

# SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA PARA A CONSTRUÇÃO DOS PISOS ENTERRADOS DA AMPLIAÇÃO DO CENTRO SANTANDER TOTTA EM LISBOA

## RETAINING WALL SOLUTION AND UNDERPINNING FOR THE EXPANSION OF SANTANDER TOTTA BUILDING AT LISBON

Tomásio, Rui; *JET<sub>SJ</sub> Geotecnia, Lda., Lisboa, Portugal, rtomasio@jetsj.com*

Pinto, Alexandre; *JET<sub>SJ</sub> Geotecnia, Lda., Lisboa, Portugal, apinto@jetsj.com*

Fartaria, Catarina; *JET<sub>SJ</sub> Geotecnia, Lda., Lisboa, Portugal, cfartaria@jetsj.com*

### RESUMO

No presente artigo apresentam-se os principais critérios de conceção e de dimensionamento da solução de escavação e contenção periférica necessárias à construção dos pisos enterrados do edifício de ampliação do Centro Santander Totta, localizado junto à Praça de Espanha, em Lisboa. Face às características geológicas do local, aliadas à envolvente urbana e à profundidade da escavação, implementou-se uma solução de contenção do tipo "Berlim Definitivo", recorrendo a ancoragens provisórias para assegurar o travamento das paredes face aos impulsos horizontais do terreno. Face à localização do novo edifício, adjacente ao edifício existente, e à necessidade de se proceder à escavação de uma cave adicional, mostrou-se necessário prever o recalçamento de uma empena. Serão neste artigo também apresentados e analisados os principais resultados do plano de instrumentação da obra.

### ABSTRACT

This paper aims to present the most relevant design criteria related to the underground works in the expansion project of Santander Totta building. The building is located near Praça de Espanha, Lisbon, in an urban surrounding. Both the excavation depth, as defined by the structural project, and geotechnical scenario led to the need of designing retaining wall solutions to support vertical excavations. In such context, Berlin-type walls, materialized by concrete anchored panels, was the chosen technique where construction phasing is crucial in reducing walls and back soil displacements during the excavation process. Additionally, as the building expansion foresees an additional underground level, the underpinning of one of the existing façades was designed. During excavation works a monitoring plan was implemented and its results are presented and analysed in this article.

### 1 - INTRODUÇÃO

No âmbito do Projeto de Ampliação do Edifício Centro Santander Totta, localizado na avenida Calouste Gulbenkian em Lisboa, desenvolveu-se o Projeto de Escavação e Contenção Periférica relativo à execução dos pisos enterrados. A zona onde foi realizada a intervenção confronta com a Avenida Calouste Gulbenkian a Norte e a Poente, a Sul com a ciclovía de Campolide e a Nascente com o edifício existente do Banco Santander Totta, perfazendo uma área de implantação aproximada de 4.000m<sup>2</sup>. A Figura 1 apresenta a vista sul do edifício e a localização da zona intervencionada.



Figura 1– Vista aérea do local de intervenção (à esquerda); Vista sul do edifício (à direita).

De acordo com a geometria definida, grande parte do novo edifício localiza-se abaixo do nível do terreno natural, implicando a existência de escavações de grande profundidade, não compatíveis com a realização de escavação ao abrigo de taludes. Foi, assim, proposta a execução de uma parede de contenção periférica do tipo "Berlim Definitivo", de forma a permitir atingir as cotas de escavação pretendidas. A parede de contenção exterior desenvolve-se ao longo de aproximadamente 300m e apresenta alturas variáveis entre 4,0m e 26,0m. Adicionalmente, face à existência de desníveis elevados entre a cota de fundação do piso -5 e a cota de fundação do piso -6, verificou-se a necessidade de se preverem contenções provisórias no interior do lote.

Sendo um projeto de ampliação, um dos alçados do novo edifício confina com o edifício existente cuja cota de fundação se situa cerca de 9,0m acima da cota de fundação prevista para o edifício a executar, surgindo assim a necessidade de prever uma solução de recalçamento da empena poente do edifício existente.

No presente artigo referem-se os principais critérios de conceção e de dimensionamento das estruturas de contenção periférica e dos elementos de recalçamento do edifício existente, apresentando-se também os resultados da campanha de monitorização e observação que foi implementada durante a execução dos trabalhos.

## 2 - PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

### 2.1 - Condicionamentos de natureza geológica e geotécnica

No que se refere ao cenário geológico e geotécnico do local, de acordo com a informação recolhida no âmbito das campanhas de prospeção, o mesmo é constituído superficialmente por formações mais recentes constituídas por aterros com materiais areno-silto-argilosos com seixos e calhaus de origem basáltica dispersos. Sob esta formação encontram-se materiais do Neocretácico vulgarmente designado por Complexo Vulcânico de Lisboa.

Nesta formação inferior foram intersetadas camadas de características distintas. A um nível mais superior identificou-se um tufo vulcânico argilo siltoso e /ou arenoso, medianamente compacto a compacto, por vezes com pequenas passagens de características brechóides. Apresentam fraturas inclinadas cerca de 10° a 80° em relação ao eixo da sondagem e por vezes intercalações decimétricas de calcário margoso/argila margosa.

Inferiormente ao tufo vulcânico localiza-se uma camada de brecha vulcânica compacta de fraturas inclinadas cerca de 30° relativamente ao eixo da sondagem, abaixo da qual se localizam os materiais de origem basáltica. Estes, superficialmente decompostos a muito alterados, envoltos por matriz areno-silto-argilosa, apresentam-se em profundidade mais coesos mas fraturados.

A informação disponibilizada pela campanha de prospeção para os materiais acima descritos permitiu um zonamento geotécnico que serviu de base ao dimensionamento das soluções, o qual se apresenta no Quadro 1.

Quadro 1- Zonamento Geotécnico

Zona	Descrição Geológica	Grau de Alteração	N <sub>SPT</sub> [n.º pancadas]
ZG3	Aterros / Tufos desagregados / Basaltos decompostos	W <sub>5</sub>	12 a 60
ZG2	Tufos e brechas compactas / Basaltos muito fracturados	W <sub>4</sub> e W <sub>4-3</sub>	-
ZG1	Basaltos medianamente a pouco alterados	W <sub>3</sub> e W <sub>2</sub>	-

Relativamente às questões hidrogeológicas a campanha de prospeção permitiu identificar um nível de água na generalidade das sondagens efectuadas. A instalação de um piezómetro identificou o nível de água a cerca de 6,5m de profundidade, ou seja, aproximadamente à cota +87,50. Atendendo às condições geológicas e hidrogeológicas, em particular a permeabilidade condicionada pela fraturação do maciço, definiu-se que a presença de nível freático acima da cota de base da escavação deveria ser confirmada em fase de obra.

## 2.2 - Condicionamentos relativos a condições de vizinhança

A estrutura relativa à ampliação do edifício localiza-se na adjacência da empena Poente do edifício existente e é circundada a Norte e a Poente pela Avenida Calouste Gulbenkian e a Sul pela ciclovia de Campolide. Relativamente aos limites da escavação situados na adjacência das vias de circulação tem-se como condicionantes a consideração das sobrecargas associadas e a limitação razoável das deformações a tardo da escavação.

Por sua vez, o alçado confinante com o edifício existente, na zona em que a cota de escavação prevista era inferior à cota da fundação existente, de forma a possibilitar a execução dos trabalhos de escavação prescreveu-se o recalçamento da empena do edifício. Para a execução dos elementos de recalçamento foi utilizado como acesso a cave do edifício existente.

Refere-se ainda que, no interior da escavação, executou-se um desnível do fundo de escavação, em concordância com o projeto de arquitetura, o qual foi realizado ao abrigo de uma contenção interior do tipo 'Berlim Definitivo' apoiada lateralmente por pregagens definitivas.

## 3 - PRINCIPAIS SOLUÇÕES ADOTADAS

A escolha da solução de contenção periférica foi efetuada de acordo com as condicionantes acima referidas, tendo sido prescrita a execução de uma contenção do tipo Berlim Definitivo. Esta solução consiste na execução faseada, de cima para baixo, de painéis de betão armado apoiados provisoriamente em tubos de microestacas verticais. Estes são ainda lateralmente estabilizados por elementos sub-horizontais de caráter provisório ou definitivo.

O dimensionamento da solução de contenção foi efetuado de forma diferenciada para as várias faces de escavação a conter, destacando-se, de forma generalizada, três zonas distintas.

A zona de maior extensão, com cerca de 300 metros, corresponde à periferia do recinto de escavação onde a altura de solo a escavar, bastante variável, atinge um valor máximo de cerca de 26 metros. O suporte lateral dos painéis de contenção é aqui materializado por ancoragens provisórias, as quais serão desativadas após a execução dos elementos de laje da estrutura definitiva.

Na periferia do recinto de escavação, na face contígua ao edifício existente onde o nível de escavação é inferior ao nível das fundações existentes, previamente à escavação e contenção do terreno executou-se o recalçamento da empena do edifício existente.

Por sua vez, no interior do recinto de escavação, dada o significativo desnível entre a cota de fundação do piso mais profundo e a cota de fundação do piso acima deste, foram executadas duas paredes de contenção utilizando a mesma tecnologia 'Berlim Definitivo', sendo os painéis travados lateralmente nestas faces por pregagens de caráter definitivo.

A Figura 2 apresenta de forma esquemática a localização relativa das zonas de soluções de contenção diferenciadas.

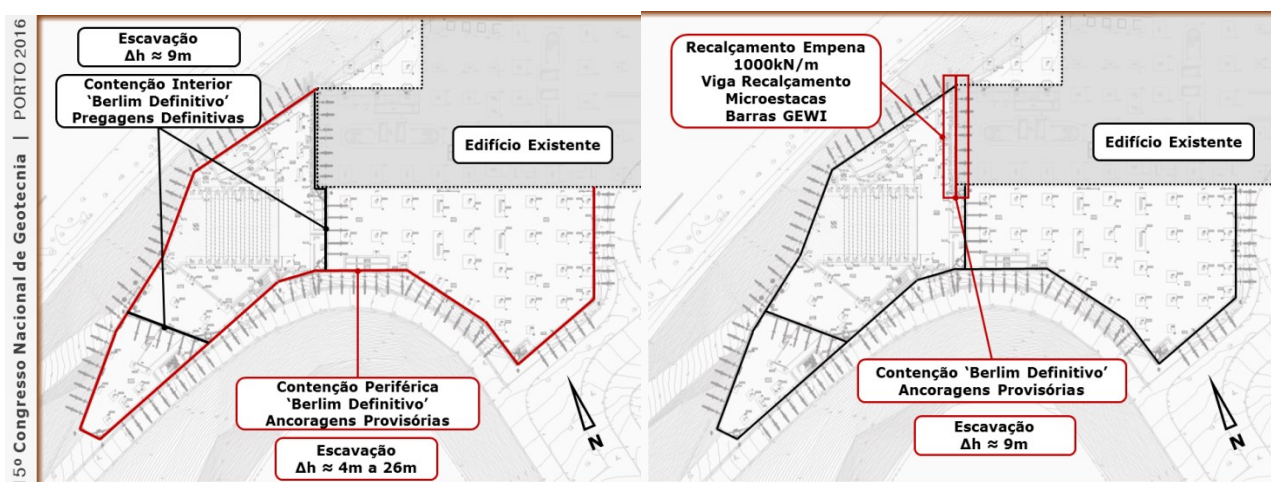


Figura 2 – Localização das zonas de contenção periférica (à esquerda) e de recalçamento de fachada (à direita).

Nos capítulos seguintes serão descritas de forma sucinta as características dos elementos de contenção que foram executados nas várias zonas descritas assim como será apresentada a solução de recalçamento adotada para suporte da empena do edifício existente.

### **3.1 - Solução de Contenção**

De forma geral a solução de contenção periférica foi efetuada com a tecnologia 'Berlim Definitivo'. O processo em causa compreende a execução de escavação e construção dos elementos de contenção efetuada por níveis de cima para baixo, sendo que para cada um dos níveis se prescreve um faseamento construtivo por painéis, os quais são verticalmente apoiados por microestacas executadas previamente aos trabalhos de escavação.

As microestacas de apoio aos painéis de betão armado foram materializadas, na generalidade das faces de escavação, por tubos em aço N80 (API 5A) 139,7x9,0mm, implantados ao eixo dos painéis de contenção. Os comprimentos totais das microestacas foram definidos para que a localização do respetivo bolbo de selagem, com pelo menos 5,0m no substrato competente, se situasse geologicamente estável face à geometria da escavação para a construção de todos os pisos enterrados. Para a execução do bolbo de selagem efetuou-se uma injeção do tipo IRS, recorrendo a obturador duplo e válvulas anti-retorno.

A otimização dos níveis intermédios de escavação conseguiu-se através da escavação por troços e execução de painéis de forma alternada, sendo os painéis primários, com 2m de largura, executados no alinhamento das micro-estacas verticais e seguidamente travados horizontalmente, em geral por ancoragens pré-esforçadas (ver Figura 3(b)). A execução dos painéis secundários e escavação prévia dos respetivos troços tem apenas lugar em fase posterior.

Os painéis foram betonados contra o paramento vertical aberto no terreno, na sequência prevista, tendo-se garantido a estabilidade destes, face aos impulsos do terreno durante as operações de escavação, pela execução de ancoragens provisórias pré-esforçadas e pontualmente, onde a geometria o permitiu, pela colocação de escoras metálicas provisórias de canto. De forma a minimizar a descompressão dos terrenos durante as operações de escavação, foi fundamental o cumprimento integral do faseamento construtivo proposto, em particular que o intervalo de tempo entre as operações de escavação e de betonagem não fosse nunca superior a 12h.

Em fase definitiva, a própria estrutura do edifício (lajes dos pisos enterrados, paredes e núcleos de escadas e elevadores) será responsável pela estabilidade da parede de contenção executada em fase provisória, face aos impulsos induzidos pelo terreno, pelos edifícios vizinhos e pelas sobrecargas rodoviárias, sendo os sistemas de travamento provisórios, nomeadamente ancoragens e escoras de canto, desativados após conclusão da referida estrutura (ver Figura 3(a)).

No que respeita à solução de contenção situada no interior da escavação, entre zonas onde o edifício apresenta a cota de fundação a diferentes profundidades, a solução de estabilização dos painéis de betão armado foi efetuada com recurso a pregagens definitivas (ver Figura 3(c)). Dado o elevado pé-direito que a estrutura definitiva apresenta na zona em questão, a estabilização das paredes de contenção teve de ser assegurada de forma definitiva na presente fase de construção. As pregagens, seladas com recurso a obturador simples (IGU) e materializadas por varões Ø32mm (A500/550) tipo GEWI com proteção contra corrosão apresentam um comprimento total mínimo de 10,0m de forma a intersetar a cunha de rotura prevista.

### **3.2 - Solução de Recalçamento**

Atendendo aos condicionamentos existentes, o recalçamento da empena do edifício existente foi materializado pela realização de duas fiadas de microestacas, troços de tubos metálicos solidarizados obrigatoriamente com uniões exteriores, uma pelo interior do recinto de escavação e outra realizada através da cave do edifício existente, recorrendo à carotagem das sapatas. Ambas as fiadas de microestacas foram devidamente solidarizadas à empena através de vigas de recalçamento, a executar de cada lado da mesma, betonadas após a preparação das superfícies existentes através de picagem e escarificação e ligadas à referida parede através de mecanismos de costura, constituídos por barras pré-esforçadas do tipo GEWI (ver Figura 3(d)).

A solução foi definida por forma a que as vigas de betão armado e as microestacas de recalçamento, partilhassem as funções de recalçamento da parede e, no caso das microestacas interiores, de apoio dos painéis, em betão armado, da contenção periférica.

As microestacas da zona de recalçamento foram materializadas por tubos em aço N80 (API 5A) com secções Ø177,8 x 9,0mm (na fiada interior à escavação) e 139,7x9,0mm (na fiada exterior à escavação), sendo que as microestacas que ficam no interior do recinto de escavação incluem uniões exteriores entre troços. Os comprimentos totais das microestacas foram definidos de acordo com a localização do bolbo de selagem, de pelo menos 5,0m, no substrato competente e geologicamente estável face à geometria da escavação para a construção do último piso enterrado. A furação para a colocação destes elementos foi no mínimo de Ø<sub>min</sub>=10" (25cm), sendo que nas zonas de atravessamento das sapatas a furação recorreu a equipamentos de caroteamento. As microestacas foram seladas e injectadas através do

sistema IRS, recorrendo a obturador duplo e válvulas anti-retorno, no comprimento correspondente ao bolbo de selagem.

No que se refere à parede de contenção periférica, executada sob a empena do edifício existente após o recalçamento desta, foi adotada uma solução e um faseamento construtivo idênticos aos definidos para a zona corrente da contenção periférica, conforme subcapítulo descrito anteriormente.

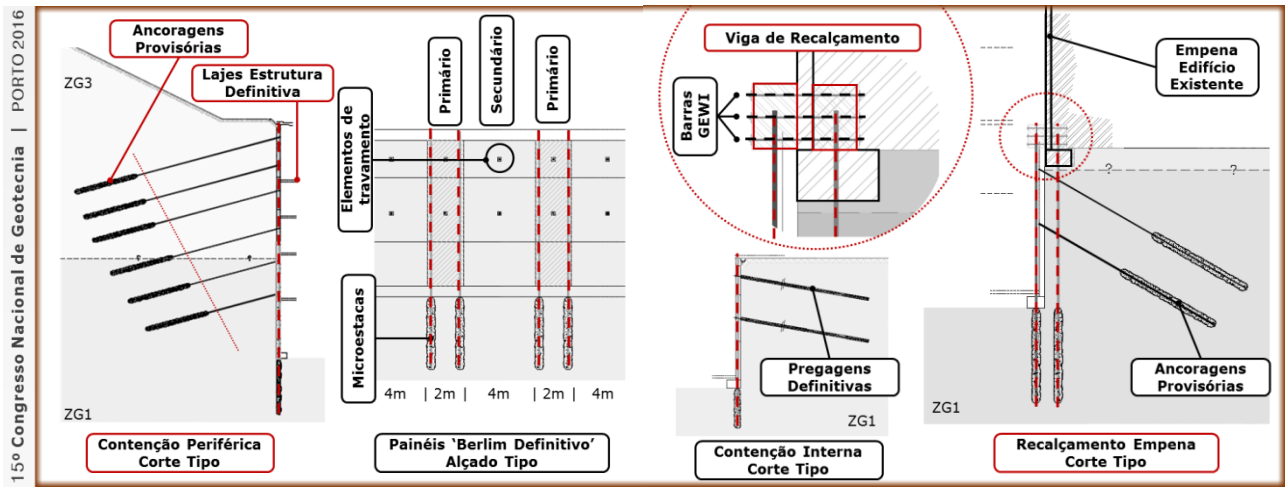


Figura 3– Esquemas representativos das principais soluções adoptadas:

(a) contenção periférica; (b) tecnologia 'Berlim Definitivo'; (c) contenção interna; e (d) solução de recalçamento.

#### 4 - METODOLOGIA DE DIMENSIONAMENTO

O comportamento da solução de contenção periférica foi modelado através de dois *software* vocacionados para o efeito e utilizados de forma complementar: PLAXIS 2D e SAP2000 os quais permitiram dimensionar as soluções propostas, estimar deslocamentos nas diversas fases construtivas da obra, verificar a estabilidade global da solução de contenção e determinar os esforços máximos atuantes nos elementos estruturais definitivos e provisórios.

No que diz respeito às ações consideradas no dimensionamento da solução, adicionalmente aos impulsos laterais induzidos pelo solo contido, foi considerada de forma generalizada no tardo da periferia da contenção uma sobrecarga 10kPa em valor característico. O mesmo valor de sobrecarga foi considerado no tardo das contenções interiores de forma a ter em consideração a eventual existência de equipamentos a tardo da contenção. Em particular, para a solução de recalçamento da empena poente do edifício adjacente considerou-se uma carga de faca atuante na viga de recalçamento de valor característico de 1000kN/m, correspondente a 10 pisos elevados.

A modelação do comportamento dos terrenos a conter foi efetuada considerando o zonamento geotécnico já apresentado e recorrendo ao modelo constitutivo do solo "Hardening Soil", o qual considera o critério de rotura de Mohr-Coulomb e um comportamento não elástico em estados de pré-rotura. O Quadro 2 apresenta os parâmetros atribuídos a cada uma das zonas geotécnicas no modelo de elementos finitos.

Quadro 2- Parâmetros Geomecânicos adoptados no modelo constitutivo "Hardening Soil"

Zona	$N_{SPT}$ (n.º pancadas)	$\gamma_{unsat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_{50}^{ref}$ [MPa]	$E_{oed}^{ref}$ [MPa]	$E_{ur}^{ref}$ [MPa]	Expoente (m)	$c'$ [KPa]	$\phi'$ [°]
ZG3	12 a 60	20	30	30	90	1	30	35
ZG2	-	20	40	40	120	1	40	40
ZG1	-	22	100	100	300	1	80	40

$\gamma_{unsat}$	-Peso específico;
$E_{50}^{ref}$	- Módulo de deformabilidade secante em estado triaxial, correspondente a 50% da tensão de rotura, para uma tensão de referência ( $p_{ref}$ ) considerada igual a 100 kPa;
$E_{oed}^{ref}$	- Módulo de deformabilidade edométrica tangente para tensão vertical igual à tensão de referência ( $p_{ref}$ ) considerada igual a 100 kPa;
$E_{ur}^{ref}$	- Módulo de deformabilidade na descarga, em estado triaxial, para uma tensão de referência ( $p_{ref}$ ) considerada igual a 100 kPa;
m	- Expoente da relação que expressa a dependência da rigidez em relação ao nível de tensão
$c'$	- Coesão efectiva;
$\phi'$	- Ângulo de resistência ao corte efectivo.



Através do *software* PLAXIS 2D foram simuladas as várias fases construtivas da fase provisória, nomeadamente, a escavação e instalação das ancoragens dos vários níveis previstos de forma sequencial do topo da escavação para a base e posteriormente a desativação destas e substituição por elementos de travamento, simulando as lajes da estrutura definitiva, sequencialmente da base para o topo. A análise foi complementada através da modelação com recurso ao *software* SAP2000, no qual foram dimensionados os troços da banda de laje.

Foram modeladas duas secções representativas da obra, uma correspondente à generalidade dos alçados e outra correspondente à zona de maior altura de escavação. Ambas incorporaram as diversas fases construtivas inerentes ao faseamento construtivo deste tipo de parede de contenção.

A viga de recalçamento foi modelada como sendo, na sua secção corrente, uma viga contínua apoiada ao nível das microestacas, ou seja, com um vão corrente da ordem dos 2,00m. Os esforços de cálculo foram obtidos de acordo com os diagramas elásticos, sem qualquer redistribuição.

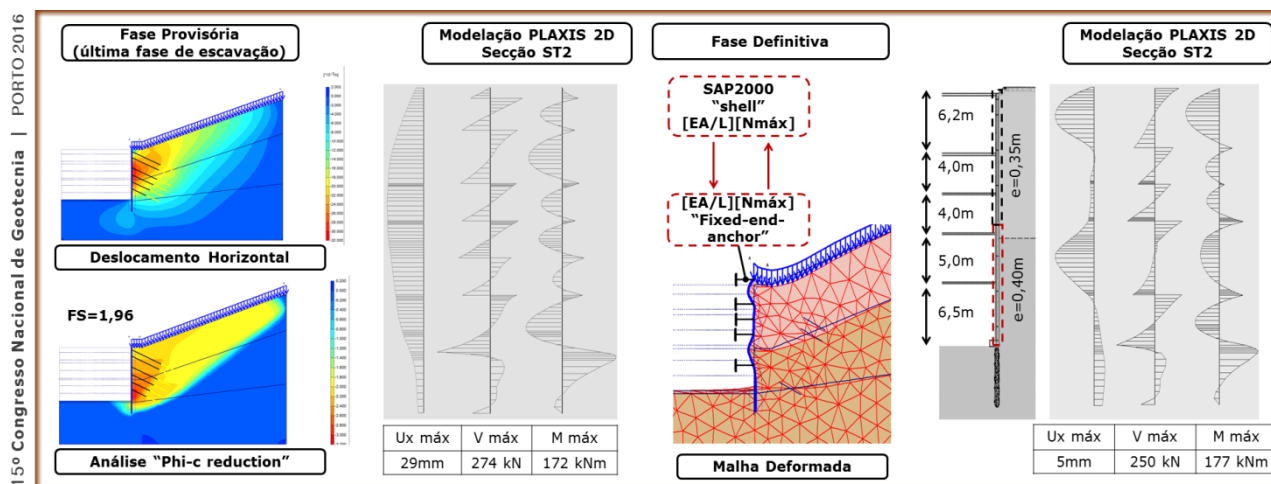


Figura 4– Análise numérica da solução de contenção em fase provisória (à esquerda) e em fase definitiva (à direita).

## 5 - INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

O Plano de Instrumentação e Observação proposto foi definido a partir da análise dos principais condicionamentos que se consideraram que, com maior probabilidade, poderão vir a afetar a intervenção. A análise destes condicionamentos permitiu a quantificação dos principais riscos associados à execução dos trabalhos. A monitorização recorreu a inclinómetros (4 unidades), na estrutura de contenção periférica, e a alvos topográficos (37 unidades), permitindo a avaliação, em tempo real, das deformações da contenção periférica e das estruturas vizinhas, possibilitando a sua comparação, em todas as fases construtivas, com os valores das mesmas deformações, estimadas em fase de Projeto. Adicionalmente foram instaladas células de carga (14 unidades) em ancoragens.

O Plano de Instrumentação e Observação proposto permitiu a medição, durante os trabalhos relativos à escavação, recalçamento, construção das estruturas de contenção e dos pisos enterrados, das seguintes grandezas:

- Deslocamentos horizontais e verticais da empena a recalçar;
- Deslocamentos verticais e horizontais das vigas de recalçamento e de coroamento e dos painéis da parede de contenção;
- Deslocamentos horizontais no interior do maciço a conter;
- Medição da carga instalada nas ancoragens executadas.

A medição frequente das grandezas acima referidas permitiu durante os trabalhos de intervenção aferir o estado de perturbação do maciço envolvente em cada fase de construção e adotar, se justificável, medidas de reforço atempadamente. No plano de monitorização foram definidos os seguintes critérios de alerta e de alarme.

- Critério de alerta: deslocamentos máximos da ordem de 20mm/10m no sentido horizontal, e de cerca de 20mm no sentido vertical;

- Critério de alarme: deslocamentos máximos da ordem de 35mm/10m no sentido horizontal, e de cerca de 40mm no sentido vertical.

A Figura 5 apresenta a localização dos inclinómetros instalados e os resultados dos deslocamentos cumulativos das várias leituras efetuadas nas zonas de maior desnível de escavação. Durante a escavação os inclinómetros I1 e I2 ficaram danificados aquando a escavação por painéis tendo sido substituídos. Os deslocamentos horizontais da contenção foram registados não se tendo verificado superiores aos estimados.

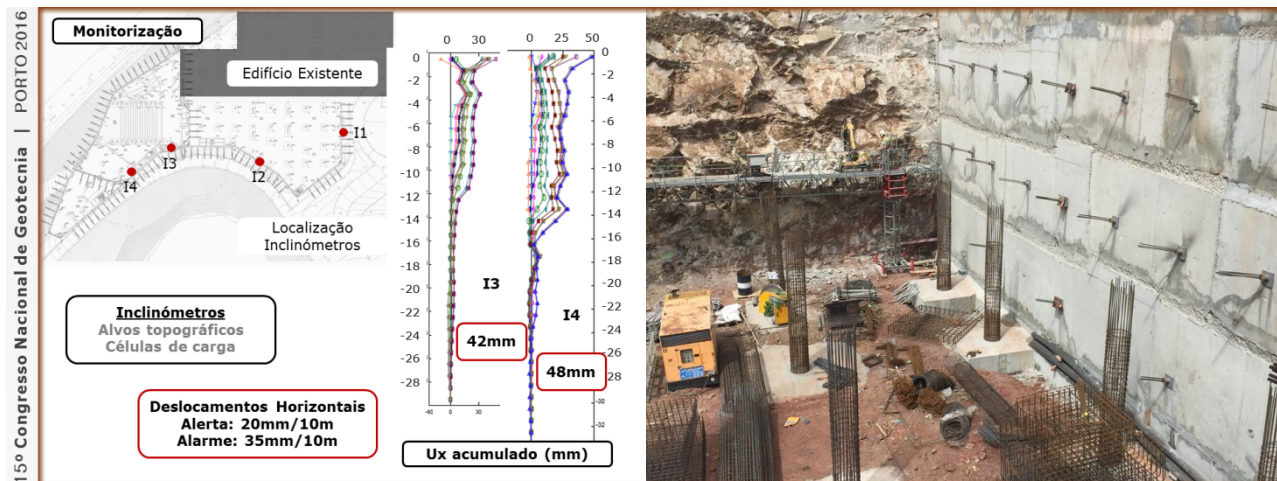


Figura 5– Localização dos inclinómetros e leituras acumuladas na última campanha de leitura (à esquerda) e Imagem da face interior da contenção na zona do inclinómetro I1 (à direita).

Relativamente aos alvos topográficos instalados para controlo do deslocamento da fachada do edifício existente, estes foram distribuídos em toda a altura da fachada, viga de recalçamento e painéis de contenção a cada nível de escavação. As leituras de monitorização (ver Figura 6), efectuadas de forma frequente ao longo dos trabalhos de escavação revelaram um comportamento adequado com reduzidos valores de deformação, indicando a estabilidade e eficaz recalçamento da fachada do edifício existente.

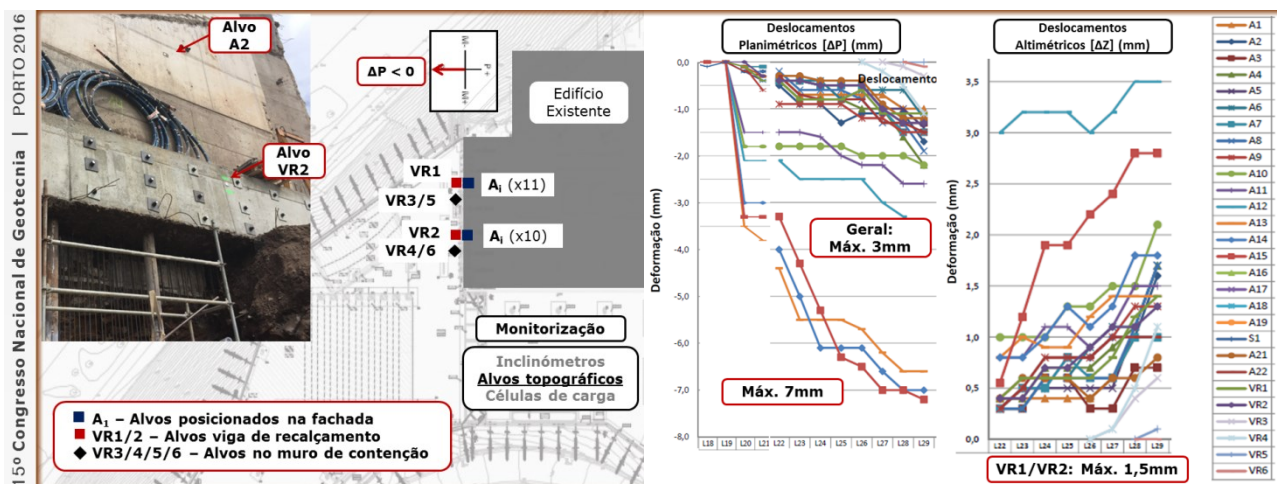


Figura 6– Localização dos alvos topográficos (à esquerda) e Deslocamentos verticais e horizontais na direcção do interior da escavação dos diversos alvos (à direita).

Refere-se, ainda, a observação pontual de pequenas instabilidades locais aquando os trabalhos de escavação, essencialmente originadas por fraturação desfavorável relativamente à face de escavação, as quais levaram à necessidade de fazer preenchimento com calda de cimento na zona anterior ao muro de contenção. Destaca-se, para estes fenómenos de instabilidade local, a importância da escavação por painéis primários e secundários, o que conduziu à mitigação da extensão destas instabilidades e atempada adoção de medidas estabilizadoras.

## 6 - CONCLUSÕES

O caso descrito no presente artigo permite destacar o potencial e o grau de exigência das soluções de engenharia geotécnica adotadas em estruturas de contenção periférica de edifícios de grande porte, em meio urbano e com estruturas contíguas com o objetivo de superar os condicionamentos típicos deste tipo de obras.

Destaca-se ainda a relevância do controlo de qualidade e de execução das obras, em particular a instrumentação e observação dos trabalhos de escavação e contenção periférica, a verificação *in situ* das hipóteses de projeto e a adoção de medidas de reforço ou de otimização sempre que se vejam a revelar necessárias ou possíveis durante a execução dos trabalhos.



Figura 7 – Fotografia da obra aquando os trabalhos de escavação (à esquerda) e Imagem representativa do aspecto final da obra de ampliação do edifício (à direita).

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Dono da Obra descrita, a autorização facultada para a redação e apresentação do presente artigo.