências próprias ( $f_{próp}$ ), antes e após o reforço

até à fundação, as paredes interiores das escadas dos topos do ginásio, de forma indirecta através da introdução de pórticos de betão armado. Novas análises numéricas permitiram constatar melhorias significativas no comportamento sísmico da ala principal após a execução destes reforços, nomeadamente deslocamentos (quadro 1) e tensões nas alvenarias (figura 7) significativamente menores.

### 3.2.2 – Ala sul

A ala sul (figura 8) apresenta apenas um alinhamento de parede interior no sentido longitudinal, que define o corredor das salas de aula. Além desta parede interior, desenvolvem-se outras, no sentido transversal, entre uma das fachadas e a parede do corredor. As paredes prolongam-se desde as fundações até à cobertura, com espessuras elevadas nos pisos inferiores, que diminuem em altura.

As fachadas e a parede interior do corredor apresentam vãos de grandes dimensões. As paredes perpendiculares à fachada são, na generalidade, panos fechados, com excepção dos vãos existentes ao nível do piso em cave. Numa intervenção anterior, foi totalmente removida uma destas paredes na cave, sendo substituída por perfis metálicos que suportam a parte superior da parede.

Através de modelos numéricos computacionais, avaliou-se a resposta desta ala quando sujeita a acções verticais e horizontais. Verificou-se que as tensões devidas a acções verticais, cargas permanentes e sobrecargas, são inferiores às tensões de segurança consideradas para os vários materiais. Relativamente às acções horizontais, constatou-se uma concentração de tensões com valores superiores aos considerados admissíveis na zona onde tinha sido removido o troço inferior de uma das paredes transversais.

O edifício apresentava ainda fissuras na ligação entre a fachada nascente e as paredes interiores perpendiculares, que sugeriam a existência de assentamentos diferenciais da fachada relativamente ao resto da construção. Considerou-se, assim, o reforço das fundações da fachada nascente através de microestacas, o fecho da abertura na parede transversal da cave, a ligação efectiva entre as diversas paredes da construção e o aumento da rigidez dos pavimentos, aproximando-os de um piso rígido.

### 3.3 – Intervenções de reforço sísmico de carácter geral

Para garantir um bom comportamento sísmico dos edifícios com estrutura resistente de alvenaria é fundamental que exista ligação efectiva entre as paredes ortogonais e que existam pisos rígidos nos diversos níveis. Neste sentido, adoptaram-se as seguintes técnicas de reforço que são, no geral, relativamente pouco intrusivas:

- A. Pavimentos (figura 9) – revisão geral dos pavimentos de madeira de modo a melhorar o comportamento a acções verticais e também a rigidez no plano:
- introdução de tarugos contínuos;
  - introdução de uma nova camada de soalho de madeira;
  - colocação de camada resistente superior no caso dos

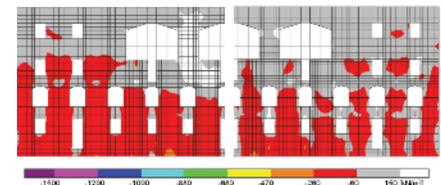
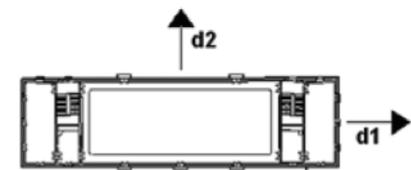


Fig. 7 – Fachada da ala principal. Tensões de compressão (<0) e de tração (>0) na direcção vertical, para a combinação sísmica, existente (lado esquerdo) e reforçada (lado direito)  
 Façade of the main wing. Compressive (<0) and tensile (>0) stresses in the vertical direction for the seismic combination, existing (left side) and reinforced (right side)

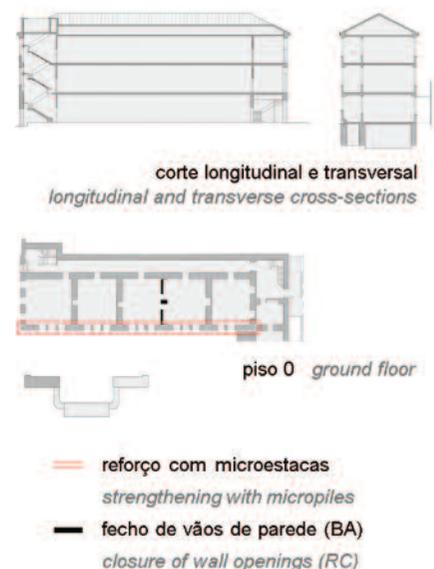


Fig. 8 – Edifício A. Plantas e cortes da ala sul. Reforço de fundações e fecho da parede transversal do piso 0  
 Building A. Plans and cross-sections of the south wing. Strengthening of foundations and closure of the ground floor transverse wall

the opening in the transverse wall in the basement, making an effective connection between the construction's various walls and increasing the stiffness of the floors to make them more like a rigid floor.

### 3.3 – General seismic strengthening work

Good seismic behaviour of buildings with a resistant load bearing masonry structure requires there to be an effective connections between the orthogonal walls and rigid floors at the different levels. The following strengthening techniques were therefore adopted. On the whole they are not very intrusive:

A. Floors (figure 9) – general revision of the wooden floors to improve their behaviour under vertical actions and improve the in-plane stiffness: a) introduction of continuous billets; b) introduction of a new layer of wooden flooring; c) installation of a resistant reinforced concrete topping for the roof slabs; d) use of connection devices between the floors of adjacent rooms; e) improvement of the connection between the floors and the supporting walls.

B. Walls – general revision of the masonry walls with resistance function and improvement of connections between walls: a) application of reinforced plastering mortar to selected areas of the walls, to the truss supports of the roof and to critical areas of the walls essential to the behaviour of the construction; b) installation of steel connection fixtures between orthogonal walls (figure 9); c) fitting tie-rods between parallel walls.

C. Roofs – general revision of roofs and wooden roof slabs to improve their behaviour: a) strengthening the billets in the framework of the roof slabs; b) adding a resistant cast-in-place reinforced concrete topping to the wooden framework of the roof slabs.

### 3.4 – Structural interventions arising from the general intervention

Other structural alterations were necessary, in addition to the seismic strengthening work, due to the architectural intervention. In the area of the connection between the main wing and the new building (Building B) it was necessary to open a new span and this required the demolition of a section of the foundation of the west façade, near an existing span that resulted from an earlier alteration. Micropile foundations were executed, plus reinforced concrete elements and steel reinforcing. On the first floor of the main wing the wooden frames were replaced in the areas meant for bathrooms and other damp areas. Composite RC-Steel ribbed slabs were used in these areas (figure 10) supported on steel structures. The ground floors were replaced completely, except in some zones in the main and north wings, which have a crawl space.

### 3.5 – Structural interventions arising from the overall intervention

As work progressed it also became necessary to undertake some structural work that had not been considered at the start. This happened because the design had to be adapted to conditions on site that resulted from maintenance problems or structural changes that had not been detected. The most important alterations were in the roofs, where some wooden elements were replaced because they were rotten, infested with old-house borer beetle (*Hylotrupes bajulus*) or were badly deformed. The structure of the north wing roof slab was partly replaced because it was deformed. It was remade with glued laminates.

## 4 – FINAL THOUGHTS

The modernization work undertaken on the Pedro Nunes School has been completed. The suitability of the design options for the existing construction was checked during the course of the work. The adjustment of the chosen structural solutions adopted resulted from two basic points:

- a) an architectural design that is very well suited to the features of the existing building;
- b) major investment at the design stage in getting to know the building, by geometric and structural surveys complemented by tests.

In interventions of this kind it is crucial to supervise the works closely and make alterations to the final design if and when necessary.



Fig. 9 – Inspeção dos pavimentos existentes. Elementos metálicos de ligação entre paredes ortogonais  
Inspection of existing floors. Steel connection elements between orthogonal walls

vigamentos das esteiras; d) utilização de dispositivos de ligação entre pavimentos de compartimentos adjacentes; e) melhoria da ligação entre os pavimentos e as paredes de apoio.

- B. Paredes – revisão geral das paredes de alvenaria com função resistente e melhoria das ligações entre paredes: a) aplicação de rebocos armados em zonas seleccionadas das paredes, nos apoios das asnas da cobertura e em áreas críticas das paredes fundamentais para o comportamento da construção; b) colocação de elementos metálicos de ligação entre paredes ortogonais (figura 9); c) colocação de tirantes entre paredes paralelas.
- C. Coberturas – revisão geral das coberturas e lajes de esteira de madeira de modo a melhorar o seu comportamento: a) reforço dos tarugos nos vigamentos das esteiras; b) colocação de camada resistente superior no caso dos vigamentos das esteiras.

### 3.4 – Intervenções estruturais decorrentes da intervenção geral

Para além das intervenções de reforço sísmico houve ainda algumas alterações estruturais devido à intervenção arquitectónica. Na zona de ligação entre a ala principal e o Edifício B foi necessário abrir um novo vão que obrigava à demolição de um troço de fundação da fachada poente da construção na proximidade de um vão existente, resultante de uma alteração anterior. Foram executadas fundações por microestacas, elementos de betão armado e reforços metálicos. No piso 1 da ala principal foram substituídos os vigamentos de madeira nas zonas destinadas a instalações sanitárias e restantes zonas húmidas. Nestes locais foram executadas lajes mistas colaborantes (figura 10) apoiadas sobre estruturas metálicas. Com excepção de algumas zonas da ala principal e da ala norte, que têm um piso sanitário, os pavimentos térreos foram integralmente substituídos.

### 3.5 – Intervenções estruturais decorrentes do acompanhamento da obra

No decurso da obra, foi ainda necessário proceder a algumas intervenções estruturais não consideradas inicialmente. Estas intervenções foram suscitadas pela necessidade de adaptar o projecto às condições existentes em obra, devido a problemas de conservação ou alterações estruturais que não haviam sido detectadas. As alterações com maior significado foram detectadas nas coberturas, onde algumas peças de madeira foram substituídas porque apresentavam apodrecimentos, infestações por caruncho grande (*Hylotrupes bajulus*) ou deformações elevadas. A estrutura da esteira da ala norte, devido às deformações que apresentava, foi parcialmente substituída sendo refeita a esteira com lamelados colados.

## 4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A intervenção de modernização da Escola Secundária de Pedro Nunes encontra-se concluída. No decurso da obra verificou-se a adequabilidade das opções de projecto à construção existente. Esse ajustamento das soluções estruturais adoptadas resulta de dois pontos fundamentais:

- um projecto de arquitectura muito bem adaptado às características da construção existente;
- um grande investimento, durante a fase de projecto, no conhecimento do edifício, obtido por meio de levantamentos geométricos e levantamentos estruturais complementados por ensaios.

Neste tipo de intervenção é fundamental um acompanhamento muito próximo da obra, com o recurso, sempre que necessário, a ajustamentos do projecto de execução.



Fig.10 – Laje mista colaborante  
Profiled composite slab

# Agrupamento de Escolas de D. Filipa de Lencastre, Lisboa

## TECHNICAL TEAM

CIVIL AND STRUCTURAL ENGINEERING Teixeira Trigo, Lda

Engineers João Leite Garcia and Ana Rita Branco

ARCHITECTURE 9H Arquitecturas Associadas, Lda

CONTRACTOR Consórcio NETT Escolar (NOVOPCA, S.A. / EIFFAGE, S.A. /  
/ Teodoro Gomes Alho, S.A. / João Jacinto Tomé, S.A.)

SUPERVISION TECNOPLANO – Tecnologia e Planeamento, S.A.

## STRUCTURAL AND SEISMIC STRENGTHENING

AUTHORS João Leite Garcia and Ana Rita Branco

### 1 – INTRODUCTION

The Liceu de D. Filipa de Lencastre building was designed in 1933 and built between 1933 and 1937. Jorge Segurado was the architect who designed it (figures 1 and 2).

Although the plan is irregular it is symmetrical in relation to the longitudinal axis. It can be considered a large building, being nearly 160m long with a maximum width of 63m. The building has two main modules: the classroom module, approximately square and measuring about 76m by 63m, has a large central courtyard (about 50 by 40m); the gym module has a rectangular plan of 64 by 25.60m.

The classroom module has a ground floor and first floor. Certain parts at the ends have an extra floor.

The gym module also has two floors, one being part-basement and the other at ground level with a double ceiling height. The roof is therefore on a level with the second storey. To the south, in the classroom module, are the semi-circular entrance hall and the administrative offices, libraries and teachers' rooms.



Fig. 1 – Liceu de D. Filipa de Lencastre (Arquivo Fotográfico da Secretaria-Geral do Ministério da Educação)

# Agrupamento de Escolas de D. Filipa de Lencastre, Lisboa

EQUIPA TÉCNICA

FUNDAÇÕES E ESTRUTURA Teixeira Trigo, Lda

Engenheiros João Leite Garcia e Ana Rita Branco

ARQUITECTURA 9H Arquitecturas Associadas, Lda

EMPREITEIRO Consórcio NETT Escolar (NOVOPCA, S.A. / EIFFAGE, S.A. /  
/ Teodoro Gomes Alho, S.A. / João Jacinto Tomé, S.A.)

FISCALIZAÇÃO TECNOPLANO – Tecnologia e Planeamento, S.A.

## REFORÇO SÍSMICO E ESTRUTURAL

AUTORES João Leite Garcia e Ana Rita Branco

### 1 – INTRODUÇÃO

O edifício do Liceu de D. Filipa de Lencastre foi projectado em 1933 e foi construído entre 1933 e 1937. O projecto de arquitectura é da autoria do arquitecto Jorge Segurado (figuras 1 e 2).

A planta, embora irregular, é simétrica em relação ao eixo longitudinal. Tem grande desenvolvimento, com cerca de 160m de comprimento por 63m de largura máxima. O edifício está organizado em dois módulos principais: o módulo das salas de aula, de planta aproximadamente quadrada, com cerca de 76x63m, que tem um grande pátio central, com cerca de 50x40m; e o módulo do ginásio, de planta rectangular, com cerca de 64x25,6m.

O módulo das salas de aula tem dois pisos, o rés-do-chão (piso 0) e o primeiro andar (piso 1). Nos dois topos existem zonas parciais com mais um piso (piso 2).

O módulo do ginásio é também constituído por dois pisos, um correspondente a uma cave parcial e o outro, de nível com o rés-do-chão, com duplo pé-direito.

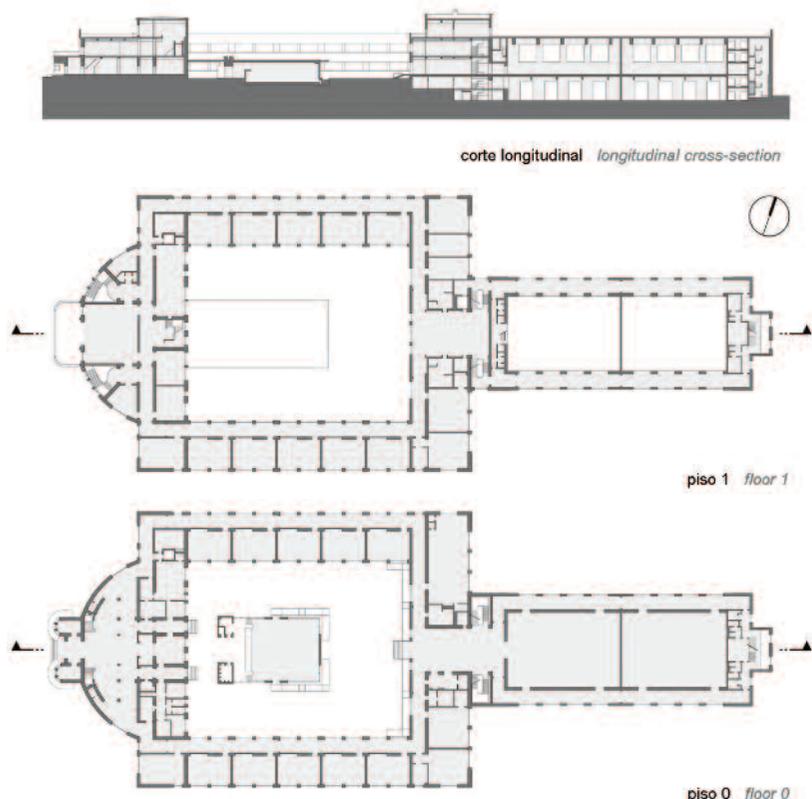


Fig. 2 – Plantas e corte do edifício  
Plans and cross-section of the building

### 1.1 – Modernization intervention

The modernization intervention (figure 3) on this building was particularly difficult. This is because since the site was fully built on and there was no chance to increase the construction volume. The project coordinator, the architect João Paulo Conceição, chose to introduce the new spaces required by the programme in basements to be executed below the existing construction and in the reorganization of some of the construction areas.

#### a) Entrance hall and service areas

The entrance hall was enlarged by demolishing the masonry load bearing walls and replacing them with reinforced concrete columns. The areas adjoining the entrance hall were reorganised by demolishing the structural masonry walls on various levels. A lift was installed in this area.

#### b) Basements

A new basement floor was executed beneath the area between the gym and the classroom wings (figure 4) for the new canteen and kitchen and a second basement was created elsewhere to accommodate changing rooms and access to the new level of the gyms. The initial modernization project was altered during the course of the works to enable these basements to be executed without demolishing the foundations of the masonry walls of the upper floors and keeping the slabs and beams of the existing floors. This design was the work of the general contractor.

Large openings were made in the façades to allow natural light to enter part of the basements. The openings were executed in structural walls and this work was difficult, which proved delicate because of the large loads originating from the upper floors.

#### c) Gym

Two new gyms were constructed beneath the two existing ones, in a new basement with double ceiling height. In the original building, beneath the gyms and below ground floor level, there had been areas with a low ceiling height, sometimes lacking access, and partly landfilled. The floor of the existing gyms was composed of slabs over a grid of beams that discharged on the peripheral masonry walls and on two interior alignments of concrete columns. Prestressed beams had to be made to cover the span of the new gyms before the columns and their foundations could be removed to create an unobstructed space (figure 5).

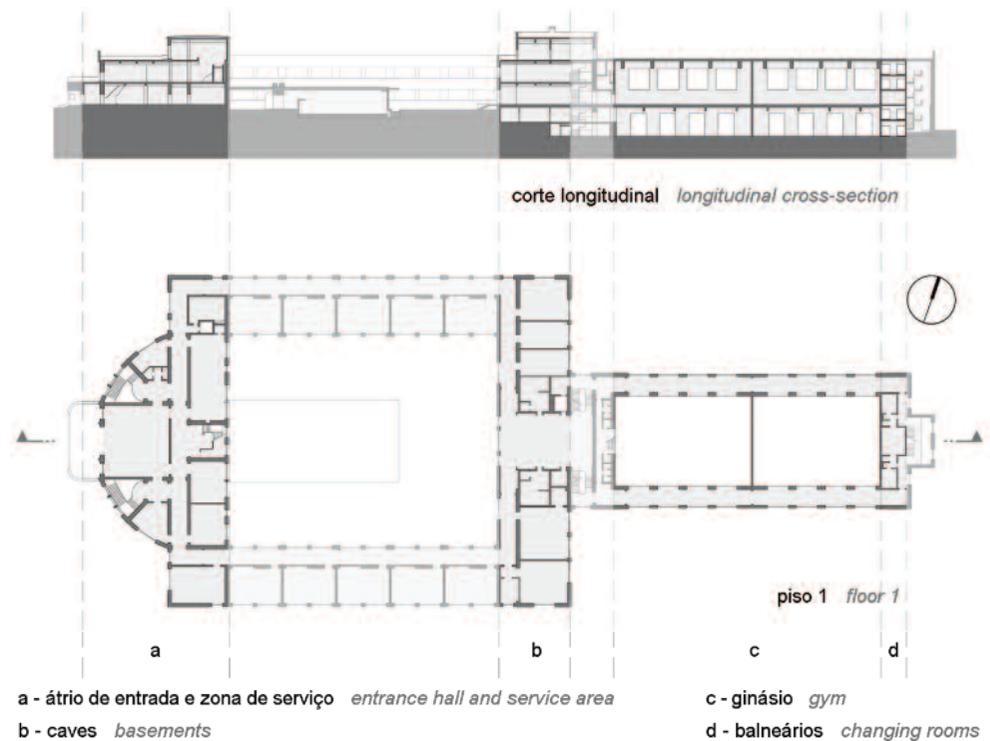


Fig. 3 – Intervenção de modernização  
Modernization intervention

A cobertura está, assim, de nível com o segundo andar. A Sul, no módulo das salas de aula, localiza-se a zona da entrada com planta semicircular e as áreas de secretarias, bibliotecas e salas de professores.

### 1.1 – Intervenção arquitectónica de modernização

A intervenção de modernização (figura 3) deste edifício revestia-se de especial dificuldade, já que o lote estava integralmente construído e não era possível aumentar a volumetria da construção. O coordenador do projecto, o arquitecto João Paulo Conceição, optou pela introdução dos novos espaços exigidos pelo programa em caves a executar sob a construção existente e na reorganização de alguns espaços da construção.

#### a) Átrio de entrada e zona de serviço

O átrio de entrada foi ampliado através da demolição de paredes resistentes de alvenaria, substituídas por pilares de betão armado. Nos espaços anexos ao átrio de entrada houve reorganizações dos espaços que exigiram a demolição de paredes de alvenaria estrutural em diversos níveis. Nesta zona foi ainda introduzido um elevador.

#### b) Caves

Sob o espaço compreendido entre o ginásio e as alas das salas de aula (figura 4) foi executado um novo piso em cave, para o novo refeitório e cozinha, e, numa zona pontual, uma segunda cave para introdução de balneários e acesso ao novo nível de ginásios. O projecto de modernização inicial foi reajustado, já no decurso da obra, para permitir a execução destas caves sem que fossem demolidas as fundações das paredes de alvenaria dos pisos superiores e mantendo as lajes e vigas dos pisos existentes. Este projecto foi desenvolvido pelo Empreiteiro.

Para permitir a obtenção de iluminação natural, em parte das caves, foi necessário executar aberturas de grande dimensão nas fachadas. A execução destas aberturas, em paredes estruturais, revestiu-se de alguma dificuldade devido às cargas elevadas transmitidas pelos pisos superiores.

#### c) Ginásio

Sob os dois ginásios existentes foram executados dois novos ginásios, num novo piso em cave de duplo pé-direito. No edifício original, sob os ginásios, abaixo do nível do rés-do-chão, existiam espaços de reduzido pé-direito, por vezes sem acesso, e parcialmente aterrados. O pavimento dos ginásios existentes era formado por lajes apoiadas sobre uma grelha de vigas que descarregava sobre as paredes de alvenaria periféricas e em dois alinhamentos interiores de pilares de betão. Para a remoção destes pilares e respectivas fundações de modo a formar o espaço mais amplo, foram executadas previamente vigas pré-esforçadas que vencem o vão actual dos novos ginásios (figura 5).

As paredes periféricas de alvenaria resistente foram reforçadas com a adição de lâminas de betão até ao nível das vigas pré-esforçadas. As fundações destas paredes foram também reforçadas através da introdução de microestacas. O projecto desta intervenção foi elaborado pelo Empreiteiro.

#### d) Balneários

Na zona dos balneários foram demolidas as lajes existentes e reconstruídas com nova geometria para permitir a introdução de dois pisos adicionais com lajes de betão armado. Esta intervenção foi ajustada no decurso da obra, para permitir a manutenção das paredes de alvenaria com função estrutural.

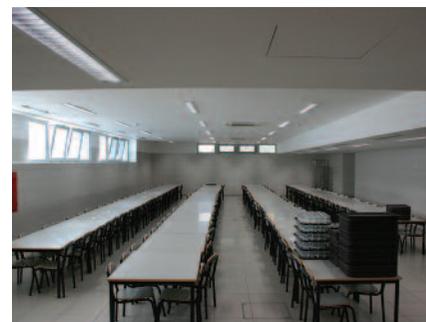


Fig. 4 – Cave aproveitada para execução do refeitório  
*Basement used for the canteen*



Fig. 5 – Espaço dos novos ginásios sob os iniciais  
New gyms underneath the initial ones

The peripheral load bearing masonry walls were reinforced by casting layers of reinforced concrete up to the level of the prestressed beams. The foundations of these walls were also strengthened by introducing micropiles. This design was the work of the general contractor.

#### d) Changing rooms

The existing slabs in the changing room area were demolished and rebuilt with a different layout to allow the introduction of two extra floors with reinforced concrete slabs. This intervention was altered during the works to allow the repair of the structural masonry walls.

## 2 – DESCRIPTION OF EXISTING CONSTRUCTION

### 2.1 – Structural system

Knowledge of the existing building came from consulting the documents available (figures 6 and 7), from technical visits and from the surveys carried out.

The predominant building load bearing vertical elements basically consists of common rubble stone masonry walls and with lime mortar. The façade walls are about 0.70m thick. The interior ones, also common rubble masonry, are about 60cm thick. Only the walls dividing the classrooms are made of hollow clay bricks, 0.30m thick.

The surveys showed that cement mortar had been used at foundation and basement level of the structural walls. Everywhere else it seems that lime mortar was used.

The surveys also revealed solid brick elements in the façade walls, between openings. In addition they identified concrete or perforated brick columns here and there.

The existing floors are made of beams and reinforced concrete slabs supported on masonry walls. The size of the beams varies according to the span: the present classrooms measure about 10x6.50m in plan, with beams about 0.40m high; over the gym there are beams 1.55m high and 0.60m wide covering a span of 17m. The slabs are generally fairly thin.

Specimens of the rebars were collected during the works indicate that the characteristics of the steel are similar to today's A 235. Smooth rebars were used.

Geological and geotechnical reconnaissance of the foundations was undertaken and inspection shafts executed. The shafts enabled the foundations of the structural walls to be identified as-strip footings. These footings widen out in relation to the walls, and develop from projections, one near ground level, with 0.10m each side of the wall, and another, deeper one, about 0.40m from the lower level of the footing, about 0.40m from either side of the wall.

### 2.2 – Original design

Only twenty-one design drawings were retrieved from what were considered the original design documents. These drawing were from the set collected and supplied by Parque Escolar (figures 6 and 7) apparently correspond to the original design. It was possible to identify the precise location of the vertical reinforced concrete elements within the masonry walls in these drawings

## 2 – DESCRIÇÃO GERAL DA CONSTRUÇÃO EXISTENTE

### 2.1 – Sistema estrutural

O conhecimento que se tem do edifício resulta da consulta dos elementos disponibilizados (figuras 6 e 7), das visitas realizadas e das campanhas de sondagens realizadas.

Os elementos estruturais verticais consistem essencialmente em paredes de alvenaria ordinária de pedra e argamassa de cal. A espessura das paredes de fachada é da ordem dos 0,70m. As paredes interiores, também de alvenaria ordinária, têm cerca de 0,60m de espessura. Apenas as paredes existentes na separação entre salas de aula são de tijolo furado, com 0,30m de espessura.

Através da campanha de sondagens realizada, verificou-se que ao nível das fundações e das caves foi empregue argamassa de cimento nas paredes. No restante parece ter sido adoptada argamassa de cal.

A campanha de sondagens permitiu ainda identificar elementos de tijolo maciço nas paredes de fachada, entre vãos. Além destes foram ainda pontualmente identificados pilares de betão ou de tijolo perfurado.

Os pavimentos são constituídos por vigas e lajes de betão armado, apoiadas sobre as paredes de alvenaria. As dimensões das vigas variam em função do vão: as salas de aula correntes têm cerca de 10m por 6,50m de dimensão em planta, com vigas de cerca de 0,40m de altura; sobre o ginásio existem vigas com 1,55m de altura e 0,60m de largura, que vencem o vão de 17m. As lajes têm geralmente espessuras relativamente reduzidas.

Durante a obra foram recolhidas amostras de varões que permitiram confirmar que as características do aço são semelhantes às do actual A235. As armaduras utilizadas eram lisas.

Foi executado um reconhecimento geológico e geotécnico e poços de inspecção das fundações. Os poços permitiram identificar fundações por sapatas contínuas sob as paredes estruturais. As sapatas têm sobrelargura, relativamente às paredes, que se desenvolvem por meio de ressalto, um próximo da superfície do terreno, com 0,10m para cada lado da parede, e outro, a maior profundidade, a cerca de 0,40m da face inferior da sapata, com cerca de 0,40m de cada lado da parede.

### 2.2 – Projecto original

Do conjunto de desenhos que foram fornecidos pela Parque Escolar (figuras 6 e 7), verificou-se que vinte e um correspondiam, aparentemente, ao projecto original. Nestes desenhos foi possível identificar a localização pontual de elementos de betão armado verticais no interior das paredes de alvenaria (identificados na legenda como montantes) e, para todo o edifício, a grelha de vigas existente ao nível dos pisos. Foram fornecidos apenas três desenhos correspondentes à pormenorização das armaduras das vigas.



Figura 6 – Alçado da fachada principal (Arquivo Fotográfico da Secretaria-Geral do Ministério da Educação)  
*Elevation of the main façade*

(called uprights in the captions), and the grid of beams in the floors for the whole building. Only three of these drawings correspond to the detailing of the beams' rebars.

The building was constructed between 1933 and 1937, making it contemporary with the reinforced concrete code of 1935. These established regulatory actions but did not mention any seismic actions. It should be recalled that the first code on seismic safety was the RSCCS, published in 1958.

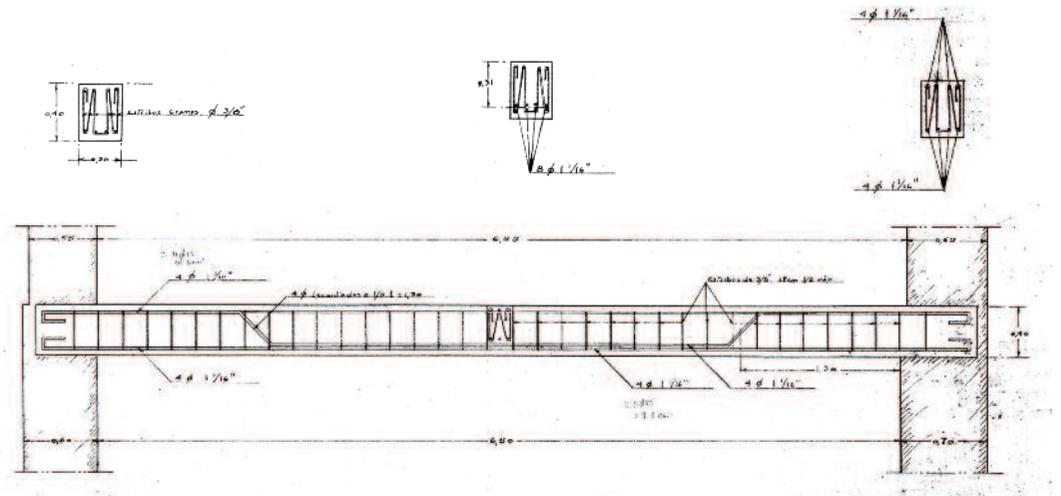


Fig. 7 – Viga das salas de aula (Arquivo Fotográfico da Secretaria-Geral do Ministério da Educação)  
Beam used in the classrooms

### 2.3 – Existing alterations

It was found that the building had undergone two fairly significant alterations. A floor had been built over what were initially terrace areas at the level of floor 1 (figure 8). The second major intervention involved the construction of another floor over the flat roof of parts of the classroom module.

It was not possible to gain access to the drawings describing these alterations.

### 2.4 – State of conservation

No significant problems of a structural nature were found. The building's state of conservation was patchy and some parts were in a poor condition.

Cracks were found in the façades and floors in some areas of the building that could have been caused by movements of thermal origin. There were old problems in some of the roofing slabs and it was clear that water had entered in several places (figure 9), with some rebars being damaged by corrosion.

## 3 – STRUCTURAL INTERVENTION

### 3.1 – Structural analysis models

3-D numerical models that comprised the most important elements of the structures were used for the structural analysis. The masonry elements, columns and reinforced concrete beams were modelled with frame finite elements, and the reinforced concrete slabs with plate/shell finite elements with three or four nodes. The foundations were modelled with springs (figure 10).

The properties of the respective materials were associated with the various elements (table 1). The figures for densities and safety stresses given in the table below have been taken from Alvenaria e Cantaria (Masonry and Dressed Stonework), (Segurado, 1908). The modulus of elasticity values have been taken from Tabelas Técnicas para Engenharia Civil (Technical Scales for Civil Engineering) (Brazão Farinha, 1969).

The Eurocode 8 (EC8) recommendation was followed so that the modulus of elasticity of the materials used in the masonry and concrete walls were reduced by half to take into account the effect of cracking.

The seismic action was modelled with the response spectra in Appendix III of the RSAEEP.

O edifício foi construído entre 1933 e 1937 pelo que é contemporâneo do regulamento de betão armado de 1935. Neste regulamento eram definidas as acções regulamentares, mas não era feita qualquer referência a acções de natureza sísmica. Recorde-se que a primeira regulamentação de segurança aos sismos é o RSCCS, de 1958.

### 2.3 – Alterações existentes

Verificou-se que o edifício fora sujeito a duas alterações com algum significado. Havia sido construído um piso sobre o que eram inicialmente zonas em terraço ao nível do piso 1 (figura 8). A segunda grande intervenção correspondeu à construção de mais um piso sobre a cobertura em terraço de partes do módulo de salas de aula.

Não foi possível ter acesso aos desenhos correspondentes a estas alterações.

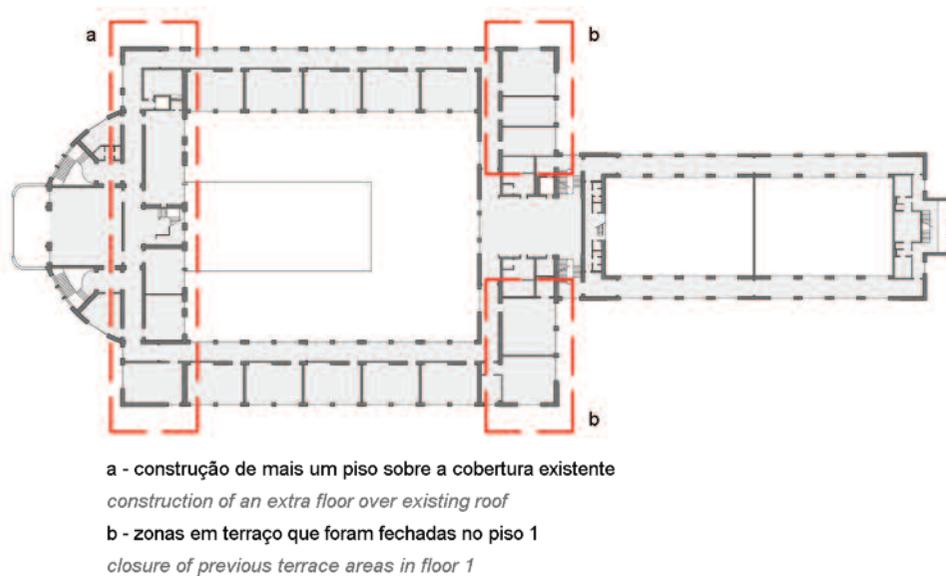


Fig. 8 – Planta do piso 1 com indicação das zonas que foram ampliadas  
*Plan of 1st floor showing the areas that were enlarged*

### 2.4 – Estado de conservação

Não se identificaram problemas significativos de natureza estrutural. O estado de conservação da construção era irregular, com zonas em mau estado.

Em algumas zonas do edifício, detectaram-se fissuras nas fachadas e nos pavimentos que podem ter sido provocadas por movimentos de origem térmica. Nas diversas lajes de cobertura existiam problemas antigos e com alguma expressão de entrada de água (figura 9), sendo já evidentes danos por corrosão de armaduras.



Fig. 9 – Infiltrações pela cobertura e aspectos dos corredores após a intervenção  
*Water seepage through the roof and view of corridor after intervention*

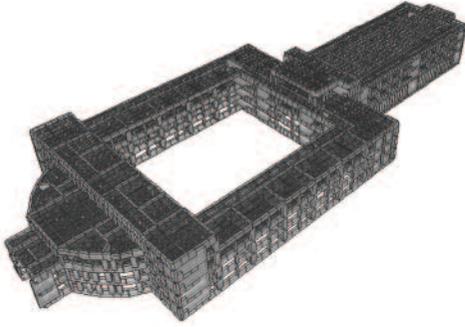


Fig. 10 – Vista do modelo global do edifício  
Overall view of the building model

	Specific Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Modulus of Elasticity (kN/m <sup>2</sup> )	Safety Stresses			
			Compressive		Tensile	
			kg/cm <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
Rubble masonry (limestone and mortar)	20 to 22	3 000 000	5 – 10	500 – 1 000	0.5 – 1	50 – 100
Brick masonry and regular mortar	17 to 18	5 000 000	10 – 15	1 000 – 1 500	1 – 1.5	10 – 150

Table 1 – Materials' characteristics

### 3.2 – Results of the structural analysis and seismic strengthening intervention

The analyses showed that the building had characteristics that would compromise its performance under vertical and horizontal actions (figure 11 and table 2).

Actually, this analysis model made it possible to confirm that some of the smaller regular masonry elements between the openings of the façade were subjected to higher stresses under vertical actions than were considered acceptable for this material. In the event of an earthquake these elements would suffer significant worsening of the internal forces due to the occurrence of "short column" effects.

It was further found that when the building suffered horizontal actions there were high stresses in its slabs. Likewise, because of its complex geometry in plan and its size, the forces in plan of the slabs, provoked by thermal actions, were also relatively high.

So it was considered that, in addition to the architectural alterations included in the modernization plan and the structural component they involved, supplementary structural intervention was necessary for seismic strengthening.

The introduction of seismic joints in the construction was also considered (figures 12 and 13).

The seismic behaviour of the construction had to be studied after the seismic joints and the architectural alterations were introduced. The initial model was adapted and split into models with a new structural organization. After they were analysed it was concluded, as expected, that seismic strengthening would be required. Reinforced concrete shear walls were added in the west and east units (the entrance and gyms) for which further alterations were introduced in the numerical models to consider the planned additional strengthening elements (table 2).

		Type 1 seismic action		Type 2 seismic action	
		Displacement [mm]	Seismic coeff. $\beta$	Displacement [mm]	Seismic coeff. $\beta$
Global model	direction x	29	0.101	36	0.123
	direction y	64	0.068	92	0.094
West unit	direction x	51	0.079	73	0.112
	direction y	22	0.089	29	0.103
Central unit	direction x	27	0.128	30	0.139
	direction y	51	0.083	77	0.124
East unit	direction x	31	0.112	32	0.112
	direction y	43	0.081	52	0.093

Table 2 – Maximum displacements and seismic coefficients due to seismic action

### 3.3 – Intervention for seismic strengthening of the construction

The following seismic strengthening measures were adopted:

- introduction of structural joints; these allow the building to be organised in four much simpler structural behaviour units, thus ensuring that the slabs behave as non-deformable diaphragms and significantly reducing the internal deformations and forces in the event of an earthquake;
- careful definition of the interventions in the roofs to guarantee reduction or nil increase of loading;

### 3 – INTERVENÇÃO ESTRUTURAL

#### 3.1 – Modelos de análise estrutural

A análise estrutural foi realizada com recurso a modelos de cálculo tridimensional, que traduziam os elementos mais significativos das estruturas. Os elementos de alvenaria, os pilares e vigas de betão armado foram modelados com elementos finitos de barra e as lajes de betão armado por elementos finitos planos com três ou quatro nós. As fundações foram modeladas através de molas (figura 10).

Aos vários elementos foram associadas as propriedades correspondentes aos respectivos materiais (quadro 1). Os valores dos pesos volúmicos e das tensões de segurança, apresentados na tabela seguinte, foram retirados da obra “Alvenaria e Cantaria” (Segurado, 1908). Os valores do módulo de elasticidade foram obtidos a partir das “Tabelas Técnicas para Engenharia Civil” (Brazão Farinha, 1969).

	Peso volúmico (kN/m <sup>3</sup> )	Módulo de elasticidade (kN/m <sup>2</sup> )	Tensões de Segurança			
			Compressão		Tração	
			kg/cm <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
Alvenaria ordinária (pedra calcária e argamassa)	20 a 22	3 000 000	5 – 10	500 – 1 000	0,5 – 1	50 – 100
Alvenaria de tijolo e argamassa ordinária	17 a 18	5 000 000	10 – 15	1 000 – 1 500	1 – 1,5	10 – 150

Quadro 1 – Características consideradas para os materiais

Foi seguida a recomendação do Eurocódigo 8 (EC8), pelo que os módulos de elasticidade dos materiais constituintes das paredes de alvenaria e de betão foram reduzidos a metade, considerando-se que se encontram fendilhados.

A acção sísmica foi modelada através dos espectros de resposta do Anexo III do RSAEEP.

#### 3.2 – Resultados da análise estrutural e intervenção de reforço sísmico

As análises permitiram verificar que o edifício apresentava características que comprometiam o seu desempenho sob acções verticais e horizontais (figura 11 e quadro 2).

De facto, este modelo de análise permitiu verificar que alguns dos elementos de alvenaria ordinária de menor dimensão entre os vãos da fachada, para as acções verticais, estavam sujeitos a tensões superiores às tensões que se consideraram admissíveis para este material. Estes elementos em caso de sismo sofriam agravamentos significativos dos esforços devido à ocorrência de “colunas curtas”.

Verificou-se ainda que, quando o edifício era solicitado por acções horizontais, ocorriam tensões elevadas nas lajes do edifício. Do mesmo modo, devido à sua complexa geometria em planta e às suas dimensões, verificava-se que os esforços no plano das lajes devidos a variações de temperatura eram também relativamente elevados.

Assim considerou-se que, para além das alterações arquitectónicas previstas no projecto de modernização e da componente estrutural que as acompanhava, era necessária a adopção de medidas complementares de intervenção estrutural para reforço sísmico.

Considerou-se assim a hipótese de introduzir juntas sísmicas na construção (figuras 12 e 13).

Foi necessário estudar o comportamento sísmico da construção após a introdução das juntas bem como das alterações arquitectónicas com implicações estruturais previstas no projecto de modernização. O modelo inicial foi adaptado e dividido em modelos com a nova organização estrutural. Após a análise destes modelos conclui-se que, como se previa, eram necessários reforços sísmicos. Introduziram-se paredes de travamento de betão armado no corpo poente e nascente (entrada e ginásios) pelo que foram necessárias novas alterações dos modelos, para inserção dos reforços previstos (quadro 2).

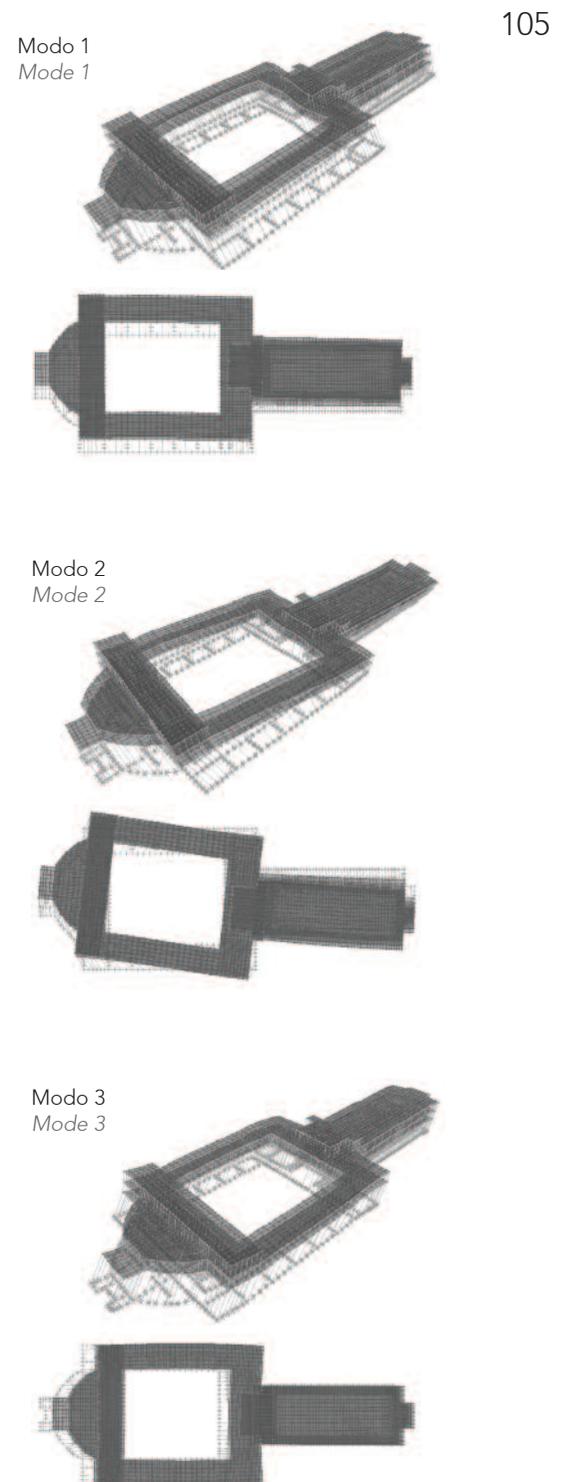


Fig. 11 – Modos de vibração do edifício  
Vibration modes of the building

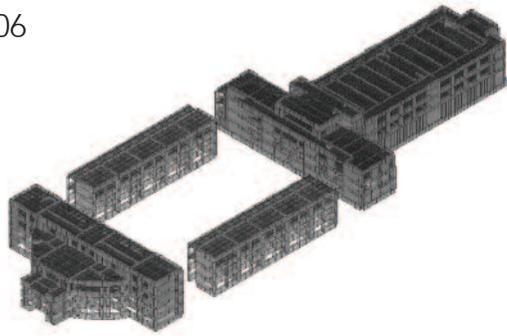
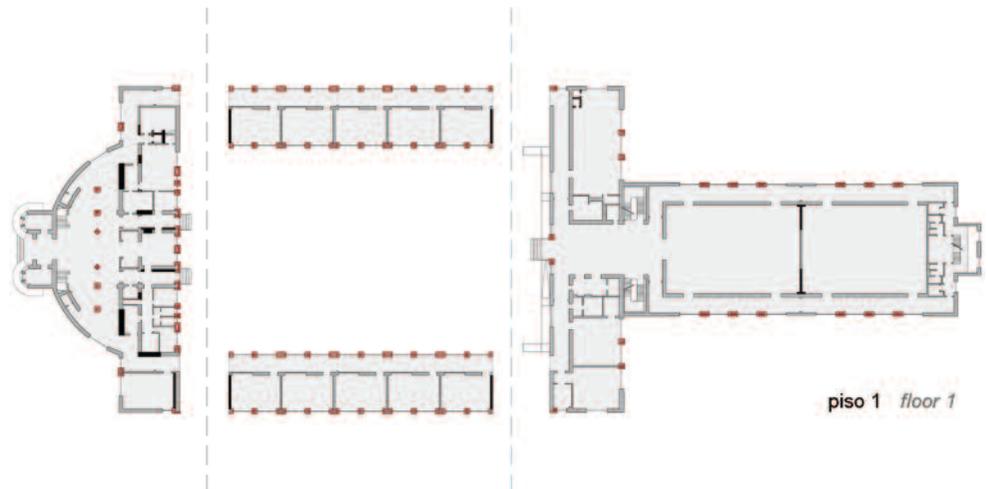


Fig. 12 – Vista dos modelos de análise considerando as juntas  
View of the analysis models considering the joints



- reboco armado reinforced plastering mortar
- paredes de reforço reinforced concrete shear walls

Fig. 13 – Localização das juntas de dilatação que dividem em três corpos o edifício existente. Reforço com a aplicação de reboco armado e de paredes resistentes de betão armado  
Location of the seismic joints that split the existing building into three separate units. Strengthening with reinforced plastering mortar and reinforced concrete shear walls

#### 4 – FINAL THOUGHTS

At first the modernization plan for the Agrupamento de Escolas de D. Filipa de Lencastre did not take the construction's seismic behaviour into consideration. On site, we the authors of the text were able, first as consultants and later as designers of seismic strengthening solutions, to collaborate closely with the project coordinator and the general contractor and always supported by Parque Escolar and the supervisor of the construction works, to alter and develop the modernization plan for the school. The architectural solutions were significantly adapted to the structural/seismic requirements.

The initial construction characteristics and the constant collaboration mentioned above meant that, with alterations that may be regarded as relatively minor, it was possible to have an upgraded building with a significantly larger usable area and up-to-date structural safety standards.

- c) strengthening of the masonry piers using reinforced plastering mortar in the various units (figure 14);
- d) judicious introduction of reinforced concrete shear walls, plus their foundations, in the entrance unit, in two orthogonal directions to reduce the seismic forces on the existing load bearing masonry walls;
- e) introduction of transverse reinforced concrete shear walls in the classroom units, near the joints, to support the vertical loads and reduce the transverse forces in the load bearing masonry walls;
- f) use of reinforced plastering mortar to strengthen the load bearing masonry walls in areas exhibiting higher stresses;
- g) in the gym unit, the geometry of the new openings in the walls was reviewed specifically and new sections of reinforced concrete shear walls were added to improve seismic behaviour in the transverse direction;
- h) the architectural interventions set out in the modernization plan were adopted and revised so as to improve the construction's seismic behaviour.

		Acção sísmica tipo 1		Acção sísmica tipo 2	
		Deslocamento [mm]	Coef. Sísmico $\beta$	Deslocamento [mm]	Coef. Sísmico $\beta$
Modelo global	direcção x	29	0,101	36	0,123
	direction y	64	0,068	92	0,094
Corpo oeste	direcção x	51	0,079	73	0,112
	direcção y	22	0,089	29	0,103
Corpo central	direcção x	27	0,128	30	0,139
	direcção y	51	0,083	77	0,124
Corpo este	direcção x	31	0,112	32	0,112
	direcção y	43	0,081	52	0,093

Quadro 2 – Deslocamentos máximos e coeficientes sísmicos devido à acção sísmica

### 3.3 – Medidas de intervenção para reforço sísmico da construção

Foram adoptadas as seguintes medidas de reforço sísmico:

- introdução de juntas estruturais na construção; estas juntas permitiram que o edifício ficasse organizado em quatro corpos estruturais de comportamento muito mais simples garantido o comportamento das lajes como diafragmas indeformáveis e reduzindo significativamente as deformações e esforços em caso de sismo;
- definição cuidada das intervenções nas coberturas de modo a garantir reduzido ou nulo acréscimo de carga;
- reforço dos nembos de alvenaria com recurso a reboco armado nos diversos corpos do edifício (figura 14);
- introdução criteriosa de paredes estruturais de betão armado no corpo da entrada, em duas direcções ortogonais, e respectivas fundações, de modo a reduzir os esforços sísmicos sobre as paredes de alvenaria existentes;
- introdução de paredes estruturais nos corpos das salas de aula, na direcção transversal, na proximidade das juntas, para suporte das cargas verticais e redução dos esforços das paredes de alvenaria na direcção transversal;
- reforço das paredes de alvenaria em zonas mais esforçadas com recurso a reboco armado;
- no corpo do ginásio, revisão pontual da geometria das aberturas novas nas paredes e introdução de troços de paredes de betão armado, de modo a melhorar o comportamento sísmico na direcção transversal;
- utilização e revisão das intervenções arquitectónicas previstas no projecto de modernização de modo a melhorar o comportamento sísmico da construção.

## 4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Na fase inicial do desenvolvimento do projecto de modernização do Agrupamento de D. Filipa de Lencastre não havia sido considerado o comportamento sísmico da construção. Em obra, inicialmente como consultores e posteriormente como projectistas das soluções de reforço sísmico, foi possível, em estreita colaboração com o Coordenador do Projecto, com o Empreiteiro e com o apoio permanente da Parque Escolar e da Fiscalização, alterar e desenvolver o projecto de modernização da Escola adaptando significativamente as soluções arquitectónicas às necessidades estruturais/sísmicas.

As características iniciais da construção e a colaboração permanente referida anteriormente permitiram que, com alterações que se podem considerar relativamente reduzidas, fosse possível ter actualmente um edifício modernizado, com um aumento significativo da área útil, e com níveis de segurança actuais.



Fig. 14 – Reforço dos nembos de alvenaria com reboco armado  
Reinforcing masonry piers with reinforced plastering mortar

## TECHNICAL TEAM

**CIVIL AND STRUCTURAL ENGINEERING** BETAR – Estudos e Projectos de Estabilidade, Lda  
Engineers Miguel Villar, Cátia Dias and João Freire

**ARCHITECTURE** Barra & Barreiros Arquitectos Associados, Lda

**CONTRACTOR** Aníbal de Oliveira Cristina, Lda / MARTIFER – Construções  
Metalomecânicas, S.A. / AQUECILIZ – Climatizações, Lda.

**SUPERVISION** FASE – Estudos e Projectos, S.A. /

/ COBA – Consultores para Obras, Barragens e Planeamento, S.A.

## STRUCTURAL AND SEISMIC STRENGTHENING

**AUTHORS** Miguel Villar, António Sousa Gago and Jorge Miguel Proença

108

### 1 – INTRODUCTION

The Escola Secundária de Sá da Bandeira is in a residential part of Santarém called São Bento. It originated from the former Seminário Patriarcal, which dates from 1843. Construction of the present buildings started in 1939, following the official model for school buildings promulgated by the New State (Estado Novo), designed by José Costa e Silva under the Ministry of Public Works' Board for Constructions for Technical and Secondary Education (JCETS). The building was opened in 1943 under the name Liceu Nacional Sá da Bandeira. It gained its current name in 1979.

The original building has an approximately square plan, with an interior courtyard and comprises two floors (figure 2). The gym is annexed to the east wing, about half-way along. At the end of the 1950s two side wings, not appearing on the original design, were added, parallel to the gym, giving the layout shown in figure 1.

Apart from the gym, which has a double ceiling height, the building has two floors throughout, most of which are occupied by classrooms. In the west wing, flanking the access to the gym, are two covered courtyards free of any interior vertical load bearing elements (figure 3).

The refurbishment of the school undertaken by Parque Escolar, EPE, following a design by José Barra, led to the existing building being renovated, but it retained its basic spatial division and the corresponding structural solution for supporting slabs on the walls, while two new blocks were added in the eastern area of the building: a gym/sports field and covered recreation area, canteen and two more classrooms on the north side of the gym, and a library, laboratories, more classrooms and another covered recreation area on the south side.

### 2 – STRUCTURAL CHARACTERIZATION OF THE EXISTING BUILDING

Basically, the structure of the original building consisted of stone masonry walls (the exterior ones) and clay brick walls (the interior ones) that supported the horizontal elements, beams and slabs, of reinforced concrete. The floor slabs and stairs were made of reinforced concrete and there was no roof slab, just a false ceiling over the classrooms, corridors and gym.

At some unknown later date, possibly at the time of the enlargement at the end of the 1950s, slabs made of precast reinforced concrete joists, hollow blocks and cast in place concrete topping, were constructed above the first floor classrooms. They exhibited insufficient support length over the walls confining the classrooms (figure 4). Apparently, these precast roof slabs were built due to concerns about thermal and acoustic performance, given that they were only built above the classrooms, not the corridors or gym. The roof had a steel structure, with very light trusses, parts of which were covered with the concrete of the new precast roof slab (figure 4). The roof horizontal slab and roofing solution in the two wings added in 1958 was different; a reinforced concrete slab was constructed, supported on inverted beams which were also of reinforced concrete and very robust. Columns of reinforced concrete were constructed on the slab and beams and these supported the roof (figure 5).

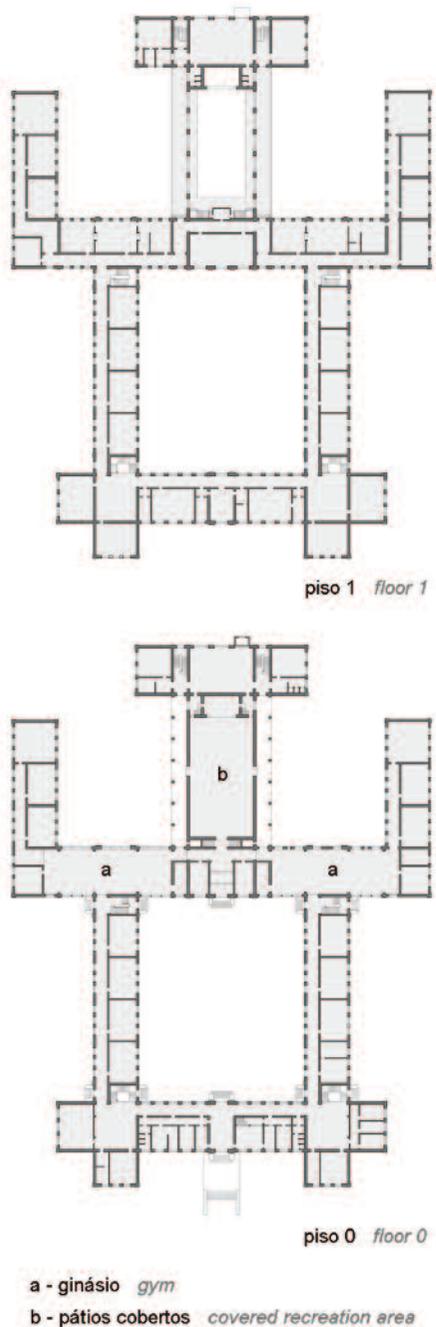


Fig. 1 – Plantas da Escola Secundária de Sá da Bandeira  
Plans of the School

## EQUIPA TÉCNICA

FUNDAÇÕES E ESTRUTURA BETAR – Estudos e Projectos de Estabilidade, Lda  
Engenheiros Miguel Villar, Cátia Dias e João Freire

ARQUITECTURA Barra & Barreiros Arquitectos Associados, Lda

EMPREITEIRO Aníbal de Oliveira Cristina, Lda / MARTIFER – Construções  
Metalomecânicas, S.A. / AQUECILIZ – Climatizações, Lda.

FISCALIZAÇÃO FASE – Estudos e Projectos, S.A. /

/ COBA – Consultores para Obras, Barragens e Planeamento, S.A.

## REFORÇO SÍSMICO E ESTRUTURAL

AUTORES Miguel Villar, António Sousa Gago e Jorge Miguel Proença

### 1 – INTRODUÇÃO

A Escola Secundária de Sá da Bandeira situa-se numa zona residencial da cidade de Santarém, designada planalto de São Bento, e teve a sua origem no antigo Seminário Patriarcal que data de 1843. Em 1939 iniciou-se a construção do actual edifício, segundo modelo oficial das construções escolares do Estado Novo, com projecto do arquitecto José Costa e Silva, da Junta das Construções Escolares para o Ensino Técnico e Secundário do Ministério das Obras Públicas. O edifício foi inaugurado em 1943, com a designação de Liceu Nacional Sá da Bandeira, passando a ter a actual designação de Escola Secundária de Sá da Bandeira em 1979.

O edifício original apresentava planta aproximadamente quadrada, com um pátio interior, e desenvolvia-se em dois pisos (figura 2). Anexo à ala nascente, aproximadamente a meio do seu desenvolvimento, situava-se o ginásio. Não constando do projecto original, vieram a ser construídas, no final da década de 1950, duas alas laterais paralelas ao edifício do ginásio, o que conferiu ao edifício a configuração representada na figura 1.

Com a excepção do ginásio, com duplo pé-direito, o edifício apresentava em toda a sua extensão dois pisos, os quais eram maioritariamente ocupados por salas de aula. Na ala nascente, ladeando o acesso ao ginásio existiam dois pátios cobertos, livres de elementos verticais (figura 3).

Na operação de remodelação da escola levada a cabo pela Parque Escolar, EPE, segundo o projecto do arquitecto José Barra, o edifício existente foi requalificado, mantendo-se no essencial a divisão de espaços e a correspondente solução estrutural de apoio das lajes nas paredes e foram construídos dois novos blocos na zona nascente do edifício: um campo gimnodesportivo e recreio coberto, refeitório e mais salas de aula, a Norte do ginásio; e uma biblioteca, laboratórios, mais salas de aula e um recreio, também coberto, do lado sul do ginásio.

### 2 – CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO EXISTENTE

No essencial, a estrutura resistente do edifício original era constituída por paredes de alvenaria de pedra (exteriores) e de tijolos cerâmicos (interiores) que suportavam os elementos horizontais, vigas e lajes, em betão armado. As lajes de piso e de escadas eram em betão armado e não existia laje de esteira, apenas tecto falso sobre as salas de aula, corredores e ginásio.

Posteriormente, em data indeterminada, mas possivelmente aquando da ampliação no final da década de 1950, foram construídas, sobre as salas de aula do primeiro piso, lajes de vigotas, as quais apresentavam uma deficiente entrega sobre



Fig. 2 – Perspectiva do Liceu Sá da Bandeira, onde ainda não são visíveis as duas alas construídas em 1958 (Arquivo Fotográfico da Secretaria-Geral do Ministério da Educação)  
View of the school, which does not show the two wings added in 1958



Fig. 3 – Vista de um dos pátios interiores  
View of one of the interior courtyards



Fig. 5 – Laje de esteira nas zonas da ampliação de 1958  
Top-floor ceiling slab in the 1958 enlargement areas



Fig. 4 – Lajes de esteira em vigotas pré-esforçadas executadas sobre as salas de aula e absorvendo as linhas das asnas metálicas  
Precast roof slabs above the classrooms, incorporating the bottom chords of steel trusses

In the two covered courtyard areas, where some space without vertical elements was needed, the masonry walls were replaced by reinforced concrete columns that supported a grid of reinforced concrete beams (figure 3). The foundations were direct, on ground with reasonable strength characteristics.

The original building looked robust and was in a good state of repair, both structurally and in constructive terms, so efforts were made to retain the original structural philosophy and strengthen only the elements that were found to have inadequate resistance.

The original design of the building did not take into consideration the effects of seismic action and so it was only to be expected that some structural elements would not meet the regulatory safety check criteria imposed by the RSAEEP.

The structural behaviour of the original Sá da Bandeira school building was characterized with the aid of a computational finite element model of it, developed by ICIST (figure 6). The model took into account the typical mechanical characteristics of the materials found in situ and it was calibrated with the experimental modal identification test results, also carried out by ICIST.

The results of the numerical model, i.e., the internal forces and stresses due to seismic action (computed according to RSAEEP), showed that in general the load bearing walls lacked resistance. The brick masonry walls inside the building, unbraced on top, presented a significant seismic risk.

### 3 – SEISMIC STRENGTHENING SOLUTION

With the results of the numerical studies and the experience gained from the work on the D. João de Castro (Lisbon) secondary school in mind, the structural designer of the new intervention, BETAR, Estudos e Projectos de Estabilidade, Lda, collaborated with ICIST to design a structural strengthening solution for the building.

In brief, the structural refurbishment consisted of: a) strengthening the stone and clay brick masonry load bearing walls with plastering mortar reinforced with stretched steel mesh fixed to the slabs with anchor bolts (figure 7); b) building reinforced concrete walls in the interior courtyard areas which had been identified as exhibiting deficient seismic behaviour (figure 7); c) adding steel structures at roof slab level to connect and brace the top ends of the walls (figure 8); d) and then complemented by a peripheral beam along the top which was sealed horizontally to the prefabricated cornice and vertically to the roof slab and wall (figure 8).

In addition to the generalised strengthening of the walls, the exterior stone masonry ones were strengthened at the building's coping by improving the fixing of the reinforced concrete slab and roof slab beams to the stone masonry walls. This reinforcement consisted of plastering mortar reinforced with stretched steel mesh, and the inverted beams of the roof slab were nailed to the masonry walls through anchorage plates.

Lateral bracing was added to the double ceiling height walls of the gym, making use of the structures of the two new buildings annexed to it (figures 8 and 9).

Here, use was made of the rooflights that were introduced by the architecture design and a lattice structure, quite light and comprising steel angle profiles to form diagonals, was installed in

as paredes limítrofes das salas de aula (figura 4). Aparentemente, essas lajes de esteira foram construídas com preocupações térmicas e acústicas visto que apenas foram construídas sobre as salas de aula e não sobre os corredores ou ginásio. A cobertura era em estrutura metálica, com asnas muito ligeiras, tendo sido algumas das suas linhas embebidas pelo betão das novas lajes de vigotas (figura 4). Nas duas alas construídas em 1958 a solução de esteira e de cobertura eram diferentes, tendo-se construído uma laje de betão armado apoiada em vigas invertidas, também em betão armado e muito robustas. Sobre a laje e sobre as vigas apoiavam-se colunas de betão armado para suporte da cobertura (figura 5).

Nas zonas dos dois pátios cobertos, em virtude da necessidade de um espaço sem elementos verticais, as paredes de alvenaria, foram substituídas por pilares de betão armado que apoiavam uma grelha de vigas de betão armado (figura 3). As fundações eram directas sobre um terreno com razoáveis características resistentes.

O edifício original ostentava robustez e apresentava-se em bom estado de conservação, tanto do ponto de vista estrutural como construtiva, o que levou a que se procurasse preservar a filosofia estrutural original, reforçando apenas os elementos que se identificasse apresentarem resistência insuficiente.

Na concepção original do edifício não foram tidos em consideração os efeitos da acção sísmica e era, por isso, previsível que alguns elementos estruturais não satisfizessem os critérios de verificação de segurança regulamentares, nomeadamente aqueles que são impostos pelo RSAEEP.

Para caracterização do comportamento estrutural do edifício original da escola Sá da Bandeira foi construído, pelo ICIST, um modelo computacional de elementos finitos do edifício (figura 6). Esse modelo foi definido tendo em conta características mecânicas típicas dos materiais encontrados *in loco* e foi calibrado tendo em conta ensaios experimentais de identificação modal.

Os resultados do modelo numérico, nomeadamente os esforços e tensões resultantes da acção sísmica (definida de acordo com o RSAEEP), mostraram que as paredes portantes apresentavam, em geral, défice de resistência. Em especial, as paredes de alvenaria de tijolo localizadas no interior do edifício e que não eram travadas superiormente apresentavam risco sísmico significativo.

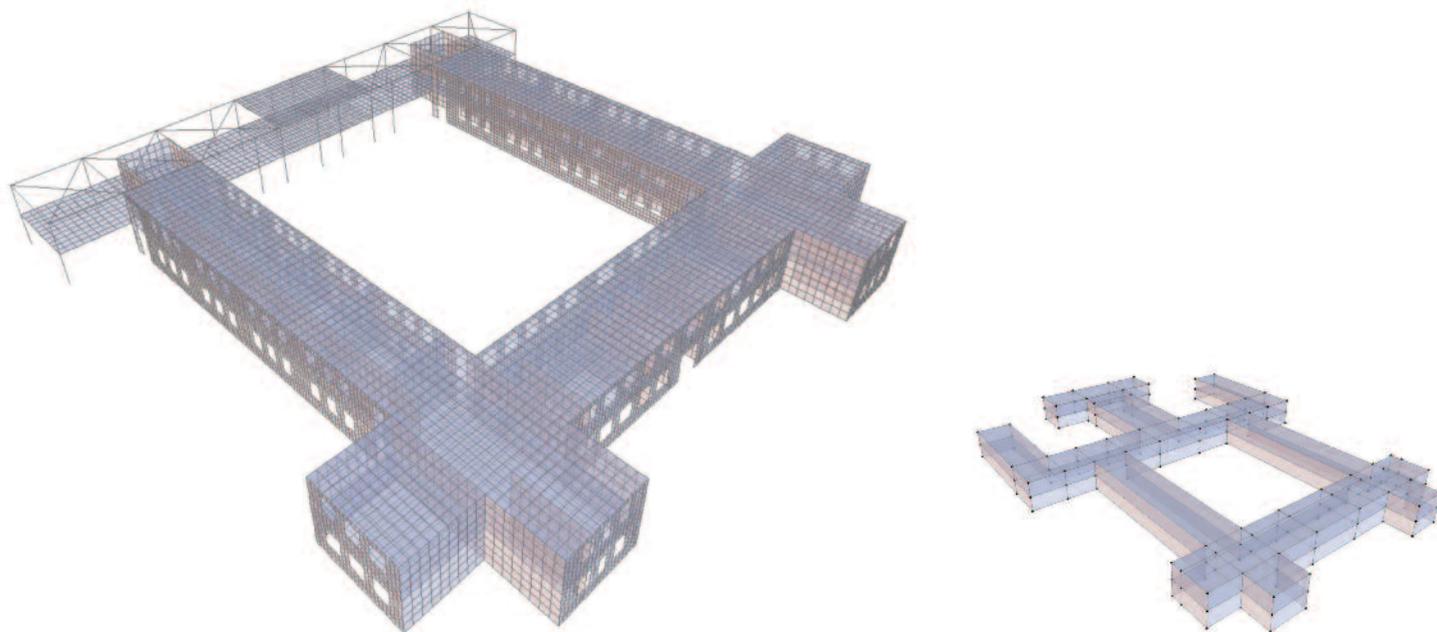
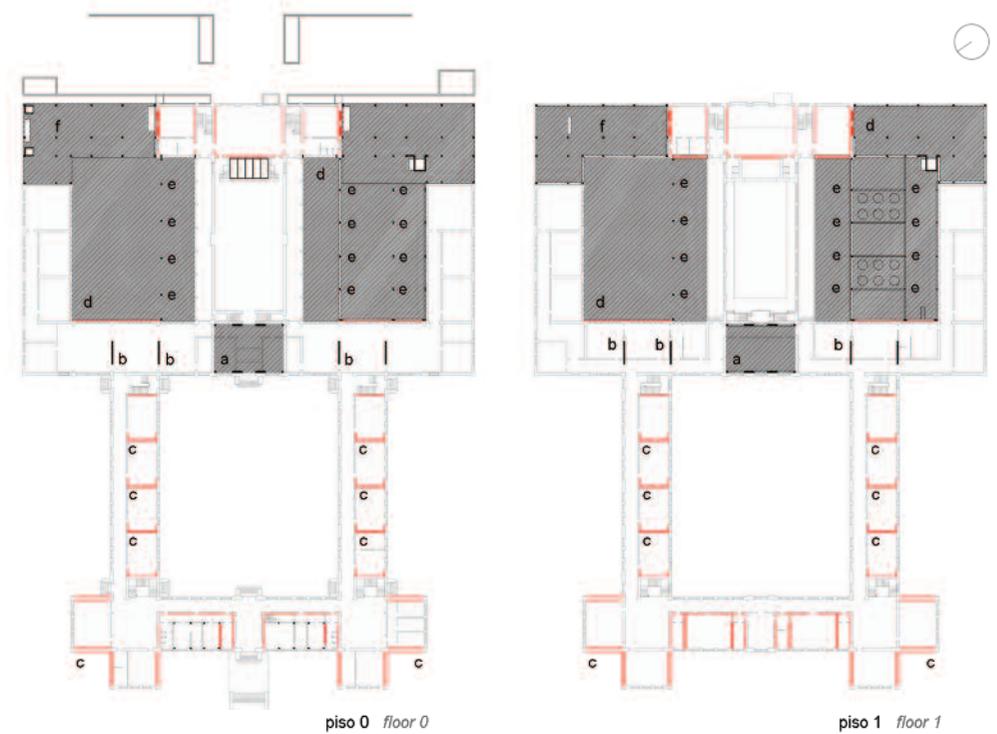


Fig. 6 – Modelos de análise numérica  
Numerical analysis models



**a - zona demolida e reconstruída**  
*demolished and rebuilt zone*  
**b - paredes em betão armado**  
**para reforço da estrutura do**  
**edifício na zona dos pátios**  
**cobertos**  
*reinforced concrete shear walls*  
*to strengthen the building in the*  
*covered recreation area*

**c - paredes de alvenaria**  
**reforçadas com reboco armado**  
*masonry walls strengthened*  
*with reinforced plastering mortar*  
**d - nova construção**  
*new construction*

**e - pilares da estrutura de**  
**suporte da cobertura e de**  
**travamento das paredes do**  
**ginásio**  
*new roof supporting columns*  
*that also brace walls of existing*  
*gym structure*  
**f - pilares da estrutura nova**  
*new columns*

Fig. 7 – Plantas de localização das paredes de alvenaria reforçadas e das paredes de betão armado nos pátios interiores  
*Location plans: strengthened masonry walls and reinforced concrete walls in the interior courtyards*

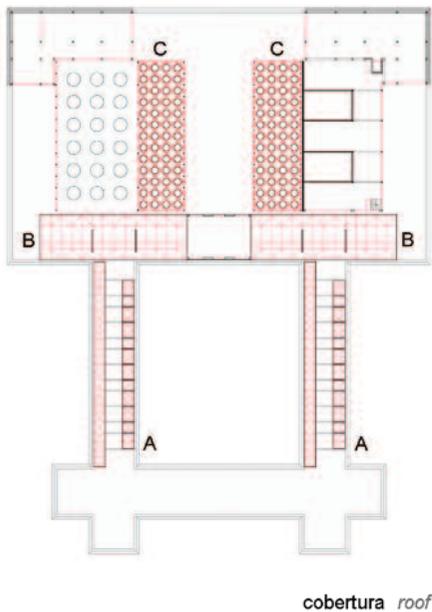


Fig. 8 – Estruturas metálicas de travamento das paredes dos corredores (A), estruturas metálicas na cobertura (B) e estruturas anexas para travamento das paredes do ginásio (C)  
*Steel structures in the corridors (A) and roofs (B) and structures annexed to brace the walls of the original gym (C)*

them. These structures were fixed to the reinforced walls of units B and D (annexed to the gym); they are nearly non-deformable under movements transverse to the plane of the gym walls. The truncated-cone shaped rooflights, initially designed in steel plate (the contractor proposed a solution that was accepted which used fibreglass, reinforced vertically with steel or carbon fibre strips), functioned as suspension tie-rods of the steel truss, placed in the horizontal and having poor bending strength perpendicular to its plane. The suspension is achieved by means of the main beams supporting the purlins of the steel roof.

#### 4 – FINAL THOUGHTS

The design of the strengthening solution was greatly helped by adapting the architecture design to the strengthening needs of the building, which allowed new steel and reinforced concrete elements to be introduced inside it and by adapting the gym's roof support structure, with rooflights, for the lateral bracing of the walls of the original gym. The structural strengthening solution for the original building thus ended up by being almost invisible and having no architectural impact on the final building.

It should be noted that the large size of the rooms facilitated the execution of the works to strengthen the load bearing walls with a variant of the reinforced plastering mortar solution and so the use of this technique was relatively expeditious.

### 3 – SOLUÇÃO DE REFORÇO SÍSMICO DO EDIFÍCIO

Tendo em conta os resultados dos estudos numéricos referidos anteriormente e a experiência adquirida na obra da Escola Secundária de D. João de Castro, em Lisboa, o projectista de estabilidade da nova intervenção, a BETAR, Estudos e Projectos de Estabilidade, Lda, concebeu, em colaboração com o ICIST, uma solução de reforço estrutural para o edifício.

A solução de reabilitação estrutural do edifício consistiu, resumidamente, a) no reforço das paredes resistentes em alvenaria de pedra e de tijolos cerâmicos, através de reboco armado com rede de aço distendido e fixações às lajes com buchas (figura 7); b) na execução de paredes de betão armado na zona dos pátios interiores, zona que se tinha identificado apresentar deficiente comportamento sísmico (figura 7); c) na inclusão de estruturas metálicas ao nível da esteira, por forma a conferir ligação e travamento nas extremidades superiores das paredes (figura 8); e d) complementada por uma viga periférica ao longo do seu coroamento, que foi selada horizontalmente à cornija pré-fabricada e verticalmente à laje e parede.

Para além do reforço generalizado das paredes foi realizado um reforço exterior da parede de alvenaria de pedra ao nível da cimalha do edifício, promovendo uma melhor fixação da laje e vigas da esteira, em betão armado, às paredes em alvenaria de pedra. Esse reforço consistiu num reboco armado com uma rede de aço distendido, com a introdução de pregagens de fixação das vigas de apoio da esteira às paredes de alvenaria através de placas de ancoragem.

Também se procedeu ao travamento lateral das paredes de duplo pé-direito do ginásio original, aproveitando para tal as estruturas dos dois novos edifícios que lhe foram anexados (figuras 8 e 9). Neste caso, tirou-se partido dos lanternins suspensos do tecto, que foram introduzidos pelo projecto de arquitectura, e neles se fixou e integrou uma estrutura treliçada, bastante ligeira, de cantoneiras metálicas formando diagonais. Estas estruturas foram fixas às paredes reforçadas do corpo B e do corpo D (solidárias com o ginásio), e são quase indeformáveis para os movimentos transversais ao plano das paredes do ginásio. Os lanternins, de forma tronco-cónica e inicialmente projectados em chapa de aço (o empreiteiro veio a propor uma solução, que foi aceite, em fibra de vidro, reforçada verticalmente com tiras de aço ou de fibra de carbono), funcionam como tirantes de suspensão da treliça, colocada na horizontal e com fraca resistência à flexão na direcção perpendicular ao seu plano, suspensão essa que é feita a partir das vigas principais de apoio das madres da cobertura metálica.

### 4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A concepção da solução de reforço foi em muito facilitada pela adaptação do projecto de arquitectura às necessidades de reforço do edifício, o que permitiu a inclusão de novos elementos, metálicos e de betão armado, no interior do edifício e a adaptação da estrutura de suporte da cobertura do ginásio, com lanternins, para travamento lateral das paredes do ginásio original. Assim, a solução de reforço estrutural do edifício original acabou por apresentar-se relativamente invisível e sem impacto arquitectónico no conjunto final.

De referir ainda que as generosas dimensões das salas facilitaram a execução dos trabalhos de reforço das paredes portantes através de reboco armado, pelo que a aplicação desta técnica se revelou relativamente expedita.

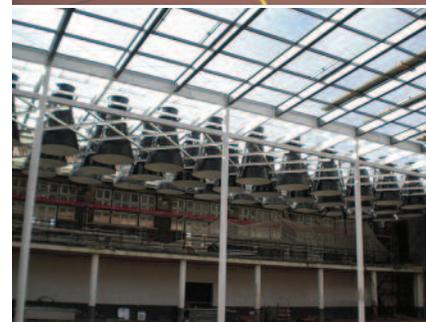
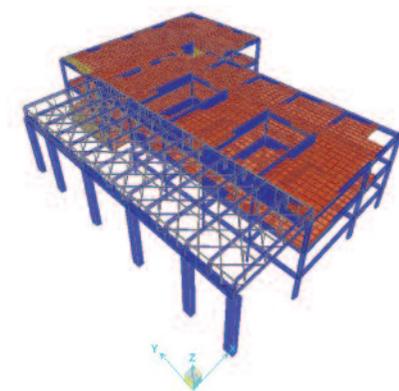


Fig. 9 – Estruturas anexas para travamento das paredes do ginásio original  
*Horizontal steel lattice bracing the south façade of the gym*

## TECHNICAL TEAM

CIVIL AND STRUCTURAL ENGINEERING BETAR – Estudos e Projectos de Estabilidade, Lda  
Engineer Miguel Villar

ARCHITECTURE Gonçalo Byrne Arquitectos, Lda

CONTRACTOR HCI Construções, S.A.

SUPERVISION GESBAU – Engenharia e Gestão, S.A.

## SEISMIC STRENGTHENING OF THE MAIN BUILDING

AUTHORS Miguel Villar, António Sousa Gago and Jorge Miguel Proença

114



Fig. 1 – Escola de D. João de Castro (Arquivo Fotográfico da Secretaria-Geral do Ministério da Educação)

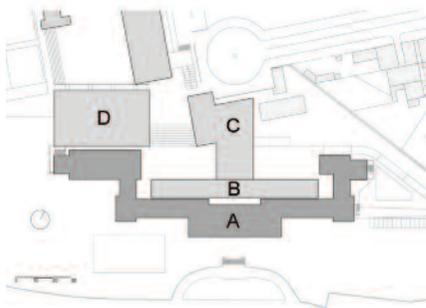


Fig. 2 – Planta de implantação da intervenção  
Site plan of the intervention

### 1 – INTRODUCTION

The D. João de Castro School is in the Alto de Santo Amaro, parish of Alcântara, in Lisbon, and is located half-way up a natural slope, facing south. The building was designed by José Costa e Silva in 1945, under the JCETS-MOP. It was built between 1946 and 1949 and originally had three floors, one of which was partly underground. The building lay in a Northeast/Northwest direction, lengthways (figure 1), with its central unit being 'U' shaped. Two side units were connected to it in an 'L' shape, and the gym was at the northwest end of one of the side units. A gym/sports hall was built at the end of the 1970s.

The modernization of the D. João de Castro School by Parque Escolar, EPE took place in phase 0 of the Schools Modernization Programme for Secondary Education. It was one of the pilot projects which involved four schools (two in Lisbon and two in Porto) that provided the basis for subsequent interventions within the scope of the national schools' modernization programme.

The modernization was designed to adapt the existing structure for a new functional programme to accommodate the Escola Secundária Fonseca Benevides, moving from its premises in Alcântara, and the Centro de Formação Profissional da Indústria Electrónica – CINEL.

The design by the architect Gonçalo Byrne sought to preserve the identity of the original building with the new buildings being joined to the existing one. Two blocks were built on the upper slope (units B and C), behind the original building. The new unit B is functionally joined to the north of the original building, but the two buildings, one of reinforced concrete and the other a mixed structure of masonry-reinforced concrete, behave structurally independently. Unit D (figure 2) is the gym/sports hall and is separate from the other buildings.

### 2 – DESCRIPTION OF EXISTING CONSTRUCTION

Basically, the structure of the original building consisted of load bearing walls made of stone masonry (the exterior ones) and voided concrete blocks (the interior ones), which support the horizontal elements, beams and slabs, of reinforced concrete.

The building's exterior outline and the earth retaining walls are made of stone masonry and are between 35 and 80cm thick (figure 3). The interior voided concrete block masonry walls are 25 to 35cm thick (figure 4). The floor slabs are of reinforced concrete and 12 to 15cm thick, and the roof slab, also made of reinforced concrete, incorporates precast reinforced concrete joists, voided concrete blocks and cast in place concrete screed (figure 5).

The floor slabs and the roof slab, reinforced in one direction with smooth steel rebars, are supported on the exterior walls (stone masonry), on the interior walls (voided concrete blocks) and on the reinforced concrete beams, with these last being supported on the exterior masonry walls and interior walls. On the ground floor, in the covered courtyard areas and the main entrance of the original building, where space had to be freed up to facilitate movement, the masonry walls

EQUIPA TÉCNICA

FUNDAÇÕES E ESTRUTURA BETAR – Estudos e Projectos de Estabilidade, Lda  
Engenheiro Miguel Villar

ARQUITECTURA Gonçalo Byrne Arquitectos, Lda

EMPREITEIRO HCI Construções, S.A.

FISCALIZAÇÃO GESBAU – Engenharia e Gestão, S.A.

## REFORÇO SÍSMICO DA ESTRUTURA DO EDIFÍCIO PRINCIPAL

AUTORES Miguel Villar, António Sousa Gago e Jorge Miguel Proença

### 1 – INTRODUÇÃO

A Escola Secundária de D. João de Castro situa-se no Alto de Santo Amaro, freguesia de Alcântara, em Lisboa, e está implantada a meia encosta numa elevação natural virada a Sul. O edifício foi projecto da responsabilidade do Arquitecto José Costa e Silva, e foi elaborado em 1945, na JCETS-MOP. O edifício foi construído entre 1946 e 1949 e apresentava no seu estado original três pisos, sendo um parcialmente enterrado. O edifício desenvolvia-se na direcção Nordeste/ /Noroeste, em planta alongada (figura 1), com um corpo central em forma de 'U', ao qual se ligavam dois corpos laterais em forma de 'L'. O ginásio localizava-se na extremidade noroeste dum dos corpos laterais. No final da década de 1970 foi construído um pavilhão gimnodesportivo.

A operação de modernização da Escola de D. João de Castro, levada a cabo pela Parque Escolar, EPE, inseria-se na fase 0 do *Programa de Modernização do Parque Escolar Destinado ao Ensino Secundário*. Tratou-se duma experiência piloto, que ocorreu em quatro escolas (duas em Lisboa e duas no Porto), e que serviu de base às subseqüentes intervenções contempladas no Programa.

A operação de modernização da escola visou a adaptação da estrutura existente a um novo programa funcional, acolhendo a Escola Secundária Fonseca Benevides, transferida das antigas instalações em Alcântara, e o Centro de Formação Profissional da Indústria Electrónica – CINEL.

O projecto da autoria do arquitecto Gonçalo Byrne procurou salvaguardar a identidade do edifício original, tendo-se articulado o edifício existente com as novas edificações justapostas. Foram construídos dois blocos na parte superior da encosta (corpos B e C), a tardoz do edifício original. O novo corpo B encontra-se funcionalmente ligado à parte norte do edifício original, mas estes edifícios, um em betão armado e outro com estrutura mista alvenaria-betão armado, comportam-se estruturalmente de forma independente. O corpo D (figura 2) é o pavilhão gimnodesportivo do conjunto, independente da restante construção.

### 2 – DESCRIÇÃO DA CONSTRUÇÃO EXISTENTE

No essencial, a estrutura resistente do edifício original era constituída por paredes resistentes em alvenaria de pedra (as exteriores) e de blocos de betão (as interiores) que suportam os elementos horizontais, vigas e lajes, em betão armado.

As paredes do contorno exterior do edifício e as paredes de contenção de terras são em alvenaria de pedra, com espessuras variáveis entre 35 e 80cm (figura 3), e as paredes interiores em alvenaria de blocos de betão, com espessuras de 25 a



Fig. 3 – Paredes exteriores em alvenaria de pedra  
Exterior stone masonry walls



Fig. 4 – Paredes interiores em alvenaria de blocos de betão  
Voided concrete block interior masonry walls



Fig. 5 – Laje de esteira aligeirada apoiada em vigas de betão armado invertidas  
Roof slab supported on inverted reinforced concrete beams



Fig. 6 – Vista dos pátios cobertos onde são visíveis os pilares de betão armado  
View of covered courtyards showing the reinforced concrete columns

were replaced by reinforced concrete columns (figure 6), which support reinforced concrete beams with a generous cross-section, and these in turn support the voided concrete block masonry walls of the upper floors. The foundation ground exhibits good strength characteristics and so the foundations are direct.

### 3 – STRUCTURAL ANALYSIS

The new architectural layout in the original building was intended to retain the initial structural philosophy, while some deficiencies were identified at the outset with respect to its seismic behaviour. Nonetheless, the building in its original state seemed to be robust and no significant structural pathologies were identified.

The construction of a computational finite element model of the building (figure 7), calibrated with the results from experimental modal identification tests conducted for the purpose, made it possible to understand the dynamic behaviour of the building and how to quantify the forces in each wall element. When defining the model analysis dimensions of the structural elements, taken from the geometric survey, the mechanical characteristics identified in inspections and the in situ experimental tests' results were taken into consideration. These characteristics were adjusted for the numerical model's results to be compatible with the experimental modal identification tests' results. The actions and structural safety checking criteria were defined in compliance with the regulations in force, i.e., the RSAEEP.

The results of the analyses showed that most of the masonry walls, both the exterior stone masonry ones and the interior block ones, exhibited internal forces that exceeded their bearing capacity and strength, thus requiring generalised structural strengthening of these walls. Other problems of a structural/seismic nature were identified in the same model, including insufficient strength in the reinforced concrete columns and risk of the gable toppling onto the building's main entrance.

### 4 – SEISMIC STRENGTHENING INTERVENTION

Considering the deficiencies found in the studies it carried out, ICIST teamed up with the structural designers of the new intervention, BETAR, Estudos e Projectos de Estabilidade, Lda, to design a structural strengthening solution for the stone masonry and voided concrete block masonry walls. It consists of a variant of the well known reinforced plastering mortar solution, in this case reinforced with stretched steel mesh and high-strength pre-blended mortar. The reinforced plastering mortar is fixed to the upper and lower slabs by means of anchor bolts (figure 10). The efficacy of the solution was assessed by experimental tests carried out in situ by ICIST. They consisted of applying horizontal and vertical loads to stretches of the two kinds of wall in both the original state and after reinforcing with the proposed solution (figure 9). It was ascertained that the reinforced walls exhibited a significant increase in their resistance and ductility to forces acting in their plane, and that the fixing of the reinforced plastering mortar mesh to the floor and ceiling slabs is an important aspect for the efficacy of the solution.

Though not tested experimentally, the behaviour of the reinforced walls under actions perpendicular to their plane can be evaluated, taking into account the safety check principles for reinforced masonry in the latest Eurocode 6 on masonry structures. However, the bearing capacity that the strengthening solution confers on the walls for out-of-plane loading was not considered in the building's seismic safety evaluation studies.

The promising test results led to this reinforced plastering mortar solution being used in the building's seismic refurbishment project. So if the exterior and interior masonry walls were identified in the numerical studies as those with the poorest strength or offering the greatest seismic risk, as is the case of the interior concrete block walls supporting the floors of the classrooms and corridors, they were strengthened using the proposed solutions (figure 8).

35cm (figura 4). As lajes de piso são em betão armado, com uma espessura próxima de 12 a 15cm, e a laje de esteira, também em betão armado, inclui elementos pré-fabricados do tipo vigotas (figura 5).

As lajes de piso e de esteira, armadas unidireccionalmente com varões de aço lisos, apoiam-se nas paredes exteriores, em alvenaria de pedra, nas paredes interiores, em blocos de betão, e em vigas de betão armado, que, por sua vez, se apoiam nas paredes de alvenaria exteriores e interiores. No piso térreo, nas zonas dos pátios cobertos e na entrada principal do edifício original, onde era necessário libertar os espaços para facilitar a circulação, as paredes de alvenaria foram substituídas por pilares de betão armado (figura 6), que apoiam vigas de betão armado de secção transversal generosa, que, por sua vez, suportam as paredes resistentes de alvenaria de blocos de betão dos pisos superiores. O terreno de fundação apresenta boas características de resistência e as fundações são, conseqüentemente, directas.

117

### 3 – ANÁLISE ESTRUTURAL

Na implementação do novo programa arquitectónico no edifício original, procurou-se preservar a filosofia estrutural inicial, se bem que se identificassem à partida algumas deficiências quanto ao seu comportamento sísmico. No entanto, no seu estado original o edifício aparentava robustez e não se identificavam quaisquer patologias de natureza estrutural.

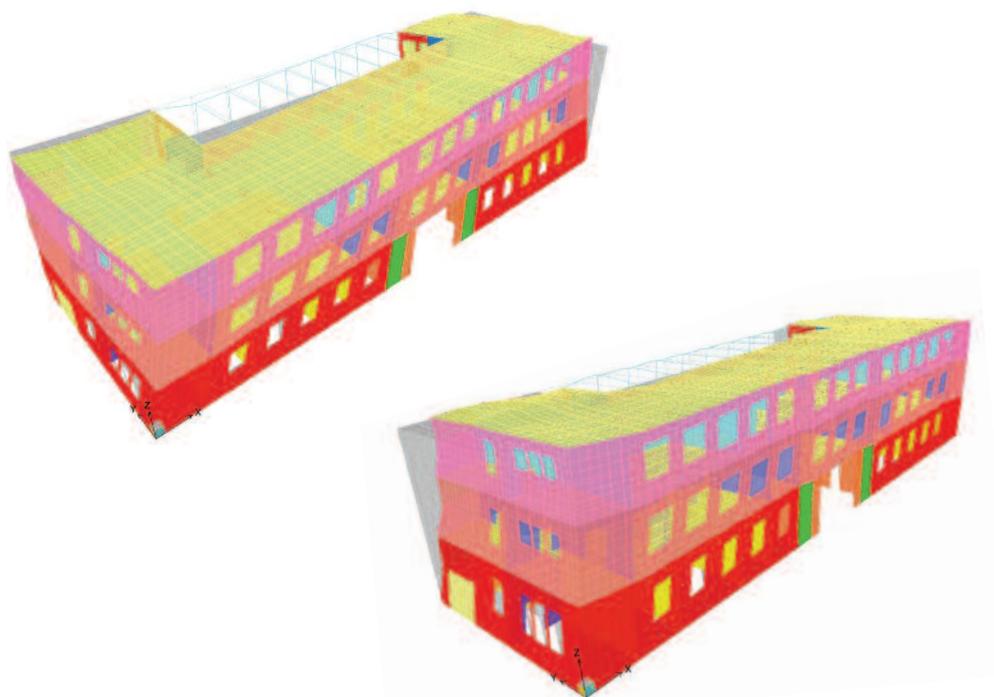


Fig. 7 – Modelo de análise estrutural. Modo 1: translação segundo y ( $f = 4,90\text{Hz}$ ); Modo 2: translação segundo x ( $f = 5,60\text{Hz}$ )  
Structural analysis model. Mode 1: translation along y axis ( $f = 4.90\text{Hz}$ ); Mode 2: translation along x axis ( $f = 5.60\text{Hz}$ )

A construção dum modelo computacional de elementos finitos do edifício (figura 7), calibrado tendo em conta ensaios experimentais de identificação modal realizados para o efeito, permitiu que se entendesse o comportamento dinâmico do edifício e que se quantificassem os esforços em cada uma das paredes. Na definição do modelo computacional consideraram-se as dimensões do

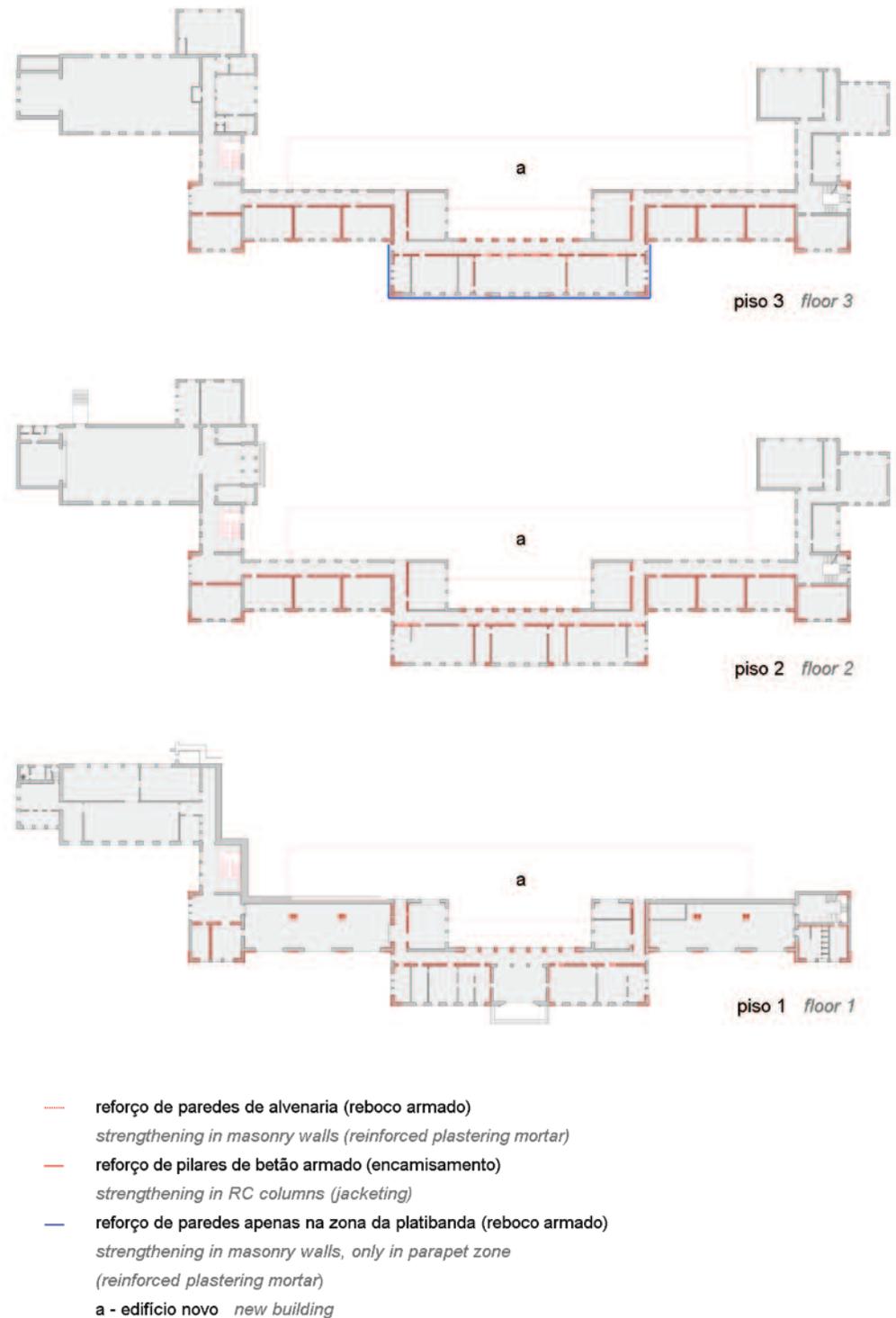


Fig. 8 – Plantas de localização dos pilares e paredes reforçados por encamisamento e por reboco armado, respectivamente de reforço das paredes e pilares  
*Plans of location of columns and walls reinforced respectively by jacketing and reinforced plastering mortar*

*New analyses simulating the behaviour of the reinforced structure showed that beyond the collapse and sporadic localised damage that could occur, the strengthened building exhibited sufficient strength to safely sustain the regulatory actions, in particular seismic action.*

## 5 – FINAL THOUGHTS

*The strengthening solution adopted for the D. João de Castro School was easy to apply and relatively inexpensive. This was because the large size of the rooms made the work easier since the repair of the wall coating (plastering mortar) had already been anticipated.*

levantamento geométrico e características mecânicas identificadas em inspecções e ensaios experimentais *in loco*. Essas características foram ajustadas de modo a compatibilizar os resultados do modelo numérico com os ensaios experimentais de identificação modal. As acções e os critérios de verificação da segurança estrutural foram definidos de acordo com a regulamentação em vigor, nomeadamente o RSAEEP.

Os resultados das análises computacionais mostraram que a maior parte das paredes resistentes, tanto as exteriores em alvenaria de pedra como as interiores em alvenaria de blocos, apresentava esforços actuantes superiores à sua capacidade resistente, o que obrigava a uma intervenção generalizada de reforço estrutural das paredes. No mesmo modelo identificaram-se outros problemas de natureza estrutural/sísmica, como por exemplo a insuficiência de resistência nos pilares de betão armado e o perigo de derrube do frontão sobre a entrada principal do edifício.

#### 4 – INTERVENÇÃO DE REFORÇO SÍSMICO

Tendo em conta as deficiências detectadas nos estudos realizados, concebeu o ICIST juntamente com o projectista de estabilidade da intervenção, a BETAR, Estudos e Projectos de Estabilidade, Lda, uma solução de reforço estrutural para as paredes resistentes em alvenaria de pedra e de blocos de betão. A solução consiste num reboco armado com malha de aço distendido e uma argamassa pré-doseada de elevada resistência, com a fixação do reboco armado às lajes superior e inferior através de buchas (figura 10). A eficácia da solução foi avaliada através de ensaios experimentais realizados *in loco* pelo ICIST, que consistiram na aplicação de cargas horizontais e verticais em troços de parede de alvenaria de pedra e de blocos de betão, no estado original e reforçados com a solução proposta (figura 9). Constatou-se que as paredes reforçadas apresentam um significativo aumento da sua resistência e de ductilidade para acções actuantes no seu plano, sendo a amarração da malha do reboco armado nas lajes de pavimento e de tecto um aspecto importante na eficácia da solução.

Embora não tenha sido ensaiado experimentalmente, o comportamento das paredes reforçadas para acções perpendiculares ao seu plano pode ser avaliado tendo em conta os princípios de verificação de segurança das alvenarias reforçadas definidos no recente Eurocódigo 6 relativo a estruturas de alvenaria. No entanto, a capacidade resistente que a solução de reforço confere às paredes para solicitações fora do seu plano não foi considerada nos estudos de avaliação da segurança sísmica do edifício.

Os resultados promissores dos ensaios levaram à consideração da solução de reforço com reboco armado no projecto de reabilitação sísmica do edifício. Assim, as paredes de alvenaria exteriores e interiores, que se tinham identificado nos estudos numéricos como aquelas que apresentavam maiores deficiências de resistência ou maior risco sísmico, como era o caso das paredes interiores em blocos de betão que suportavam os pavimentos das salas de aula e dos corredores, foram reforçadas usando-se a solução proposta (figura 8).

Novas análises simulando o comportamento da estrutura reforçada mostraram que, para além de colapsos e danos pontuais e localizados que possam ocorrer, o edifício reforçado apresenta resistência suficiente para suportar em segurança as acções regulamentares, nomeadamente a acção sísmica.



Fig. 9 – Vista geral de dois modelos experimentais de paredes em alvenaria de blocos de betão e em alvenaria de pedra  
*General view of the two experimental models, voided concrete block and stone masonry walls*

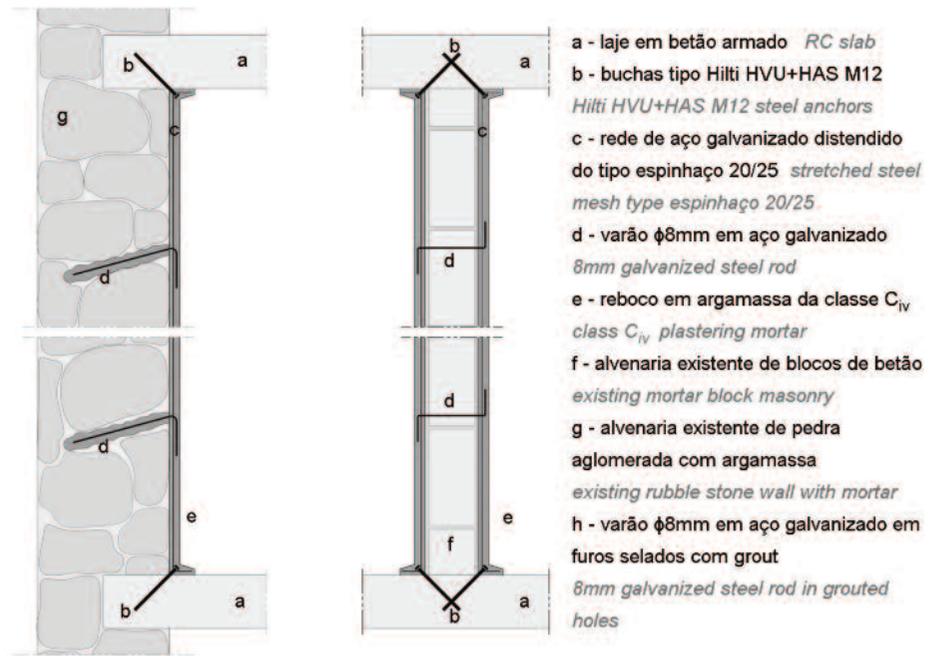


Fig. 10 – Solução de reforço das paredes em alvenaria de blocos de betão e de blocos pedra, através de reboco armado com rede de metal distendido galvanizado do tipo espinhaço 20/25  
*Strengthening solution for voided concrete block masonry walls and stone masonry walls, with plastering mortar reinforced with stretched galvanised steel mesh, type 20/25*

In addition to the generalised strengthening of the walls, the exterior stone masonry ones were strengthened at the building's capping by improving the fixing of the reinforced concrete slab and roof slab beams to the stone masonry walls (figure 11). This reinforcement consisted of reinforced plastering mortar with polymer mesh (the option of stretched steel mesh was discarded for reasons of durability), and the inverted beams of the ceiling slab were nailed to the masonry walls through anchorage plates.

To supplement the reinforced plastering mortar strengthening of the walls the reinforced concrete columns of the covered courtyards were jacketed (figure 12) and the gable was stabilised by being fixed to a steel frame attached to the roof slab structure (figure 13). BETAR, Lda designed the reinforcing jackets and the stabilisation support for the gable.

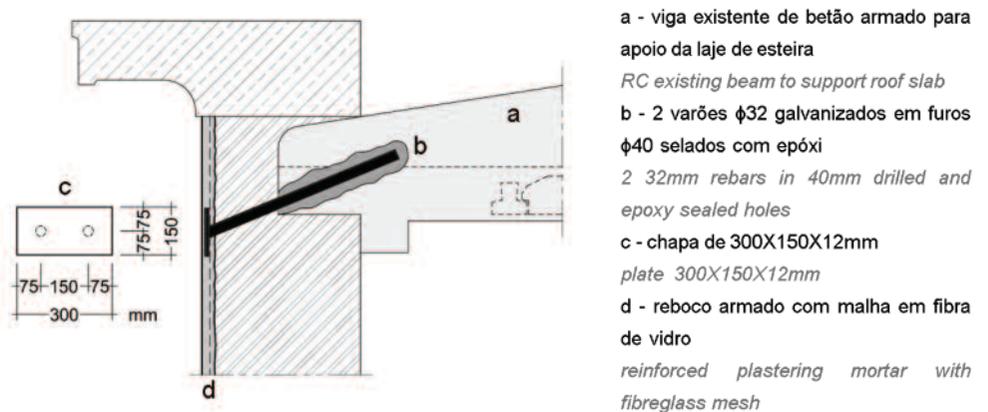


Fig. 11 – Pormenor de ligação entre cimalha e esteira  
*Detail of connection between wall capping and roof slab*

## 5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

No caso do Pólo de Educação e Formação de D. João de Castro, porque as generosas dimensões das salas facilitaram a execução dos trabalhos e porque já estava prevista a reparação dos revestimentos das paredes por picagem, a solução de reforço adoptada revelou-se de fácil aplicação e com custos reduzidos.

Para além do reforço generalizado das paredes foi realizado um reforço exterior da parede de alvenaria de pedra ao nível da cimalha do edifício, promovendo uma melhor fixação da laje e vigas da esteira, em betão armado, às paredes em alvenaria de pedra (figura 11). Esse reforço consistiu num reboco armado com uma malha polimérica (a opção de rede de aço distendido foi abandonada por razões de durabilidade), com a introdução de pregagens de fixação das vigas invertidas da esteira às paredes de alvenaria através de placas de ancoragem.

Complementando os reforços das paredes com rebocos armados, realizou-se ainda o reforço por encamisamento dos pilares de betão armado dos pátios cobertos (figura 12) e o reforço do frontão através da sua fixação a uma estrutura metálica (figura 13). O dimensionamento desses reforços por encamisamento e da estrutura de suporte do frontão foi realizado pelo projectista BETAR, Lda.

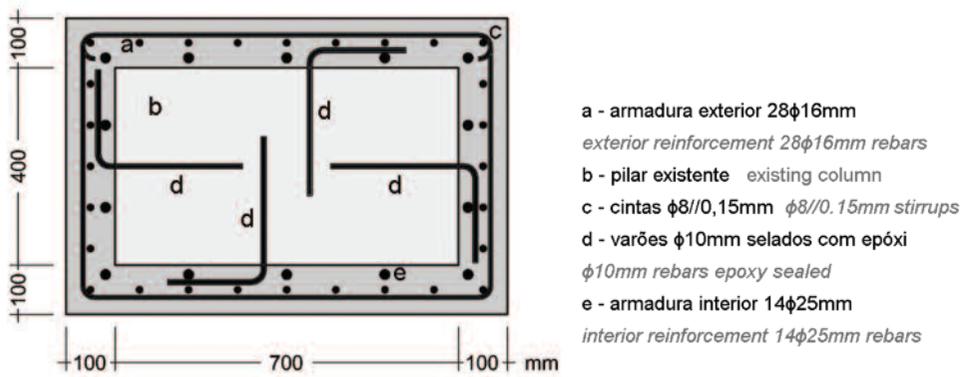


Fig. 12 – Reforço de pilar de betão armado por encamisamento. Secção transversal e pormenor  
*Strengthening of a reinforced concrete column by jacketing. Cross section and detail*

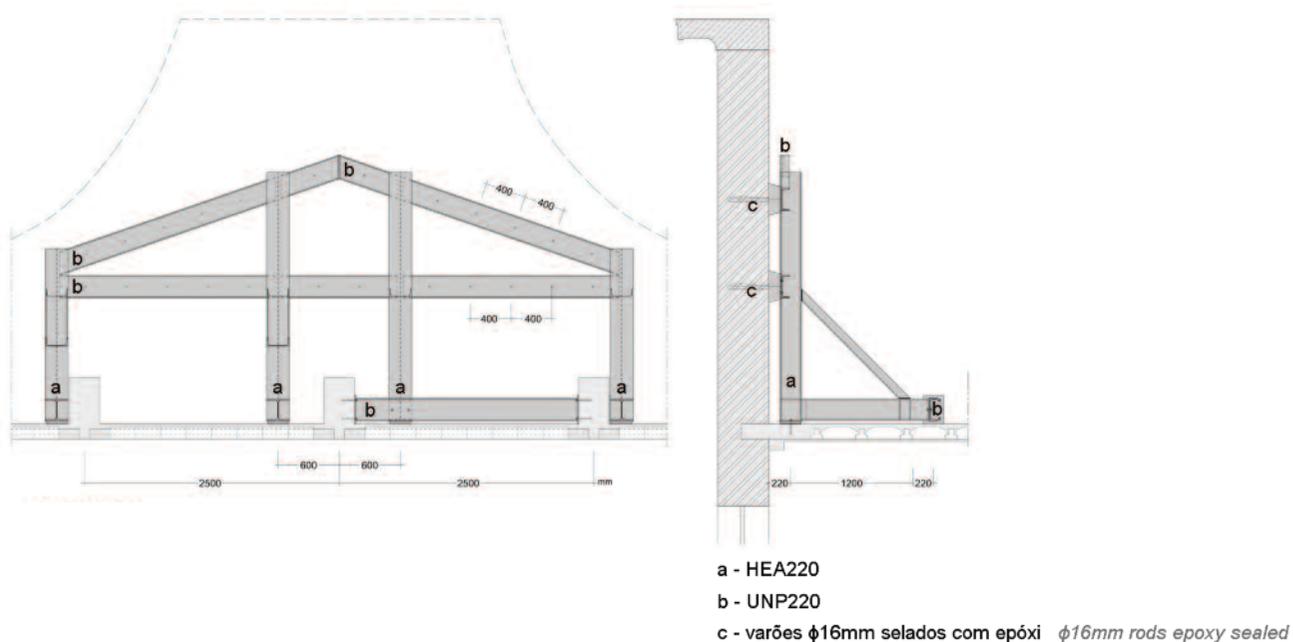


Fig. 13 – Pormenores da estrutura de estabilização do frontão  
*Details of gable stabilising structure jacketing*

# Escola Secundária de Sebastião da Gama, Setúbal

## TECHNICAL TEAM

CIVIL AND STRUCTURAL ENGINEERING Alves Rodrigues & Associado, Lda

Engineers Fernando Rodrigues and Djamila Flor

ARCHITECTURE Ricardo Carvalho + Joana Vilhena Arquitectos

CONTRACTOR Ferrovial Agroman, S.A.

SUPERVISION PROSPECTIVA – Projectos, Serviços e Estudos, Lda /

/ GIBB Portugal – Consultores de Engenharia, Gestão e Ambiente, S.A.

/ EFS – Engenharia Fiscalização Serviços, Lda

## STRENGTHENING THE STRUCTURE AND FOUNDATIONS OF WORKSHOP BUILDING

AUTHOR Fernando Rodrigues

### 1 – INTRODUCTION

The Escola Secundária de Sebastião da Gama was formerly composed of three separate units: the main unit with classrooms, a gym and a long unit in an 'L' shape that accommodates the workshops (it used to be the Escola Industrial e Comercial de Setúbal, i.e., a vocational and commercial school).

Although all the school buildings were analysed and strengthened against seismic action during the course of the modernization programme, this text describes only the most distinctive intervention here, which targeted the workshop unit. This was altered so that it could house a gym in its north end, and the existing ceiling height was divided to provide two classroom floors in the south end (leg of the 'L'). The planned solution required the following actions: a) elimination of twelve interior columns; b) lowering the level of the ground floor and devising a solution of beams of reduced height so as to ensure a free ceiling height of 6m. An intermediate slab had to be introduced on the classroom zone. In addition to the above factors, it was also intended that the building in question should be earthquake-resistant in compliance with the RSAEEP requirements.

### 2 – CHARACTERIZATION OF THE BUILDINGS

The pre-existing school dated from the mid 1950s and boasted a range of constructive features – the main building and gym shared the same basic concepts: load bearing mortared stone masonry and walls of good quality, some reinforced concrete elements, especially indirect foundations of  $\varnothing 400\text{mm}$  piles and continuous lintels under the walls, and lightened slab composed of prestressed precast joists, voided concrete blocks and a compression cast-in-place (CIP) concrete screed.

In the case of the workshops the solution was more unusual and consisted of good quality mortared stone masonry walls in the north, west and south façades and a framed structure of reinforced concrete columns and beams in the east façade. Inside, the existing structural solution consisted of three longitudinal rows of columns 5m apart which supported the transverse beams. The roof was composed of a series of precast reinforced concrete longitudinal trusses that covered a 10m span, supported on the joints of the said beams with the columns and sustained lightened slabs composed of precast joists, lightweight concrete blocks and a cast-in-place concrete screed. This solution meant that the roof had a typical multispans monopitch roof profile.

### 3 – STRUCTURAL SOLUTION AND SEISMIC BEHAVIOUR

The strengthening solutions devised tried to tackle the various problems stated above so that the basic concept started by lightening the existing roof solution, removing the tiles, blocks and concrete screed from the voided slab. The roof was composed of the old precast joists, outer sheet metal roofing and interior thermal insulation panels.

Then the reinforced concrete walls were introduced in the lateral alignments of the future gym, along with a double "skin", reinforced, and clamped transversally (like the already-described



Fig. 1 – Perspectiva geral dos edifícios  
General view of the buildings

## EQUIPA TÉCNICA

FUNDAÇÕES E ESTRUTURA Alves Rodrigues & Associado, Lda

Engenheiros Fernando Rodrigues e Djamila Flor

ARQUITECTURA Ricardo Carvalho + Joana Vilhena Arquitectos

EMPREITEIRO Ferrovial Agroman, S.A.

FISCALIZAÇÃO PROSPECTIVA – Projectos, Serviços e Estudos, Lda /

/ GIBB Portugal – Consultores de Engenharia, Gestão e Ambiente, S.A.

/ EFS – Engenharia Fiscalização Serviços, Lda

## REFORÇO DA ESTRUTURA E DAS FUNDAÇÕES DO CORPO DE OFICINAS

AUTOR Fernando Rodrigues

### 1 – INTRODUÇÃO

A Escola Secundária de Sebastião da Gama era anteriormente composta por três corpos independentes: o corpo principal de salas de aula, um ginásio e um corpo alongado em forma de 'L' que albergava as oficinas (na sua origem tratava-se da Escola Industrial e Comercial de Setúbal).

Apesar de todos os edifícios escolares terem sido analisados e reforçados para a acção sísmica no decurso do programa de modernização, este texto aborda apenas a intervenção, mais singular, de que foi alvo o corpo de oficinas. Este corpo foi transformado de forma a albergar um ginásio na zona norte, subdividindo o pé-direito existente em dois pisos de salas de aula na zona sul (perna do 'L'). A viabilidade da solução prevista para o corpo das oficinas obrigava às seguintes acções: eliminação de doze pilares interiores, rebaixamento da cota do piso térreo e desenvolvimento de uma solução de vigas de reduzida altura, de forma a garantir o pé-direito livre de 6m. Na zona das salas de aula haveria que introduzir uma laje intermédia. Para além dos condicionantes anteriores, pretendia-se naturalmente que o edifício intervencionado apresentasse resistência aos sismos de acordo com os requisitos do RSAEEP.

### 2 – CARACTERIZAÇÃO DOS EDIFÍCIOS

A escola preexistente datava de meados da década de 1950, possuindo características construtivas variadas – o edifício principal e o ginásio partilhavam os mesmos conceitos de base, a saber: paredes portantes em alvenaria de pedra argamassada de boa qualidade, alguns elementos de betão armado, nomeadamente fundações indirectas por estacas de Ø400mm e lintéis contínuos sob as paredes, e lajes aligeiradas constituídas por vigotas pré-esforçadas, blocos de betão aligeirado e lâmina de compressão.

No caso das oficinas a solução era menos habitual, sendo constituída por paredes de alvenaria de pedra argamassada de boa qualidade nas fachadas norte, poente e sul e por uma estrutura porticada de pilares e vigas de betão armado na fachada nascente. Na zona interior a solução estrutural existente era constituída por pilares dispostos em três alinhamentos longitudinais afastados de 5m que serviam de apoio a vigas transversais. A cobertura propriamente dita era constituída por um conjunto de asnas pré-fabricadas longitudinais em betão armado que venciam 10m de vão, apoiavam nos nós das referidas vigas com os pilares e suportavam lajes aligeiradas constituídas por vigotas, blocos de betão leve e lâmina de compressão. Esta solução permitia que a cobertura se desenvolvesse em perfil *shed*.

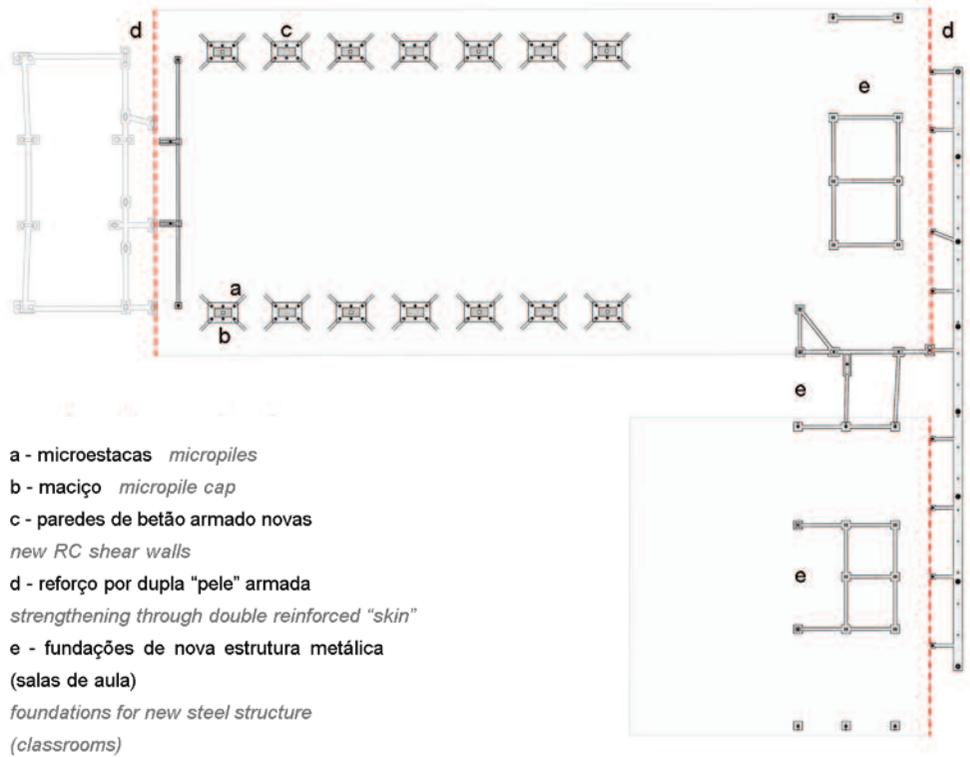


Fig. 2 – Planta de fundações  
 Plan of foundations

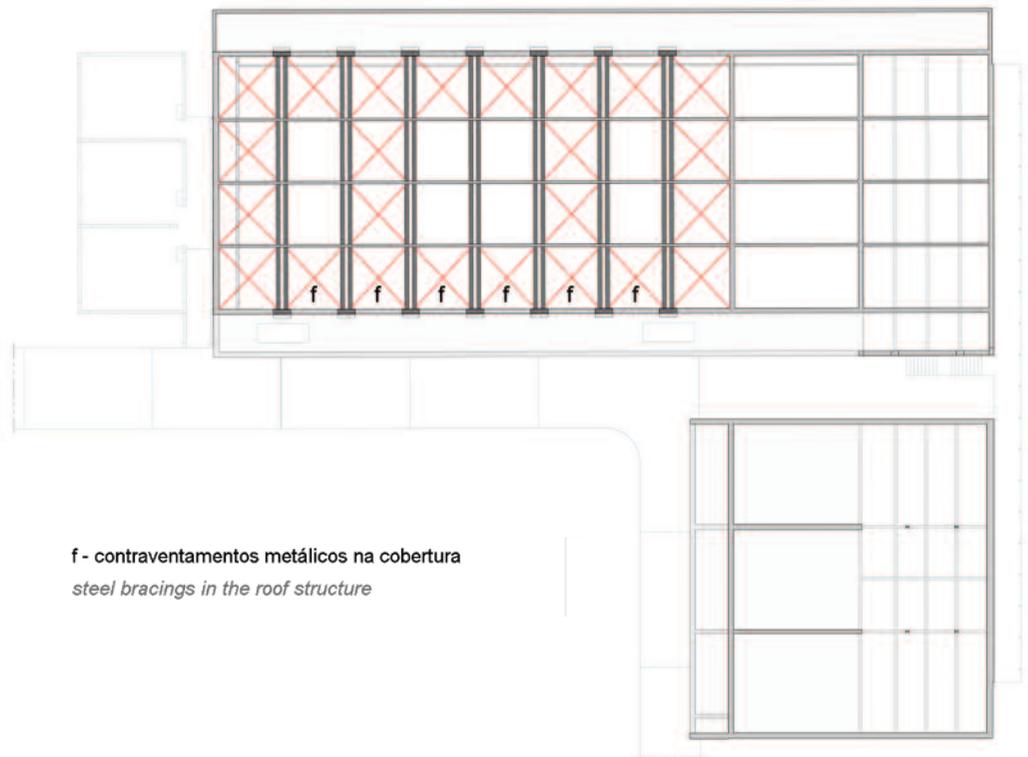


Fig. 3 – Planta da cobertura  
 Plan of the roof

"reinforced plastering mortar" solution) on the most important masonry walls (the north and south façades, figure 4). This would give the necessary vertical and horizontal resistance to new actions in the vertical elements, considering the effects of stress concentration. Each of the new elements had indirect foundations of six micropiles (figure 5) of great load bearing capacity. The central micropiles had a vertical axis and those at the end had a dual-inclination axis – with the vertical and with the alignment of the frame – so as to solve problems of seismic shear forces.

### 3 – SOLUÇÃO ESTRUTURAL E COMPORTAMENTO SÍSMICO

As soluções de reforço concebidas tentaram atender aos vários problemas apresentados, de tal forma que, como conceito base, se partiu para o aligeiramento da solução de cobertura existente, retirando a telha de revestimento, os blocos e a lâmina de compressão da laje aligeirada. A solução de cobertura passou então a ser constituída pelas antigas vigotas, por uma chapa metálica exterior e por isolamento térmico interior.

Seguidamente, introduziram-se paredes de betão armado nos alinhamentos laterais do futuro ginásio e uma dupla “pele” armada e grampeada transversalmente (semelhante à solução já descrita de “reboco armado”) nas paredes de alvenaria mais importantes, nomeadamente nas fachadas norte e sul (figura 4), obtendo-se assim a necessária resistência vertical e horizontal em elementos verticais para as novas acções, considerando os efeitos da concentração de esforços. Nesse sentido, cada um dos novos elementos foi dotado de fundações indirectas por meio de seis microestacas (figura 5) de grande capacidade de carga. As microestacas centrais possuem um eixo de desenvolvimento vertical e as de extremidade possuem eixo de dupla inclinação – com a vertical e com o alinhamento do pórtico – de forma a resolver os problemas de corte sísmico.

A solução para a eliminação dos pilares interiores passou pela introdução de uma viga dupla constituída por perfis HEM550 com um intervalo correspondente à viga de betão preexistente (figuras 6 e 7). Estas vigas encontram-se afastadas de 5m, o que permitiu reduzir as cargas por alinhamento de vigas para metade da carga anteriormente distribuída pelos pórticos afastados de 10m.

Para a zona das novas salas de aula, propôs-se uma estrutura metálica com pavimentos em lajes colaborantes (figura 8). Esta nova estrutura encontra-se ligada às paredes exteriores, reforçadas com a sanduíche de betão projectado, armado com malha electrosoldada, e grampeamento transversal.

A análise sísmica foi conduzida considerando os elementos estruturais a manter e os novos elementos.

Os elementos de cobertura receberam contraventamentos metálicos com o objectivo de garantir um comportamento rígido ao nível da cota de topo das novas paredes.

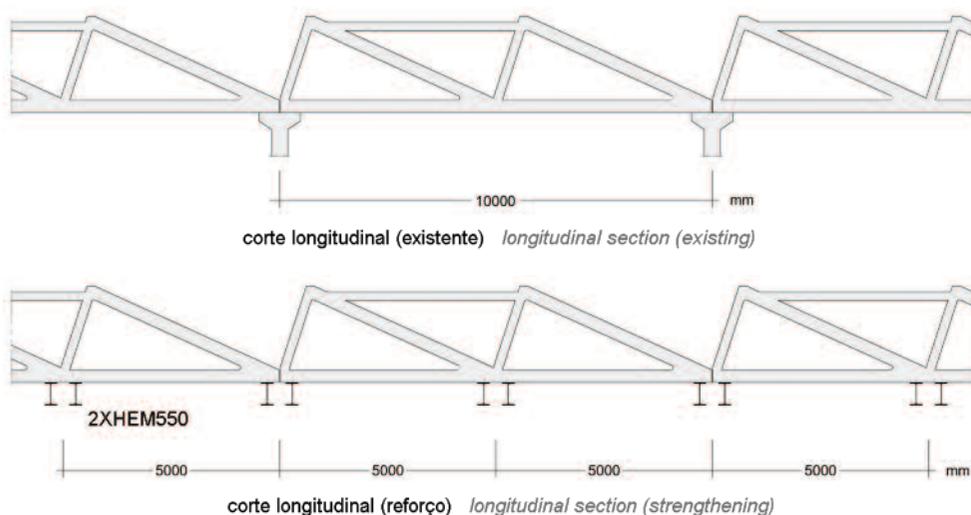


Fig. 6 – Corte longitudinal da zona do ginásio com a estrutura de suporte da cobertura, antes e após a intervenção  
Longitudinal section of supporting structure for the multispans monopitch roof, before and after the intervention



Fig. 4 – Alçado sul com a implementação do reforço de armadura da face exterior da “pele” armada  
South elevation with implementation of reinforcement strengthening of the outside of the reinforced “skin”



Fig. 5 – Reforço de fundações com microestacas. A nova parede resistente envolverá o pilar existente (visível) e terá encastramento no maciço de encabeçamento das microestacas  
Foundations strengthened with micropiles. The new resistant wall will enclose the existing column (visible) and be cast over the pile cap of the micropiles



Fig. 7 – Vigas 2XHEM550 que permitiram a supressão de pilares  
2XHEM 550 girders that enable removal of columns



Fig. 8 – Estrutura principal montada à espera de receber as lajes colaborantes  
Main structure, assembled and ready to receive the composite flooring



Fig. 9 – Introdução da extremidade nascente da viga metálica, vendo-se o trecho de pilar preexistente  
Introduction of the east end of the steel girder. Part of the pre-existing column can be seen

The interior columns were removed by introducing a double girder composed of 2XHEM 550 profiles with a gap corresponding to the pre-existing concrete girder (figures 6 and 7). These new girders are spaced 5.0m apart so that the tributary loads were reduced to half the original values since the previous frames were spaced 10m apart.

For the new classroom area a steel structure was proposed, with composite flooring (figure 8). This new structure is connected to the exterior walls, strengthened with shotcrete concrete reinforced with electro-welded steel mesh and transverse clamping.

The seismic analysis considered the structural elements to be retained and the new elements.

The roof elements had steel bracings to ensure diaphragmatic behaviour of the top of the new walls.



Fig. 10 – Introdução da extremidade da viga do lado poente, com necessidade de colocação de um escoramento de apoio do trecho de parede interessada  
Introduction of the end of the west end of the girder, where shoring was required to support the section of the wall in question

#### 4 – CONSTRUCTIVE FACTORS AND CONDITIONS

The proposed solution created some constructive issues that required specific approaches to achieve the desired results in safe execution conditions.

One of these problems resulted from the attempt to match the deformations of the existing roof structure with those of the steel profiles that replace the removed concrete columns. In concept, elements with very low axial deformation (reinforced concrete columns) are replaced by elements with flexural deformation (steel profile girders). The expected vertical sagging deformation of the steel girders at the truss support points was therefore calculated for the service loads. This made it possible to alter the original linear geometry of the HEM 550 profiles to a trapezoidal one, with a higher central chord.

The introduction of the profiles (figures 9 and 10) was influenced by the end supports of the girders and the need for the columns and transverse girders to remain in operation. The solution was to place temporary supports at the top of the walls, between the girders.

Once the girders were in place and fully supported on the new walls, preloading was applied to these girders (figure 11), and steel support elements (acting as wedges) were introduced between the girders and the concrete trusses so that the roof structure could rest solely on the said girders.

It was subsequently possible to relieve the preload on the girders, cut the reinforced concrete columns and demolish the transverse pre-existing reinforced concrete girder.

#### 4 – ESPECIFICIDADES E CONDICIONAMENTOS CONSTRUTIVOS

A solução proposta criou alguns condicionamentos construtivos e obrigou a metodologia específica de forma a obter os resultados pretendidos em condições de segurança para a execução.

Um dos problemas que se colocou resulta da compatibilização das deformações da estrutura existente da cobertura com as deformações dos perfis metálicos que substituem os pilares de betão suprimidos. Em conceito, substituem-se elementos de muito reduzida deformação axial (pilares de betão armado) por elementos com deformação de flexão (vigas em perfis metálicos). Calculou-se assim a deformada vertical expectável das vigas metálicas nos pontos de apoio das asnas para as cargas



Fig. 11 – Aplicação da pré-carga com os pilares existentes ainda em serviço  
*Applying preload with existing columns still in service*

em presença. Esta análise permitiu definir uma alteração à geometria original dos perfis HEM550, linear, por uma geometria trapezoidal com a corda central mais alta.

A introdução dos perfis (figuras 9 e 10) era condicionada pelos apoios extremos das vigas e pela necessidade de manter os pilares e vigas transversais em funcionamento. Para obviar este problema foram colocados apoios provisórios no topo das paredes entre as vigas.

Com as vigas colocadas e solidarizadas com as novas paredes procedeu-se à aplicação da pré-carga (figura 11) e à introdução dos elementos de apoio das asnas de betão nas vigas metálicas.

Posteriormente foi possível aliviar a pré-carga e proceder ao corte dos pilares de betão armado e à demolição da viga transversal.

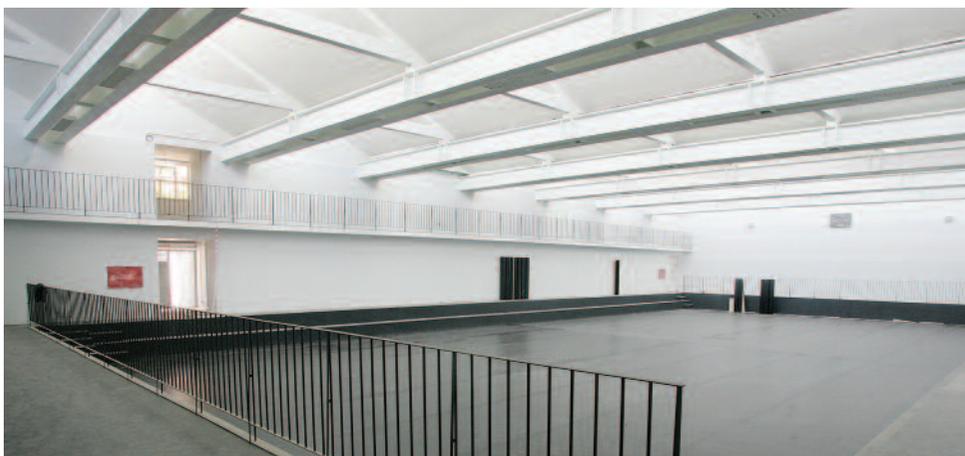


Fig. 12 – Vista da obra finalizada  
*View of the finished work*

## TECHNICAL TEAM

CIVIL AND STRUCTURAL ENGINEERING VERSOR – Consultas Estudos Projectos, Lda  
Engineers Válter Lúcio and João Ferreira

ARCHITECTURE Gárgula – Arquitectura e Empreendimentos, Lda

CONTRACTOR Alexandre Barbosa Borges, S.A. /

/ BRITALAR – Sociedade de Construções, S.A.

SUPERVISION TPF Planege – Consultores de Engenharia e Gestão, S.A. /

/ IPERPLANO – Gestão, Planeamento e Fiscalização de Obras, Lda

## STRENGTHENING THE STRUCTURE AND FOUNDATIONS OF THE MAIN BUILDING

AUTHOR Válter Lúcio

### 1 – INTRODUCTION

Under the project for the foundations and structures of the D. Inês de Castro School, in Alcobaça, the structure of the main building had to be adapted to the new architectural requirements and other specialties, and to ensure its structural safety. The structural design of the main building dates from 1957 and is by the engineer Krus Abecassis. Its built area covers about 4 074m<sup>2</sup> and some minor alterations have been made to allow the installation of ventilation, security and various other equipment. The original architectural design is by the architect José Costa Silva and includes a workshop block which was demolished and replaced by new buildings as part of modernization works.



Fig. 1 – Edifício matriz. Bloco de salas de aulas; bloco intermédio; bloco do ginásio  
Main building. Classroom block; middle block; gym block

Based on the elements of the design provided and on the information gathered from a site inspection, it can be said that the building in question has a mixed structure composed of reinforced concrete frames and load bearing masonry walls. The main building houses classrooms, gyms, laboratories, offices, storage, canteen and kitchen. They occupy three interconnecting blocks (figure 1):

- classroom block: unit with three floors, mostly occupied by classrooms and having an in plan size of about 45x18.50m;
- middle block: unit joining the gym block and the classroom block. This connection only operates on the ground and first floors;
- gym block: unit with in-plan measurements of around 39 x 15m, two floors, and highlighting the gym area which has a double ceiling height.

These blocks, which form a 'V' in plan with an internal angle of approximately 124°, form a single structural unit without any joint separating them.

An inspection and analysis of the building was carried out to assess the safety of the existing structure. In light of the results of this analysis it was decided to undertake structural strengthening that consists of increasing the robustness of the structure to gravitational loads and to seismic action.

## EQUIPA TÉCNICA

FUNDAÇÕES E ESTRUTURA VERSOR – Consultas Estudos Projectos, Lda  
Engenheiros Válter Lúcio e João Ferreira

ARQUITECTURA Gárgula – Arquitectura e Empreendimentos, Lda

EMPREITEIRO Alexandre Barbosa Borges, S.A. /

/ BRITALAR – Sociedade de Construções, S.A.

FISCALIZAÇÃO TPF Planege – Consultores de Engenharia e Gestão, S.A. /

/ IPERPLANO – Gestão, Planeamento e Fiscalização de Obras, Lda

## REFORÇO DA ESTRUTURA E DAS FUNDAÇÕES DO EDIFÍCIO MATRIZ

AUTOR Válter Lúcio

### 1 – INTRODUÇÃO

No âmbito do Projecto de Fundações e Estruturas da Escola Secundária de D. Inês de Castro, em Alcobaça, foi necessário adaptar a estrutura do edifício matriz existente às novas exigências arquitectónicas e das restantes especialidades, assim como garantir a sua segurança estrutural. O edifício matriz, cujo projecto de estruturas data de 1957 e é da autoria do engenheiro Krus Abecassis, possui cerca de 4 074m<sup>2</sup> de área de construção, tendo sido sujeito no decurso das acções de modernização a pequenas alterações para se adaptar a uma nova arquitectura e incluir equipamentos de ventilação, segurança e outros. O projecto de arquitectura original é da autoria do arquitecto José Costa Silva e engloba também um bloco de Oficinas, o qual foi demolido e substituído por novos edifícios no âmbito das acções de modernização conduzidas.

Com base nos elementos de projecto disponibilizados e nos dados recolhidos na inspecção efectuada, constata-se que o edifício em questão possui uma estrutura mista composta por pórticos de betão armado e paredes de alvenaria resistente. No edifício matriz funcionaram salas de aula, ginásios, laboratórios, gabinetes, arquivo, refeitório e cozinha. Estas ocupações distribuem-se em três blocos (figura 1):

- bloco de aulas: corpo com três pisos, maioritariamente ocupado por salas de aulas, com dimensão em planta de aproximadamente 45x18,50m;
- bloco intermédio: corpo de ligação entre o bloco do ginásio e o bloco de aulas. Esta ligação faz-se apenas ao nível dos pisos 0 e 1;
- bloco do ginásio: corpo com dimensões em planta de cerca de 39x15m, com dois pisos, com destaque para o espaço destinado a um ginásio que possui duplo pé-direito.

Estes blocos, que formam um 'V' em planta com ângulo interno de aproximadamente 124°, desenvolvem-se num único corpo estrutural sem qualquer junta a separá-los.

Para avaliação da segurança da estrutura existente foi efectuada uma inspecção e análise estrutural do edifício. Face aos resultados desta análise foi decidida uma estratégia de reforço estrutural que consiste no aumento da robustez da estrutura, quer para as cargas gravíticas quer para a acção sísmica.

### 2 – CARACTERIZAÇÃO DOS EDIFÍCIOS

A análise da estrutura do edifício matriz foi baseada na apreciação do projecto original, numa inspecção à construção existente e na análise numérica da sua estrutura.

## 2 – CHARACTERIZATION OF THE BUILDINGS

The analysis of the main building was based on an assessment of the original design documents, an inspection of the existing building and a numerical analysis of its structure.

### 2.1 – The original design and its regulatory context

The original design shows a mixed structure of reinforced concrete frames and load bearing masonry walls. According to the design documents, these frames should only have been in the façades, but the inspection showed that there were interior frames in the alignments of the corridor walls, with the same modulation as the façade frames. The load bearing masonry walls are about 0.40m thick and have three leaves with the outer ones being made of 7cm ceramic brick blocks and the inner one is filled with lean concrete. The slabs of all current floors, including the roof slab, are ribbed, reinforced in just one direction and contain voided ceramic blocks. The slabs are 0.30m thick and the maximum spans are 7m. The roof structure of the gym block consists of triangular concrete trusses spanning 14.50m (figure 2). The other roofs are supported on a wooden framework, itself supported on reinforced concrete columns (figure 3).

The foundations of both the reinforced concrete elements and the masonry walls are direct, by means of reinforced concrete footings.

The design was prepared when the RBA (Code for Reinforced Concrete), of 1935, was in force, which indicate safety checks using the allowable stresses criterion. Under this criterion the actions were not multiplied by any safety factor, and only the strength characteristics of the materials, concrete and steel, were reduced. The values for the allowable stresses of the materials included the global safety factor.

There is no explicit reference in the original design documents to the materials used so it is assumed that they would have been concrete and steel with the characteristics mentioned in the RBA, where a minimum cement content of 300kg/m<sup>3</sup> for the concrete is indicated. In terms of the steel, under the RBA the allowable yield stress was 60% of the minimum ultimate tensile strength (3 700kg/cm<sup>2</sup>).

In 1957 it was not compulsory to design structures for seismic action; the first building safety code against earthquakes, the RSCCS, was published in 1958.

### 2.2 – Inspections and tests

According to information gathered on site, the building has not suffered major alterations and maintenance work has been carried out at regular intervals.

First, a visual inspection was conducted and photographs taken of any anomalies found. A detailed inspection followed with a view to obtaining the information needed for the structural assessment of the building. Among the actions carried out were: shafts were sunk; rebars were detected; structural elements were measured; core samples were taken from slabs and walls; cracking was monitored and the surface hardness of the concrete elements was assessed (with a Schmidt concrete test hammer) (figure 4).

The inspections yielded the following information:

- the building had a good overall appearance, suggesting it had undergone regular maintenance, and there were no signs of deterioration of the concrete or corrosion of the rebars;
- structural elements did not appear to be deformed, in particular the floor slabs and the roof slabs, which had spans of around 7m;
- absence of cracking or small cracks in most of the structural elements;
- the original design did not provide for the occupation of the ground floor of the classroom block next to the north façade, so the retaining wall in this façade of this unit was not in the original design documents. At the moment in this space there are classrooms, partially below ground level;
- the corridor slabs are about 0.10m thinner than those in the classroom, whereas the design indicates that all the slabs should be of the same thickness (0.30m);

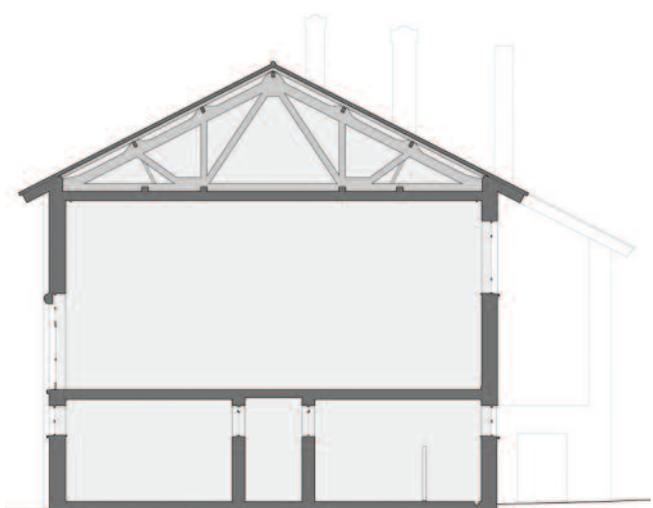


Fig. 2 – Corte transversal do bloco do ginásio  
*Cross-section of the gym block*

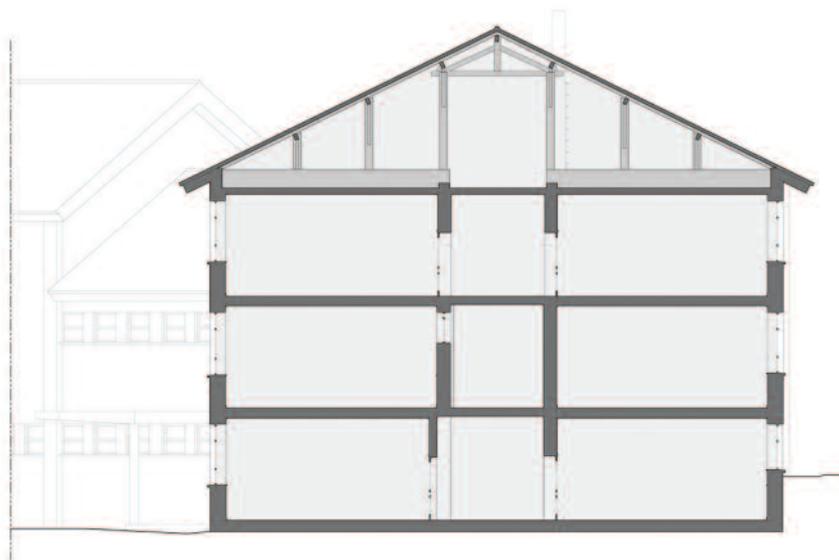


Fig. 3 – Corte transversal do bloco das salas de aulas  
*Cross-section of the classroom block*

## 2.1 – O projecto original e o seu enquadramento regulamentar

O projecto original apresenta uma estrutura mista de pórticos de betão armado com paredes de alvenaria resistente. De acordo com o projecto, estes pórticos existiriam apenas nas fachadas, mas a inspecção permitiu identificar que também existem pórticos interiores nos alinhamentos das paredes de corredor, com a mesma modulação dos pórticos das fachadas. As paredes de alvenaria resistente possuem uma espessura de cerca de 0,40m e são constituídas por três panos em que os exteriores são em tijolo de 7cm e o interior é em betão pobre. As lajes dos pisos e da esteira são nervuradas, armadas numa só direcção e possuem blocos cerâmicos de aligeiramento. A espessura das lajes é de 0,30m e os vãos máximos são de 7m. A estrutura da cobertura do bloco do ginásio é em asnas trianguladas de betão, vencendo o vão de 14,50m (figura 2). As restantes coberturas são apoiadas em vigamento de madeira suportado por pilares de betão armado (figura 3).

As fundações, quer dos elementos de betão armado quer das paredes de alvenaria, são directas por meio de sapatas em betão armado.

O projecto foi elaborado quando vigorava o Regulamento de Betão Armado (RBA), de 1935, onde a verificação de segurança era feita pelo critério das tensões admissíveis. Neste critério as acções não eram majoradas, sendo apenas minoradas as propriedades resistentes dos materiais – betão e aço. Os valores da tensão admissível dos materiais incluíam o coeficiente global de segurança.

Não sendo identificável no projecto original referência expressa aos materiais utilizados, considera-se que tenham sido aplicados betão e aço com as características referidas no RBA, onde para o betão era indicada uma dosagem mínima de cimento de 300kg/m<sup>3</sup>. Relativamente ao aço, de acordo com o RBA, a tensão admissível de cedência seria 60% da resistência mínima à rotura (de 3 700kg/cm<sup>2</sup>).

Em 1957 não era imperativo regulamentar dimensionar as estruturas para a acção sísmica, pois o primeiro regulamento de segurança das construções contra os sismos, o RSCCS, foi publicado em 1958.

- the structural layout of the roof of the gym block differs from that shown in the original design documents, in terms of the geometry of the trusses and because there are beams at the roof slab level, perpendicular to the trusses;
- the footings of the foundations of the columns and the load bearing walls are of concrete and their average depth is 1m.

Though not indicated in the design documents, the detection of rebars made it possible to identify columns in the walls of the corridors on all the floors. These columns are aligned transversally where, according to the original design, there are columns in the façade (figure 5).

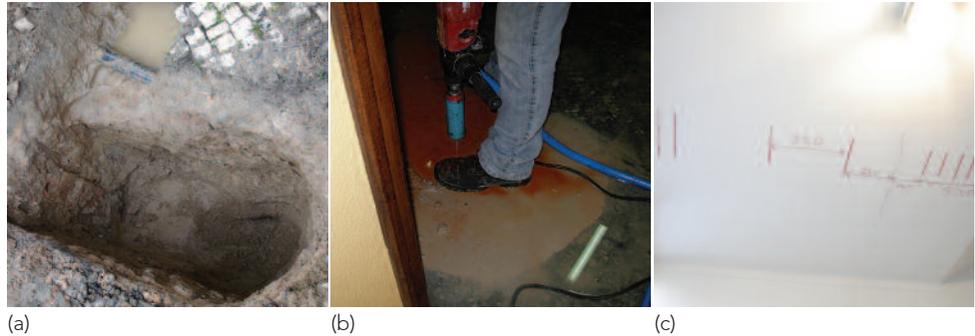


Fig. 4 – Avaliação estrutural do edifício

(a) Poço para inspeção das fundações; (b) carotagem de uma laje; (c) detecção das armaduras num patim de escada

Structural assessment of the building

(a) Shaft to inspect the foundations; (b) taking core sample from a slab; (c) detection of rebars in a staircase landing

### 2.3 – Analysis and safety checking of the original structure

It should be recalled that, due to the absence of code requirements when the design was completed, the structures were not calculated for seismic action.

The safety of the structure was analysed and checked and the safety for vertical actions was ascertained, but not for the seismic action defined in the RSAEEP or in Eurocode 8 (EC8).

The detailing of the structural elements does not comply with the recommendations of the current standards – REBAP and EC8 – to provide the structure with ductility to withstand severe seismic actions.

## 3 – SEISMIC STRENGTHENING OF THE MAIN BUILDING

Once the deficiency in strength, ductility and deformation capacity under seismic action of the original building was confirmed it had to be strengthened, particularly by introducing new resistant vertical elements that act as primary elements for this action. The existing vertical elements are classified as secondary elements and are not considered as being part of the structural system resistant to seismic action. The primary elements were designed to limit the horizontal deformation of the structure, given the poor deformation capacity of the original structural elements.

The structural strengthening solution consisted of introducing new elements composed of reinforced concrete sheets (sprayed or shotcrete concrete) over the masonry walls. This solution is similar to the so called “reinforced plastering mortar” solution. The walls resulting from this intervention were arranged, as far as possible, in a regular manner and distributed among the blocks of the main building, and in both horizontal orthogonal directions (figure 5). This regularity was intended to reduce the eccentricities of the seismic action and the forces in the diaphragms provided by the floors which, since they are made of voided slabs, are not particularly strong.

## 2.2 – Inspeções e ensaios

De acordo com a informação recolhida no local, o edifício não foi sujeito a grandes alterações e tem tido uma manutenção regular.

Foi efectuada uma primeira inspecção visual, com registo fotográfico das anomalias detectadas, e uma inspecção detalhada de modo a obter a informação necessária para a avaliação estrutural do edifício. Realizou-se um conjunto acções que incluiu: a abertura de poços; a detecção de armaduras; a medição das dimensões de elementos estruturais; a extracção de carotes em lajes e paredes; a monitorização de fendas e a avaliação da dureza superficial (com esclerómetro) dos elementos de betão (figura 4).

Das inspeções realizadas resultaram as seguintes conclusões:

- bom aspecto geral do edifício, o que indicia ter vindo a ser sujeito a manutenção regular, e ausência de sinais de deterioração do betão ou de corrosão de armaduras;
- elementos estruturais sem aparente deformação, nomeadamente as lajes de piso e de esteira, as quais atingem vãos da ordem dos 7m;
- ausência de fendilhação, ou fendilhação reduzida, na generalidade dos elementos estruturais;
- o projecto original não previa a ocupação do piso 0 do bloco de salas de aula junto à fachada norte, pelo que não estava projectado o muro de contenção existente na fachada norte deste corpo. Neste espaço existem actualmente salas de aula parcialmente enterradas;
- as lajes do corredor têm aproximadamente menos 0,10m de espessura do que as lajes das salas de aula, ao contrário do projecto que indica todas as lajes com a mesma espessura (0,30m);
- a estrutura da cobertura do bloco do ginásio possui uma configuração diferente da patente no projecto, quer na geometria das asnas quer pela existência de vigas ao nível da laje de esteira na direcção perpendicular às asnas;
- as sapatas são em betão, quer nas fundações dos pilares quer nas fundações das paredes resistentes, e possuem uma profundidade média de 1m.

Embora não estejam indicados no projecto, a detecção de armaduras permitiu identificar pilares nas paredes dos corredores em todos os pisos. Estes pilares encontram-se nos alinhamentos transversais onde, conforme o projecto original, existem pilares na fachada (figura 5).

## 2.3 – Análise e verificação de segurança da estrutura original

Recorde-se que, por ausência de regulamentação aplicável à data do projecto, as estruturas não foram calculadas para a acção sísmica.

Foi efectuada a análise e verificação da segurança da estrutura, tendo-se constatado que esta verifica a segurança para acções verticais, não verificando, no entanto, para a acção sísmica definida no RSAEEP ou no Eurocódigo 8 (EC8).

A pormenorização dos elementos estruturais não respeita as recomendações das normas actuais – REBAP e EC8 – para dotar a estrutura de ductilidade para a acção sísmica.

## 3 – REFORÇO SÍSMICO DO EDIFÍCIO MATRIZ

Comprovada a deficiência de resistência, ductilidade e capacidade de deformação da estrutura original face à acção sísmica, tornou-se necessário

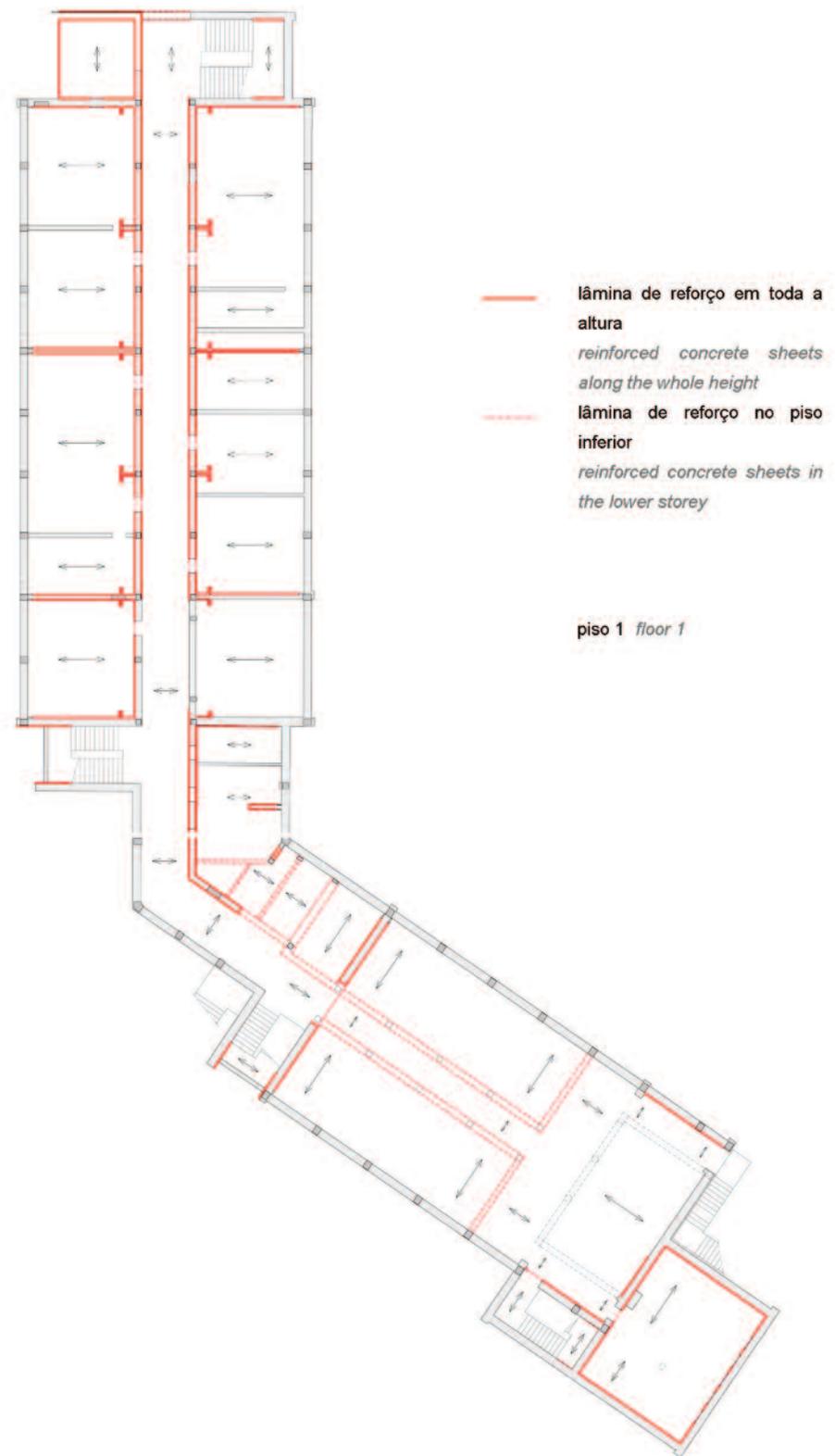


Fig. 5 – Planta de distribuição do reforço das paredes de alvenaria nos blocos de salas de aula, intermédio e do ginásio  
 Plan of the distribution of the strengthening of the masonry walls in the classrooms, middle and gym blocks

Whenever possible the strengthening reinforced concrete layers were applied to both sides of the masonry walls and were 60mm thick. When this was not possible, for architectural reasons, a reinforced concrete layer was applied to just one side and was 80mm thick. The foundations were always strengthened, by widening them, if the walls were strengthened. Figure 6 shows the strengthening of two sides of a wall, with detailing.

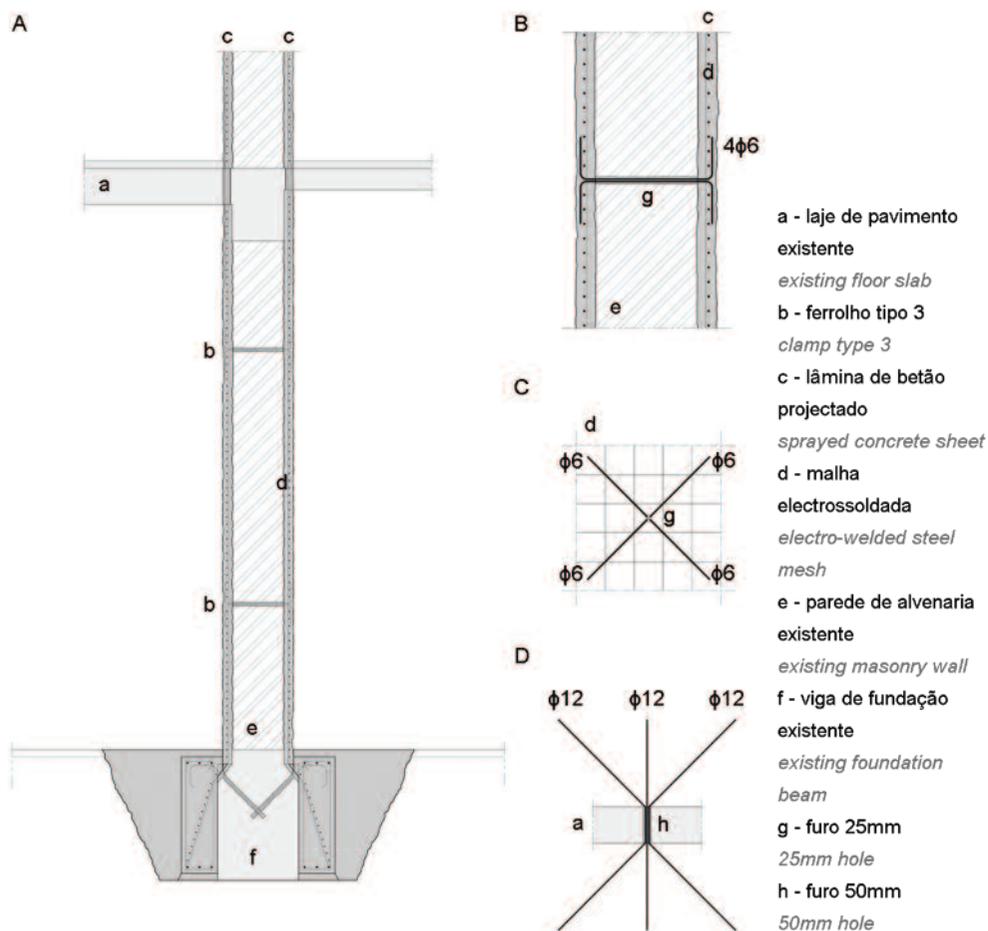


Fig. 6 – Reforço das paredes de alvenaria e das fundações

A – corte transversal  
 B – pormenor do ferrolho tipo 3 de ligação entre os reforços das duas faces da parede, em corte  
 C – idem em alçado  
 D – pormenor dos ferrolhos de ligação dos reforços entre pisos  
 Strengthening of masonry walls and foundations  
 A – cross-section  
 B – detail of clamp type 3 between the two sides of the wall, cross-section  
 C – same in elevation  
 D – details of rebar connectors between storeys

reforçá-la, nomeadamente através da inclusão de novos elementos verticais resistentes que funcionem como elementos primários para essa acção. Os elementos verticais existentes são classificados como elementos secundários, não sendo considerados como fazendo parte do sistema estrutural resistente à acção sísmica. Os elementos primários foram dimensionados para limitar a deformação horizontal da estrutura, dada a reduzida capacidade de deformação dos elementos estruturais originais.

A solução de reforço estrutural consistiu na inserção de novos elementos constituídos por lâminas de betão armado (betão projectado) sobre as faces das paredes de alvenaria. Trata-se de uma solução que é por vezes designada por “reboco armado”. As paredes resultantes desta intervenção de reforço foram dispostas de forma, tanto quanto possível, regular e distribuída nos blocos que constituem o edifício matriz, e em ambas as direcções ortogonais horizontais (figura 5). Esta regularidade teve como objectivo reduzir as excentricidades da acção sísmica e os esforços nos diafragmas ao nível dos pisos, os quais, sendo constituídos por lajes aligeiradas, são pouco robustos.



Fig. 7 – Remoção do reboco das paredes de alvenaria por hidrodemolição  
 Removing plastering mortar from masonry walls using hydrodemolition

Methods that minimised damage to the existing structure were used when demolishing masonry walls (for architectural reasons), executing openings in slabs, and demolishing wall plastering mortar to apply the strengthening sheets of sprayed concrete. Hydrodemolition, cutting with disc or wire and core sampling were the techniques of choice (figure 7).

Before beams and lintels were made to accommodate new openings in previously closed walls the area of wall above the opening was reinforced using a technique similar to that used to strengthen the walls (figure 8). It was then possible to create beams with sprayed reinforced concrete on the sides of the wall above the opening with the underlying wall being then demolished, the shear reinforcement closed and concrete sprayed on the underside of the new beam. Transverse clamps similar to those used in the masonry wall strengthening were used to connect the two vertical concrete layers.

Given that there was equipment on site for the sprayed concrete technical solution, it was also decided to strengthen some of the existing columns by jacketing with sprayed concrete, as shown in figure 9.

The materials used for the strengthening works were C30/37 concrete and A500 NR SD steel bars and A500 ER steel in electro-welded mesh, both of which were used in sprayed concrete to reinforce the masonry walls.

#### 4 – FINAL THOUGHTS AND CONCLUSIONS

The main building of the D. Inês de Castro School in Alcobaca was designed in 1957, just before the first earthquake-resistant design code, the RSCCS. It had a mixed structure of reinforced concrete and load bearing masonry walls which, after analysing the structure, were felt to lack the required safety against seismic action, considering current and future requirements corresponding to REBAP and EC8.

A system of walls strengthened with sprayed reinforced concrete, distributed in a regular layout, was designed. The reinforced walls constitute a primary system of resistance to seismic action. This system is also responsible for limiting the horizontal deformation to levels compatible with the deformability of the non-strengthened elements. The strengthening therefore conferred greater overall robustness to the existing structure and ensures a good performance under seismic action.

The contract for the works to strengthen the main building was worth €125 114.72. This is about € 30.71/m<sup>2</sup> of construction area. Around 90% of the cost relates to the strengthening of the foundations (39%) and masonry walls (52%). The rest was accounted for by reinforcing the beams, columns and other isolated structural reinforcement work.

Sempre que possível as lâminas de reforço das paredes de alvenaria foram executadas em ambas as faces das mesmas paredes e apresentam 60mm de espessura. Quando, por razões arquitectónicas, tal não foi possível o reforço foi executado apenas numa das faces e possui 80mm de espessura. Ao reforço das paredes correspondeu sempre o reforço das fundações, por alargamento das existentes. Na figura 6 representa-se o reforço de uma parede em ambas as faces e respectivos pormenores.

Nas demolições de pavimentos térreos, de paredes de alvenaria por razões arquitectónicas, na execução de aberturas em lajes para atravessamentos de redes, assim como na demolição dos rebocos em paredes para execução dos reforços com lâminas de betão projectado, foram usados métodos que minimizam os danos na estrutura existente. Para esse efeito privilegiou-se a hidrodemolição (figura 7), o corte com disco ou com fio, e a carotagem.

A criação de vigas e lintéis para execução de vãos foi efectuada por reforço prévio das área de parede acima do vão, dando continuidade ao sistema adoptado no reforço das paredes (figura 8). Desta forma são criadas vigas através da projecção de lâminas de betão armado nas faces laterais da parede acima do vão, tendo sido posteriormente demolida da parede subjacente, fechadas as armaduras verticais e projectado betão na face inferior da nova viga. Para ligação entre as duas lâminas de betão foram colocados ferrolhos transversais, semelhantes aos utilizados no reforço das paredes de alvenaria.

Dada a existência em obra da solução técnica de betão projectado, optou-se ainda por proceder ao reforço, por encamisamento com betão projectado, de alguns dos pilares existentes, como se mostra na figura 9.

Os materiais utilizados nos trabalhos de reforço foram o betão C30/37 e os aços A500 NR SD em varões e A500 ER em malhas electrosoldadas, sendo estas aplicadas nas lâminas de betão projectado para reforço das paredes de alvenaria.

#### 4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

O edifício matriz da Escola Secundária de D. Inês de Castro, em Alcobaça, possuía um projecto de 1957, anterior à regulamentação “anti-sísmica”, o RSCCS (1958). Esta construção apresentava uma estrutura mista de betão armado e paredes de alvenaria resistente, a qual, após a análise da estrutura, se considerou não possuir o nível de segurança desejável face à acção sísmica, tendo em conta os requisitos actuais e futuros impostos pelo REBAP e pelo EC8.

Para o reforço da estrutura foi concebido um sistema de paredes reforçadas com betão projectado armado, distribuídas de forma regular. As paredes reforçadas constituem um sistema primário de resistência à acção sísmica. Este sistema é também responsável por limitar as deformações horizontais a níveis compatíveis com a deformabilidade dos elementos não reforçados. O reforço concebido confere, assim, uma maior robustez global à estrutura existente e garante um bom funcionamento face à acção sísmica.

O valor de adjudicação dos trabalhos de reforço do edifício matriz foi de 125 114,72€. Este valor corresponde a cerca 30,71€/m<sup>2</sup> de área de construção. Cerca de 90% dos custos dizem respeito ao reforço das fundações (39%) e das paredes de alvenaria (52%). O restante refere-se ao custo do reforço de vigas, pilares, e outros trabalhos de reforço pontual da estrutura.

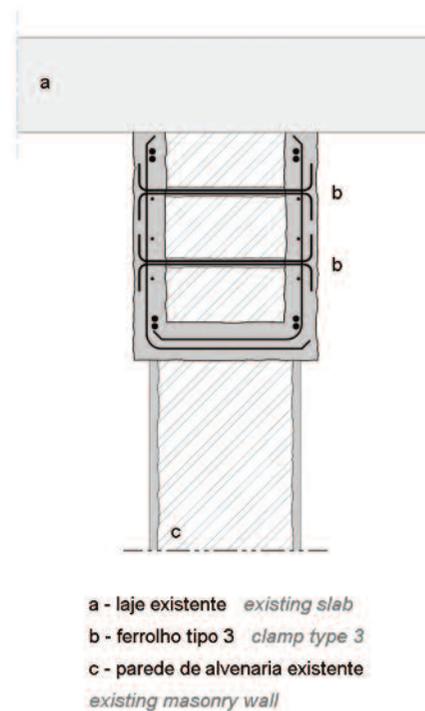


Fig. 8 – Reforço de paredes de alvenaria para execução de vãos  
Strengthening masonry walls for execution of openings

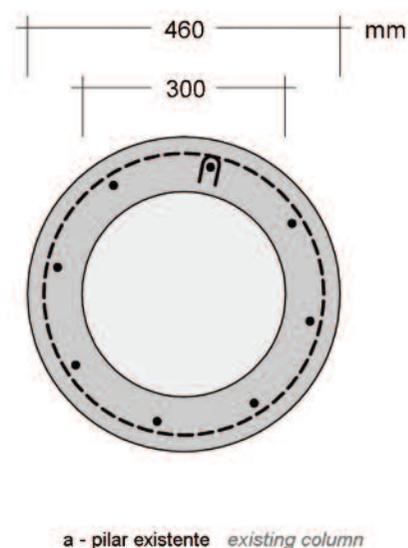


Fig. 9 – Reforço de pilares por encamisamento  
Column reinforcement by jacketing

## TECHNICAL TEAM

CIVIL AND STRUCTURAL ENGINEERING Alves Rodrigues & Associado, Lda

Engineers Fernando Rodrigues and Maria Sá Pereira

ARCHITECTURE Atelier dos Remédios – Arquitectura e Renovação Urbana, Lda

CONTRACTOR Construtora Abrantina, S.A. /

/ Lena Engenharia e Construções, S.A.

/ Manuel Rodrigues Gouveia, S.A.

SUPERVISION TECNOPLANO – Tecnologia e Planeamento, S.A.

## STRENGTHENING THE STRUCTURE AND FOUNDATIONS

AUTHORS Fernando Rodrigues and Jorge Miguel Proença

138



Fig. 1 – Corpo principal durante a construção da estrutura. Obras da 1.ª fase, 1960-1961 (Arquivo Fotográfico da Secretaria-Geral do Ministério da Educação)

Main unit during building of the structure.  
Phase 1 works, 1960-1961

### 1 – INTRODUCTION

The Escola Secundária de Rainha D. Leonor in Lisbon was built in stages during the 1960s, at a time when it became general practice to construct buildings with a structure wholly in reinforced concrete. The school consists of three large units laid out in a 'U' shape. The main unit houses the classrooms and labs; another unit provides an extension for classrooms, and the third accommodates the gyms, changing rooms and canteen. The school was built in two distinct stages: the first ended in 1961 and saw the main unit and the larger part of the gym building completed, and in the second, which ended in 1968, the extension to the classroom area was built and the gym unit enlarged. Figures 1 and 2 are photographs taken during and just after the first phase of works.

The issue of seismic strengthening in existing buildings can be considered on several levels:

- information about the original design;
- information about what was actually built;
- information about the state of repair/deterioration of the building;
- accuracy of analysis models vis-à-vis the existing construction;
- required level of safety and regulatory framework to be complied with.

In this case study the information on the original design was acceptable but not exhaustive, so that it was possible to develop a 3-D analysis model of the existing structure with reasonable accuracy.

An inspection showed that there were no serious structural pathologies in the buildings and it was possible during the works stage to check and validate some of the assumptions considered at the design stage.



Fig. 2 – Vista geral do corpo principal, no final das obras da 1.ª fase, 1961 (Arquivo Fotográfico da Secretaria-Geral do Ministério da Educação)

General view of the main unit at the conclusion of Phase 1 of the works, 1961

## EQUIPA TÉCNICA

FUNDAÇÕES E ESTRUTURA Alves Rodrigues & Associado, Lda

Engenheiros Fernando Rodrigues e Maria Sá Pereira

ARQUITECTURA Atelier dos Remédios – Arquitectura e Renovação Urbana, Lda

EMPREITEIRO Construtora Abrantina, S.A. /

/ Lena Engenharia e Construções, S.A.

/ Manuel Rodrigues Gouveia, S.A.

FISCALIZAÇÃO TECNOPLANO – Tecnologia e Planeamento, S.A.

## REFORÇO DA ESTRUTURA E DAS FUNDAÇÕES

AUTORES Fernando Rodrigues e Jorge Miguel Proença

### 1 – INTRODUÇÃO

A Escola Secundária de Rainha D. Leonor em Lisboa foi construída por fases ao longo da década de 1960, numa época em que ocorreu a generalização dos edifícios integralmente realizados em betão armado. A escola é composta por três grandes corpos dispostos em forma de 'U'. O corpo principal alberga as salas de aula e os laboratórios; um segundo corpo veio ampliar as zonas das salas de aula; e um terceiro corpo compreende os ginásios, os balneários e a cantina. A construção da escola decorreu em duas fases distintas: uma primeira fase, concluída em 1961, correspondente ao corpo principal e uma das partes (a maior) do edifício do ginásio; e uma segunda fase, concluída em 1968, em que foi construído o corpo de prolongamento das zonas das salas de aula e foi ampliado o corpo dos ginásios. Apresentam-se nas figuras 1 e 2 algumas fotografias recolhidas durante e logo após a primeira fase das obras.

O problema do reforço sísmico em edifícios existentes coloca-se a vários níveis, a saber:

- a) informação sobre o projecto original;
- b) informação sobre o realmente construído;
- c) informação sobre o grau de conservação ou degradação do construído;
- d) fidelidade dos modelos de análise ao construído;
- e) grau de verificação de segurança e verificação regulamentar a atingir.

No caso vertente, a informação sobre o projecto original era aceitável apesar de não ser exaustiva, mas permitiu desenvolver um modelo de análise tridimensional do existente com apreciável fidedignidade.

Foi feita uma vistoria que permitiu concluir da inexistência de patologias estruturais graves nos edifícios e foi possível, em fase de obra, conferir e validar algumas das considerações tomadas em fase de projecto.

### 2 – CARACTERIZAÇÃO DOS EDIFÍCIOS

A configuração do corpo principal é linear com corredor central, encontrando-se estruturalmente separado em cinco blocos contíguos, 1 a 5, separados por juntas de dilatação. Na segunda fase das obras este corpo foi ampliado com um segundo corpo com mais dois blocos, 6 e 7, que apresentam genericamente uma configuração de corredor lateral. Na figura 3 procede-se à identificação dos blocos. A modulação longitudinal é de 4,30m, havendo blocos com três (bloco da entrada), cinco e seis vãos no corpo principal. Este corpo apresenta dois pisos elevados e um sótão (com laje de esteira e cobertura).

Como referido, o edifício do ginásio é composto por dois blocos construídos em fases distintas, separados por uma junta de dilatação.

O projecto de estabilidade referente aos edifícios da primeira fase é da autoria do engenheiro João Madeira Costa, tendo sido concluído em 1959, pouco após a

## 2 – CHARACTERIZATION OF THE BUILDINGS

The main unit has a linear configuration; it has a central corridor and is divided structurally into five adjacent blocks, 1 to 5, separated by expansion joints. This unit was extended in the works stage with the addition of a second unit consisting of two more blocks (6 and 7), which have a general side corridor configuration. Figure 3 shows the layout of the blocks. The longitudinal modulation is 4.30m, and there are blocks with three (entrance block), five and six spans in the main unit. This unit has two



Fig. 3 – Identificação dos blocos do corpo principal e segundo corpo  
Blocks in the main and second units

above-ground floors plus a roof slab (used for stowage) covered by pitched roofs.

As mentioned, the gym building consists of two blocks built at different times and separated by an expansion joint.

The stability design for the phase 1 buildings is by João Madeira Costa (structural/civil engineer). It was finished in 1959, just after the first national code for seismic resistance came into force (RSCCS, 1958), at a time when it was probably not widely publicized. Nonetheless, the main unit was calculated for earthquakes in accordance with that code, taking a seismic coefficient of 0.10 in both horizontal directions.

For the main unit, João Madeira Costa designed a reinforced concrete framed structure, with four longitudinal frames (two for the façade and two for the corridor), whose beams support the loads associated with the slabs. The floor slabs are lightened with ceramic blocks (transversally ribbed) in the classrooms and solid in the corridors. Longitudinally the structural system considered for seismic action consists of the aforementioned frames, façade and corridor, which were designed for the horizontal forces in this direction. Transversally the designer devised a more unusual structural system in which the solid corridor slab in each floor is taken as a horizontal beam with the whole length of the block, making it possible to collect the transverse inertia forces distributed along the block and route them to the transverse substructures at the end (joint), which thus serve as (transverse) supports of this beam. These transverse supporting substructures can consist of reinforced concrete diagonals in the spans of classrooms (shown in figure 4), concealed within the classrooms' end walls (masonry), or other auxiliary structures (stair flights' beams, for example) that allow the vertical transmission of the inertia forces between floors and to the foundations. The roof is pitched and its structure consists of precast concrete joists and voided ceramic blocks, supported on reinforced concrete beams. This unprecedented structural system was adopted in other school buildings in the 1960s, like those in the 1<sup>st</sup> Standard Design for industrial and commercial schools, also known as the Projecto Mercúrio, described in chapter 2.

The structure of the gym's blocks is reinforced concrete with transverse frames, in which the columns and beams above the elevation of the gym have varying cross-sections. The floor slabs



Fig. 4 – Diagonais de travamento transversal da estrutura numa das juntas de dilatação entre blocos do edifício principal

*Transverse bracing diagonals of the structure in one of the expansion joints between blocks in the main building*

entrada em vigor do primeiro regulamento nacional para a resistência aos sismos (RSCCS, de 1958), num momento em que o mesmo regulamento estaria menos divulgado. Não obstante esse facto, o edifício do corpo principal foi calculado aos sismos, de acordo com o estipulado no mesmo regulamento, considerando um coeficiente sísmico de 0,10 em ambas as direcções horizontais.

O engenheiro João Madeira Costa concebeu para o edifício principal uma estrutura reticulada de betão armado, com quatro pórticos longitudinais (dois de fachada e dois de corredor), cujas vigas suportam as cargas associadas às lajes. As lajes de piso são aligeiradas por blocos cerâmicos nas salas de aula e maciças nos corredores. Longitudinalmente o sistema estrutural considerado para a acção sísmica consiste nos referidos pórticos, de fachada e de corredor, que foram dimensionados para as forças horizontais nesse sentido. Transversalmente, o projectista idealizou um sistema estrutural mais invulgar, em que a laje de corredor (maciça) é assimilada a uma viga deitada com o comprimento do bloco, permitindo recolher as forças de inércia transversais distribuídas em cada piso e encaminhá-las para subestruturas transversais de extremidade (junta), que servem assim de apoios (transversais) dessa viga idealizada. Estas subestruturas transversais de apoio podem consistir em diagonais de betão armado existentes nos vãos das salas de aula (figura 4), ou em outras estruturas auxiliares (vigas de escadas, por exemplo) que permitam a transmissão vertical das forças de inércia entre pisos e às fundações. A cobertura é inclinada, com um sistema estrutural de vigotas de betão e abobadilhas cerâmicas, apoiadas em vigas de betão armado. Este sistema estrutural inédito veio a ser adoptado em outras construções escolares da década de 1960, de que se referem as do 1.º *Projecto Normalizado* destinado a escolas industriais e comerciais, também identificado por *Projecto Mercúrio*, descrito no capítulo 2.

A estrutura dos blocos dos ginásios é de betão armado com pórticos transversais, em que os pilares e vigas acima da cota do ginásio possuem secções variáveis. As lajes de piso são aligeiradas por blocos cerâmicos, nervuras e lâmina de compressão betonadas *in situ*, e a laje de cobertura é aligeirada, composta por vigotas e blocos cerâmicos com lâmina de compressão. O piso inferior é ocupado pelos balneários do ginásio a Norte e a cozinha e sala da cantina a Sul, o piso superior por dois ginásios contíguos (ginásio maior e ginásio menor).

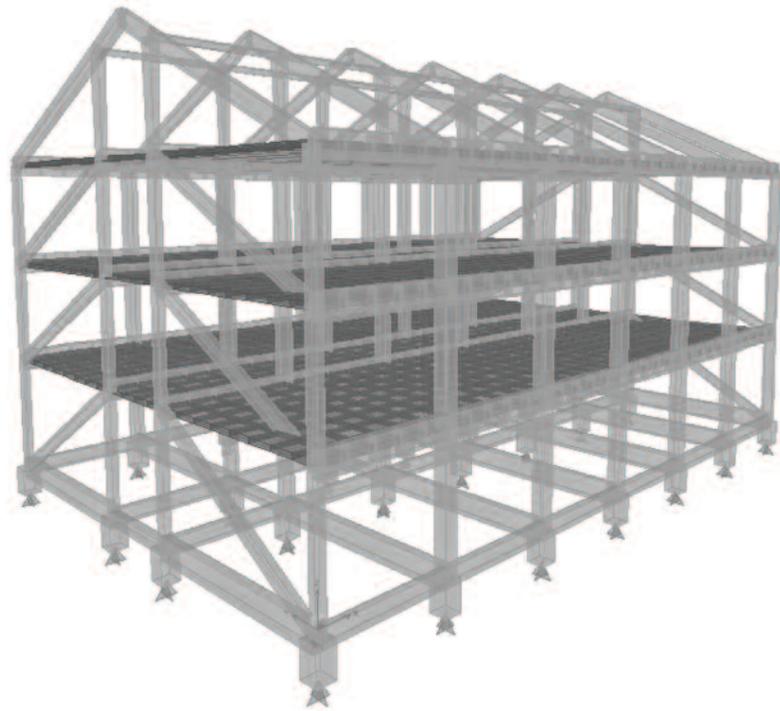


Fig. 5 – Modelo de um dos blocos do corpo principal  
Model of one block in the main unit

are lightened through the inclusion of perforated clay blocks, making for a longitudinally ribbed slab solution with cast in place reinforced concrete ribs and topping, and the roof slab is also lightened, composed of precast joists and ceramic blocks, covered with a cast in place concrete topping. The lower floor houses the changing rooms of the gym to the north, and the kitchen and canteen area to the south; the upper floor has two adjacent gyms (large gym and small gym).

The foundations of all the buildings are direct, executed by means of trapezoidal footings, reinforced only on the underside.

### 3 – SEISMIC BEHAVIOUR DEFICIENCIES

3-D models were developed of the existing blocks in the main unit, as exemplified in figure 5 by the largest block. The relevant seismic coefficients were evaluated by dynamic analysis. Taking the block illustrated (six spans of 4.30m) the seismic coefficient values were computed as being 0.15 (longitudinal) and 0.23 (transverse).

A more detailed analysis, element by element, showed that there was a generalised deficiency in terms of the strength of the structural elements. The columns, especially those connected to the diagonals, the beams and the diagonals themselves were in this situation. This can be explained by the shortfall in the seismic coefficient values considered in design. The outdated detailing rules also suggest that the ductility exhibited in the critical areas of the elements should be limited.

There is a risk of pounding between the blocks, demonstrated by longitudinal displacements of 5.20cm at the level of the roof slab in the largest block. Finally, other risks include the possibility of premature failure mechanisms in the columns due to the arrangement of the masonry walls (favourable to the production of the short column effect), and the presence of large glazed spans over the entrance areas and in the vertical accesses.

## 4 – ANALYSIS AND DESCRIPTION OF THE SEISMIC STRENGTHENING SOLUTION

### 4.1 – Existing classroom buildings

Analysis of the buildings under the seismic action of the RSAEEP and the definition of a strengthening solution that would comply with the current regulations were undertaken by modelling the buildings, studying their behaviour and corroborating the strengthening solution

As fundações de todos os edifícios são directas, realizadas por meio de sapatas com secção trapezoidal, armadas apenas na face inferior.

### 3 – DEFICIÊNCIAS DE COMPORTAMENTO SÍSMICO

Foi desenvolvido um conjunto de modelos tridimensionais dos blocos existentes no corpo principal, exemplificado para o bloco maior na figura 5, tendo sido avaliados os respectivos coeficientes sísmicos por meio de análises dinâmicas. Considerando o bloco ilustrado (de seis vãos de 4,30m) obtiveram-se valores do coeficiente sísmico (já majorados, para serem comparáveis com o valor considerado no projecto) de 0,15 (longitudinal) e de 0,23 (transversal).

Uma análise mais detalhada, elemento a elemento, permitiu verificar uma deficiência generalizada na capacidade resistente dos elementos estruturais. Encontram-se nessa situação os pilares, particularmente aqueles que se encontram ligados às diagonais, as vigas e as próprias diagonais. Este facto poderá ser explicado pelo défice detectado nos valores do coeficiente sísmico. As regras de pormenorização ultrapassadas sugerem que deverá ser reduzida a ductilidade apresentada nas regiões críticas dos elementos.

Refere-se o risco de martelamento entre os blocos, demonstrado pelos deslocamentos longitudinais de 5,20cm ao nível da laje de esteira do bloco maior. Por fim, referem-se como restantes riscos a possibilidade de mecanismos de rotura prematura dos pilares, induzidos pela disposição favorável das alvenarias (podendo propiciar o efeito de coluna curta), assim como a existência de amplos vãos envidraçados sobre as zonas de entrada e nos acessos verticais.

### 4 – ANÁLISE E DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO DE REFORÇO SÍSMICO DAS ESTRUTURAS

#### 4.1 – Edifícios de salas de aula existentes

A análise dos edifícios face à acção sísmica do RSAEEP e a definição de uma solução de reforço que verificasse a actual regulamentação foi feita recorrendo a modelação dos edifícios, analisando o seu comportamento e verificando a solução de reforço que prevê a introdução de paredes de betão armado em ambas as direcções.

Tendo em conta que a análise do existente revelava um deslocamento horizontal excessivo face à dimensão das juntas de dilatação entre edifícios, foi decidido proceder ao seu controlo das seguintes duas formas:

- Ligação dos blocos 2, 3 e 4 de forma permanente através dos novos elementos de reforço. Por um lado, permite emprestar rigidez longitudinal ao bloco 3

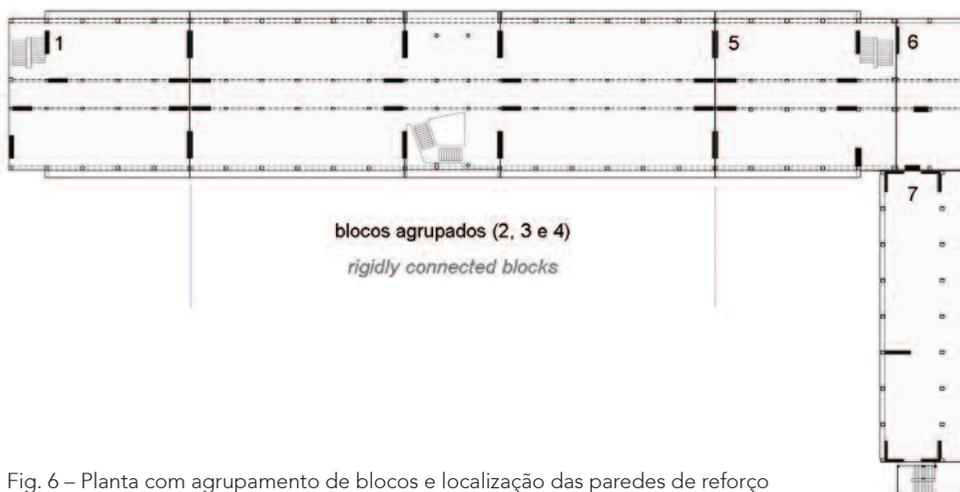
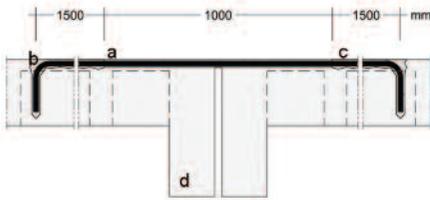


Fig. 6 – Planta com agrupamento de blocos e localização das paredes de reforço  
Plan showing blocks and location of reinforcing walls



- a - bainha *sheath*  
 b - argamassa não retráctil  
*non-shrinking grout*  
 c - varão *rebar*  
 d - viga existente *existing beam*

Fig. 7 – Esquema de dispositivo de ligação parcial entre grupos de blocos contíguos  
 Diagram of partial connection device between groups of adjacent blocks



Fig. 8 – Paredes longitudinais de reforço de um dos blocos do edifício principal  
 Longitudinal reinforcing walls of one of the blocks in the main building

that envisaged introducing reinforced concrete shear walls in both directions.

Bearing in mind that the analysis of the existing buildings revealed excessive horizontal displacement in relation to the size of the expansion joints between blocks, it was decided to control them in two ways:

- By permanently and rigidly connecting blocks 2, 3 and 4 through new strengthening elements; on one hand, this lends longitudinal stiffness to block 3 (central block with the main stairs), which would otherwise seriously compromise the existing architecture; and, on the other hand, completely eliminates the pounding between these three blocks. Figure 6 shows a schematic layout of the blocks and location of the new reinforced concrete shear walls.
- Connecting blocks 1 to 2 and 4 to 5 at the level of the roof slab, but not doing so rigidly, with the same intention of preventing pounding. Figure 7 shows one solution analysed that consists of installing transverse rods at the joints, embedded in the slabs or beams on both sides. In this solution the rods are sheathed for part of their length (without adhering directly to the concrete) so that displacements due to thermal fluctuations can be accommodated in the non-adhering segment (sleeve). Buckling of these rods is prevented by placing spacers along the sleeve.

The strengthening solution was then joined up between the above-mentioned connections and four new reinforced concrete walls made were added per structural block, with dimensions ranging from 0.20x2.20m; 0.20x3m; 0.20x2.40m (longitudinal) and 0.43x1.60m; 0.43x2.50m; and 0.43x3m (transverse) length (figures 8 and 9).

#### 4.2 – Existing gym building

Here the intervention was limited to the seismic strengthening of the existing building; no other major changes were introduced on the existing structure. The building has a reinforced concrete structure comprising transverse frames with variable cross-section columns, with a larger section at the top. It was therefore decided to increase their stiffness in the longitudinal direction, taking advantage of the introduction of these elements to improve the diaphragm behaviour of the gym's roof.

A steel high stiffness bracing lattice was installed in the two opposing façades; the frames' beams were used to continue this bracing in the roof.

This solution was used in two bays in the larger gym building and in one bay in the smaller gym/canteen (figures 10 and 11).

In light of the new forces transmitted to the foundations, micropiles were used to resolve the torques resulting from the seismic moment and structure/foundation interaction with due account for the relevant geologic horizons.



Fig. 9 – Paredes transversais e longitudinais de reforço de um dos blocos do edifício principal, próximo de junta de dilatação  
*Transverse and longitudinal reinforcing walls of one of the blocks in the main building, next to the expansion joint*

(bloco central com as escadas principais), que de outra forma seria seriamente comprometedor da arquitectura existente; por outro lado, permite obviar o “martelamento” entre estes três blocos. Na figura 6 apresenta-se uma planta esquemática com o agrupamento dos blocos e localização das paredes de reforço.

- Ligação dos blocos 1 ao 2, assim como do 4 ao 5, ao nível da laje de esteira, com o mesmo objectivo de evitar o “martelamento”, mas não o fazendo rigidamente. Apresenta-se na figura 7 uma solução analisada, que consiste na colocação de varões transversais às juntas, embebidos nas lajes ou vigas de ambos os lados. Nesta solução os varões encontram-se embainhados em parte do seu comprimento (sem aderência directa ao betão), de tal forma que os deslocamentos devidos às variações térmicas possam ser acomodados no segmento não aderente. Para prevenir a encurvadura dispôs-se de espaçadores ao da bainha.

A solução de reforço foi então conjugada entre as ligações atrás referidas e a introdução de quatro novas paredes de betão armado por bloco estrutural cujas dimensões em planta variam entre os 0,20x2,20m; 0,20x3m; 0,20x2,40m (longitudinais) e 0,43x1,60m; 0,43x2,50m; 0,43x3m (transversais) (figuras 8 e 9).

#### 4.2 – Edifício do ginásio existente

A intervenção aqui colocou-se essencialmente ao nível do reforço sísmico do existente; o edifício possui uma estrutura de betão armado constituída por pórticos transversais com maior rigidez nos topos. Assim optou-se por reforçar a sua rigidez na direcção longitudinal, aproveitando no entanto a introdução desses elementos para melhorar o comportamento de diafragma da cobertura do ginásio.

Implementou-se uma solução de treliça de grande rigidez entre dois alinhamentos de pórticos; na cobertura utilizam-se as vigas dos pórticos para continuar esse travamento.

Esta solução é aplicada em dois vãos no edifício do ginásio maior e num vão no edifício do ginásio menor/cantina (figuras 10 e 11).

Face aos novos esforços na fundação recorreu-se a uma solução de microestacas para resolver os binários resultantes do momento sísmico e a interacção estrutura/fundação com os horizontes geológicos interessados.



Fig. 10 – Solução de reforço longitudinal, no piso superior do ginásio  
*Longitudinal strengthening solution in the upper floor of the gym*



Fig. 11 – Solução de reforço longitudinal, no piso inferior do ginásio  
*Longitudinal strengthening solution in the lower floor of the gym*

# 1<sup>st</sup> Standard Design for industrial and commercial schools

## Escola Secundária de Rainha Santa Isabel, Estremoz

### TECHNICAL TEAM

**CIVIL AND STRUCTURAL ENGINEERING** PROFICO, Lda – Engineers Eduardo Monteiro and Afonso Duarte  
**ARCHITECTURE** Oficina Ideias em Linha – Arquitectura e Design, Lda  
**CONTRACTOR** SETH, S.A. / ENGIARTE – Engenharia e Construções, S.A. /  
/ Edificadora Luz & Alves, Lda  
**SUPERVISION** PROSPECTIVA – Projectos, Serviços e Estudos, Lda / GIBB  
Portugal, S.A. / EFS – Engenharia Fiscalização Serviços, Lda

## Escola Básica de Pedro de Santarém, Lisboa

### TECHNICAL TEAM

**CIVIL AND STRUCTURAL ENGINEERING** Gonçalves Pereira Engenheiros, Lda  
**ARCHITECTURE** GIMA – Gestão de Imagem Empresarial, Lda  
**CONTRACTOR** HCI Construções, S.A. / Alves Ribeiro, S.A.  
**SUPERVISION** CINCLUS – Planeamento e Gestão de Projectos, S.A.

## Escola Secundária de Ferreira Dias, Agualva-Cacém

### TECHNICAL TEAM

**CIVIL AND STRUCTURAL ENGINEERING** DIMSTRUT – Engenharia de Estruturas, Lda  
Engineers João Vaz, Inês Relvas, Carlos Aparício and Filipe Janeiro  
**ARCHITECTURE** RISCO – Projectistas e Consultores de Design, S.A.  
**CONTRACTOR** –  
**SUPERVISION** –

146

## STRENGTHENING THE STRUCTURE AND FOUNDATIONS

Escola Secundária de Rainha Santa Isabel – **AUTHORS** Eduardo Monteiro and Afonso Duarte  
Escola Básica de Pedro de Santarém – **AUTHOR** Jorge Gonçalves Pereira  
Escola Secundária de Ferreira Dias – **AUTHOR** João Vaz

### 1 – INTRODUCTION

The 1<sup>st</sup> Standard Design for industrial and commercial schools, Projecto Mercúrio, was developed by JCETS in 1960, under the supervision of Augusto Brandão (architect), corresponding to numerous schools built throughout Portugal in the same decade (figure 1). The following of such schools had work done in the 2<sup>nd</sup> and 3<sup>rd</sup> phases of the Parque Escolar programme: Escola Secundária de Rainha Santa Isabel (Estremoz), Escola Básica de Pedro de Santarém (Benfca, Lisbon), Escola Secundária de Jorge Peixinho (Montijo), Escola Secundária de Vila Real de Santo António, Escola Secundária de Henriques Nogueira (Torres Vedras) and Escola Secundária de Ferreira Dias (Agualva-Cacém, Sintra).

Even though it was not built strictly to this normalized project, a mention should be made to the Escola Secundária de Rainha D. Leonor (Lisbon), described in the previous case study. This school was built at the start of the 1960s decade and heralds the structural solutions that came to be adopted and generalised in this standardized design.



Fig. 1 – Dois exemplos de escolas construídas de acordo com o 1.º Projecto Normalizado (Arquivo Fotográfico da Secretaria-Geral do Ministério da Educação)  
Two examples of schools built in accordance with the 1st Standard Design

## Escola Secundária de Rainha Santa Isabel, Estremoz

EQUIPA TÉCNICA	
FUNDAÇÕES E ESTRUTURA	PROFICO, Lda – Engenheiros Eduardo Monteiro e Afonso Duarte
ARQUITECTURA	Oficina Ideias em Linha – Arquitectura e Design, Lda
EMPREITEIRO	SETH, S.A. / ENGIARTE – Engenharia e Construções, S.A. / Edificadora Luz & Alves, Lda
FISCALIZAÇÃO	PROSPECTIVA – Projectos, Serviços e Estudos, Lda / GIBB Portugal, S.A. / EFS – Engenharia Fiscalização Serviços, Lda

## Escola Básica de Pedro de Santarém, Lisboa

EQUIPA TÉCNICA	
FUNDAÇÕES E ESTRUTURA	Gonçalves Pereira Engenheiros, Lda
ARQUITECTURA	GIMA – Gestão de Imagem Empresarial, Lda
EMPREITEIRO	HCI Construções, S.A. / Alves Ribeiro, S.A.
FISCALIZAÇÃO	CINCLUS – Planeamento e Gestão de Projectos, S.A.

## Escola Secundária de Ferreira Dias, Agualva-Cacém

EQUIPA TÉCNICA	
FUNDAÇÕES E ESTRUTURA	DIMSTRUT – Engenharia de Estruturas, Lda Engenheiros João Vaz, Inês Relvas, Carlos Aparício e Filipe Janeiro
ARQUITECTURA	RISCO – Projectistas e Consultores de Design, S.A.
EMPREITEIRO	–
FISCALIZAÇÃO	–

## REFORÇO DA ESTRUTURA E DAS FUNDAÇÕES

Escola Secundária de Rainha Santa Isabel – AUTORES Eduardo Monteiro e Afonso Duarte

Escola Básica de Pedro de Santarém – AUTOR Jorge Gonçalves Pereira

Escola Secundária de Ferreira Dias – AUTOR João Vaz

### 1 – INTRODUÇÃO

O 1.º Projecto Normalizado destinado a escolas industriais e comerciais (*Projecto Mercúrio*) foi elaborado pela JCETS em 1960, sob coordenação do arquitecto Augusto Brandão, correspondendo a um numeroso conjunto de escolas construídas em todo o País durante a mesma década (figura 1). Referem-se as seguintes escolas com intervenções nas 2.ª e 3.ª fases do programa da Parque Escolar: Escola Secundária de Rainha Santa Isabel (Estremoz), Escola Básica de Pedro de Santarém (Benfica, Lisboa), Escola Secundária de Jorge Peixinho (Montijo), Escola Secundária de Vila Real de Santo António, Escola Secundária de Henriques Nogueira (Torres Vedras) e Escola Secundária de Ferreira Dias (Agualva-Cacém, Sintra).

Embora não corresponda estritamente ao projecto-tipo, refere-se ainda a Escola Secundária de Rainha D. Leonor (Alvalade, Lisboa), descrita no caso de estudo anterior, construída no início da década de 1960, prefigurando a solução estrutural que veio a ser adoptada e generalizada neste tipo de projecto.

### 2 – CARACTERIZAÇÃO DOS EDIFÍCIOS

As salas de aula encontram-se concentradas num edifício único, constituído por corpos modulares justapostos, com a disposição de “corredor central”. A modulação longitudinal é definida por vãos de 4m, incluindo os vãos de escadas. Por vezes ocorre um desfasamento entre corpos contíguos, em altura (meio piso) ou em planta. Os corpos apresentam um desenvolvimento longitudinal de entre três e sete vãos, encontrando-se separados por juntas de dilatação com cerca de 2cm de espessura.

2 – CHARACTERIZATION OF THE BUILDINGS

The classrooms are all in one building composed of adjacent modular units with a central corridor. The longitudinal modulation is defined by 4m spans, including the staircase spans. There is sometimes a discrepancy between adjacent units, in elevation (storeys at different levels) or in plan. The units have between three and seven spans longitudinally and are separated by expansion joints that are about 2cm thick. The classrooms measure 7m and the corridors 3m across. In most cases the units have two upper floors, roof slabs and pitched roofs. In addition to the main building (with the classrooms) there is a gym (two floors) and ground floor workshop blocks with multispans monopitch roofs.

The structural solution adopted for the classroom building is the same as that developed shortly before for the Escola Secundária de Rainha D. Leonor, particularly with respect to the

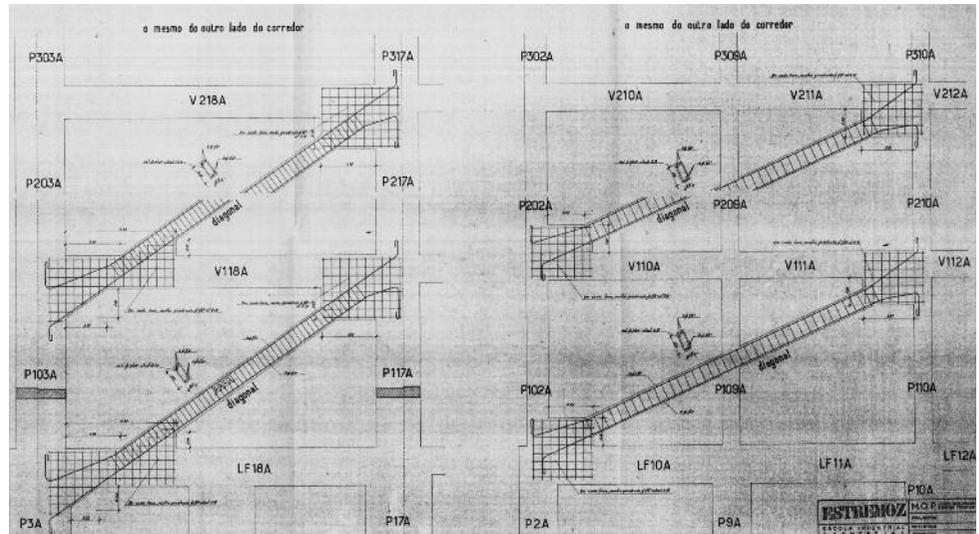
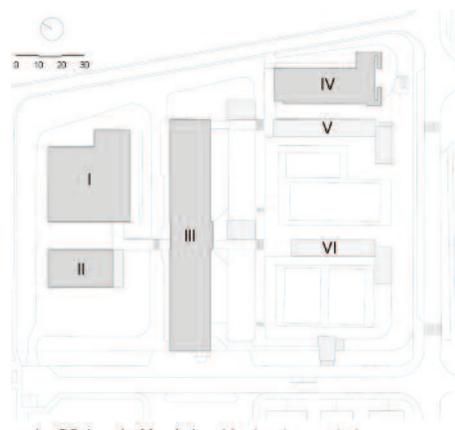


Fig. 2 – Escola Secundária de Rainha Santa Isabel. Diagonais existentes nos alinhamentos transversais das juntas de dilatação (Arquivo Fotográfico da Secretaria-Geral do Ministério da Educação)  
Diagonals in the transverse alignments of the expansion joints

structural system designed for seismic actions: longitudinal frames for the façade and corridor; bracing substructures (frames, diagonals and flights of stairs) laid out across the ends of the building rows and alignments of expansion joints. The seismic coefficient assumed in the design was 0.10 in the parts of the country with the highest seismicity.

The ICIST studies found widespread deficiency in the resistance of the structural elements in relation to the requirements stipulated by the RSAEEP, and this was corroborated by the designers of the structures. The columns, especially those connected to the diagonals, the beams and the



- I - Oficina de Mecânica *Mechanics workshop*
- II - Oficina de Electricidade *Electricity workshop*
- III - Edifício principal *Main building*
- IV - Pavilhão ginnodesportivo *Gym/Sports hall*
- V - Bloco salas Desenho *Drawing classrooms block*
- VI - Bloco Gabinetes *Offices' block*

Fig. 3 – Implantação da Escola Secundária de Rainha Santa Isabel  
Site plan

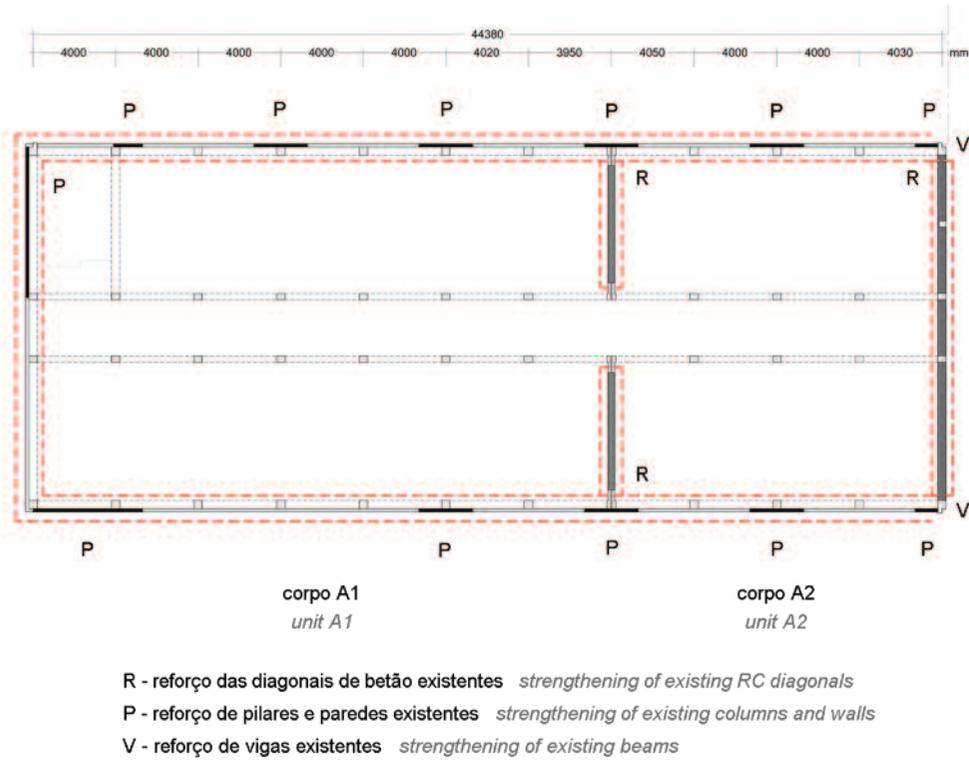


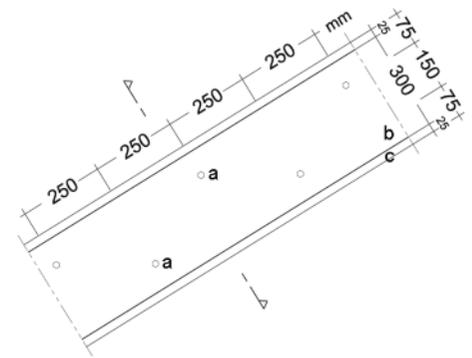
Fig. 4 – Escola Secundária de Rainha Santa Isabel. Pormenores de reforço sísmico do edifício principal  
*Details of seismic strengthening of main building*

Transversalmente, as salas de aula apresentam 7m e os corredores 3m. A generalidade dos corpos tem dois pisos elevados, laje de esteira e cobertura inclinada. Para além do edifício principal (das salas de aula) refere-se a existência do edifício do ginásio (dois pisos) e blocos térreos de oficina, com cobertura em *shed*.

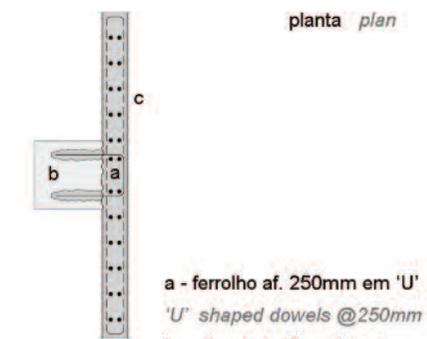
A solução estrutural adoptada para o edifício das salas de aula é idêntica àquela que tinha pouco antes sido desenvolvida para a Escola Secundária de Rainha D. Leonor, nomeadamente no que se refere ao sistema estrutural idealizado para as acções sísmicas: pórticos longitudinais, de fachada e de corredor; e subestruturas de contraventamento (pórticos, diagonais ou lanços de escada) dispostas transversalmente nas empenas e alinhamentos de juntas. O coeficiente sísmico considerado no projecto foi de 0,10 nas zonas de maior sismicidade do país.

Nos estudos realizados pelo ICIST, corroborados pelos projectistas de estruturas, verificou-se uma deficiência generalizada de resistência nos elementos estruturais face aos requisitos actuais impostos pelo RSAEEP. Encontram-se nessa situação os pilares, particularmente aqueles que se encontram ligados às diagonais, as vigas e as próprias diagonais (figura 2). Este facto poderá ser explicado pelo reduzido valor do coeficiente sísmico originalmente considerado. As regras de pormenorização ultrapassadas sugerem que deverá ser reduzida a ductilidade apresentada nas regiões críticas dos elementos. Como outros factores de risco, referem-se o martelamento entre os corpos (agravado nos casos em que os corpos em contacto se encontram desfasados em altura), a disposição de alvenarias (não estruturais) que poderá propiciar o efeito de coluna curta e ainda a existência de amplos vãos envidraçados sobre as zonas de entrada e nos acessos verticais.

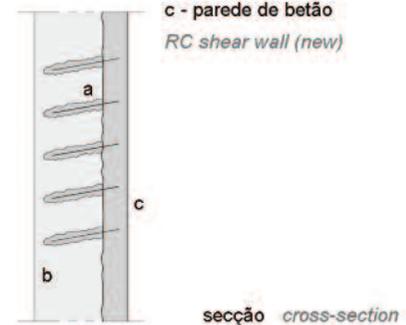
Apresentam-se de seguida três intervenções distintas que ilustram a multiplicidade de soluções adoptadas no reforço sísmico de fundações e estruturas dos corpos das salas de aula.

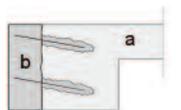
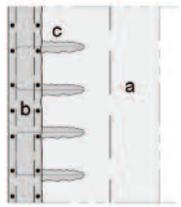
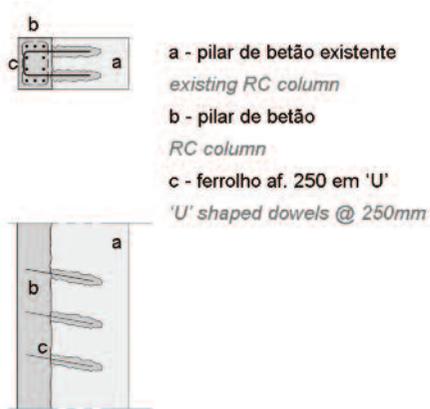


- a - bucha química HVU  
*HVU chemical anchor*
- b - chapa metálica  
*steel plate*
- c - diagonal de betão existente  
*existing RC diagonal*
- d - argamassa de alta resistência  
*high-strength mortar*



- a - ferrolho af. 250mm em 'U'  
*'U' shaped dowels @250mm*
- b - pilar de betão existente  
*existing RC column*
- c - parede de betão  
*RC shear wall (new)*





a - viga de betão existente  
existing RC beam  
b - viga de betão  
RC beam  
c - ferrolho af. 250mm em 'U'  
'U' shaped dowels @ 250mm

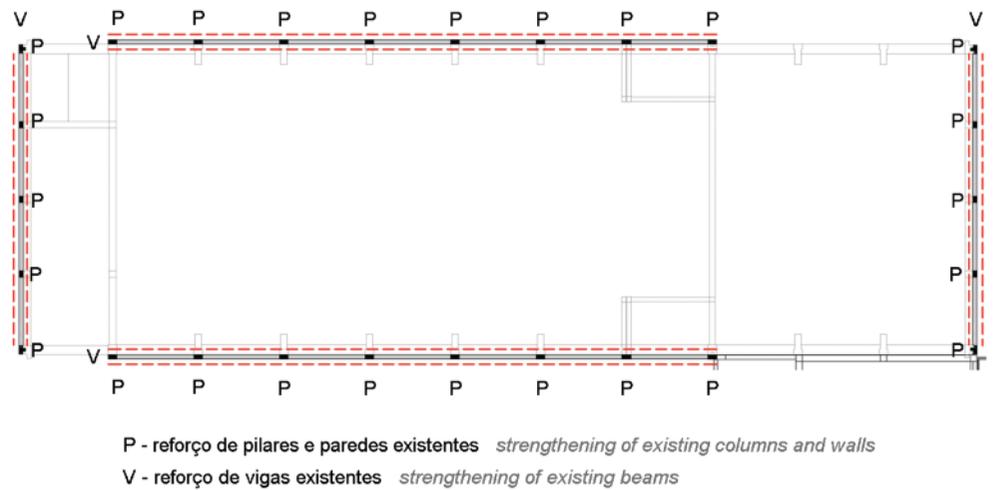


Fig. 5 – Escola Secundária de Rainha Santa Isabel. Pormenores de reforço sísmico do ginásio  
Details of seismic strengthening of the gym

### 3 – ESCOLA SECUNDÁRIA DE RAINHA SANTA ISABEL, ESTREMOZ

The existing buildings in the architecture design that it was decided to maintain and renovate (due to their good condition) were the main building, the gym and the mechanics workshop (figure 3).

Although the new architectural programme does not intervene in the existing structure or the usage, and the original design did consider seismic action, overall these buildings did not exhibit adequate resistance to seismic action in light of the demands of current legislation. Seismic strengthening was therefore undertaken. Note that the school is located in seismic zone B, under the RSAEEP.

For the main buildings (figure 4) and the gym (figure 5) the strengthening solution chosen was one that would keep the original structural system and add new reinforced concrete elements connected to the existing structure so as to enhance its stiffness and strength.

It was decided to carry out the strengthening from the outside, insofar as the architecture design allowed. This solution has the great advantage that the structural reinforcement work can be carried out at the same time as the work inside the building, thereby reducing the time taken. In the main building, all the new pipes and conduits were also laid outside and aligned with the reinforcing elements. The total integration of the reinforcement in the functionality and architectural concept of the building was thus achieved.

The intervention focused on the end frames in both the longitudinal and transverse directions. The end frames were reinforced by increasing the cross-section by applying shotcreted concrete on the outside of the existing columns and beams. The transverse concrete beams in the main building also needed strengthening, and this was done by adding steel plates (figure 4).

### 4 – ESCOLA BÁSICA DE PEDRO DE SANTARÉM, LISBON

The classroom building has a ground floor and two upper floors and its construction was based on a 1959 design for foundations and structures, following 1<sup>st</sup> Standard Design: reinforced concrete

diagonals themselves were in this situation (figure 2). This can be explained by the shortfall in the seismic coefficient values originally assumed. The outdated detailing rules suggest that the ductility exhibited in the critical areas of the elements should be very limited. Other risk factors include pounding between the units (aggravated wherever the adjacent units had floors at different heights), the layout of non-structural masonry walls, which could provoke the short column effect, and the existence of large glazed spans over entrance areas and vertical accesses.

Three distinct interventions are now described that illustrate the many solutions adopted for the seismic strengthening of the foundations and structure of the classroom units.

### 3 – ESCOLA SECUNDÁRIA DE RAINHA SANTA ISABEL, ESTREMOZ

Os edifícios existentes que no projecto de Arquitectura, devido ao bom estado apresentado, se decidiram manter e renovar foram o edifício principal, o ginásio e a oficina de Mecânica (figura 3).

Apesar do novo programa arquitectónico não intervir na estrutura existente nem nos usos funcionais e do projecto original ter considerado a acção sísmica no seu dimensionamento, constatou-se que estes edifícios não apresentavam, na sua globalidade, capacidade resistente suficiente para a acção sísmica, considerando as exigências impostas pela legislação actual. Deste modo, procedeu-se ao seu reforço sísmico. É de referir que a escola se encontra localizada na zona sísmica B, conforme indicado no RSAEEP.



Fig. 6 – Escola Secundária de Rainha Santa Isabel. Aspecto final do edifício principal (José Manuel)  
Main building. Final appearance

No que concerne ao edifício principal (figura 4) e do ginásio (figura 5), optou-se por uma solução de reforço que mantivesse o sistema estrutural original, adicionando novos elementos em betão armado ligados à estrutura existente, de forma a aumentar as suas características de rigidez e resistência.

Decidiu-se efectuar o reforço pelo exterior, na medida em que o projecto de Arquitectura assim o permitia. Esta solução tem a grande vantagem de permitir que os trabalhos de reforço da estrutura sejam efectuados em simultâneo com os trabalhos no interior do edifício, reduzindo o prazo de execução dos mesmos. No edifício principal, a passagem de todas as novas tubagens e condutas foi também efectuada pelo exterior, alinhadas com os elementos de reforço, obtendo-se uma total integração do reforço na funcionalidade e no conceito arquitectónico concebido para o edifício.

A intervenção focou-se nos pórticos de extremidade nas duas direcções, longitudinal e transversal. Os pórticos de extremidade foram reforçados através do aumento de secção, por aplicação de betão projectado, apenas na face exterior dos pilares e das vigas existentes. No edifício principal, na direcção transversal, as diagonais existentes de betão também necessitaram de reforço, o qual foi efectuado por adição de chapa metálica (figura 4).

### 4 – ESCOLA BÁSICA DE PEDRO DE SANTARÉM, LISBOA

O edifício das salas de aula, com piso térreo e dois pisos elevados, foi construído com base num projecto de fundações e estruturas de 1959, seguindo o 1.º Projecto Normalizado (*Projecto Mercúrio*): sistema porticado em betão armado na direcção



Fig. 7 – Execução do reforço no edifício principal  
Execution of strengthening of main building



Fig. 8 – Preparação para a execução do reforço no edifício do ginásio: ligação ao topo norte  
Preparation for the execution of strengthening of the gym: connection to the north end

frame system lengthways and bracing diagonals in the transverse frames at the joint or end. The longitudinal frames take the slabs, some lightened (through the inclusion of perforated clay blocks) and some solid. The foundations are direct, composed of reinforced concrete footings, interconnected by foundation beams.

The structure in question was clearly not compliant with the current regulations. This was confirmed by the static and dynamic 3-D analysis of the existing structure, focusing particularly on the columns. In this context, it was decided not to undertake a general strengthening of beams and columns – the solid slabs did not present significant problems, and the lightened ones, apart from reservations that are generally raised with respect to design and their behaviour in earthquakes, are designed for vertical actions compatible with the predicted

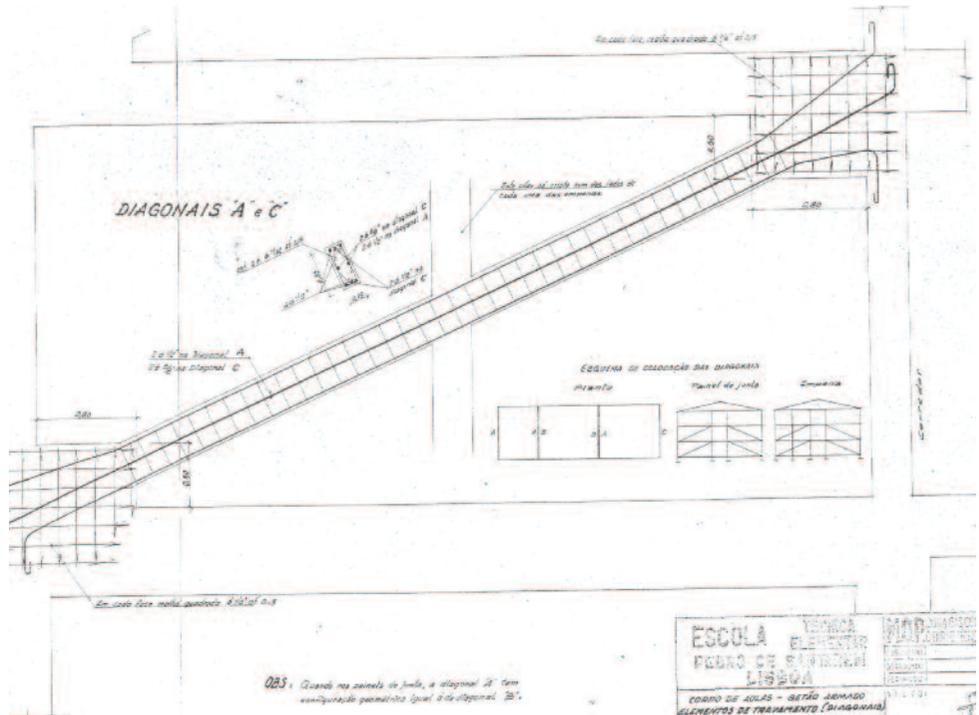
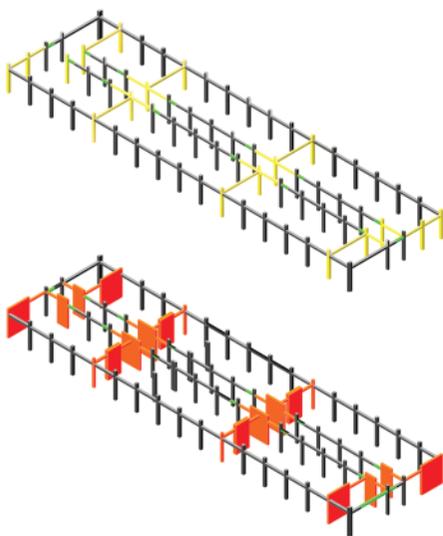


Fig. 9 – Escola Básica de Pedro de Santarém. Diagonais existentes nos alinhamentos transversais das juntas de dilatação (Arquivo Fotográfico da Secretaria-Geral do Ministério da Educação)  
Existing diagonals in the transverse alignments of the expansion joints



- a demolir to demolish
- a construir to build
- a reconstruir mantendo a armadura existente to build keeping the existing rebars

Fig. 10 – Escola Básica de Pedro de Santarém. Esquema com solução de reforço adoptada no edifício das salas de aula  
Schematic view of the strengthening solution adopted in the classroom building.

loading. The solution adopted was to make the vertical elements globally adequate by introducing reinforced concrete shear walls laid out as symmetrically as possible in relation to the architectural conditions so as to reduce eccentricities between stiffness and mass distributions. This implied the reconstruction of stretches of adjacent existing beams in the direction of greatest inertia of each new wall, plus strengthening at other points, and the reconstruction of four neighbouring columns on the façade at the other end of the reconstructed beams along the two existing expansion joints, which were removed in the intervention now described. The intervention is illustrated in figure 10.

Given the results of the surveys and the conditions imposed by the footings of the columns on which work was not done, it was decided to execute the new vertical elements using indirect foundations by means of micropiles topped with reinforced concrete pile caps. The micropiles were designed using the method described by Bustamante and Doix, in the Bulletin de Liaison des Laboratoires de Ponts et Chaussées, "Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés". Given the confinement conferred by the ground, with  $K_s$  values above  $2\,000\text{kN/m}^3$ , the phenomenon of buckling was not found to be conditioning factor for the design.

longitudinal e diagonais de travamento nos pórticos transversais de junta ou de extremidade. Os pórticos longitudinais recebem as lajes, em parte aligeiradas e em parte maciças. As fundações são directas por sapatas e vigas também em betão armado.

Era previsível a falta de adequação da estrutura em causa em relação à regulamentação actualmente vigente. Tal facto foi confirmado na análise tridimensional estática e dinâmica feita em relação ao existente, com especial destaque para os pilares.

Neste contexto, e posta de parte a hipótese de um reforço generalizado de vigas e pilares – as lajes maciças não apresentaram problemas significativos, e as aligeiradas, à parte das reservas que levantam sempre em termos de conceito no seu comportamento aos sismos, estão dimensionadas para acções verticais compatíveis com as cargas previstas – foi consensualmente adoptada a solução de adequação global dos elementos verticais, através da introdução de paredes de betão armado, distribuídas do modo mais simétrico possível em função dos condicionamentos arquitectónicos de modo a minimizar as excentricidades da rigidez em relação à massa. Resultou do novo cálculo a necessidade de reconstrução dos troços de viga existentes adjacentes no sentido da maior inércia de cada nova parede, além de outros reforços pontuais, e da reconstrução de quatro pilares vizinhos de fachada na outra extremidade das vigas reconstruídas ao longo das duas juntas de dilatação existentes, as quais são eliminadas com a intervenção que agora se descreve. Esta intervenção encontra-se ilustrada graficamente na figura 10.

Face aos resultados da campanha de sondagens e aos condicionamentos impostos pelas sapatas dos pilares que não seriam intervencionados, optou-se para os novos elementos verticais por fundações indirectas por microestacas encabeçadas por maciços de betão armado. Quanto às microestacas recorreu-se ao método proposto por Bustamante e Doix, no *Bulletin de Liaison des Laboratoires de Ponts et Chaussées*, “*Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés*”. Dado o confinamento conferido pelo solo, com valores de  $K_s$  superiores a  $2\,000\text{kN/m}^3$ , considerou-se o fenómeno de encurvadura não condicionante na análise da estabilidade da solução.

## 5 – ESCOLA SECUNDÁRIA DE FERREIRA DIAS, AGUALVA-CACÉM

O edifício principal era originalmente composto por cinco corpos estruturais independentes (corpos 1 a 5, figura 12) separados por juntas de dilatação. As intervenções estruturais nos edifícios existentes tiveram como princípio, por um lado, cumprir o programa funcional arquitectónico e, por outro, assegurar a sua resistência às acções sísmicas.

O corpo central (corpo 3) foi demolido integralmente já que a solução arquitectónica previa diferentes cotas nos pisos e ainda a incorporação de um elevador. Esta opção permitiu uma abordagem de reforço sísmico do edifício com uma intervenção minimalista nas zonas existentes.

A solução de reforço adoptada foi utilizar o novo edifício central (corpo 3) e um edifício de prolongamento numa das extremidades (corpo 6) como “âncoras sísmicas” dos existentes. Para tal criaram-se dois grandes corpos eliminando as juntas de dilatação entre os módulos estruturais respectivos.

Na fachada de empena de cada um dos dois “novos” corpos estruturais, no lado oposto ao dos edifícios novos, introduziu-se uma parede de grandes dimensões orientada na direcção transversal do edifício (figura 13) fundada em microestacas inclinadas.



Fig. 11 – Escola Básica de Pedro de Santarém. Demolição de elementos estruturais em junta e arranque das armaduras de parede transversal de reforço  
*Demolition of structural elements at the joint and rebars of the transverse reinforcing wall*

## 5 – ESCOLA SECUNDÁRIA DE FERREIRA DIAS, AGUALVA-CACÉM

The main building originally comprised five independent structural units (units 1 to 5, figure 12), separated by expansion joints. The principles underlying the structural interventions in the existing buildings were to fulfil the functional architectural programme and to ensure their resistance to seismic actions.

The central unit (3) was totally demolished since the architectural solution envisaged different elevations for the floors and the installation of a lift. This option made it possible to undertake the seismic strengthening of the building with a minimum of intervention in the existing areas.

### Strengthening solution

The solution adopted was to use the new central building (unit 3) and an extension building at

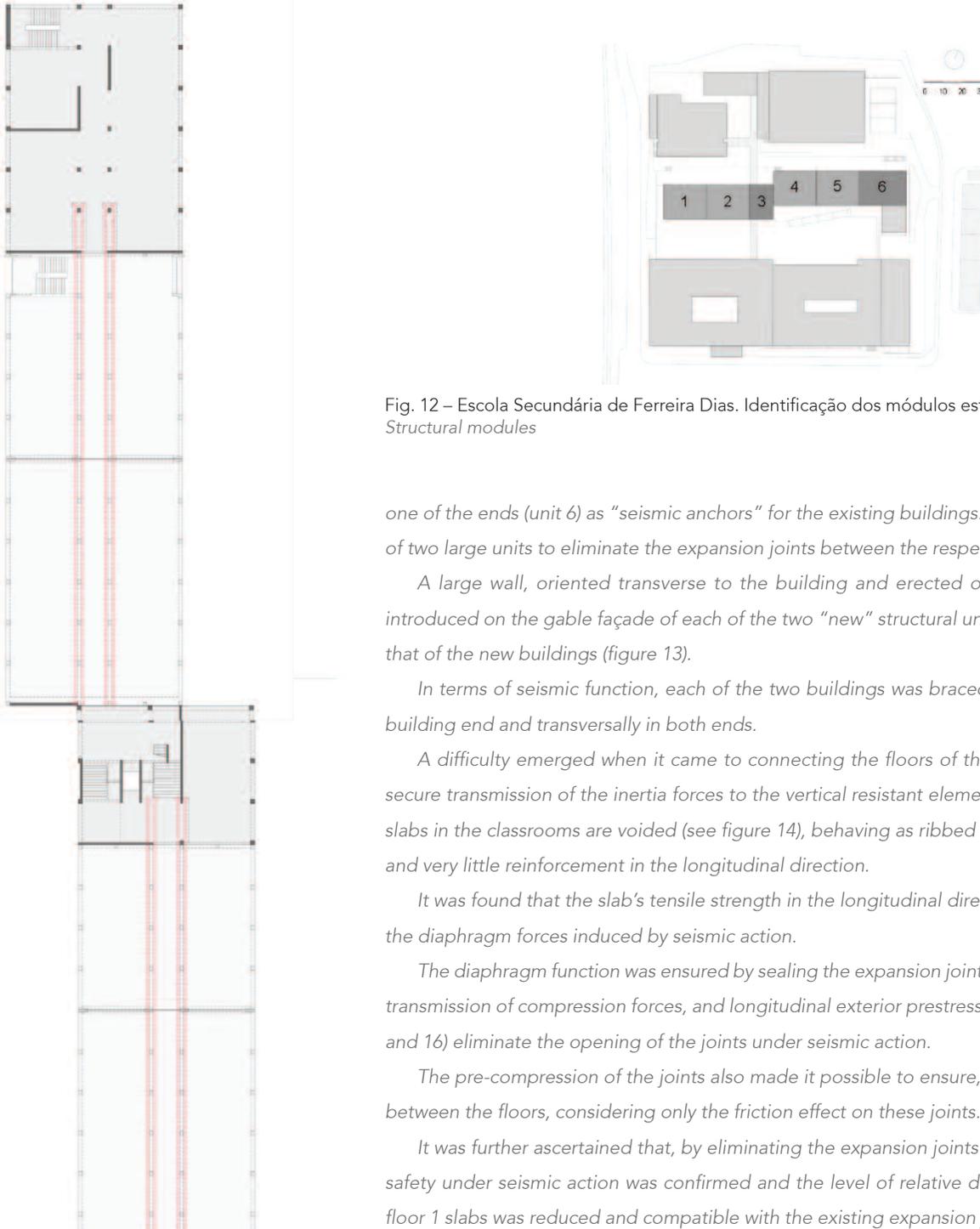


Fig. 12 – Escola Secundária de Ferreira Dias. Identificação dos módulos estruturais  
Structural modules

one of the ends (unit 6) as “seismic anchors” for the existing buildings. This required the creation of two large units to eliminate the expansion joints between the respective structural modules.

A large wall, oriented transverse to the building and erected on sloping micropiles, was introduced on the gable façade of each of the two “new” structural units on the opposite side to that of the new buildings (figure 13).

In terms of seismic function, each of the two buildings was braced longitudinally in the new building end and transversally in both ends.

A difficulty emerged when it came to connecting the floors of the buildings horizontally to secure transmission of the inertia forces to the vertical resistant element at the end. The existing slabs in the classrooms are voided (see figure 14), behaving as ribbed in the transverse direction, and very little reinforcement in the longitudinal direction.

It was found that the slab’s tensile strength in the longitudinal direction was much lower than the diaphragm forces induced by seismic action.

The diaphragm function was ensured by sealing the expansion joints with grout, to allow good transmission of compression forces, and longitudinal exterior prestressing was used to (figures 15 and 16) eliminate the opening of the joints under seismic action.

The pre-compression of the joints also made it possible to ensure, the transverse connection between the floors, considering only the friction effect on these joints.

It was further ascertained that, by eliminating the expansion joints only at the level of floor 2, safety under seismic action was confirmed and the level of relative displacements between the floor 1 slabs was reduced and compatible with the existing expansion joint.

In terms of the roof, specifically in the solid slab over the corridor, it was decided to eliminate the joints passively by concreting a length of the slab above the joint sealed with bolts on the existing slabs. This measure was taken to prevent the slabs from hitting one another under seismic action.

Fig. 13 – Planta do piso 2. Corpo único incluindo os corpos iniciais 1, 2, 4 e 5  
Plan of floor 2. Single unit comprising initial units 1, 2, 4 and 5

Em termos de funcionamento sísmico, cada um dos dois edifícios ficou travado longitudinalmente na extremidade dos edifícios novos e transversalmente em ambas as extremidades.

Surgiu a dificuldade de ligar horizontalmente os pisos dos edifícios para assegurar a transmissão das forças de inércia aos elementos resistentes verticais de extremidade. As lajes existentes nas salas de aula são aligeiradas (figura 14) com funcionamento estrutural na direcção transversal e com muito pouca armadura na direcção longitudinal.

Constatou-se que a capacidade resistente à tracção da laje, na direcção longitudinal, era francamente inferior aos esforços de diafragma induzidos pela acção sísmica.

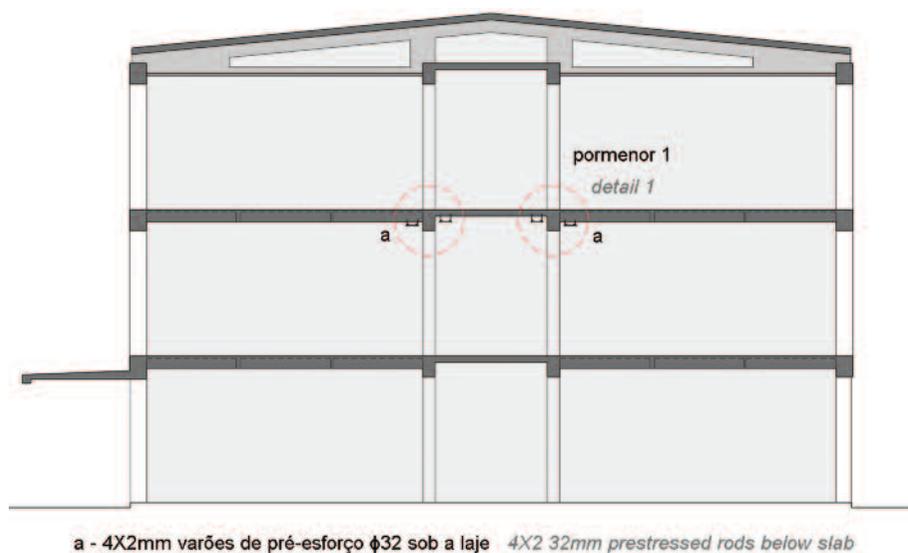


Fig. 15 – Corte transversal do edifício  
Cross-section of building

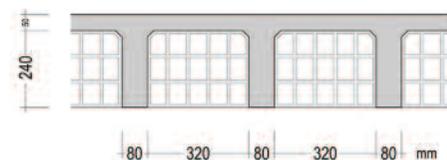


Fig. 14 – Corte da laje existente  
Cross-section of existing slab



Fig. 16 – Pormenor da localização dos varões de pré-esforço  
Detail of location of prestressing bars

Como solução para garantir o funcionamento de diafragma, selaram-se as juntas de dilatação com *grout*, permitindo uma boa transmissão das compressões, e aplicou-se pré-esforço exterior longitudinal (figuras 15 e 16) de forma a eliminar a abertura das juntas quando da actuação dos sismos.

A pré-compressão das juntas permitiu ainda assegurar, só por efeitos de atrito, a ligação transversal entre os pisos.

Verificou-se ainda que, ao efectuar a eliminação das juntas de dilatação apenas ao nível do piso 2, a segurança à acção sísmica ainda era verificada e o nível de deslocamentos relativos entre as lajes do piso 1 era reduzido e compatível com a junta de dilatação existente.

Ao nível da cobertura, mais propriamente na laje maciça sobre o corredor, optou-se por eliminar as juntas de forma passiva através da betonagem de um troço de laje por cima da junta selada com pernos às lajes existentes. Esta medida foi tomada para impedir que, durante a actuação do sismo, as lajes pudessem chocar entre si.

# Escola Secundária de Padre António Vieira, Lisboa

## TECHNICAL TEAM

CIVIL AND STRUCTURAL ENGINEERING PROFICO, Lda

Engineers Jorge Meneses and Ricardo Pinto

ARCHITECTURE Teresa Nunes da Ponte Arquitectura, Lda

CONTRACTOR Construtora Abrantina, S.A. /

/ Lena Engenharia e Construções, S.A. /

/ Manuel Rodrigues Gouveia, S.A.

SUPERVISION TECNOPLANO – Tecnologia e Planeamento, S.A.

## STRENGTHENING THE STRUCTURE AND FOUNDATIONS

AUTHORS Jorge Meneses and Ricardo Pinto

156

### 1 – INTRODUCTION

The Padre António Vieira School was inaugurated in 1965 and was designed for 700 students, in a neighbourhood of Alvalade, in Lisbon, that was growing rapidly. The design, dated 1959, is by the modernist architect Ruy Jervis d’Athouguia. Construction finished in 1963 (figures 1 and 3).

The existing building is of exposed reinforced concrete and is divided into three large blocks in an ‘H’ layout (figure 2) with considerable volumetric variation. The services of and accesses to the different areas are in the central block (A1). The other two wings contain the sports area (A2) and classrooms (A3). The classroom block has four floors and the others are simply ground floor buildings.

### 2 – STRUCTURAL CHARACTERIZATION OF THE EXISTING BUILDINGS

Structurally speaking, blocks A1 and A2 are composed of nine modules about 30m long, separated by expansion joints. Each module comprises a reinforced concrete frame system, in which the beams, of varying heights, are transverse to the façades and support both the roofs and the roof slabs (lightened through the incorporation of perforated clay blocks). These roof beams are simply supported on columns that are mostly located on the planes of the façades and occasionally inside the building. Possibly because these are single-storey buildings, the corresponding structures were not designed in terms of seismic action.

The structure of block A3 (figure 4) comprises fifteen transverse frames with spans of 8.10m which support the secondary beams of the different floors and the floor slabs, lightened through the incorporation of voided clay blocks. The secondary beams established in the planes of the façades not only support the floor slabs but also act as bracings of the frames, between one



Fig. 1 – Panorâmica geral da Escola (Arquivo Fotográfico da Secretaria-Geral do Ministério da Educação)  
General view of the School

# Escola Secundária de Padre António Vieira, Lisboa

## EQUIPA TÉCNICA

FUNDAÇÕES E ESTRUTURA PROFICO, Lda

Engenheiros Jorge Meneses e Ricardo Pinto

ARQUITECTURA Teresa Nunes da Ponte Arquitectura, Lda

EMPREITEIRO Construtora Abrantina, S.A. /

/ Lena Engenharia e Construções, S.A. /

/ Manuel Rodrigues Gouveia, S.A.

FISCALIZAÇÃO TECNOPLANO – Tecnologia e Planeamento, S.A.

## REFORÇO DA ESTRUTURA E DAS FUNDAÇÕES

AUTORES Jorge Meneses e Ricardo Pinto

### 1 – INTRODUÇÃO

A escola Padre António Vieira foi inaugurada em 1965 e destinava-se a acolher cerca de 700 alunos, num bairro de Alvalade em plena expansão demográfica. O projecto datado de 1959 é do arquitecto modernista Ruy Jervis d’Athouguia, tendo a sua construção terminado em 1963 (figuras 1 e 3).

O edifício existente, com estrutura de betão armado aparente, está dividido em grandes três blocos com uma configuração em forma de ‘H’ (figura 2) com uma grande variação volumétrica. No bloco central (A1) concentram-se os serviços e os acessos às diversas áreas. As outras duas alas compreendem a área desportiva (A2) e as salas de aula (A3). O bloco das salas de aula tem quatro pisos, sendo os restantes blocos compostos por apenas um piso térreo.

### 2 – CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL DOS EDIFÍCIOS EXISTENTES

Do ponto de vista estrutural, no seu conjunto os blocos A1 e A2 são compostos por nove módulos com cerca de 30m de extensão separados por juntas de dilatação. Cada módulo é constituído por um sistema porticado em betão armado, em que as vigas, de altura variável, são transversais às fachadas e servem de apoio simultaneamente às coberturas e às lajes de esteira aligeiradas com blocos cerâmicos. Estas vigas de cobertura estão simplesmente apoiadas em pilares localizados essencialmente nos planos das fachadas e pontualmente no interior do edifício. Em virtude de tratarem de edifícios térreos, estas estruturas não foram alvo de verificação sísmica no projecto original.



Fig. 3 – Blocos A1 e A2 (Arquivo Fotográfico da Secretaria-Geral do Ministério da Educação)  
Blocks A1 and A2

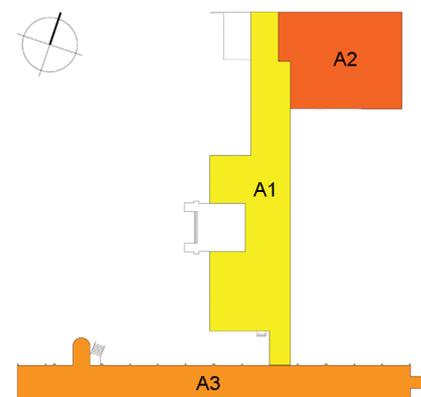


Fig. 2 – Planta esquemática da Escola  
Schematic layout of the School



Fig. 4 – Bloco A3 (Arquivo Fotográfico da Secretaria-Geral do Ministério da Educação)  
Block A3

another. The block is divided into four structural modules separated by three expansion joints where there is a duplication of frames in the respective planes.

The design of this block considered seismic action under the RSCCS. Seismic loading was then assimilated to the application horizontal forces at the centre of gravity of each floor (figure 5), with intensity equal to the multiplication of its weight by a seismic coefficient with a value of 0.10.

Over time the building suffered a series of small alterations and enlargements which did not interfere with the resistant structure. However, since this is an exposed reinforced concrete building, many of its structural elements exhibited a number of anomalies related to the corrosion of rebars caused by the carbonation of the outer concrete layers. This situation was studied specifically and several repair and mitigation measures were adopted.

### 3 – BEHAVIOUR OF THE EXISTING BUILDINGS

Various 3-D models (figures 6 and 7) were built to evaluate the dynamic behaviour of the existing buildings, using a finite element programme. The seismic action was considered in accordance with the modal superposition method using the RSAEEP response spectra.

Even though the single-storey buildings of the central unit and sports area (blocks A1 and A2) display good dynamic behaviour, because of the good in plane distribution of inertia, the relatively low mass and the fact that they are not very tall (fundamental frequencies of the structures above 1.8Hz), they were found to exhibit generalised deficiency in terms of the resistance of the vertical elements. This deficiency was basically related to the fact that the original design accepted a low degree of continuity in the connection between the beams and columns, which led to them being designed only for axial loads, resulting in the adoption of extremely low reinforcement ratios.

The steel reinforcement ratios of the structural elements in block A3 (figure 8), however, are much more generous in terms of size and density of the rebars because of their seismic design.

The analysis model of the structure of one of the buildings in block A3 did, however, confirm what is to some extent noticeable from its shape: quite distinct behaviour for each of the orthogonal directions. The frames in the transverse direction ( $f=2.15\text{Hz}$ ) give the structure high

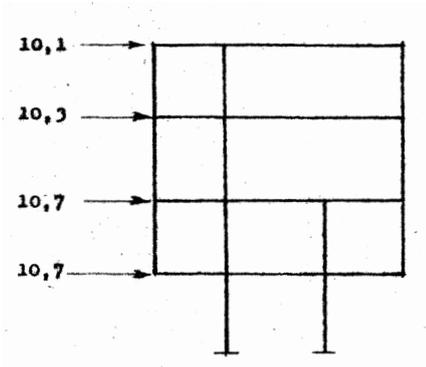


Fig. 5 – Análise de pórtico transversal do bloco A3. Extracto de Memória de Cálculo do Projecto. Forças em tf (Projecto original)  
Analysis of a transverse frame in block A3. Excerpt from the designer's calculation report. Forces in tf (Original design documents)

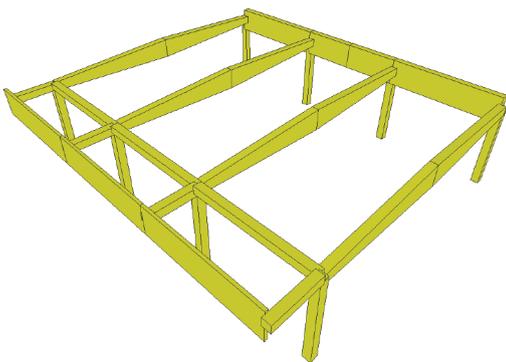


Fig. 6 – Modelo de módulo do bloco A1  
Model of a module in block A1

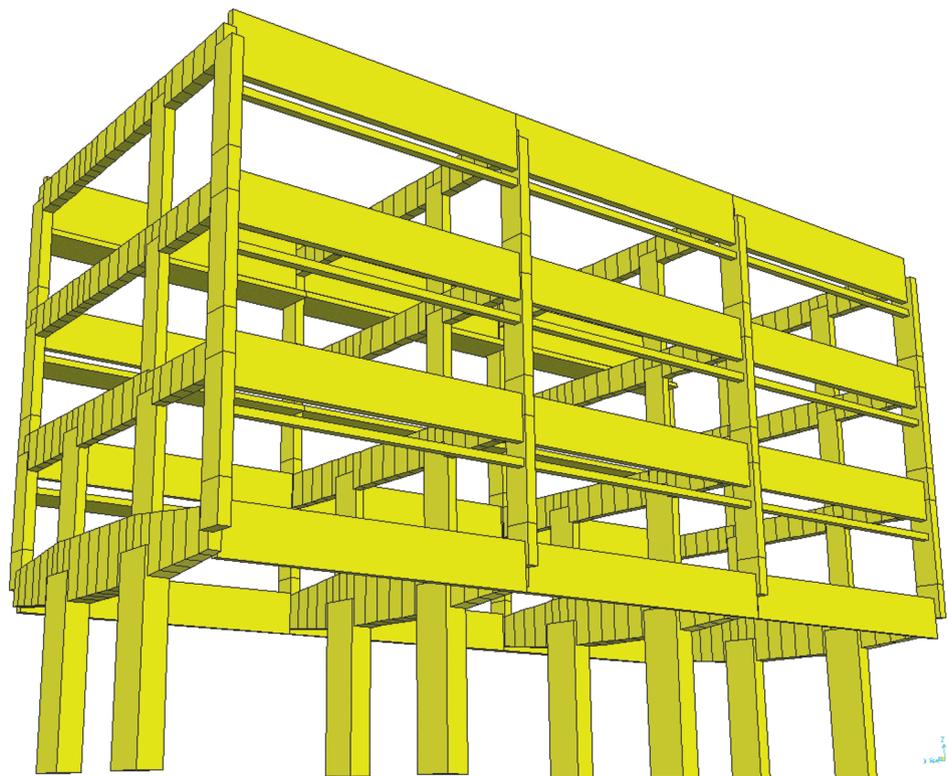


Fig. 7 – Modelo de módulo do bloco A3  
Model of a module in block A3

A estrutura do bloco A3 (figura 4) é constituída por quinze pórticos transversais, espaçados de 8,10m, que suportam as lajes aligeiradas com elementos cerâmicos e vigas secundárias dos vários pisos. As vigas secundárias estabelecidas nos planos das fachadas desempenham, para além da função de suporte das lajes de pavimento, funções de contraventamento dos pórticos entre si. O bloco está dividido em quatro módulos estruturais separados por três juntas de dilatação onde existe uma duplicação dos pórticos nos respectivos planos.

Neste bloco foi considerado um dimensionamento à acção sísmica, de acordo com o RSCCS. As solicitações sísmicas foram então assimiladas a forças estáticas horizontais aplicadas no centro de gravidade de cada piso (figura 5), com uma intensidade igual ao produto do seu peso por um coeficiente sísmico com um valor aproximado de 0,10.



Fig. 8 – Reparação de pilar do bloco A3 com a exposição de armaduras  
*Repair of column in block A3 with rebars exposed*

Ao longo do tempo o edifício sofreu uma série de pequenas alterações e ampliações, que não interferiram com a sua estrutura resistente. No entanto, em virtude se tratar de um edifício em betão aparente, grande parte dos seus elementos estruturais apresentavam um conjunto de anomalias relacionadas com a patologia da corrosão de armaduras, com origem na carbonatação dos betões de recobrimento. Esta situação foi alvo de um estudo específico, tendo sido adoptadas várias medidas de reparação e mitigação.

### 3 – COMPORTAMENTO DOS EDIFÍCIOS EXISTENTES

Para a avaliação do comportamento dinâmico dos edifícios existentes foram realizados vários modelos tridimensionais (figuras 6 e 7), num programa de elementos finitos, em que a acção sísmica foi considerada de acordo com o método de sobreposição modal utilizando os espectros de resposta do RSAEEP.

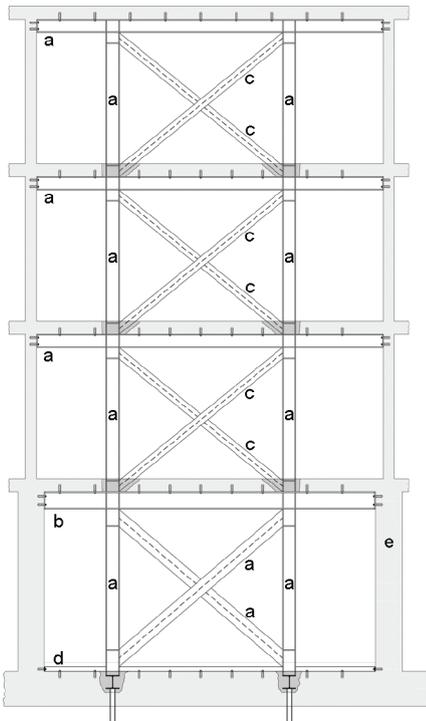
Apesar dos edifícios térreos do corpo central e área desportiva (blocos A1 e A2) aparentarem um bom comportamento dinâmico, função de uma boa distribuição de inércia em planta, de massas relativamente baixas e da sua reduzida altura (frequências fundamentais das estruturas acima de 1,8Hz), verificou-se que estes apresentavam uma deficiência generalizada de resistência ao nível dos elementos verticais. Essa deficiência prendia-se essencialmente com o facto de no projecto original ter sido admitido um baixo grau de encastramento na ligação entre as vigas e os pilares, o que levou a que estes fossem dimensionados apenas para cargas axiais, levando à adopção de taxas de armadura extremamente baixas.

stiffness and strength, while in the longitudinal direction ( $f=1.45\text{Hz}$ ), the tie-beams in the façades and the columns, working in their weak axis, are not capable of withstanding the seismic action defined under the current regulations (they display about 60% of the required resistance).

#### 4 – SEISMIC STRENGTHENING SOLUTIONS FOR THE STRUCTURES

Bearing in mind the buildings' deficiencies, and even though the new architectural programme does not introduce alterations to the structural elements and service loads, all the structures were strengthened against seismic action.

Given the nature of modernist architecture, in which the exposed concrete structure is a distinctive feature that had to be kept, solutions involving local strengthening, such as jacketing with reinforced concrete, steel or carbon sheeting, were greatly restricted at the outset.



- a - HEB300
- b - HEB400
- c - HEB200
- d - UNP300
- e - estrutura existente  
existing structure

Fig. 9 – Estrutura metálica de reforço de um dos edifícios do bloco A3  
Steel reinforcing structure in one of the buildings in block A3

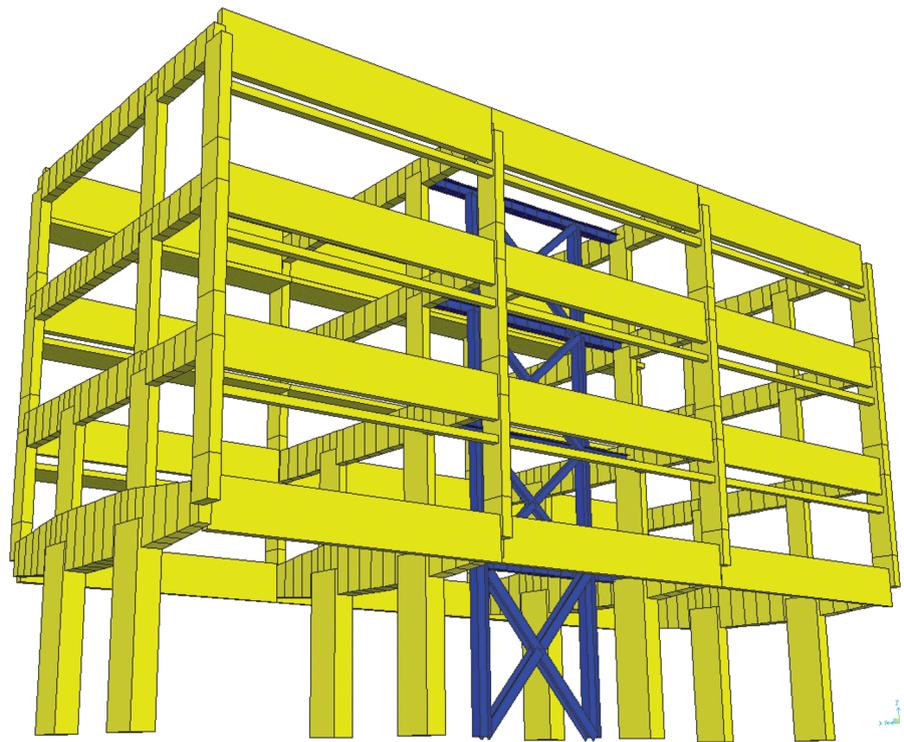


Fig. 10 – Modelo de um dos edifícios do bloco A3 após o reforço, a azul  
Model of one of the buildings in block A3 after strengthening, in blue

It was therefore decided to strengthen the structural systems as a whole by introducing bracing in each structural module, which, for reasons of architectural incorporation and ease of execution, takes the form of braced steel frames each containing two diagonals in the shape of a St Andrew's cross. The steel elements and the structure being reinforced were connected by means of anchor bolts sealed into the existing structures with epoxy resin.

In block A3 only one braced frame was used for the whole height of the building in each structural module (figures 9 to 12), oriented longitudinally next to the partition wall between the corridor and the classrooms. This position of the reinforcing structure, coinciding with one of the structural alignments, allows good functional integration and is close enough to the centre of mass of the floors to avoid generating important torsional modes. Therefore, and since the transverse frames have high stiffness and strength in their alignment, there was no need to use strengthening braced frames in the transverse direction.

Bracings in both directions were used in the single-storey buildings in blocks A1 and A2 (figure 13). They were fitted inside partition walls so as to interfere with the architecture as little as possible. Its layout in plan was defined so as to confer the correct distribution of stiffness and allow the connections to be made directly with the main elements of the earthquake resistant structure.

Pelo contrário, os elementos estruturais do bloco A3 possuem dimensões e densidades de armadura bastante mais generosas (figura 8), em consequência do seu dimensionamento sísmico.

No entanto, o modelo de análise da estrutura de um dos edifícios do bloco A3 veio confirmar aquilo que é de certa forma perceptível pela sua forma: um comportamento bastante distinto para cada uma das direcções ortogonais. Na direcção transversal ( $f=2,15\text{Hz}$ ) os pórticos conferem à estrutura uma grande rigidez e resistência, enquanto na direcção longitudinal ( $f=1,45\text{Hz}$ ), as vigas de travamento nas fachadas e os pilares, a funcionar na sua menor inércia, são insuficientes para fazer face à acção sísmica definida de acordo com a regulamentação actual (apresentam cerca de 60% da resistência requerida).

#### 4 – SOLUÇÕES DE REFORÇO SÍSMICO DAS ESTRUTURAS

Tendo em conta as deficiências apresentadas pelos edifícios, e apesar do novo programa arquitectónico não introduzir alterações ao nível dos elementos estruturais e das cargas de utilização, procedeu-se ao reforço de todas as estruturas face à acção sísmica.

Dada a natureza da arquitectura modernista, na qual a estrutura em betão aparente assume uma grande importância, as soluções de reforço local, como é o caso do encamisamento com betão armado, aço ou laminados de carbono, estavam à partida fortemente condicionadas.

Desta forma, optou-se por uma solução de reforço dos sistemas estruturais na sua globalidade através da introdução de elementos de contraventamento em cada módulo estrutural que, por questões de integração arquitectónica e de facilidade de execução, são em estrutura metálica formando um pórtico com duas diagonais no seu interior em forma de “Cruz de Santo André”. As ligações entre os elementos de aço e a estrutura a reforçar foram realizadas recorrendo a chumbadouros selados com resinas epoxídicas nas estruturas existentes.

Relativamente ao bloco A3, foi adoptado apenas um travamento a toda a altura do edifício em cada módulo estrutural, orientado longitudinalmente junto à parede divisória entre o corredor e as salas de aula (figuras 9 a 12). Esta localização da estrutura de reforço, coincidente com um dos alinhamentos estruturais, para além de permitir uma boa integração funcional, está suficientemente próxima do centro de massa dos pisos para que não se gerem importantes modos de torção. Desta forma, e uma vez que os pórticos transversais possuem uma grande rigidez e resistência no seu alinhamento, não houve necessidade de recorrer a travamentos de reforço na direcção transversal.

Nos edifícios térreos dos blocos A1 e A2 foram utilizados contraventamentos em ambas as direcções (figura 13), colocados no interior de paredes divisórias de forma a interferir o menos possível com a arquitectura. A sua disposição em planta foi definida de modo a conferir uma correcta distribuição de rigidez e a permitir que as ligações fossem realizadas directamente aos elementos principais da estrutura resistente.

As fundações dos travamentos de reforço são realizadas por intermédio de microestacas (figuras 16 e 17), dadas as elevadas forças de tracção/compressão que se formam na sua base, em virtude destes novos elementos não estarem praticamente sujeitos a esforços devido às cargas verticais.

No bloco A3 verificou-se a existência de um lintel de fundação de grandes dimensões na zona prevista para a fundação dos travamentos metálicos. De forma a minimizar a interferência com este elemento, as microestacas foram executadas



Fig. 11 – Aspecto final da estrutura de reforço do bloco A3 ao nível do piso 0  
Final appearance of the reinforcing structure in block A3 at ground floor level

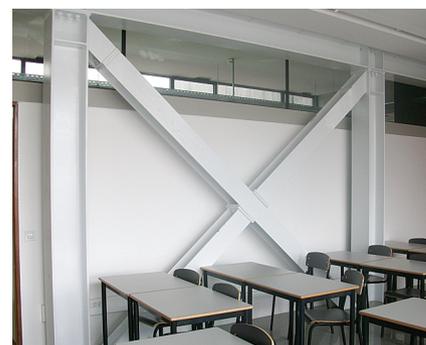


Fig. 12 – Aspecto final da estrutura de reforço do bloco A3 num dos pisos superiores. Sala de aula  
Final appearance of the reinforcing structure in block A3 in one of the upper floors. Classroom

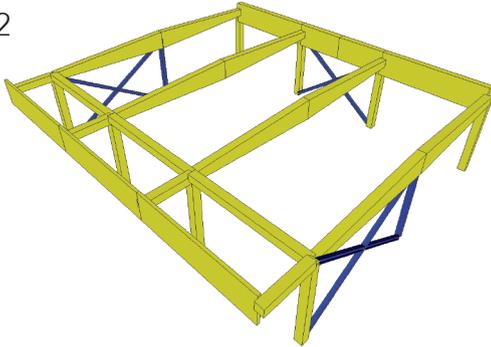


Fig. 13 – Modelo de um dos edifícios do bloco A1 após o reforço, a azul  
Model of one of the buildings in block A1 after strengthening, in blue

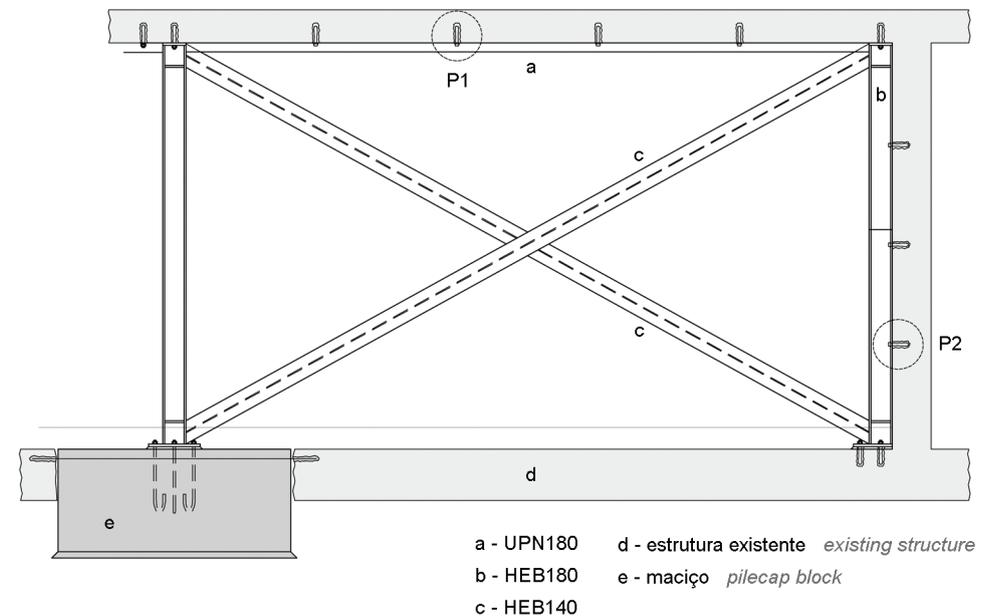


Fig. 14 – Pormenor de estrutura metálica de reforço do bloco A1  
Detail of steel reinforcing structure in Block A1

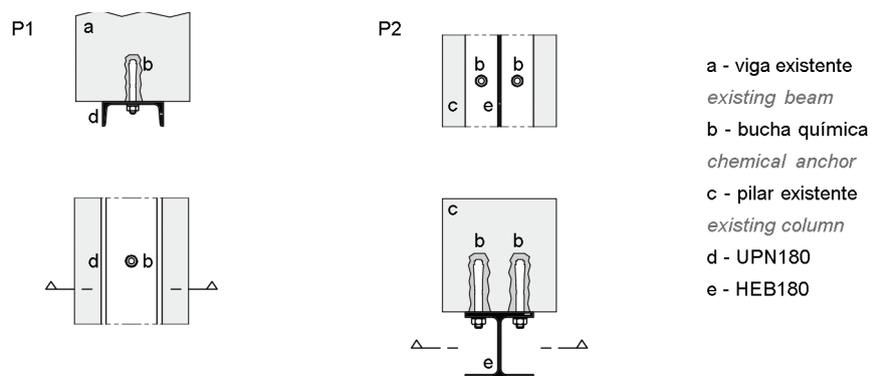


Fig. 15 – Pormenores de ligação da estrutura de reforço à estrutura existente  
Details of connection of reinforcing structure to existing structure

## 5 – FINAL THOUGHTS

The introduction of new elements of high stiffness brought about an alteration in the dynamic behaviour of the existing structures, making them less flexible and changing the frequencies and configuration of their vibration modes. These new elements will absorb most of the forces due to horizontal action, substantially reducing the loading on existing elements and so the overall earthquake resistance is improved.

The use of a steel structure for bracing allows greater flexibility and speed of execution, as well as good incorporation into the architecture design.

The final cost of the seismic strengthening solution used for all the blocks was around €400 000, for a construction area of about 7 900m<sup>2</sup>, i.e., a unit cost of about €50/m<sup>2</sup>.

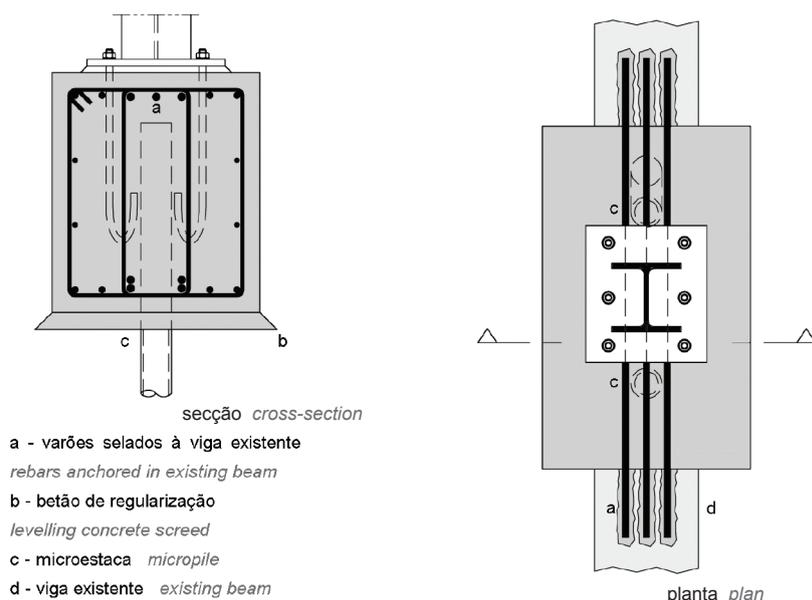


Fig. 16 – Pormenor de um maciço de duas microestacas. Corte e planta  
Detail of pile cap with two micropiles. Section and plan

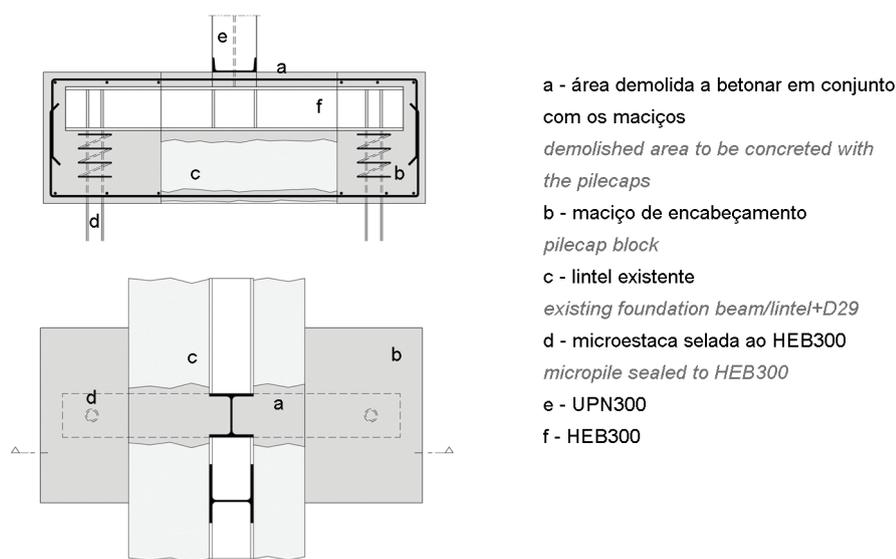


Fig. 18 – Adaptação de maciço de microestacas no bloco A3. Desenhos de pormenor  
Adaptation of pile cap with micropiles in block A3. Detailed drawings

lateralmente ao lintel, sendo a ligação à estrutura assegurada por um maciço transversal com um perfil metálico embutido no seu interior (figuras 18 e 19).

## 5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A introdução de novos elementos de grande rigidez provocou uma alteração no comportamento dinâmico das estruturas existentes, tornando-as menos flexíveis e alterando as frequências e a configuração dos seus modos de vibração. Estes novos elementos passam a absorver grande parte dos esforços devidos às acções horizontais reduzindo substancialmente as solicitações sobre os elementos existentes, melhorando desta forma a capacidade global resistente da estrutura.

A opção por uma solução de contraventamento em estrutura metálica permitiu, por um lado, uma grande flexibilidade e rapidez de execução, e, por outro, uma boa integração no projecto de arquitectura.

O custo final global da solução de reforço sísmico adoptada para a totalidade dos blocos fixou-se em cerca de 400 000€, para uma área de construção de aproximadamente 7 900m<sup>2</sup>, o que representa um custo unitário aproximado de 50€/m<sup>2</sup>.



Fig. 17 – Execução das microestacas  
Execution of the micropiles



Fig. 19 – Adaptação de maciço de microestacas no bloco A3  
Adaptation of pile cap with micropiles in block A3

## TECHNICAL TEAM

CIVIL AND STRUCTURAL ENGINEERING PROCONSULTORES II – Projectos e Consultoria, Lda  
Engineer Joaquim de Almeida  
ARCHITECTURE João Lúcio Lopes Arquitectos, Lda  
CONTRACTOR HAGEN, S.A.  
SUPERVISION CINCLUS – Planeamento e Gestão de Projectos, S.A.

## STRENGTHENING THE STRUCTURE AND FOUNDATIONS

AUTHORS Joaquim de Almeida, António Sousa Gago and Jorge Miguel Proença

164

### 1 – INTRODUCTION

The Dr Azevedo Neves School in the parish of Damaia, municipality of Amadora, was built between 1982 and 1986, following a standard design by the DGCE-MOP. In its original state the school was typical of school buildings usually known as “Technical Base”, which were mostly built at the end of the 1970s and early 1980s. This standard design was used countrywide, the construction only differing locally in places where snow occurs. Strangely, given that the design was conceived after the 1958 RSCCS code and the 1961 RSEP, there is no reference in the original design documents to the seismicity of the construction zone. In fact, the Technical Base schools follow the same structural standards from north to south of mainland Portugal.

Under the Schools Modernization Programme for Secondary Education operated by Parque Escolar, EPE, the Dr Azevedo Neves School underwent considerable upgrading and modernization according to a design by the firm of architects João Lúcio Lopes Arquitectos, Lda. The existing buildings were retained, apart from a single-storey block that housed the administrative services, and new blocks and connections between the existing blocks were built.

The structural conception deficiencies detected in the existing building led to structural strengthening solutions being considered, since questions of cost, duration of works and the functioning of the school during the work phase meant that the classroom blocks had to be kept.

The structural analysis of the existing buildings and the strengthening solutions were undertaken by ICIST and Proconsultores – Projectos e Consultoria, Lda implemented the design and execution. In addition to resolving the immediate problem of strengthening of the school buildings, the studies, the final design and supervision of the work also aimed to define a solution that could be applied to other schools of this type.

### 2 – DESCRIPTION OF EXISTING CONSTRUCTION

The school originally consisted of four buildings, erected between 1982 and 1986 (figure 1). Three of the buildings were to be classrooms and although they have a different number of floors they are of the same type (A3 type blocks – so called in the original design). The 4<sup>th</sup> building, single-storey, is different (AD4 type block – so called in the original design), accommodated the administrative services and was demolished as part of the upgrading works. The seismic studies were carried out on the A3 block with the most floors (two upper floors) since this was the most vulnerable to seismic action. The AD4 block was not studied since it was to be demolished.

The original structure of the school was of reinforced concrete and comprised a lattice of beams and columns in two orthogonal directions, which supported the slabs (figure 2). The slabs were of reinforced concrete, solid for the stairs, verandas and in the cantilevers and of prestressed precast joists elsewhere (figure 3). Other than the columns there are no reinforced concrete vertical elements with resistant functions.

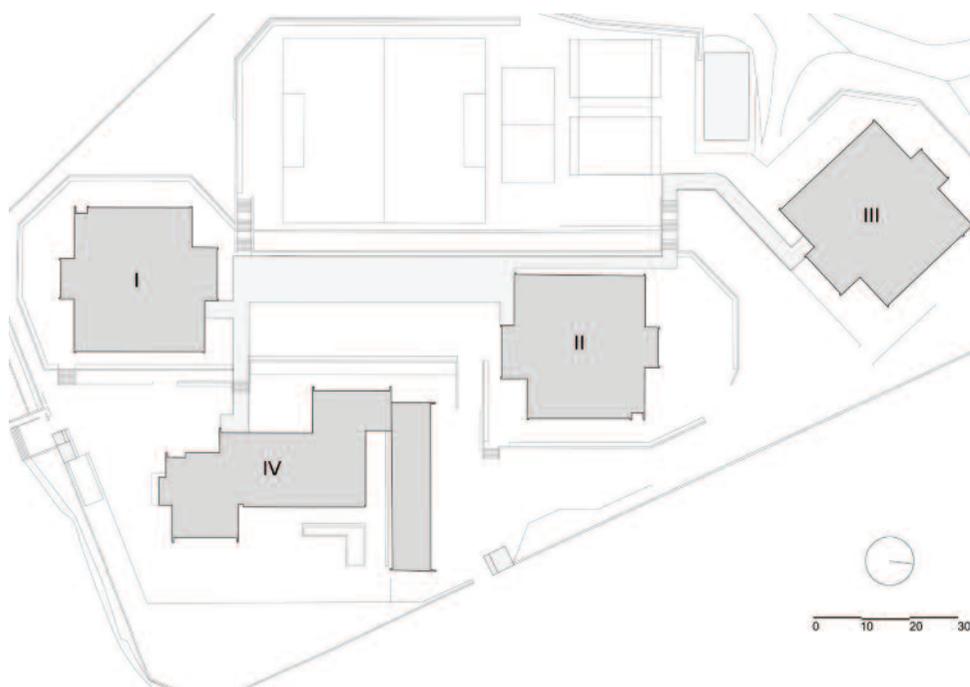
EQUIPA TÉCNICA  
FUNDAÇÕES E ESTRUTURA PROCONSULTORES II – Projectos e Consultoria, Lda  
Engenheiro Joaquim de Almeida  
ARQUITECTURA João Lúcio Lopes Arquitectos, Lda  
EMPREITEIRO HAGEN, S.A.  
FISCALIZAÇÃO CINCLUS – Planeamento e Gestão de Projectos, S.A.

## REFORÇO DA ESTRUTURA E DAS FUNDAÇÕES DOS PAVILHÕES E DAS SALAS DE AULA

AUTORES Joaquim de Almeida, António Sousa Gago e Jorge Miguel Proença

### 1 – INTRODUÇÃO

A Escola Básica e Secundária de Dr Azevedo Neves, na freguesia da Damaia, no concelho da Amadora, foi construída na primeira metade da década de 1980, entre 1982 e 1986, seguindo um projecto-tipo da autoria da Direcção-Geral das Construções Escolares do Ministério das Obras Públicas. A escola, no seu estado original, era representativa duma tipologia de edifícios escolares usualmente designada por *escola-tipo Base Técnica*, que foi largamente construída no final da década de 1970 e na primeira metade da década de 1980. O referido projecto-tipo era aplicável a todo o território nacional, com uma única diferenciação em relação à localização geográfica da construção que se relacionava com os efeitos da acção da neve. Estranhamente, visto que o projecto foi realizado posteriormente aos regulamentos de 1958 e de 1961, não se identificou, nos elementos de projecto originais, qualquer referência à sismicidade do local da construção. De facto, as construções escolares da tipologia *escola-tipo Base*



- I - bloco A3 102 2 pisos elevados (1983) A3 102 block with 2 floors above ground floor (1983)
- II - bloco A3 102 1 piso elevado (1983) A3 102 block with 1 floor above ground floor (1983)
- III - bloco A3 102 1 piso elevado (1986) A3 102 block with 1 floor above ground floor (1986)
- IV - bloco AD4 piso térreo (1983) AD4 block with ground floor (1983)

Fig. 1 – Planta de implantação da Escola Básica e Secundária de Dr Azevedo Neves  
General plan of the School

- a - banda maciça *solid slab strip*
- b - viga *beam*
- c - laje vigotas *prestressed precast joists*
- d - laje maciça *solid slab*
- e - JD *EJ*

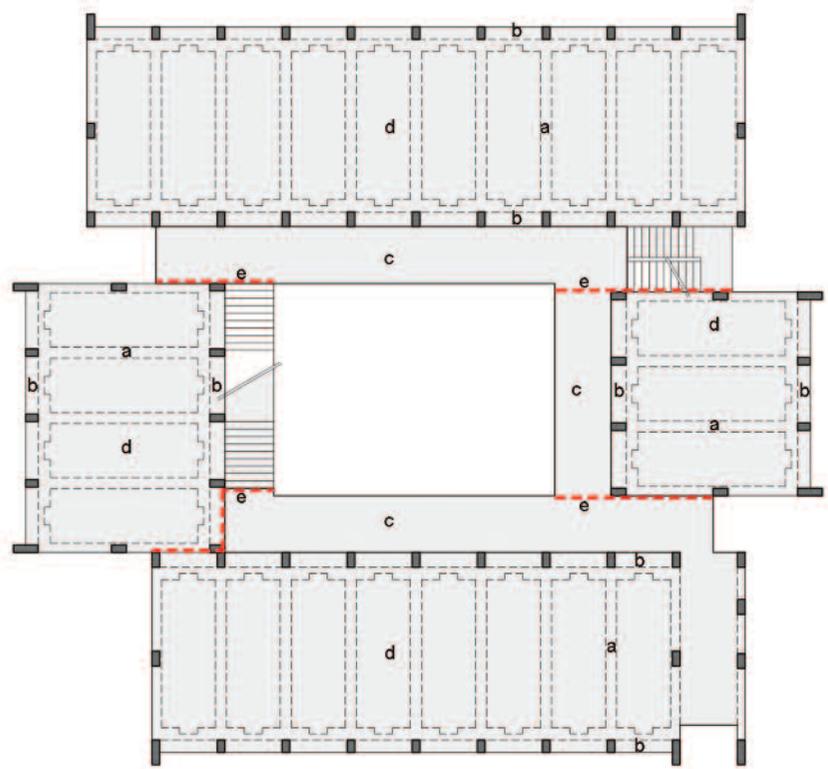


Fig. 2 – Planta do bloco A3 com indicação da localização das juntas e as dimensões dos pilares  
Block A3. Location of expansion joints

- a - pilar 25X96 10 $\phi$ 12mm *column 25x96 10X12mm rebars*
- b - pilar 25X70 10 $\phi$ 12mm *column 25X70 10X12mm rebars*

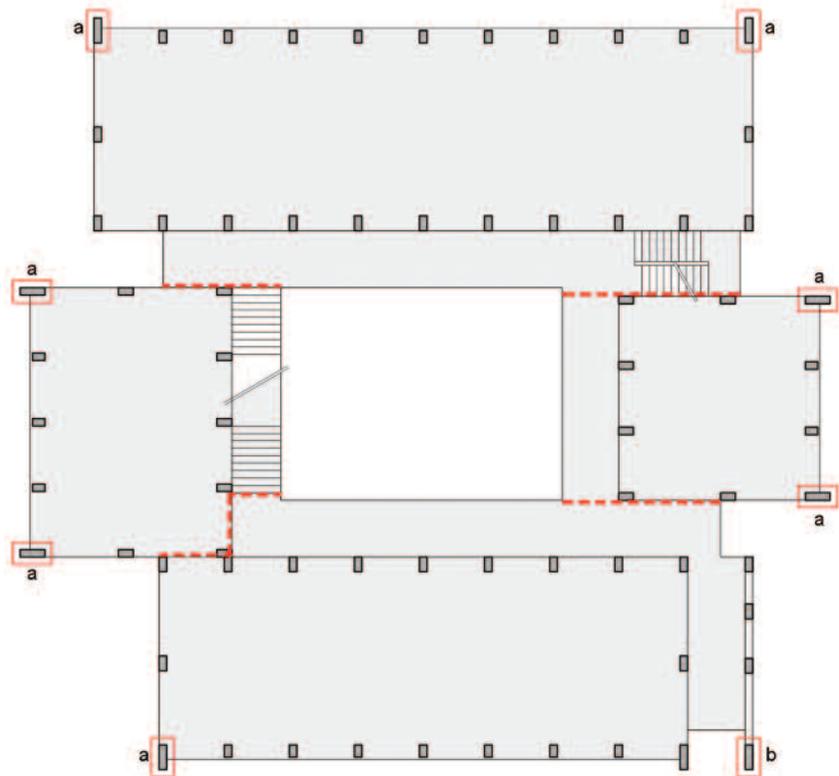


Fig. 3 – Planta do bloco A3 com indicação dos tipos de laje  
Block A3. Reinforced concrete slabs

Another important aspect in the structural behaviour of the A3 blocks is that four expansion joints divide the block into four sub-blocks that act independently from the structural point of view (figure 3). The roof of the interior courtyard was made of transparent panels which were supported on a steel structure that itself rested on the four independent sub-blocks simultaneously (figure 4). If out-of-phase movements occurred in these four sub-blocks the courtyard roof would lose its support base.

Técnica seguem uma mesma tipologia estrutural no Sul, no Centro e no Norte de Portugal continental.

No âmbito do Programa de Modernização das Escolas do Ensino Secundário, levado a cabo pela Parque Escolar, EPE, a Escola Básica e Secundária de Dr Azevedo Neves foi amplamente requalificada e modernizada, seguindo um projecto do atelier de arquitectura João Lúcio Lopes Arquitectos, Lda. Na requalificação mantiveram-se os edifícios existentes, com a excepção de um bloco de piso térreo onde se localizavam os serviços administrativos, e foram construídos novos blocos e novas ligações entre os edifícios existentes.

As deficiências de concepção estrutural detectadas nas construções existentes levaram à consideração de soluções de reforço estrutural, uma vez que questões económicas, de duração da empreitada e de funcionamento da escola durante a fase de obra, obrigavam a manutenção dos blocos das salas de aula.

Os estudos de análise estrutural dos edifícios existentes e das soluções de reforço foram realizados pelo ICIST e a sua implementação em projecto de execução foi feita pela empresa Proconsultores – Projectos e Consultoria, Lda. Para além da resolução do problema imediato, de reforço dos edifícios da escola, os estudos, o projecto de execução e o acompanhamento da obra visaram, também, a definição duma solução aplicável a outros conjuntos escolares deste tipo.

## 2 – DESCRIÇÃO DA CONSTRUÇÃO EXISTENTE

Originalmente o conjunto escolar era constituído por quatro edifícios, construídos entre 1982 e 1986 (figura 1). Três dos edifícios destinavam-se a salas de aula e, embora com diferente número de pisos, apresentavam uma mesma tipologia (blocos tipo A3, conforme designação do projecto original). O 4.º edifício, de piso térreo e com uma tipologia diferente (bloco tipo AD4, conforme designação do projecto original), era ocupado pelos serviços administrativos e foi demolido no processo de requalificação da escola. Os estudos sísmicos incidiram sobre o bloco A3 de maior número de pisos (dois pisos elevados), que, por isso, era o que se apresentava mais vulnerável à acção sísmica. O bloco AD4 não foi estudado por estar prevista a sua demolição.

A estrutura original dos edifícios da escola era em betão armado e constituída por um reticulado de vigas e pilares, em duas direcções ortogonais, que apoiavam as lajes (figura 2). As lajes eram em betão armado, maciças nas escadas, nas varandas e nas consolas, e em vigotas pré-esforçadas nas restantes zonas (figura 3). Para além dos pilares não existiam outros elementos verticais em betão armado com funções resistentes.

Outro aspecto importante no comportamento estrutural dos blocos do tipo A3 é a existência de quatro juntas de dilatação que dividem o bloco em quatro sub-blocos com funcionamento autónomo do ponto de vista estrutural (figura 3). A cobertura do pátio interior era em chapas de material translúcido que se apoiavam numa estrutura metálica que se suportava, por sua vez, nos quatro sub-blocos autónomos em simultâneo (figura 4). No caso de ocorrência de movimentos desfasados nestes quatro sub-blocos a estrutura da cobertura do pátio perderia a sua base de sustentação.

No interior dos edifícios identificaram-se deficiências construtivas próximo das juntas de dilatação, resultantes das diferenças de deformabilidade dos elementos estruturais confinantes e verificou-se que a distribuição das alvenarias era de modo a poder originar o efeito de “coluna curta”. Identificaram-se, também, em alguns



Fig. 4 – Bloco A3. Vista do pátio interior e da sua cobertura em estrutura metálica  
Block A3. View of the interior courtyard and its steel structure roof

Inside the buildings, constructive deficiencies were found next to the expansion joints, stemming from the difference in deformability of the confining structural elements, while the distribution of the masonry walls was such as could give rise to the short column effect. It was also found that there was concrete cover spalling on some columns and beams on the outside of the building and that locally some of the rebars showed signs of corrosion.

### 3 – STRUCTURAL ANALYSIS

Several 3-D computational analysis models were built to simulate the structural behaviour of the A3 block (figure 5). These models were built up based on information gathered from inspections of the building and information from the original design. The computational models were calibrated by comparing their results with those of dynamic characterisation tests carried out on the building, for that specific purpose. The configuration and frequencies of the fundamental modes achieved in the numerical models were close to those given by the modal identification tests.

Assuming the actions and analysis criteria established in the RSAEEP, still in force, the computational models show that the cross-sections of the structural elements, beams and columns, of the A3 block with two upper floors were adequate for the vertical actions but not adequate to support seismic action.

Regarding seismic action, the resistance deficiencies were more important in the columns, notably because, although their cross-sections were quite generous, the levels of reinforcing were poor, even lower than the regulatory minimum (columns 0.25x0.9m and 0.25x0.70m with 10-12mm diameter rebars). These very stiff columns are subjected to substantial inertia forces from the floors, which introduce forces incompatible with the small amount of reinforcement they contain. The area of longitudinal reinforcement in these columns is about 10% of what is needed.

On the other hand, the cross-sections of the beams next to the supports were generally found to have insufficient reinforcement for safety of the ultimate limit states of bending and shear for the combinations of actions in which seismic action is the basic variable action. The reinforcement in most of the beams was about 33% of what was needed.

It was further found that the structure was very flexible, with displacements induced in the elements adjacent to the expansion joints by the seismic action mentioned in the regulations incompatible with the size of these joints.

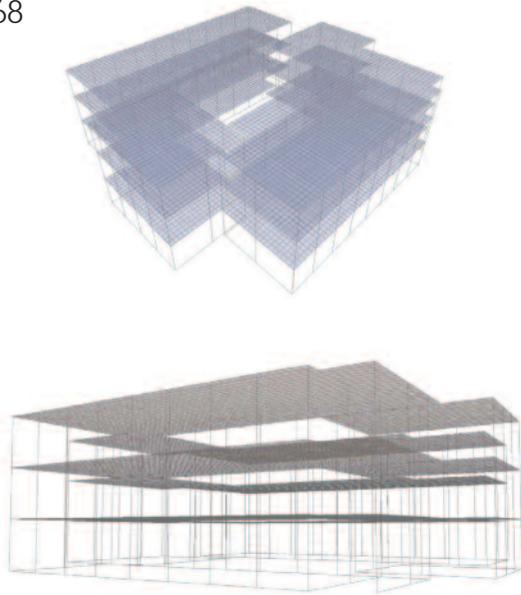


Fig. 5 – Bloco A3. Modelo numérico do edifício de dois pisos elevados  
Block A3. Numerical model of the building with two upper floors

- a - novo lintel de encabeçamento das microestacas  
*new lintel as a pilecap for micropiles*
- b - microestacas  
*micropiles*
- c - parede de reforço em betão armado  
*strengthening reinforced concrete shear walls*

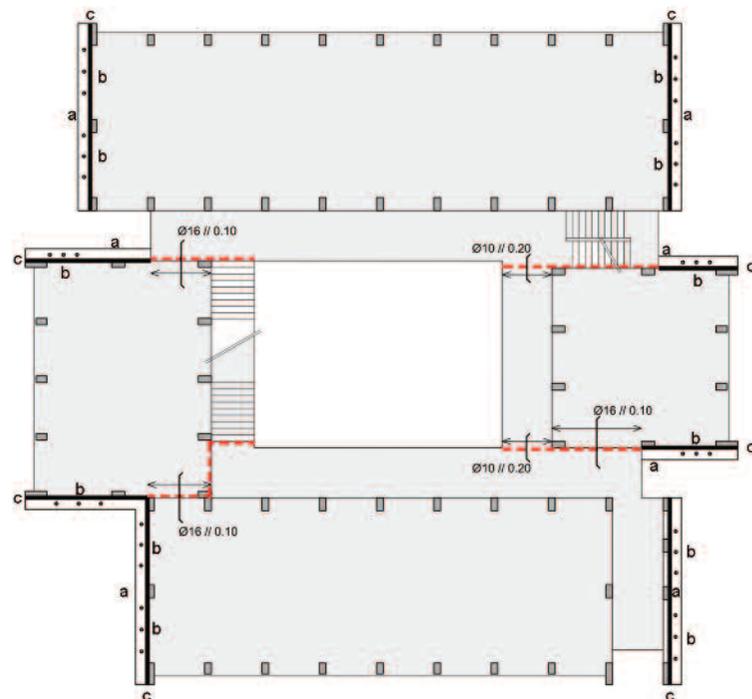


Fig. 6 – Planta geral da solução de reforço  
General plan of the strengthening solution

pilares e vigas localizados no exterior do edifício, o destacamento do betão de recobrimento das armaduras (normalmente de espessura reduzida) e a corrosão de armaduras.

### 3 – ANÁLISE ESTRUTURAL

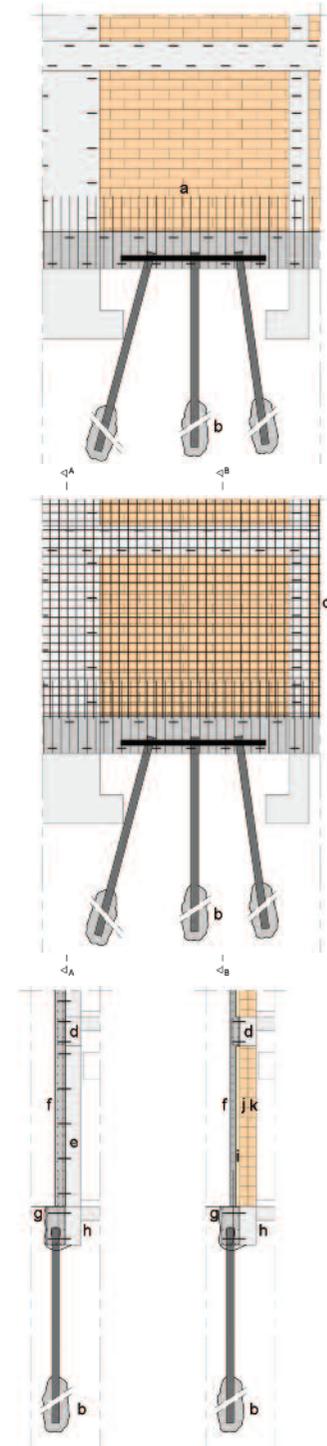
Realizaram-se diversos modelos de análise computacional, tridimensionais, simulando o comportamento estrutural do bloco A3 (figura 5). Estes modelos foram construídos com base em informação recolhida nas inspecções ao edifício e nos elementos de projecto original. Os modelos computacionais foram, também, calibrados por comparação dos seus resultados com os resultados de ensaios de caracterização dinâmica do edifício, especificamente realizados para o efeito. A configuração e as frequências dos modos fundamentais conseguidas nos modelos numéricos foram próximas das identificadas nos ensaios de identificação modal.

Admitindo as acções e critérios de análise definidos no RSAEEP, ainda em vigor, os modelos computacionais mostram que os elementos estruturais, vigas e pilares, do bloco A3 de dois pisos elevados, apresentavam secções transversais e níveis de armadura suficientes para fazer face às acções verticais, mas insuficientes para suportar a acção sísmica.

No que diz respeito à acção sísmica, as deficiências de resistência tinham maior relevância nos pilares, sobretudo naqueles que apresentavam secções transversais relativamente generosas, mas níveis de armadura extremamente reduzidos, inclusivamente inferiores aos mínimos regulamentares (pilares 0,25x0,96m e 0,25x0,70m com 10Ø12). Estes pilares, muito rígidos, ficam sujeitos a uma fracção muito importante das forças de inércia dos pisos, as quais introduzem esforços incompatíveis com as reduzidas quantidades de armadura que eles apresentam. Nestes pilares a área de armadura longitudinal existente é cerca de 10% daquela que era necessária.

Por outro lado, constatou-se que as vigas apresentam, em geral e nas secções junto dos apoios, quantidades de armadura insuficientes para satisfazer a segurança aos estados limites últimos de flexão e de esforço transversal, para as combinações de acções em que a acção sísmica é a acção variável base. Na maior parte das vigas a armadura existente era da ordem de 33% da necessária.

Verificou-se ainda que a estrutura é muito flexível, com deslocamentos induzidos pela acção sísmica regulamentar nos elementos contíguos às juntas de dilatação incompatíveis com as dimensões das juntas de dilatação.



- a - armadura de espera para a parede de betão armado  
steel rebars to be anchored in the RC shear walls
- b - microestaca micropile
- c - malha quadrada square steel mesh
- d - viga existente existing beam
- e - pilar existente existing column
- f - parede de reforço em betão armado  
strengthening reinforced concrete shear wall
- g - novo lintel new lintel
- h - lintel existente existing lintel
- i - reboco existente existing render
- j - pano exterior de alvenaria  
exterior brick masonry leaf
- k - pano interior de alvenaria  
interior brick masonry leaf



Fig. 7 – Paredes de reforço. Pormenorização (primeira fotografia: arte fotográfica)  
Reinforcing walls. Details

#### 4 – SEISMIC STRENGTHENING INTERVENTION

A structural strengthening solution was studied that would comply with the following conception criteria:

- a) minimum number of new elements and strengthening actions;
- b) conservation of symmetry and orthogonality of the original structure, requiring a symmetrical layout in plan of the new elements;
- c) removal of expansion joints to eliminate the risk of pounding between adjacent sub-blocks;
- d) installation of new structural elements would, per se, support a considerable amount of the horizontal forces, thereby reducing the internal forces in the existing structural elements.

The effect of these new elements should manifest itself in both horizontal directions.

The proposed strengthening solution consisted, in short, of getting rid of the expansion joints and adding eight reinforced concrete load bearing walls to replace the peripheral masonry walls (figures 6 and 7). At the same time, a reinforced concrete capping beam was executed on the top of the interior courtyard (figure 8), and this, together with the reinforcement where the expansion joints were removed (figure 9) enabled the building to be united as a single block. The block gained a coherent dynamic behaviour in which the inertia forces of the floors are largely channelled to the large reinforcing walls, thus relieving the existing columns and beams.

The structural analysis of the strengthening solution, using computational simulation models, showed that the elimination of the expansion joints and inclusion of the eight reinforced concrete load bearing walls altered the overall stiffness of the building and, as a result, the intensity of seismic action. This leads to a significant reduction in the actions absorbed by each column by eliminating the reinforcement inadequacies of the structural elements (beams and columns). The internal forces obtained in the new elements (walls) are acceptable and reasonable levels of reinforcing are achieved.

Moreover, the addition of the walls gives the building extra stiffness and so resolves some of the problems arising from its excessive deformability. For instance, this increased stiffness prevents the occurrence of the short column effect.

The high bending moments and shear stresses produced by the seismic action in the base of the walls and the low axial force to which they are subjected led to the use of micropiles in the design of the walls' foundations.



Fig. 8 – Viga de coroamento do pátio interior (primeira fotografia: arte fotográfica)  
Capping beam of the interior courtyard

#### 5 – FINAL THOUGHTS

The proposed seismic strengthening solution, implemented on site, was effective from the structural standpoint, as it eliminated the inadequate resistance of the beams and columns without having to intervene directly in all these structural elements. This made the solution relatively economical, even considering the extra costs of executing the micropiles. And there was the additional advantage that the structural intervention could be implemented on the outside of the building and so did not clash with other critical phases of the works.



Fig. 9 – Supressão das juntas de dilatação  
Removal of expansion joints

#### 4 – INTERVENÇÃO DE REFORÇO SÍSMICO

Como demonstrado anteriormente, a estrutura existente apresenta deficiências diversas em termos do seu comportamento sísmico. Referem-se a insuficiência de resistência dos pilares e vigas, assim como a existência de deslocamentos incompatíveis com a dimensão das juntas de dilatação entre sub-blocos contíguos.

Para colmatar as deficiências detectadas, foi idealizada e estudada uma solução de reforço estrutural, que procurou obedecer aos seguintes critérios de concepção:

- a) minimização do número de elementos novos e do número de acções de reforço;
- b) conservação da simetria e ortogonalidade da estrutura original, obrigando a uma disposição simétrica em planta dos elementos novos;
- c) supressão das juntas de dilatação, por forma a eliminar o risco de martelamento entre sub-blocos contíguos;
- d) colocação de novos elementos estruturais que permitissem suportar, *per se*, uma fracção significativa das forças horizontais, reduzindo, conseqüentemente, os esforços nos elementos estruturais existentes. O efeito destes novos elementos deveria manifestar-se em ambas as direcções horizontais.

A solução de reforço proposta consistiu, simplifadamente, na eliminação das juntas de dilatação do edifício e na inclusão de oito paredes resistentes em betão armado em substituição das paredes de alvenaria periféricas (figuras 6 e 7). Simultaneamente, foi executada uma viga de betão armado no coroamento do pátio interior (figura 8), a qual, juntamente com a armadura de supressão das juntas de dilatação (figura 9), permitiu a solidarização do edifício num único bloco. Assim, o bloco passou a ter um comportamento dinâmico coeso, em que as forças de inércia dos pisos são canalizadas em grande parte para as grandes paredes de reforço, aliviando os pilares e as vigas existentes.

A análise estrutural da solução de reforço, através de modelos de simulação computacional, mostrou que a eliminação das juntas de dilatação e a inclusão das oito paredes resistentes em betão armado, mesmo alterando a rigidez global do edifício e, conseqüentemente, a intensidade da acção sísmica, resulta numa diminuição significativa das acções absorvidas por cada pilar, eliminando-se as insuficiências de armadura manifestadas pelos elementos estruturais (vigas e pilares). Os esforços obtidos nos novos elementos (paredes) são aceitáveis, obtendo-se níveis de armadura razoáveis.

Por outro lado, a introdução das paredes confere uma maior rigidez ao edifício, resolvendo alguns dos problemas resultantes da sua excessiva deformabilidade. Por exemplo, o aumento de rigidez da estrutura assim obtido previne a ocorrência dos efeitos de "coluna curta".

Os elevados momentos flectores e esforços de corte produzidos pela acção sísmica nas bases das paredes e o reduzido nível de esforço axial a que elas ficam sujeitas, obrigou ao recurso a micro-estacas na concepção das fundações das paredes.

#### 5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A solução de reforço sísmico proposta e implementada em obra mostrou-se eficaz do ponto de vista estrutural, eliminando as insuficiências de resistência nas vigas e nos pilares sem que para tal fosse necessário intervir directamente em todos esses elementos estruturais. Deste modo, mesmo considerando os custos adicionais resultantes da execução de microestacas, a solução ficou relativamente económica. Para além desse aspecto, há que referir a vantagem adicional da intervenção estrutural ter sido realizado no exterior do edifício, não colidindo com outras fases críticas da empreitada.

# Escola Secundária de Camilo Castelo Branco, Carnaxide – Oeiras

## TECHNICAL TEAM

CIVIL AND STRUCTURAL ENGINEERING FTD, Consultores de Engenharia, Lda

Engineers Filipe Feio and Pedro Delgado

ARCHITECTURE Júlio Quirino e Paulo Viana – Arquitectos, Lda

CONTRACTOR Construções Gabriel A.S. Couto, S.A. /

/ MonteAdriano – Engenharia e Construção, S.A.

SUPERVISION PENGEST – Planeamento Engenharia e Gestão, S.A.

## STRENGTHENING THE STRUCTURE AND FOUNDATIONS

AUTHORS Filipe Feio, Jorge Miguel Proença and António Sousa Gago

172

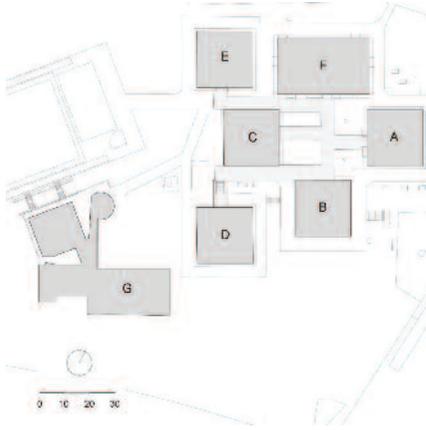


Fig. 1 – Planta de implantação da Escola Secundária de Camilo Castelo Branco  
General plan of the School

### 1 – INTRODUCTION

The Camilo Castelo Branco School is in the parish of Carnaxide, municipality of Oeiras, and typical of a prefabricated, reinforced concrete version of the “3x3” design developed by Indubel (Indubel IP2 system).

The school (figure 1) was inaugurated in 1984 and consists of five similar pavilions, with a square plan (figure 2). They have a ground floor and two upper floors (1<sup>st</sup> floor and 2<sup>nd</sup> floor with a flat ceiling/roof slab). Of these, the multi-purpose pavilion was to be completely demolished and the gym/sports hall, which is fairly new (1993), had no structural strengthening work done on it at all. The five pavilions accommodate the classrooms. No work had been done on the buildings in terms of their structural strength since they were erected.

### 2 – CHARACTERIZATION OF THE BUILDINGS

#### 2.1 – Basic features

As it was not possible to find the written documents and drawings relating to the design of the structures and foundations of the school buildings, the description and characterisation of the structures was based on surveys and inspections, and on the following:

- approval document DH153, from 1979, entitled “Indubel-IP2: Sistema de Construção Pré-fabricada” (Prefabricated construction system), LNEC;
- approval document DH223, from 1979, entitled “Indubel-P: Avaliação Geral” (General appraisal), LNEC;
- approval document DH153, from 1979, entitled “Indubel-P: Tipos (Types) P12 (100) -1/2; P12 (50-1/2)”, LNEC;
- article published in issue no. 5, June 1979, of the Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (Portuguese Journal of Structural Engineering). Title of article: “O sistema de Pré-fabricação pesada Indubel IP2 (NT)” (Indubel IP2 (NT) Heavy Prefabrication system) by João Ângelo R. Paciência and Mário R. Valente Marques;
- drawings, justifying calculations and technical memorandum of the design of the Escola Secundária de Dr Hermâni Cidade, in Redondo (built with the same constructive process).

#### 2.2 – Description of existing construction and structural solution

The structural solution is the same for the five pavilions. They are all constructed using the Indubel IP2 heavy prefabrication system.

This system uses a strong prefabricated structure of reinforced concrete consisting of a lattice of columns, continuous from the base, and beams supported on them by means of concrete corbels and protruding steel dowels.

The blocks requiring intervention all had two floors and ceiling height of 3.30 m, floor to floor, and an installation area of 466m<sup>2</sup> (21.60x21.60m). The modulation of the façade columns and

## EQUIPA TÉCNICA

FUNDAÇÕES E ESTRUTURA FTD, Consultores de Engenharia, Lda  
Engenheiros Filipe Feio e Pedro Delgado

ARQUITECTURA Júlio Quirino e Paulo Viana – Arquitectos, Lda

EMPREITEIRO Construções Gabriel A.S. Couto, S.A. /  
/ MonteAdriano – Engenharia e Construção, S.A.

FISCALIZAÇÃO PENGEST – Planeamento Engenharia e Gestão, S.A.

## REFORÇO DA ESTRUTURA E DAS FUNDAÇÕES

AUTORES Filipe Feio, Jorge Miguel Proença e António Sousa Gago

### 1 – INTRODUÇÃO

A Escola Secundária de Camilo Castelo Branco está localizada na freguesia de Carnaxide, no concelho de Oeiras, sendo representativo de uma variante pré-fabricada, de betão armado, do projecto “3x3”, desenvolvida pela Indubel (sistema *Indubel IP2*).

O conjunto escolar (figura 1) foi inaugurado em 1984, sendo constituído por cinco pavilhões semelhantes de planta quadrada (figura 2), com um piso térreo e dois pisos elevados (1.º piso e esteira), um pavilhão polivalente com um piso térreo e esteira e um pavilhão gimnodesportivo. Destes, o pavilhão polivalente será integralmente demolido e o pavilhão gimnodesportivo, por ser mais recente (1993), não foi alvo de intervenções de reforço estrutural. Os cinco pavilhões referidos, albergam as salas de aula. Os edifícios não foram objecto de alterações ao nível da estrutura resistente desde a sua construção.

### 2 – CARACTERIZAÇÃO DOS EDIFÍCIOS

#### 2.1 – Elementos de base

Não tendo sido possível localizar as peças escritas e desenhadas do projecto de estruturas e fundações dos edifícios da escola, a descrição e caracterização das estruturas foi efectuada com base em algumas sondagens e inspecções e nos seguintes elementos:

- documento de Homologação DH153, de 1979, com o título “Indubel-IP2: Sistema de Construção Pré-fabricada”, LNEC;
- documento de Homologação DH223, de 1979, com o título “Indubel P: Apreciação Geral”, LNEC;
- documento de Homologação DH153, de 1979, com o título “Indubel-P: Tipos P12 (100) -1/2; P12 (50-1/2)”, LNEC;
- artigo publicado no n.º 5, de Junho de 1979, na *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, com o título “O sistema de Pré-fabricação pesada Indubel IP2 (NT)” da autoria de João Ângelo R. Paciência e Mário R. Valente Marques;
- peças desenhadas, cálculos justificativos e memória descritiva do Projecto da Escola Secundária de Dr Hernâni Cidade, no Redondo (escola construída com o mesmo processo construtivo).

#### 2.2 – Descrição da construção existente e solução estrutural

A solução estrutural dos cinco pavilhões a manter é semelhante, tratando-se de edifícios construídos através do sistema de pré-fabricação pesada *Indubel IP2*.



Fig. 2 – Pavilhão de salas de aula  
*Classroom pavilion*

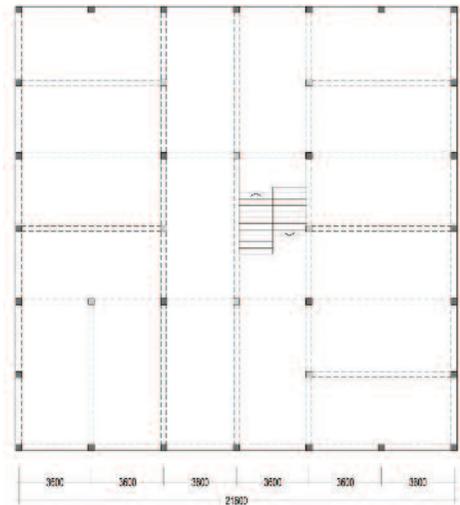


Fig. 3 – Planta do piso 1 de um dos pavilhões de salas de aula  
Plan of 1<sup>st</sup> floor of a classroom pavilion

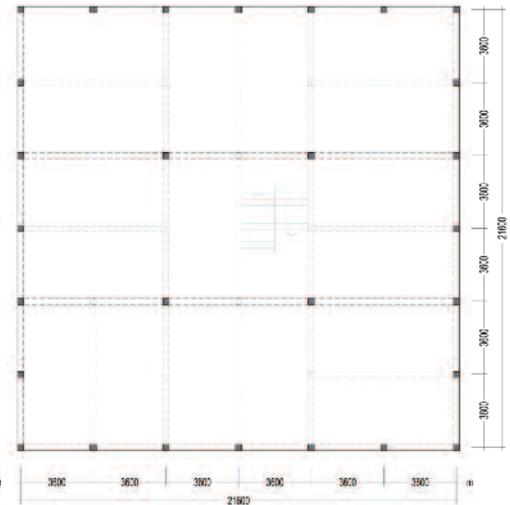


Fig. 4 – Planta da laje de esteira de um dos pavilhões de salas de aula  
Plan of ceiling/flat roof slab of a classroom pavilion

interior spans was 3.60m and 7.20m on the 1<sup>st</sup> floor and 7.20m on the ceiling/flat roof slab. The central module of 7.20x7.20m, where the stairs were, was partly empty (figures 3 and 4). The columns had a square cross-section of 0.30 x 0.30m, the interior beams were rectangular, measuring 0.25 x 0.50m, and the perimeter beams measured 0.35 x 0.35m and were linked to the façade panels.

The upper floor and ceiling/flat roof slab were made of panels and voided slabs 1 to 1.20m wide. The upper floor had an additional 4cm thick sheet of screed (or concrete). The panels were connected to the supports by reinforced concrete tie beams. The spans to be covered by the prestressed panels were 3.60m on the upper floor and 7.20m on the ceiling/flat roof level.

### 2.3 – Design criteria used

Since there was no information about the Camilo Castelo Branco school, it was assumed that the designer used the same design criteria as those used for the Dr Hernâni Cidade secondary school in Redondo. This used the same prefabricated system and some of the details of the original design were available. It was therefore assumed that the codes used were the 1961 RSEP and the 1967 REBA.

In the original design of the Dr Hernâni Cidade school the structural design for vertical actions considered that the beams were simply supported on the corbels in the columns and that these were embedded in the foundations.

The eccentricity in the transmission of vertical loads from the beams to the columns was considered in the design.

In terms of the horizontal actions, it was taken that the columns behaved like cantilevers embedded in the foundations and so the inertia forces from the floors would be transmitted to them. The horizontal forces due to an earthquake were calculated by applying an equivalent static force corresponding to the weight of the structure multiplied by the seismic factor at the level of each floor. The evaluation of the forces due to horizontal actions assumed that the floor slabs and the ceiling/flat roof slabs behaved like non-deformable diaphragms in their plane and that the beams acted like struts.

### 3 – SEISMIC BEHAVIOUR DEFICIENCIES

The response of the building under loading due to seismic action is largely related to the floorings' ability to act as non-deformable diaphragms. The description of the composition of the

O sistema *Indubel IP2* utiliza uma estrutura resistente pré-fabricada, de betão armado, constituída por um reticulado de pilares contínuos desde a base e de vigas apoiadas nestes por intermédio de cachorros de betão e de ferrolhos metálicos.

Originalmente os blocos a intervencionar tinham todos dois pisos com pés direitos de cerca de 3,30m piso a piso e uma área de implantação de 466,60m<sup>2</sup> (21,60x21,60m). A modulação dos pilares de fachada era de 3,60m e dos vãos interiores era de 3,60m e 7,20m no piso elevado e de 7,20m na laje de esteira. O módulo central de 7,20x7,20m onde se localizavam as escadas era parcialmente vazado (figuras 3 e 4). Os pilares tinham secção quadrada com 0,30x0,30m, as vigas interiores eram rectangulares com 0,25x0,50m e as vigas periféricas 0,35x0,35m estando associadas aos painéis de fachada.

O pavimento elevado e a laje de esteira eram constituídos por pranchas de lajes alveolares com larguras da ordem de 1 a 1,20m, dispondo o piso elevado de uma lâmina complementar de betonilha (ou betão) com 4cm de espessura. A ligação das pranchas aos apoios será realizada através de cintas de betão armado. Os vãos a vencer pelas pranchas pré-esforçadas eram de 3,60m no piso elevado e de 7,20m na laje de esteira.

### 2.3 – Critérios de dimensionamento utilizados

Uma vez que não existe qualquer informação que caracterize a escola de Camilo Castelo Branco, admitiu-se que os critérios de dimensionamento utilizados pelo projectista foram semelhantes aos do projecto da Escola Secundária de Dr Hernâni Cidade, localizada no Redondo, também construída com o referido sistema de pré-fabricação, e da qual se encontraram alguns elementos do projecto original. Assim, admitiu-se que a regulamentação utilizada foi o RSEP de 1961 e o REBA de 1967.

No projecto original da escola de Dr Hernâni Cidade o dimensionamento estrutural para as acções verticais considerou que as vigas se encontravam simplesmente apoiadas nos cachorros existentes nos pilares e que estes últimos se encontravam encastrados na fundação.

A excentricidade na transmissão das cargas verticais das vigas aos pilares foi considerada no dimensionamento.

No que diz respeito às acções horizontais foi admitido que os pilares se comportavam como consolas encastradas nas fundações sendo-lhes transmitidas as forças de inércia dos pisos. A determinação das forças horizontais devidas ao sismo terá sido feita aplicando ao nível de cada piso uma força estática equivalente correspondente ao peso da estrutura multiplicada pelo coeficiente sísmico. Na avaliação dos esforços devidos às acções horizontais foi admitido que as lajes do piso e esteira se comportavam como diafragmas indeformáveis no seu plano e que as vigas se comportavam como bielas.

## 3 – DEFICIÊNCIAS DE COMPORTAMENTO SÍSMICO

A resposta dos edifícios quando solicitados pela acção sísmica está muito relacionada com a capacidade dos pavimentos funcionarem como diafragmas indeformáveis. A descrição relativa à constituição da laje de esteira permite antever a possibilidade desse pavimento não apresentar o tipo de comportamento pretendido. Relativamente à laje do primeiro piso poderão também colocar-se dúvidas neste aspecto, mesmo admitindo que esta dispõe de uma camada de betão complementar.

De modo a avaliar a resistência estrutural foram elaborados modelos de cálculo automático de elementos finitos, representativos da globalidade da estrutura. Para a quantificação da acção sísmica consideraram-se os dois tipos de sismo previstos

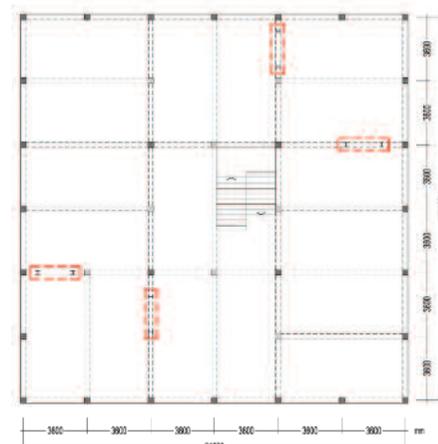
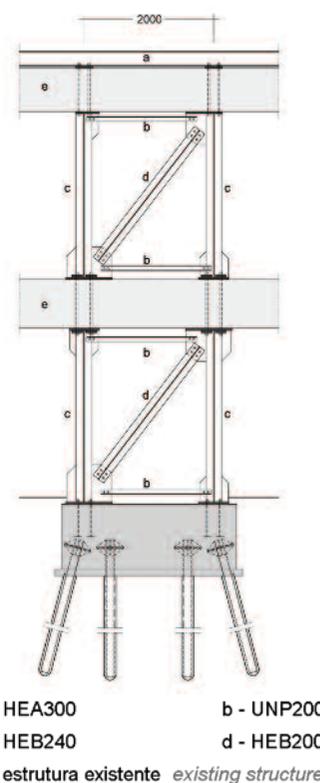


Fig. 5 – Localização de novos elementos resistentes num dos pavilhões de salas de aula sobre planta do piso 1

*Location of new resistant elements in one of the classroom pavilions over plan of 1<sup>st</sup> floor*



a - HEA300                      b - UNP200  
c - HEB240                     d - HEB200  
e - estrutura existente existing structure

Fig. 6 – Alçado com uma das estruturas metálicas de reforço  
*Elevation of one of the steel reinforcing structures*

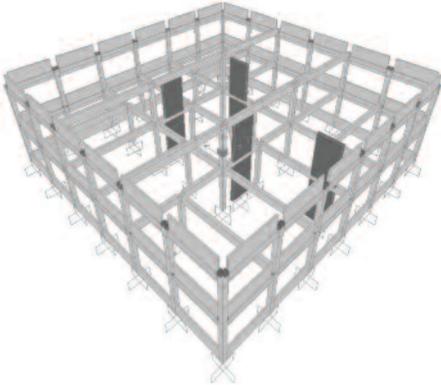


Fig. 7 – Solução alternativa de reforço com a colocação de paredes resistentes de betão armado no interior  
Alternative strengthening solution of adding reinforced concrete walls inside

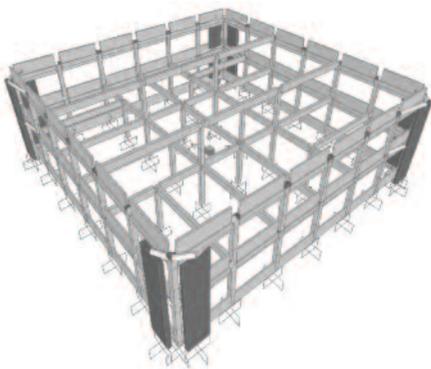


Fig. 8 – Solução alternativa de reforço com a colocação de paredes resistentes de betão armado no exterior  
Alternative strengthening solution of adding reinforced concrete walls outside

ceiling/flat roof slab suggests that this flooring would not behave in the desired way. The slab on the first floor was also doubtful in this respect, even accepting that it had a supplementary layer of cast-in-place concrete.

To evaluate the structural strength, automatic finite element models were built to represent the structure as a whole. The two kinds of earthquake provided for in the RSAEEP were considered for the quantification of the seismic action, as described by their response spectra. The analyses showed that the columns were inadequately reinforced in the critical sections in the base.

#### 4 – SEISMIC STRENGTHENING SOLUTION

The modernization was designed to provide an architectural layout and use of spaces so that there was no intervention on any of the main structural elements. From the start, the new architectural programme envisaged that there would be places where new resistance elements could be installed symmetrically (figure 5). The same architectural programme also anticipated the removal of roofing elements and their replacement with new steel elements. The installation of HVAC equipment on the top-floor ceiling slab was also envisaged.

The structural strengthening solution plan bore in mind the deficiencies detected and mentioned in the previous point, and the poor resistance of the ceiling/flat roof slab in terms of supporting the new HVAC equipment.

The strengthening solution consisted of executing four triangular steel structures composed of HEB profiles (figure 6) and located in plan (figure 5) as symmetrically as possible to avoid the production of eccentricities. Because of their stiffness, these structural elements will absorb most of the inertia forces that are generated in an earthquake, and will considerably reduce the forces provoked in the columns by seismic action. Steel profile reinforcing structures were chosen rather than the more conventional solutions of reinforced concrete walls (which were also studied, figures 7 and 8), because they are easy to manufacture and quick to install.

Considering the high intensity of the bending moments that are generated in the foundations of these new reinforcing structures due to seismic action, something that would be aggravated from the design point of view by the lower vertical loading to which they are subjected, it was decided to adopt a solution for the foundations consisting of a solid foundation and eight micropiles for each reinforcing structure.

A steel grid, braced in the horizontal plane, was to be installed over the ceiling/flat roof slab, supported on the existing concrete columns (figure 9), to support the new HVAC equipment (transmitting the vertical loads directly to the columns) and also secure adequate transmission of the horizontal seismic forces to the vertical resistant elements, thus constituting a relatively non-deformable diaphragm at this level and establishing the connection between the columns and the new reinforcing walls.

#### 5 – FINAL THOUGHTS

The strengthening solution studied and conceived jointly by the ICIST and Filipe Feio, engineer with FTD, Consultores de Engenharia, Lda, and implemented in design and execution by the latter, was found to be effective in structural, constructive and economic terms.

This solution allowed the structural and seismic deficiencies of the buildings to be remedied without having to intervene in all the columns and beams and only focusing on local zones, which meant other activities could be carried on simultaneously. On the other hand, the choice of a steel structure, albeit with some reinforced concrete in its foundations, resulted in a clean, quick and less intrusive solution with obvious economic benefits.

no RSAEEP descritos através dos correspondentes espectros de resposta. Das análises efectuadas foi possível concluir que os pilares se encontram insuficientemente armados nas secções críticas situadas na base.

#### 4 – SOLUÇÃO DE REFORÇO SÍSMICO

Na modernização da escola concebeu-se uma disposição arquitectónica e uma utilização de espaços de modo a não existir qualquer intervenção ao nível dos elementos estruturais principais. Desde o início, o novo programa arquitectónico previu a existência de locais para a colocação de novos elementos resistentes de forma simétrica (figura 5). O mesmo programa arquitectónico previu ainda a remoção dos elementos que constituem a cobertura e a substituição dos mesmos por novos elementos metálicos. Estava também prevista a colocação de equipamentos de AVAC sobre a laje de esteira.

A concepção da solução de reforço estrutural teve em atenção as deficiências detectadas e referidas no ponto anterior, bem como a insuficiente capacidade resistente da laje de esteira para suportar os novos equipamentos de AVAC.

A solução de reforço consistiu na execução de quatro estruturas metálicas trianguladas, constituídas por perfis HEB (figura 6) e com uma localização em planta (figura 5) tão simétrica quanto possível, de modo a não se produzirem excentricidades. Estes elementos estruturais, devido à sua rigidez, absorverão em grande parte as forças de inércia que se geram em caso de sismo e diminuirão consideravelmente os esforços nos pilares causados pela acção sísmica. A opção pelas estruturas de reforço constituídas por perfis metálicos, relativamente às soluções mais convencionais de paredes em betão armado (que chegaram a ser estudadas, figuras 7 e 8), deveu-se à maior facilidade de execução e rapidez de montagem.

Considerando as elevadas intensidades dos momentos flectores que são gerados na fundação destas novas estruturas de reforço em resultado da acção sísmica, facto que era agravado do ponto de vista de dimensionamento pelas reduzidas solicitações verticais a que estão sujeitas, optou-se por uma solução de fundação constituída por um maciço de fundação e oito microestacas por cada uma das estruturas de reforço.

Sobre a laje de esteira, apoiada sobre os pilares de betão existentes, previu-se ainda uma grelha metálica contraventada no plano horizontal (figura 9) que terá a função de servir de suporte aos novos equipamentos de AVAC (transmitindo as cargas verticais directamente aos pilares) assim como assegurar uma adequada transmissão das forças sísmicas horizontais aos elementos resistentes verticais, constituindo um diafragma tendencialmente indeformável a esse nível e estabelecendo a ligação entre os pilares e as novas paredes de reforço.

#### 5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A solução de reforço estudada e concebida em conjunto pelo ICIST e pelo Engenheiro Filipe Feio (FTD, Consultores de Engenharia, Lda), e implementada em projecto de execução por este último, revelou-se eficaz do ponto de vista estrutural, construtivo e económico. Com esta solução resolveram-se as deficiências estruturais e sísmicas dos edifícios sem a necessidade de intervir em todos os pilares e vigas, concentrando a intervenção em zonas localizadas, o que possibilitou a realização de outras actividades em simultâneo. Por outro lado, a opção por uma estrutura metálica, se bem que com uma parcela em betão armado nas suas fundações, resultou numa solução limpa, rápida e menos intrusiva, com evidentes benefícios económicos.

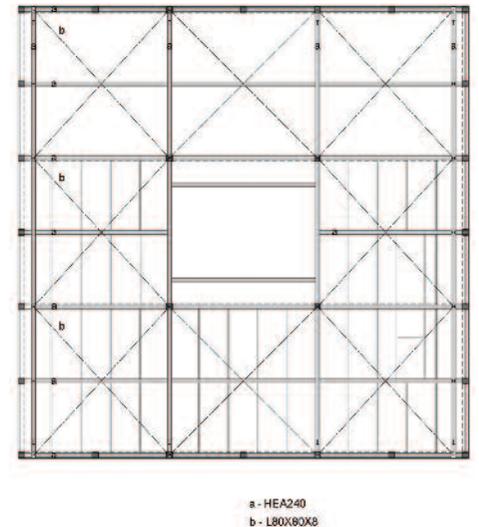


Fig. 9 – Planta da solução de reforço existente ao nível da laje de esteira  
*Plan of strengthening solution for the ceiling/flat roof slab.*

**4.**

**Anexos**

***Appendices***

# Biographical note of the authors

*Jorge Miguel Proença graduated in Civil Engineering from the Instituto Superior Técnico (IST) in 1985 and has been a lecturer in its Department of Civil Engineering, Architecture and Georesources since 1984. He obtained his MSc (in Structures) and PhD (in Civil Engineering) degrees respectively in 1989 and 1997. He is a researcher in the Seismic Engineering and Seismology unit of ICIST, his main areas of interest being structural dynamics and earthquake engineering, experimental analysis of structures and precast concrete structures. He has taken part in a significant number of research projects, both national and European, and has supervised MSc and PhD thesis. He has been involved in book publishing and contributed chapters to published works, in addition to publishing articles in the proceedings of scientific meetings and in national and international journals. He is author of over a hundred technical reports.*

*António Sousa Gago graduated in Civil Engineering from the Instituto Superior Técnico (IST) in 1989. He worked as a structural designer in the engineering studies and projects office of A2P Consult, Lda, until he took up a teaching post in IST. He took his MSc degree in Structural Engineering at IST in 1995 where he obtained his Phd in Civil Engineering in 2004. He is an assistant professor in the Department of Civil Engineering, Architecture and Georesources at IST and researcher in the Earthquake Engineering and Seismology unit of ICIST where he does research and consultancy in masonry structures and structural behaviour of old buildings, including structural strengthening and refurbishment. He is involved in a number of research projects and supervises several MSc and PhD students. He is the author of various articles published in conference proceedings and national and international journals.*

*João Augusto da Silva Appleton graduated in Civil Engineering from the Instituto Superior Técnico (IST), going on to pursue research in the LNEC (National Laboratory for Civil Engineering), where he reached the position of research coordinator. He did an immense amount of work designing structures and foundations of buildings and bridges, and refurbishing structures. He established the Gabinete de estudo e projectos A2P Consult, Lda, of which he is director-shareholder. He is a vastly experienced teacher and is presently visiting full professor at the Portuguese Catholic University. He was adviser to the national board of public works and transport. He is the author of numerous reference publications, books mainly, and articles published in conference proceedings and national and international journals.*

# Nota biográfica dos autores

**Jorge Miguel Proença** licenciou-se em Engenharia Civil no Instituto Superior Técnico (IST) em 1985, sendo docente do seu Departamento de Engenharia Civil, Arquitectura e Georrecursos desde 1984. Obteve os graus de Mestre em Engenharia de Estruturas e de Doutor em Engenharia Civil, pelo IST, respectivamente em 1989 e 1997. É investigador do núcleo de Engenharia Sísmica e Sismologia do ICIST, no qual tem realizado a sua actividade de investigação nas áreas principais da dinâmica estrutural e engenharia sísmica, da análise experimental de estruturas e das estruturas pré-fabricadas de betão. Tem participado em numerosos projectos de investigação, nacionais e europeus, e tem orientado alunos de mestrado e de doutoramento. Na actividade de publicação refere-se a edição de livros e a autoria de capítulos de livros, de artigos publicados em actas de encontros científicos e em revistas científicas, nacionais e internacionais, assim como de mais de uma centena de relatórios técnicos.

**António Sousa Gago** licenciou-se em Engenharia Civil no Instituto Superior Técnico (IST) em 1989 e desenvolveu actividade como projectista de estruturas no gabinete de estudos e projectos de engenharia A2P Consult, Lda, até ao seu ingresso como docente no IST, em 1992. Obteve o grau de Mestre em Engenharia de Estruturas pelo IST, em 1995, e o grau de Doutor em Engenharia Civil, também pelo IST, em 2004. É Professor do Departamento de Engenharia Civil, Arquitectura e Georrecursos do IST e investigador do núcleo de Engenharia Sísmica e Sismologia do ICIST, onde tem desenvolvido investigação e consultoria nas áreas de estruturas de alvenaria, estruturas de edifícios antigos, reforço e reabilitação estrutural. Participa em diversos projectos de investigação, orienta vários alunos de mestrado e de doutoramento e é autor de vários artigos publicados em actas de conferências e em revistas científicas nacionais e internacionais.

**João Augusto da Silva Appleton** licenciou-se em Engenharia Civil no Instituto Superior Técnico (IST) e desenvolveu carreira de Investigação no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), onde foi investigador coordenador. Desenvolveu intensa actividade como projectista de estruturas e fundações de edifícios e pontes e de reabilitação de estruturas, tendo sido fundador do gabinete de estudo e projectos A2P Consult, Lda, de que é sócio gerente. Tem vasta experiência docente e é actualmente professor catedrático convidado da Universidade Católica Portuguesa. Foi conselheiro do Conselho Superior de Obras Públicas e Transportes e é autor de diversas publicações, sobretudo livros de referência, e artigos editados em actas de conferências e em revistas científicas nacionais e internacionais.

*Jorge Alexandre Ribeiro Gonçalves Pereira graduated in Civil Engineering from the Instituto Superior Técnico (IST) in 1976. He has been working as a structural designer since then and is the author of several designs for constructions, both state funded projects and private initiatives. He taught in IST from 1974 to 1983, first as a monitor and progressing to assistant lecturer and visiting assistance lecturer on the Applied Mechanics courses in Civil and Mining Engineering.*

*Jorge Gil Meneses graduated in Civil Engineering from the Instituto Superior Técnico (IST) in 1978. He worked as a structural designer for bridges from then and extended his design expertise to other structures in the 1990s. He headed the projects for the grade separation of Lisbon's Av. da República, the refurbishment and enlargement of the Castrelos bridge and the structural strengthening of the Padre António Vieira and Jácome Ratton schools, and also revised the designs of the Litoral Oeste viaducts over the Seiça, Alcoa and other rivers. A founder-member of Profico he is currently general manager of Profico Projectos, manager of Profico Ambiente and director of Gesbau and Cenga.*

*Válter José da Guia Lúcio graduated in Civil Engineering from the Instituto Superior Técnico (IST) in 1980. He worked as a structural designer from then and has been director-shareholder of Versor – Consultas, Estudos e Projectos, Lda since its inception in 1990. He obtained his MSc degree in Structural Engineering at IST in 1985 and Phd, also from IST, in 1992. He is a specialist in structural engineering in the Portuguese charter of engineers. He lectures in Universidade Nova de Lisboa (New University of Lisbon) and undertakes research and consultancy in concrete structures, structural strengthening and repair and precast concrete structures. He has authored about a hundred articles which have been published in conference proceedings and in national and international scientific journals.*

*Fernando Rodrigues graduated in 1986 in Civil Engineering, area of structures, from the Instituto Superior Técnico (IST), where he went on to take postgraduate courses in refurbishment and strengthening of structures. He has presented papers at scientific meetings and is a visiting lecturer on the architecture course in Universidade Autónoma de Lisboa (Autonomous University of Lisbon). He joined Gapres, S.A., in 1987 and in 2000 he and Cristina Martinho founded ARA, Lda. Among the projects he has collaborated on are: Museum of the Ruins of St Paul in Macau; Patriarchal Reservoir (winner of Eugénio dos Santos award from Lisbon Municipal Council); Estalagem das Minas in S. Domingos; Contemporary Art Museum in Elvas; refurbishment of Sebastião da Gama and Rainha D. Leonor secondary schools.*

*Joaquim Nogueira de Almeida graduated in Civil Engineering from the Instituto Superior Técnico (IST) in 1987. His professional career started with piles and anchorages' works in Construções Técnicas (contractor). For other companies he has been responsible for dams, bridges and buildings and building refurbishment. He set up Proconsultores in 1992 and is its coordinator of urban infrastructure and building projects. He has been involved in a number of projects and works, including: the Marconi building; the Pracana Dam; 2nd glass furnace for Sotancro; Alcântara Palace; Vasco da Gama Bridge; Setif Olympic Swimming Pool in Algeria; CAN2010 stadiums in Angola; and renovation of the Gil Vicente, Damaia, Vila Viçosa and Viseu secondary schools.*

**Jorge Alexandre Ribeiro Gonçalves Pereira** licenciou-se em Engenharia Civil no Instituto Superior Técnico (IST) em 1976. Desenvolve actividade como projectista de estruturas desde aquela data, sendo autor de vários projectos desse tipo relativos à construção de edifícios, de iniciativa pública e privada. Exerceu funções docentes no IST entre 1974 e 1983, sucessivamente como monitor, assistente e assistente convidado das cadeiras de Mecânica Aplicada à Engenharia Civil e de Minas.

**Jorge Gil Meneses** licenciou-se em Engenharia Civil no Instituto Superior Técnico (IST) em 1978. Desenvolve actividade como projectista de estruturas de pontes desde aquela data, alargando a actividade de projecto a outras estruturas a partir da década de 90. Foi responsável pelos projectos do desnivelamento da Av. da República em Lisboa, da reabilitação e alargamento da ponte de Castrelos, reforço estrutural das escolas Padre António Vieira e Jácome Ratton, revisor dos projectos dos viadutos do Litoral Oeste (sobre os rios Seiça e Alcoa entre outros). Sócio fundador da Profico, ocupa actualmente o cargo de director geral da Profico Projectos, de gerente da Profico Ambiente e de administrador da Gesbau e da Cenga.

**Válter José da Guia Lúcio** licenciou-se em Engenharia Civil no Instituto Superior Técnico (IST) em 1980. Desenvolve actividade como projectista de estruturas desde aquela data, sendo sócio gerente da Versor – Consultas, Estudos e Projectos, Lda desde a sua fundação em 1990. Obteve o grau de Mestre em Engenharia de Estruturas, pelo IST, em 1985 e o grau de Doutor, pelo IST, em 1992 e é especialista em Engenharia de Estruturas da Ordem dos Engenheiros. É Professor na Universidade Nova de Lisboa e tem desenvolvido investigação e consultadoria em estruturas de betão, reforço e reparação de estruturas e estruturas pré-fabricadas de betão. É autor de cerca de uma centena de artigos publicados em actas de conferências e em revistas científicas nacionais e internacionais.

**Fernando Rodrigues** licenciou-se em 1986 em Engenharia Civil, ramo de Estruturas, no Instituto Superior Técnico (IST), onde também frequentou cursos de pós-graduação, nomeadamente em Reabilitação e Reforço de Estruturas. É autor de comunicações em encontros científicos e é assistente convidado do Curso de Arquitectura da Universidade Autónoma de Lisboa. Em 1987 ingressou no Gapres, S.A., e em 2000 fundou, com a Eng.ª Cristina Martinho, a ARA, Lda. Participou em vários projectos, sendo de referir os seguintes: Museu das Ruínas de S. Paulo em Macau; Reservatório da Patriarcal (prémio Eugénio dos Santos da CML); Estalagem das Minas de S. Domingos; MAC de Elvas; reabilitação das escolas secundárias de Sebastião da Gama, em Setúbal, e de Rainha D. Leonor em Lisboa.

**Joaquim Nogueira de Almeida** licenciou-se em Engenharia Civil no Instituto Superior Técnico (IST) em 1987. Iniciou a carreira em obras de estacas e ancoragens nas Construções Técnicas. Em outras empresas foi responsável por obras de barragens, pontes e edifícios e de reabilitação de edifícios. Em 1992 criou o gabinete Proconsultores onde é coordenador de projectos de infra-estruturas urbanas e edifícios. Esteve envolvido em diversos projectos e obras, de que se destacam, o edifício Marconi; Barragem da Pracana; 2.º forno de vidro da Sotanco; Alcântara Palace; Ponte Vasco da Gama; Piscina Olímpica Setif na Argélia; Estádios do CAN2010 em Angola; renovação das escolas de Gil Vicente, na Damaia, de Vila Viçosa e de Viseu.

*Filipe Feio graduated in Civil Engineering from the Instituto Superior Técnico (IST) in 1987 and has worked in structural design since then. Among the projects he has been involved in are earth-retainment structures, hydraulic works, underground railway stations, viaducts and underpasses. Some of the more significant design projects are: the Gare do Oriente and Marquês de Pombal metro stations in Lisbon; the Casa da Música and S. Bento metro stations in Porto; the Divino Espírito Santo Hospital in Ponta Delgada; the Alvalade Stadium; the Almada Fórum, and Alegro (Castelo Branco) shopping centres, and the Fernão Ferro and Cucena waste water treatment plants (ETAR).*

*Miguel Villar graduated in Civil Engineering in 1988 from the Instituto Superior Técnico (IST). He is director-shareholder of Betar – Estudos e Projectos de Estabilidade and works mainly on designing the foundations and structure of buildings. Notable among his works are: the expansion of the headquarters of the Ordem dos Engenheiros; Olivais Civic Centre; the ISEG premises; the University of Aveiro rectory building; Sines Arts Centre; Calheta Arts Centre; enlargement of the Machado de Castro Museum in Coimbra; Faro Municipal Theatre; new studios for RTP in Lisbon; upgrading of the D. Dinis, D. Pedro V and Francisco de Arruda schools in Lisbon, Garcia de Orta school in Porto, and the extension of Lisbon's Oceanarium.*

*João Filipe Carvalho Vaz graduated in Civil Engineering from the Instituto Superior Técnico (IST) in 1989 and has worked in structural design since then. He obtained his MSc degree in structural engineering from IST in 1993. He is a member of the Ordem dos Engenheiros (Portuguese Charter of Engineers) as a specialist in structures. He participated in the projects for the Belém Cultural Centre (CCB); expansion of Funchal airport; the IKEA store in Amadora; the Pavilhão do Mar and Hotel Holiday Inn in Ponta Delgada; the Celbi effluent treatment plant (ETE) in Leirosa; the Pavilhão Dragão-Caixa in Porto; new facilities for the Lisbon criminal police forces (PJ); Ferreira Dias school in Agualva-Cacém and seismic strengthening of building A of the German School in Lisbon.*

*João Leite Garcia graduated in Civil Engineering from the Instituto Superior Técnico (IST) in 1990. He joined the Gabinete de Estudos e Projectos de Engenharia e Arquitectura Teixeira Trigo, Lda as a structural designer, where is currently project manager. Since he graduated he has been involved in teaching, first at IST, as a lecturer in technical drawing and graphic methods on the civil engineering degree course, and since 1996 in the Lusófona University, where he is visiting professor teaching building refurbishment and conservation and the principles of building design on the integrated MSc in Civil Engineering Programme.*

*Eduardo Seixas Monteiro graduated in Civil Engineering from the University of Coimbra in 1991 and finished the academic part of the MSc in structures programme in 1998. He has worked as a structural designer since then and among the projects he has been in charge of are: buildings on the west of the Campanhã Railway Station Interface; strengthening the Hotel Açores-Lisboa in Praça de Espanha, and the Hotel Adamastor and Hotel Olissippo Oceanos – both in the Parque das Nações, Lisbon – and the IKEA stores in Matosinhos and Loures. At present he is project manager in Profico and head of the building structures department of the company.*

**Filipe Feio** licenciou-se no Instituto Superior Técnico (IST) em 1987 e desenvolve actividade como projectista de estruturas desde aquela data. Participou em diversos projectos de edifícios, estruturas de contenção, obras hidráulicas, estações ferroviárias enterradas e de obras de arte. Da actividade desenvolvida destaca-se a sua participação nos projectos das estações de metro da Gare do Oriente e Marquês de Pombal em Lisboa; da Casa da Música e S. Bento no Porto; no Hospital do Divino Espírito Santo em Ponta Delgada; no Estádio de Alvalade; nos centros comerciais Almada Fórum e Alegro de Castelo Branco e nas ETAR de Fernão Ferro e Cucena.

**Miguel Villar** licenciou-se em 1988 em Engenharia Civil no Instituto Superior Técnico (IST). É sócio gerente da Betar – Estudos e Projectos de Estabilidade e tem centrado a sua actividade no projecto de fundações e estruturas de edifícios. Entre as suas obras, merecem destaque a expansão do edifício sede da Ordem dos Engenheiros; o Centro Cívico dos Olivais; as Instalações do ISEG; o edifício da Reitoria da Universidade de Aveiro; o Centro de Artes de Sines; o Centro de Artes da Calheta; a ampliação do Museu Machado de Castro, em Coimbra; o Teatro Municipal de Faro; os novos estúdios da RTP, em Lisboa; a remodelação das escolas de D. Dinis, de D. Pedro V, de Francisco de Arruda, em Lisboa, de Garcia de Orta, no Porto; e a extensão do Oceanário de Lisboa.

**João Filipe Carvalho Vaz** licenciou-se em Engenharia Civil no Instituto Superior Técnico (IST) em 1989 e desenvolve actividade como projectista de estruturas desde aquela data. Obteve o grau de Mestre em Engenharia de Estruturas pelo IST em 1993. É membro da Ordem dos Engenheiros com o título de Especialista em Estruturas. Realça-se a participação nos projectos do Centro Cultural de Belém; ampliação do Aeroporto do Funchal; loja IKEA da Amadora; Pavilhão do Mar e Hotel *Holiday Inn* em Ponta Delgada; ETE da Celbi em Leirosa; Pavilhão Dragão-Caixa no Porto; novas instalações da Polícia Judiciária de Lisboa; Escola de Ferreira Dias em Agualva-Cacém e reforço sísmico do edifício A da Escola Alemã de Lisboa.

**João Leite Garcia** licenciou-se em Engenharia Civil no Instituto Superior Técnico (IST) em 1990. Desenvolve actividade como projectista de estruturas no Gabinete de Estudos e Projectos de Engenharia e Arquitectura Teixeira Trigo, Lda, onde desempenha as funções de chefe de projecto. Ligado desde a conclusão da licenciatura à actividade docente, primeiro no IST como assistente da disciplina de Desenho e Métodos Gráficos da Licenciatura em Engenharia Civil e, desde 1996, na Universidade Lusófona onde é professor convidado, docente das disciplinas de Reabilitação e Conservação de Edifícios e de Fundamentos de Projecto de Edifícios da Licenciatura e do Mestrado Integrado de Engenharia Civil.

**Eduardo Seixas Monteiro** licenciou-se em Engenharia Civil na Universidade de Coimbra em 1991 e completou a parte escolar do Mestrado em Estruturas em 1998. Dedicou-se, desde o início da actividade profissional, ao projecto de estruturas, tendo sido responsável por diversos projectos, de que se destacam: edifícios poente da Interface Ferroviária de Campanhã, reforço do Hotel Açores-Lisboa na Praça de Espanha, Hotel Adamastor e Hotel Olisippo Oceanos, ambos no Parque das Nações, e as Lojas IKEA de Matosinhos e de Loures. É actualmente director de Projectos na Profico e responsável pela direcção de estruturas de edifícios da empresa.

*José António Cruz Delgado graduated in Civil Engineering from the Instituto Superior Técnico (IST) in 1993, and has worked in structural design since then. He joined GATTEL for the building of the Vasco da Gama Bridge and is currently a partner and project manager with Gabinete de estudo e projectos A2P Consult, Lda. Among the projects he has worked on are the Hotel de Nossa Senhora do Espinheiro (Évora), the Conference Centre of the Hotel do Golfe (Albufeira), the viaduct over the A1 (Carregado) and the Duarte Pacheco Viaduct (Lisbon). He obtained his MSc degree in Structural Engineering from IST and is visiting assistant lecturer in the Faculty of Science and Technology, Universidade Nova de Lisboa (New University of Lisbon).*

*Pedro Lopes Barata David Ribeiro graduated in Civil Engineering from the Instituto Superior Técnico (IST) in 1996, since when he has been working as a structural designer with Gabinete de estudo e projectos A2P Consult, Lda, where he is currently a partner and project manager. Among the projects he has been involved in are: the restoration of the Palácio da Inquisição and Pátio de São Miguel (Évora); seismic strengthening of the Senate Chamber and the Chamber of the Assembly of the Republic (Lisbon); and the upgrading of the Sebastião e Silva, Quinta do Marquês and Passos Manuel schools, under the Schools Modernization Programme for Secondary Education.*

*Ricardo Manuel dos Reis Geraldês Pinto graduated in Civil Engineering from the Instituto Superior Técnico (IST) in 1999. Since then he has worked as a structural designer and been involved in projects including Edifício 7 of the Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, the Sport Lisboa e Benfica Training Centre, the Maia Jardim shopping centre, and the upgrading of the Montemor-o-Novo, Emídio Navarro and Padre António Vieira schools.*

*Ana Rita Branco graduated in Civil Engineering from the Instituto Superior Técnico (IST) in 2003. Since then she has worked as a structural designer in the Gabinete de Estudos e Projectos de Engenharia e Arquitectura Teixeira Trigo, Lda. She has helped design foundations and structures of new apartment blocks, shops and schools and also worked on the projects to repair, strengthen and adapt structures and constructions, including interventions on the Pedro Nunes and Filipa de Lencastre secondary schools in Lisbon, the Diogo de Gouveia secondary school in Beja and the Alfredo da Silva secondary school in Barreiro.*

*Rui Afonso Duarte graduated in Civil Engineering from the Instituto Superior Técnico (IST) in 2005. Since then he has worked as a structural designer and projects he has worked on include: the IKEA store in Loures; upgrading and refurbishing the Rainha Santa Isabel secondary school in Estremoz; upgrading and refurbishing the Museu da Água; the Covilhã City Hall building. He earned the diploma in advanced training in Structural Engineering from IST in 2007.*

*João Manuel Teixeira Ferreira graduated in Civil Engineering from the Faculty of Science and Technology, Universidade Nova de Lisboa (New University of Lisbon) in 2006. He has worked as a structural designer since then and joined the staff of Versor – Consultas, Estudos e Projectos, Lda, in 2008, where he has been involved in several structural design projects. He has been a full member of the Ordem dos Engenheiros (Portuguese Charter of Engineers) since 2007.*

**José António Cruz Delgado** licenciou-se em Engenharia Civil no Instituto Superior Técnico (IST) em 1993, desenvolvendo actividade como projectista de estruturas desde essa data. Integrou o GATTEL para a Construção da Ponte Vasco da Gama e actualmente é sócio e chefe de projecto do gabinete de estudo e projectos A2P Consult, Lda. Das obras em que participou destacam-se o Hotel de Nossa Senhora do Espinheiro (Évora); Centro de Congressos do Hotel do Golfe (Albufeira); viaduto sobre a A1 (Carregado) e viaduto Duarte Pacheco (Lisboa). Obteve o grau de Mestre em Engenharia de Estruturas pelo IST e é assistente convidado na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

**Pedro Lopes Barata David Ribeiro** licenciou-se em Engenharia Civil no Instituto Superior Técnico (IST) em 1996, desenvolvendo desde aquela data actividade como projectista de estruturas no gabinete de estudo e projectos A2P Consult, Lda, do qual é actualmente sócio e onde desempenha as funções de chefe de projecto. Dos projectos em que participou destacam-se os de recuperação do Palácio da Inquisição e Pátio de São Miguel (Évora); reforço sísmico da Sala do Senado e Sala de Sessões da Assembleia da República (Lisboa); e de requalificação das escolas de Sebastião e Silva, da Quinta do Marquês e de Passos Manuel, inseridos no Programa de Modernização das Escolas destinadas ao Ensino Secundário.

**Ricardo Manuel dos Reis Geraldês Pinto** Licenciou-se em Engenharia Civil no Instituto Superior Técnico (IST) em 1999. Desde essa data desenvolve actividade como projectista de estruturas, sendo de destacar a sua participação nos projectos do Edifício 7 do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, do Centro de Estágios do Sport Lisboa e Benfica, do Centro Comercial Maia Jardim, e da remodelação das Escolas de Montemor-o-Novo, de Emídio Navarro e de Padre António Vieira.

**Ana Rita Branco** licenciou-se em Engenharia Civil no Instituto Superior Técnico (IST) em 2003. Desenvolve actividade como projectista de estruturas desde aquela data no Gabinete de Estudos e Projectos de Engenharia e Arquitectura Teixeira Trigo, Lda, sendo de referir a sua participação em projectos de fundações e estruturas de edifícios novos de habitação, comércio e escolares e em projectos de reparação, reforço e adaptação de estruturas e construções, dos quais se destacam as intervenções nas Escolas Secundárias de Pedro Nunes e de Filipa de Lencastre, em Lisboa, de Diogo de Gouveia, em Beja, e de Alfredo da Silva, no Barreiro.

**Rui Afonso Duarte** licenciou-se em Engenharia Civil no Instituto Superior Técnico (IST) em 2005. Desenvolve a actividade como projectista de estruturas desde aquela data, sendo de referir a sua participação nos projectos da loja IKEA em Loures; requalificação e modernização da Escola Secundária de Rainha Santa Isabel – Estremoz; requalificação e modernização do Museu da Água; edifício da Assembleia Municipal da Covilhã. Obteve o Diploma de Formação Avançada em Engenharia de Estruturas pelo IST em 2007.

**João Manuel Teixeira Ferreira** licenciou-se em Engenharia Civil na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa em 2006. Desenvolve actividade como projectista de estruturas desde essa data, sendo colaborador da Versor – Consultas, Estudos e Projectos, Lda, desde 2008, onde colaborou em diversos projectos. É membro efectivo da Ordem dos Engenheiros desde 2007.

# Bibliografia

## Bibliography

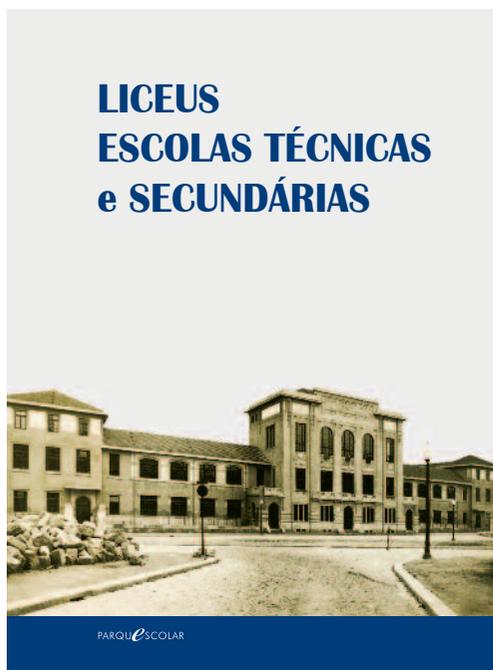
188

- ALEGRE, A. – *Liceus, Escolas Técnicas e Secundárias*. Lisboa: Parque Escolar, 2010.
- APPLETON, João – *Reabilitação de edifícios antigos: patologias e tecnologias de intervenção*. Alfragide: Orion, 2003.
- APPLETON, Júlio – *Construções em betão: nota histórica sobre a sua evolução*. Lisboa: Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, 2005. Notas da aula de Betão Armado e Pré-Esforçado. 18 p.
- APPLETON, Júlio – *Reforço sísmico de estruturas de betão*. In LOURENÇO, P. [et al.], ed. – *Actas do Encontro Nacional de Betão Estrutural*, Guimarães, 2008.
- BINDA, L. [et al.] – *A multilevel approach to the damage assesement and the seismic improvement of masonry buildings in Italy*. In *Seismic damage to masonry buildings, proceeding of the International workshop on 'Measures of seismic damage to masonry buildings'*, Padova. Rotterdam: A. A. Balkema, 1998. p. 179-194.
- BRAZÃO FARINHA, J. S. – *Tabelas técnicas para engenharia civil*. 6.ª ed. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 1969. 366 p.
- BUSTAMANTE, M.; DOIX, B. – *Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés*. In *Bulletin de Liaison des Laboratoires de Ponts et Chaussées*, n.º 140. Nov./Déc. 1985. p. 75-92.
- CÓIAS E SILVA, V. – *Reabilitação estrutural de edifícios antigos: alvenaria, madeira. Técnicas pouco intrusivas*. Lisboa: Argumentum, GECorPA, 2007.
- COSTA, A.; ARÊDE, A. – *Strengthening of structures damaged by the Azores earthquake of 1998*. In LOURENÇO, P. [et al.], ed. *Actas do 6.º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*, 2004.
- DECRETO n.º 25948/35. *Regulamento de Betão Armado (RBA)*. Diário do Governo, I Série, 240. (35-10-16) 1493-1522.
- DECRETO n.º 41658/58. *Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos (RSCCS)*. Diário do Governo, I Série, 117. (58-05-31) 415-421.
- DECRETO n.º 44041/61. *Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (RSEP)*. Diário do Governo, I Série, 268. (61-11-18) 267.
- DECRETO n.º 47723/67. *Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA)*. Diário do Governo, I Série, 119. (67-05-20) 1095-1098.
- DECRETO-LEI n.º 349-C/83. *Regulamento de Segurança e Acções para estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP)*. D.R. I Série, 174, 7.º supl. (83-07-30) 2832 (99-166).
- DECRETO-LEI n.º 235/83. *Regulamento de estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP)*. D.R. I Série, 125. (83-05-30) 1991-1992.
- FARDIS, M. – *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings: based on EN-Eurocode 8*. Netherland: Springer, 2009. ISBN 978-1-4020-9841-3.
- GAGO, A. S. [et al.] – *Reforço sísmico de paredes de alvenaria de edifícios de placa através de reboco armado*. In *REABILITAR 2010. Encontro Nacional sobre Conservação e Reabilitação de Estruturas*. Lisboa: LNEC, 2010.

- GRANT, D. [et al.] – **Defining priorities and timescales for seismic intervention in school buildings in Italy**. Italy: IUSS Press, 2006.
- HEITOR, T. (coord.) – **Parque Escolar 2007-2011. Intervenção em 106 escolas**. Lisboa: Parque Escolar, 2011.
- LOPES, M. (coord.) – **Sismos e edifícios**. Amadora: Orion, 2008.
- LOURENÇO, P. B. [et al.] – **Improving the seismic resistance of cultural heritage buildings**. In 1<sup>st</sup> US-Portugal International Workshop: grand challenges in earthquake engineering, Lamego, 2005. p. 19.1-19.13.
- NP EN 1998-1. 2010, **Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Eurocódigo 8**. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. Lisboa: Instituto Português da Qualidade. 230 p.
- OCDE – **Keeping Schools Safe in Earthquakes**. Paris: OCDE, 2004.
- PENAZZI, D. [et al.] – **Repair and strengthening of historic masonry buildings in seismic area**. In International Millennium Congress 'More than two thousand years in the history of architecture safeguarding the structure of our architectural heritage', Palestine, 2001. 7 p.
- PROENÇA, J. M. [et al.] – **Development of an innovative seismic strengthening technique for traditional load-bearing masonry walls**. In Bulletin of Earthquake Engineering. Vol. 8, n.º 1 (Sept. 2010).
- PROENÇA, J. M. [et al.] – **Perspectiva das acções de avaliação e reforço sísmico de escolas do ensino secundário**. In REABILITAR 2010. Encontro Nacional sobre Conservação e Reabilitação de Estruturas. Lisboa: LNEC, 2010.
- ROQUE, J.; LOURENÇO, P. – **Técnicas de intervenção estrutural em paredes antigas de alvenaria**. *Construção Magazine*, n.º 7, 2003. 16 p.
- SEGURADO, J. – **Alvenaria e Cantaria**. Biblioteca de Instrução Profissional. Lisboa: Livrarias Aillaud e Bertrand, 1908.
- Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings: State-of-art report**. Prep. Task Group 7.1. Bulletin 24. Lausanne: fib (fédération internationale du béton), 2003.
- THERMOU, G.; ELNASHAI, A. S. – **Seismic retrofit schemes for RC structures and local-global consequences**. In Journal of Progress in Structural Engineering and Materials, vol. 1, n.º 8 (2006). p. 1-15.
- YAKUT, A.; TONGUÇ, Y.; GÜLKAN, P. – **A comparative seismic performance assessment and rehabilitation of existing school building**. In Actas da 14.<sup>a</sup> Conferência Mundial de Engenharia Sísmica, Pequim, 2008. 8 p.
- WENK, T. – **Seismic retrofitting of structures. Strategies and collection of examples in Switzerland**. Bern: Federal Office for the Environment FOEN, 2008. 84 p.

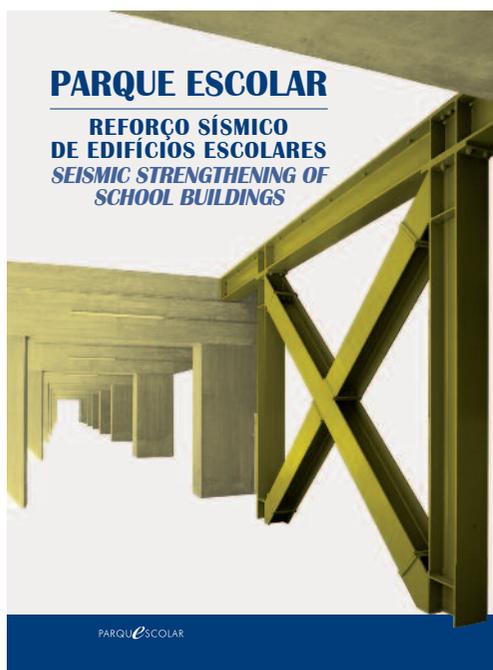
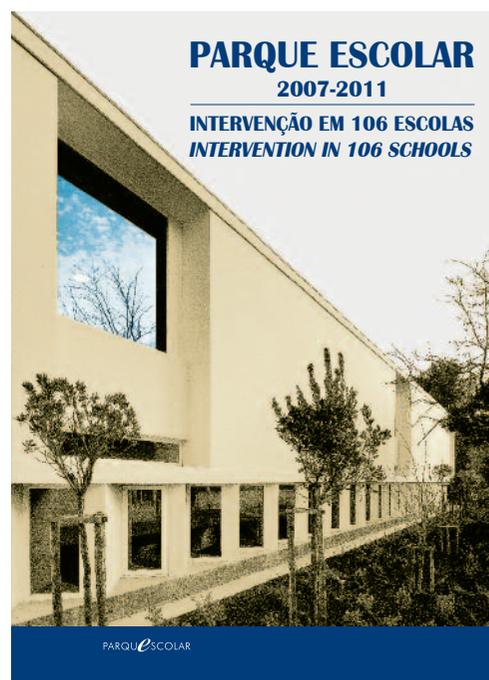


# PARQUE ESCOLAR: COLECÇÃO LIVROS TÉCNICOS TECHNICAL BOOKS COLLECTION



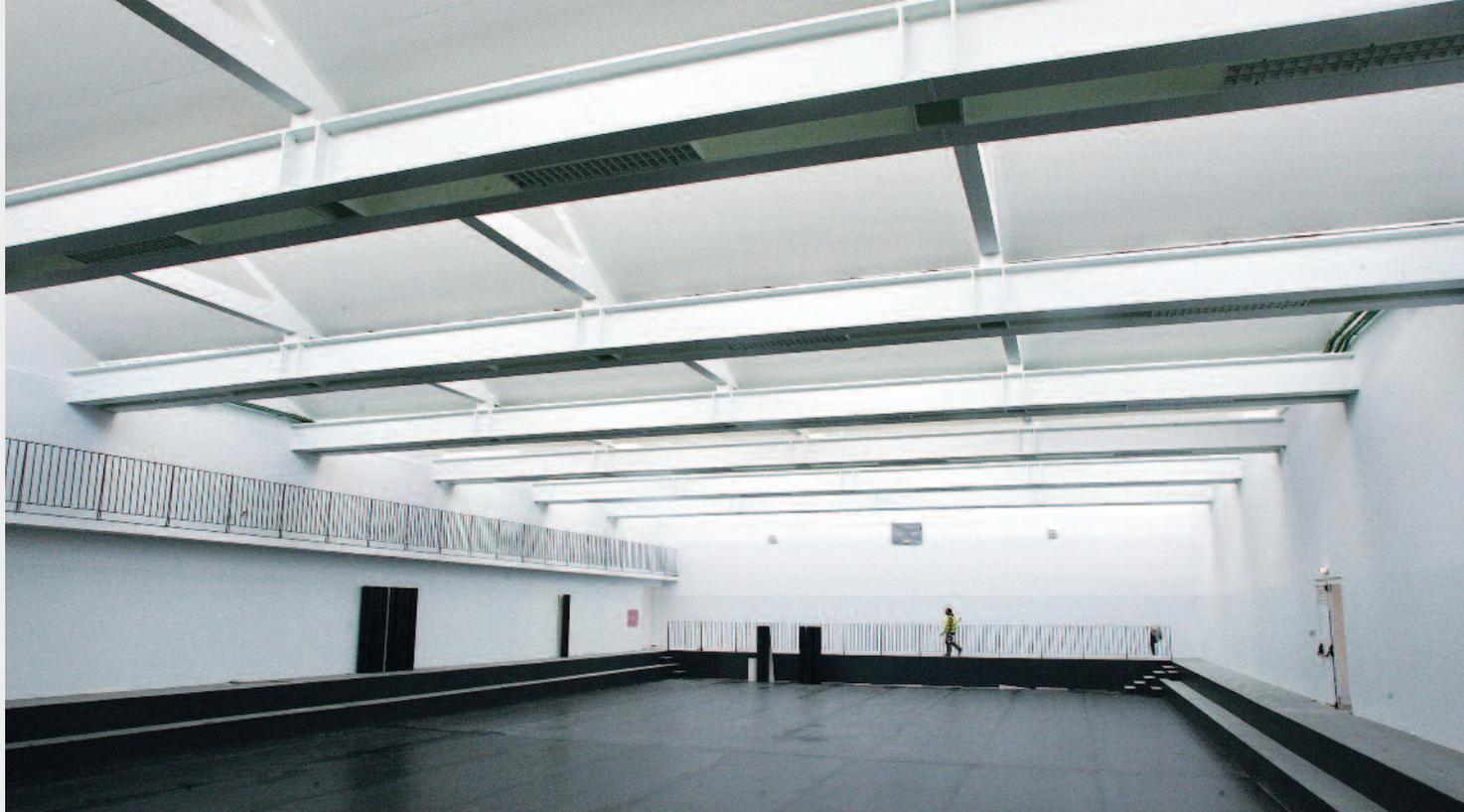
Na primeira publicação é apresentado o panorama dos diversos modelos da arquitectura escolar pública portuguesa, alvo da intervenção da Parque Escolar, incidindo nos seu modos de produção e ocupação

Na segunda publicação são divulgadas as intervenções de modernização operadas nas três primeiras fases de intervenção da Parque Escolar, iniciada em 2007 e que se conclui em 2011, num total de 106 escolas



Nesta terceira edição é destacada a avaliação da resistência sísmica e o correspondente reforço estrutural dos edifícios escolares, muitos dos quais projectados e construídos em épocas onde os requisitos de segurança sísmica eram inexistentes ou insuficientes face aos padrões dos regulamentos actuais





*The Public Secondary Modernization Programme is, by its extent and diversity, a unique experience in the rehabilitation and modernization of existing buildings.*

*In implementing this program, Parque Escolar, EPE, broke new grounds at a national level in several areas of intervention, either by their nature or by the size and scale with which they were performed.*

*For this reason, bearing in mind the importance of upgrading the standards of practice in the rehabilitation of existing buildings, it was considered pertinent to leave a written record of some of the most distinctive features of the action of Parque Escolar, EPE in the form of technical publications.*

*In this context, this publication focuses on the seismic strengthening of school buildings, following two previous publications more focused on the architectural and functional aspects of the schools, before and after the intervention of Parque Escolar, EPE.*

*The rehabilitation of buildings can be interpreted as their new starting point, making perfect sense that these buildings are made to comply with the most updated requirements in terms of safety, health, functionality and comfort. With regards to structural safety it is also worth noting that schools are different from common buildings, either by their high occupancy or by their ability to perform important social functions, including those required by civil protection.*

*In this sense, one of the areas in which the intervention of Parque Escolar, EPE, is worth mentioning consists in the assessment of the seismic resistance and the corresponding structural strengthening of school buildings, many of which were designed and built in periods when the seismic safety requirements were nonexistent or insufficient when compared to those of the current standards.*

*Other technical areas such as energy efficiency, environmental quality, project management and legislation compliance will not be forgotten and will constitute future evidence of our activity.*

João Sintra Nunes  
CEO – Parque Escolar, EPE

*O Programa de Modernização do Parque Escolar Destinado ao Ensino Secundário constitui, pela sua amplitude e diversidade, uma experiência única na requalificação e modernização de edifícios existentes.*

*Na execução do Programa foram muitas as áreas em que a intervenção da Parque Escolar, EPE, se revestiu de características pioneiras a nível nacional, quer pela natureza das mesmas, quer pela dimensão e escala com que foram executadas. Por esse facto, entendeu-se deixar um registo escrito, sob a forma de publicações técnicas, de algumas das características mais distintivas da acção da Parque Escolar, EPE, para que se tornem conhecidas e possam fomentar a elevação dos padrões de exigência na reabilitação de edifícios existentes.*

*Neste contexto, surge a presente publicação, relativa ao reforço sísmico dos edifícios escolares, que sucede a outras duas mais focadas nos aspectos arquitectónicos e funcionais das escolas, antes e após as intervenções da Parque Escolar.*

*A reabilitação dos edifícios pode ser interpretada como um novo ponto de partida para os mesmos, fazendo, nesse contexto, todo o sentido que os edifícios passem a cumprir os mais actuais requisitos de segurança, de salubridade, de funcionalidade e de conforto. No que se refere à segurança estrutural faz-se ainda notar que as escolas se distinguem dos edifícios correntes, quer pela elevada ocupação que apresentam, quer pelas importantes funções sociais que desempenham, inclusive para a protecção civil.*

*Nesse sentido, uma das áreas de intervenção da Parque Escolar na reabilitação do edifícios escolares que interessa destacar é a da avaliação da resistência sísmica e o correspondente reforço estrutural dos edifícios escolares, muito dos quais projectados e construídos em épocas onde os requisitos de segurança sísmica eram inexistentes ou insuficientes face aos padrões dos regulamentos actuais.*

*Outras áreas técnicas, como a eficiência energética, a qualidade ambiental, a gestão de empreendimentos e a aplicação da legislação, não serão esquecidas e constituirão testemunhos próximos da nossa actividade.*

João Sintra Nunes  
Presidente do Conselho de Administração – Parque Escolar, EPE

ISBN 978-989-96106-7-5



9 789899 610675