

ESTABILIZAÇÃO, RECONSTRUÇÃO E REFORÇO URGENTE DE MUROS DE SUPORTE DE GRANDE ALTURA EM LISBOA

URGENT STABILIZATION, RECONSTRUCTION AND REINFORCEMENT SOLUTIONS OF HIGH RETAINING WALLS IN LISBON

Fartaria, Catarina; *JETSj Geotecnia, Lda., Lisboa, Portugal, cfartaria@jetsj.com*
Pinto, Alexandre; *JETSj Geotecnia, Lda., Lisboa, Portugal, apinto@jetsj.com*
Farinha, João; *H Tecnic - Construções, Lda., Lisboa, Portugal, joao.farinha@htecnic.pt*
Lopes Gonçalo; *H Tecnic - Construções, Lda., Lisboa, Portugal, goncalo.lopes@htecnic.pt*

RESUMO

Na sequência do colapso parcial de um conjunto de muros de suporte, datados de 1955, com cerca de 20m de altura, ocorrida em fevereiro de 2017, e consequente deslizamento dos terrenos no seu tardo, resultaram danos estruturais severos nos edifícios localizados na base dos mesmos. Com a segurança estrutural destes gravemente comprometida e encontrando-se os muros não colapsados em risco iminente de derrocada, foi executada uma intervenção enquadrada como Estado de Necessidade. A intervenção, de carácter urgente e definitivo, visou repor as condições de estabilidade local e global dos muros de contenção que não colapsaram, incluindo a reconstrução dos troços onde se observou o colapso, incrementando a sua segurança local e global para as ações estáticas, hidrostáticas e dinâmicas, bem como a necessidade de reforçar os sistemas de drenagem. A intervenção sobre os muros de suporte, iniciada em março de 2017 e concluída em agosto do mesmo ano, incidiu numa extensão total de cerca de 90m, tendo sido, paralelamente e de forma devidamente compatibilizada, efetuados os trabalhos de reconstrução e reforço estrutural dos edifícios danificados pela ação do deslizamento, localizados na base dos muros.

ABSTRACT

A partial collapse of a retaining wall, built in 1955 and overcoming a 20m high slope, in February 2017, as well as the subsequent ground sliding, led to severe structural damage of the buildings located at the base of the retaining wall. Considering both the precarious structural condition of the buildings and the possible risk of the remaining retaining wall collapse, there was an urgent need for the execution of a definitive solution that could reestablish the local and global stability of the retaining walls. The implemented solutions aimed to rebuild and improve the confinement of the retaining walls, while increasing the local and global safety to static, hydrostatic and dynamic loads, as well as the reconstruction of the drainage systems. The works took place between March and August 2017, covering roughly 90m of retaining wall overall extension, simultaneously with the reconstruction of adjacent buildings and their structural reinforcement.

1 - INTRODUÇÃO

O colapso parcial de um conjunto de muros de suporte, situados na freguesia da Graça, em Lisboa, ocorreu na madrugada do dia 27 de fevereiro de 2017. Seguidamente, foram de imediato implementadas medidas enquadradas como Estado de Necessidade, das quais decorreu a intervenção urgente sobre os muros a tardo dos lotes n.ºs 102, 104, 106, 108, 110 e 112 da Rua Damasceno Monteiro (ver Figura 1).

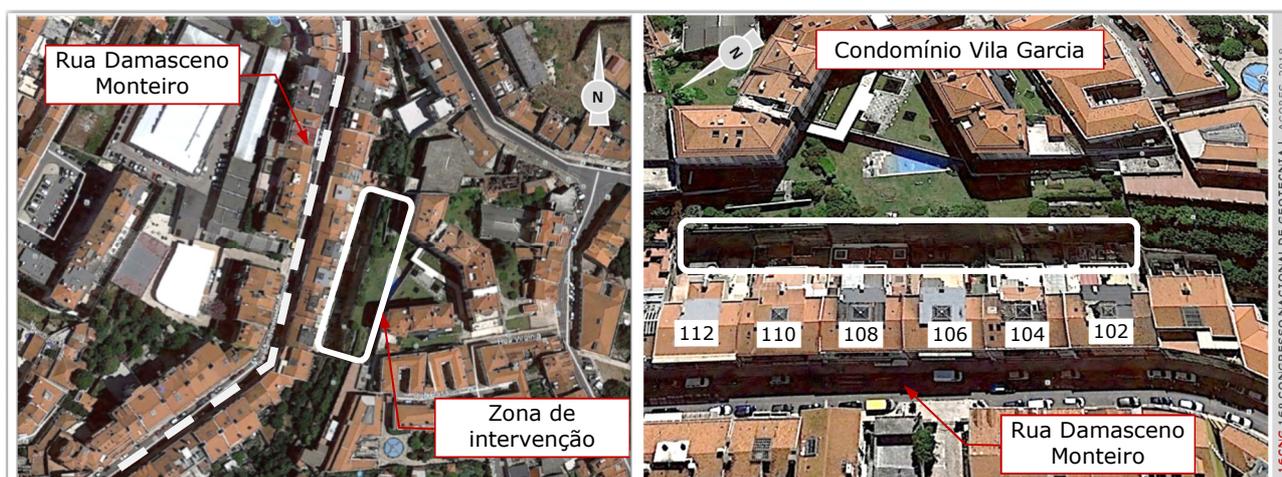


Figura 1 - Localização da zona de intervenção (esquerda) e identificação dos lotes intervencionados (direita)

Os referidos muros de suporte, datados de 1955, foram construídos aquando da execução dos edifícios dos lotes confrontantes com a Rua Damasceno Monteiro, tendo o colapso ocorrido na zona central, situada a tardo dos edifícios dos lotes n.º 108 e n.º 106 (ver Figura 2). Os edifícios em questão sofreram severos danos estruturais, resultantes da queda dos troços do muro colapsado e do consequente deslizamento dos terrenos no seu tardo. Encontrando-se comprometida a estabilidade dos edifícios afetados e os muros que não instabilizaram em risco iminente de colapso, a necessidade de intervenção era premente. A intervenção, de carácter urgente, iniciou-se no dia 2 de março de 2017, visando em primeira instância a reposição das condições mínimas de segurança e posterior implementação de soluções de reconstrução, reforço e estabilização dos muros e suporte, numa extensão de cerca de 90m, assim como de soluções de reconstrução e de reforço estrutural dos edifícios afetados.



Figura 2 – Situação pós colapso: vista norte (esquerda) e vista pelo interior de um dos edifícios afetados (direita)

2 - CARACTERIZAÇÃO DO FENÓMENO DE INSTABILIDADE

A análise dos elementos disponíveis, relativos aos muros em questão e da informação recolhida através da inspeção e da prospeção *in situ*, permitiu apontar como possíveis principais causas para o colapso dos muros, os seguintes motivos: a) alimentação de água a tardo dos muros, originada pela pluviosidade, assim como pela ação da água da rega da zona ajardinada, podendo ainda ter sido, eventualmente, motivada pela existência de fugas de água através da piscina, situada a tardo dos muros que colapsaram; b) ineficiência do sistema de drenagem dos muros, o que terá impedido, ou dificultado, a drenagem da água acumulada no respetivo tardo, resultando na instalação de um impulso hidrostático, originando um acréscimo de pressões horizontais; c) razões de natureza geológica e hidrogeológica, em particular a constatação da existência de uma camada de material argiloso, localizado próximo da cota onde foi observado o seccionamento dos muros, a qual poderá ter contribuído para a instalação de um impulso hidrostático acima desta (ver Figura 3). Acrescem às causas acima descritas, a aparente ausência de manutenção e de conservação dos sistemas de drenagem dos muros.



Figura 3 – Observações *in situ*: vista da zona de colapso (esquerda) e vista da camada argilosa identificada (direita)

Destaca-se ainda que os muros dispõem de mais de 60 anos de idade, com estrutura de betão, ligeiramente armado, constituídos por uma parede em consola, fundada numa sapata corrida e que apresentam várias juntas verticais, sendo constituídos por betão de baixa resistência, conforme resultados de ensaios de compressão uniaxial realizados. Constatou-se, igualmente, uma reduzida taxa de armadura, observando-se que esta se encontrava afetada por fenómenos de corrosão.

3 - MEDIDAS DE REFORÇO DE CARÁCTER URGENTE

Com vista à tentativa de reposição de condições mínimas de segurança da obra e dos edifícios a tardo dos muros que colapsaram, efetuaram-se, com carácter de emergência, as seguintes intervenções: a) diminuição da inclinação do talude exposto, em particular da zona superficial, constituída por materiais de aterro; b) remoção de blocos potencialmente instáveis, presentes na superfície do talude; c) revestimento do talude com betão projetado, armado e devidamente drenado. Todos estes trabalhos foram condicionados pela manutenção das condições de segurança para o pessoal operário, tendo assim, na generalidade dos casos, sido realizados com apoio de meios aéreos, através de grua móvel e de cesto. Ao nível dos edifícios afetados foram também implementadas medidas de estabilização provisórias, como o escoramento do primeiro piso elevado, devidamente compatibilizado com o faseamento da remoção do terreno colapsado (ver Figura 4).



Figura 4 – Vista dos trabalhos de reforço de carácter urgente: remoção de blocos potencialmente instáveis (esquerda); revestimento do talude com betão projetado (centro); e estabilização provisória dos edifícios (direita)

4 - ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

4.1 - Identificação litológica

A Carta Geológica de Lisboa à escala 1:50 000 assinala o afloramento, na zona de intervenção, de unidades litoestratigráficas de fácies sedimentar marinhas, datadas do nível inferior do Miocénico, particularmente a unidade designada por Areias da Quinta do Bacalhau (M_{QB}), sendo esta caracterizada pela ocorrência predominante de areias com lenticulas de argila, variável na sua componente silto-arenosa e micácea. A esta unidade sobrepõe-se a unidade dos Calcários do Casal Vistoso (M_{CV}), aflorantes a poente da zona de intervenção, enquanto que, a nascente da zona de intervenção, aflora a unidade de idade inferior denominada por Argilas de Forno do Tijolo (M_{FT}). No que respeita à estrutura geológica é indicada uma disposição monoclinal, com direção NNE-SSW e inclinação para E-SE, para o interior da encosta, sendo esta estrutura favorável à formação de fortes declives.

4.2 - Zonamento geológico-geotécnico

O desenvolvimento do estudo de estabilidade para a definição de soluções de reforço e reconstrução dos muros teve como base um modelo suportado por um zonamento geológico-geotécnico estabelecido para as formações localizadas no tardo dos muros de contenção. Na definição deste zonamento, foi considerado, para além da restante informação disponível, as sondagens realizadas no âmbito do estudo para a execução dos pisos enterrados dos edifícios da Rua da Graça, 14 a 20, atual condomínio Vila da Graça, situado no tardo dos muros.

Definiu-se, assim, um zonamento geotécnico com a presença dos seguintes materiais em profundidade: a) aterros de espessura variável, constituídos por materiais muito heterogéneos, tanto arenosos, como silto-argilosos, com baixos níveis de compactidade ou consistência, e caracterizados por valores do ensaio SPT entre 4 e 8 pancadas; b) complexo arenoso, constituído por terrenos pertencentes às "Areias de Quinta

do Bacalhau”, caracterizado pela ocorrência de areias finas a médias, silto-argilosas, micáceas, frequentemente com concentrações conquíferas e fragmentos de calcário. Estas areias encontram-se superficialmente mais descomprimidas até profundidades da ordem dos 7m, sendo caracterizadas por valores do ensaio SPT entre 26 e 38 pancadas. Para profundidades superiores, a compactidade do material ocorre aumentando substancialmente, registando-se, a partir dos 9m de profundidade, valores do ensaio SPT de 60 pancadas, observando-se a ocorrência de intercalações de siltes argilosos de consistência rija.

No que respeita às condições hidrogeológicas, e com base na informação disponível através dos vários estudos elaborados na envolvente da área de intervenção, estimou-se que o maciço fosse pouco produtivo, no que respeita a ocorrência de águas subterrâneas. Contudo, dada a permeabilidade dos materiais ocorrentes a superfície, foi fundamental considerar a possibilidade de infiltração das águas pluviais e de outras origens.

Para o dimensionamento das soluções implementadas foram estabelecidos parâmetros geomecânicos para o zonamento geotécnico estimado, tendo estes sido calibrados por meio de uma retro-análise para uma situação de estabilidade limite, associada a um fator de segurança unitário.

5 - RECONHECIMENTO E PROSPEÇÃO DO EXISTENTE

De acordo com os projetos disponibilizados pela Câmara Municipal de Lisboa, os elementos de suporte em questão vencem um desnível médio de 20m, sendo materializados por muros de betão ligeiramente armado em consola, de espessura variável e fundados diretamente através de uma sapata corrida. Os muros apresentam ambos os paramentos inclinados e uma espessura variável entre 20cm no topo e 2m ao nível de ligação à sapata, sendo armados, em geral, apenas no paramento de tardoz. O logradouro, correspondente ao primeiro piso elevado dos edifícios, sob o qual se situam as caves, encontra-se delimitado pelo paramento do muro, estando neste apoiado.

Os documentos justificativos do dimensionamento dos muros referem a consideração de um material arenoso, caracterizado por um ângulo de atrito interno de 40° e um peso volúmico de cerca de 16kN/m³. Por sua vez, a tensão admissível na base da sapata considerada em projeto foi de 400kPa. Os projetos em questão indicam ainda que os muros de suporte se encontram dimensionados apenas para os impulsos do solo, prescrevendo a instalação no seu paramento de bueiros de 70mm de diâmetro, espaçados de 2,5m, dispostos em quincôncio e com uma inclinação de 10%.

O reconhecimento da situação existente e a confirmação das geometrias apresentadas nos projetos de execução dos muros teve como base uma campanha preliminar de prospeção e ensaios, que incluiu a realização dos seguintes trabalhos: a) execução de carotes para verificação das geometrias do muro, em particular a espessura do paramento, a vários níveis, e a espessura e dimensões da sapata; b) ensaios laboratoriais de compressão uniaxial não confinada com avaliação da resistência atual do betão e seu módulo de elasticidade; e c) execução de poços de reconhecimento, para aferição da geometria e cota de base da fundação (ver Figura 5).



Figura 5 – Reconhecimento do existente: projeto do muro datado de 1955 (esquerda) [fonte: CML]; carotes recolhidos ao nível da base do muro (centro); poço de reconhecimento efetuado ao nível da sapata de fundação (direita)

No que respeita à geometria da secção e fundação do muro, foram executados carotes horizontais e inclinadas para confirmação da mesma. A prospeção efetuada ao nível da geometria dos elementos permitiu confirmar, em geral, a ordem de grandeza das dimensões que se encontravam prescritas nas peças de projeto dos muros e, em particular, a existência de uma sapata com cunha, a tardoz, sob o terreno contido.

No que diz respeito aos resultados dos ensaios laboratoriais aos provetes recolhidos através de carotes, os ensaios à compressão simples revelaram que o betão dispõe, em média, de uma tensão de rotura de 11,25MPa, para uma amostragem com desvio padrão de 3,41MPa. Foram igualmente executados ensaios para determinação do módulo de elasticidade do betão, tendo-se obtido um valor médio de 17,2GPa.

6 - SOLUÇÕES DE RECONSTRUÇÃO, REFORÇO E ESTABILIZAÇÃO IMPLEMENTADAS

A intervenção, de carácter definitivo, foi ao encontro da rápida reposição das condições de estabilidade local e global das estruturas de contenção, incluindo a reconstrução da parte do muro que sofreu o colapso. O carácter urgente da intervenção, assim como os condicionamentos existentes no local da obra (ver ponto 8), afetaram naturalmente as soluções a conceber.

O desenvolvimento das soluções implementadas teve como fundamento os seguintes pressupostos: a) necessidade de reconstruir os muros que sofreram o colapso, incrementando a segurança global e local destes, para as ações estáticas, hidrostáticas e dinâmicas; b) necessidade de voltar a confinar os troços dos muros existentes que não colapsaram, após o movimento determinado pelo colapso dos muros, incrementando a sua segurança global e local para as ações estáticas, hidrostáticas e dinâmicas; e c) necessidade de reforçar e/ou repor os sistemas de drenagem de toda a estrutura de contenção.

As soluções implementadas podem assim, subdividir-se, em dois grandes grupos, identificadas por 'Solução Tipo A', executada na extensão do muro que sofreu o colapso, a tardoz dos lotes n.ºs 108 e 106, e 'Solução Tipo B' executada nos muros adjacentes, situados a tardoz dos lotes n.ºs 112, 110, 104 e 102. Destaca-se ainda a intervenção ao nível dos muros de contenção localizados entre os lotes n.ºs 114 e 112 e entre os lotes n.ºs 102 e 100, 'Solução Tipo C', sendo estes muros perpendiculares ao alinhamento dos muros de suporte da encosta, funcionando também assim como elemento de contraforte.

6.1 - Intervenção sobre os muros que sofreram colapso – Solução tipo A

A intervenção sobre os muros que sofreram o colapso abrangeu uma solução de reconfinamento do troço de muro inferior, com recurso à execução de um muro de 0,5m de espessura, de betão armado e instalação de ancoragens definitivas, blocadas para uma carga reduzida e, se necessário, solicitadas passivamente para uma carga superior. A fundação do muro foi igualmente reforçada com recurso a microestacas.

Acima da cota onde o muro seccionou, executou-se um novo muro em betão armado de 35cm de espessura, fundado numa viga de coroamento que se construiu no coroamento da secção de rotura devidamente conectada a este último. O paramento frontal do muro executou-se com inclinação do troço de muro colapsado, dando assim continuidade ao alinhamento do paramento dos muros adjacentes. A tardoz deste, foi aplicado um aterro de agregados leves de argila expandida, limitando, desta forma, os impulsos horizontais e incrementando as condições de drenagem. O referido aterro foi executado envolto num geotêxtil de filtragem e de separação, por forma impedir a existência de fenómenos de colmatção e de arrastamento de material. Acima do aterro de agregados leves, aplicou-se um recobrimento de terra vegetal, sobre o remate horizontal superior da manta geotêxtil, garantindo-se que a mesma não irá ficar exposta, e assegurando que na área apenas poderá vir a existir vegetação rasteira. A solução proposta foi ainda complementada com a execução de quatro níveis de pregagens no talude ravinado, materializadas por varões do tipo GEWI, dispendo de dupla proteção contra a corrosão. O nível inferior das pregagens apoia na viga de coroamento, executada ao nível a que o muro seccionou, enquanto as restantes foram conectadas a lajes de 30cm de espessura, solidarizadas ao muro de betão armado, funcionando assim como travamento do mesmo (Figura 6).

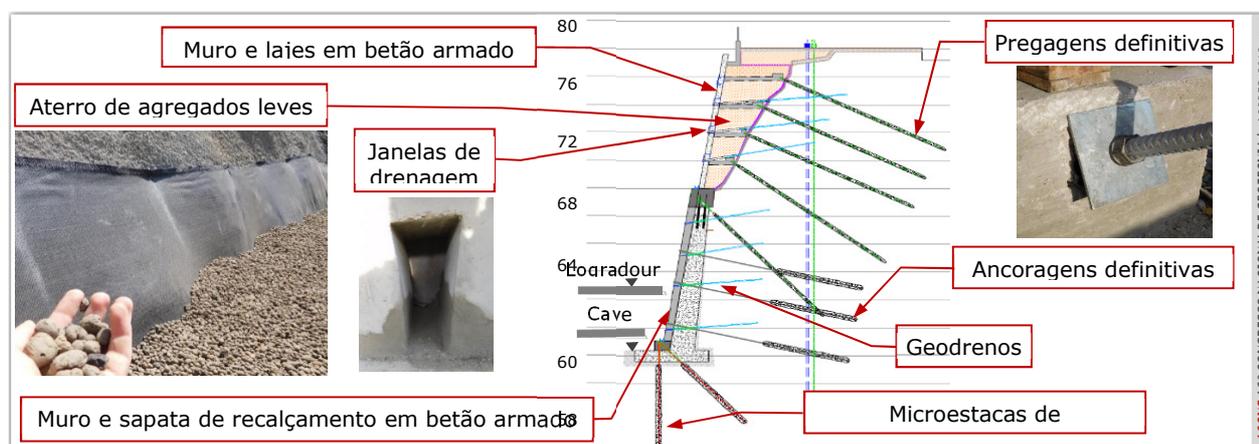


Figura 6 – Intervenção sobre os muros que sofreram colapso: 'Solução Tipo A'

No que se refere ao sistema de drenagem, implementado na zona inferior do muro, foram instalados quatro níveis de geodrenos sub-horizontais, de inclinação ascendente, materializados por tubos de PVC crepinados e envoltos geotêxtil. Por sua vez, na zona do muro reconstruído, o sistema de drenagem divide-se em dois sistemas de funcionamento independentes. Primeiramente, executou-se um sistema de drenagem profundo no talude ravinado, composto por três níveis de geodrenos, por forma a que as águas captadas no maciço sejam encaminhadas ao nível das lajes para o sistema de drenagem superficial do muro reconstruído. A pendente das lajes permitirá, igualmente, o encaminhamento das águas que se infiltrem no aterro de agregados leves para o sistema de drenagem superficial. Este, é composto por quatro níveis de janelas de drenagem, revestidas interiormente por geotêxtil de separação e filtragem, impedindo, assim, a passagem de material do aterro de agregado leves.

As águas afluentes pelos dispositivos de drenagem serão posteriormente encaminhadas para o sistema público de drenagem das águas pluviais, localizado na Rua Damasceno Monteiro, através de caieiras instaladas ao nível dos logradouros e ao nível das caves dos edifícios.

6.2 - Intervenção sobre os muros existentes – Solução tipo B

A intervenção sobre os muros existentes compreendeu a execução de ancoragens definitivas como elemento ativo para reconfinamento do muro contra o terreno a tardoz. Na zona inferior ao logradouro em terraço, as ancoragens foram executadas sobre um muro em betão armado, com espessura de 50cm, construído com o objetivo de revestimento e de confinamento do muro existente, incluindo o seu recalçamento por meio de microestacas.

Por sua vez, na zona exterior, acima da laje do logradouro, correspondente ao primeiro piso elevado dos edifícios, as ancoragens foram apoiadas numa grelha, composta por perfis metálicos, e por sua vez apoiada sobre o paramento frontal do muro existente. Previamente à instalação dos perfis metálicos e ancoragens, o paramento frontal do muro foi alvo de decapagem, com total remoção do reboco existente, e preparação da superfície para posterior aplicação de um revestimento de argamassa projetada de alta resistência, reforçada com uma malha de fibra de carbono. As grelhas metálicas, materializadas por montantes de secção tipo HEB e travessas de secção tipo UPN, foram, previamente à instalação, alvo de metalização e pintura de alta durabilidade, compatível com o seu grau de exposição e período de vida útil da obra (ver Figura 7).

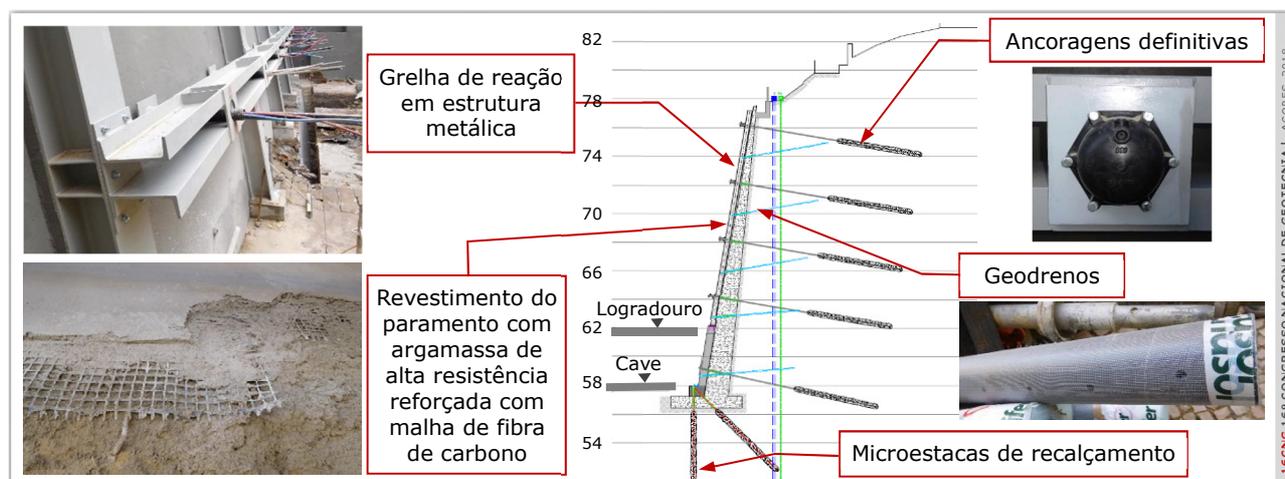


Figura 7 – Intervenção sobre os muros existentes: 'Solução tipo B'

Ao nível do sistema de drenagem implementado foram instalados cinco níveis de geodrenos sub-horizontais de inclinação ascendente, materializados por tubos de PVC crepinados e envoltos em geotêxtil, sendo as águas afluentes a estes encaminhadas para o sistema público de drenagem de água pluviais.

6.3 - Intervenção sobre os muros perpendiculares – Solução tipo C

Os muros perpendiculares, existentes nas extremidades do conjunto de muros intervencionados, apresentavam algumas patologias, em particular, a presença de armadura exposta em várias zonas. Deste modo, decidiu-se intervencionar os referidos muros, tendo sido alvo de decapagem do reboco existente, preparação da superfície e posterior aplicação, por projeção, de argamassa de alta resistência reforçada com malha de fibra de carbono. Ao nível da drenagem, foram igualmente executados geodrenos sub-horizontais ascendentes.

7 - ANÁLISE DO INCREMENTO DE ESTABILIDADE GLOBAL APÓS INTERVENÇÃO

O estudo das soluções de reconstrução e reforço implementadas teve como base a realização de uma análise por elementos finitos. Por se tratar de um problema fundamentalmente bidimensional, efetuou-se uma análise em estado plano de deformação, recorrendo-se ao software PLAXIS 2D. Primeiramente, e por forma a calibrar os valores dos parâmetros geomecânicos dos solos interessados, efetuou-se uma retro-análise. Inicialmente foi estabelecida uma primeira estimativa do zonamento geológico-geotécnico, i.e., posição das diferentes camadas, em profundidade e respetivos parâmetros geomecânicos, os quais foram iterativamente ajustados por forma a estabelecer um cenário geomecânico compatível com a existência de um fator de segurança unitário e de uma superfície de rotura aproximada à que efetivamente se observou (ver Figura 8).

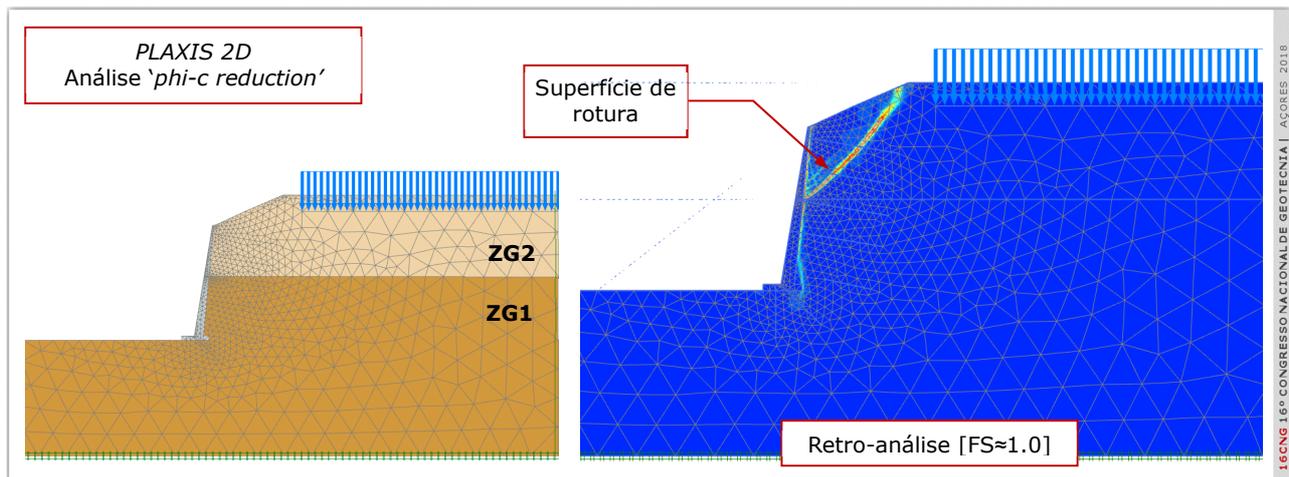


Figura 8 – Retro-análise realizada com recurso ao software PLAXIS 2D

A retro-análise efetuada permitiu estabelecer uma estimativa do cenário geológico-geotécnico, tendo-se determinado os parâmetros geomecânicos correspondentes à situação de instabilização (ver Tabela 1), os quais foram posteriormente utilizados no estudo da estabilidade global para as soluções de reforço implementadas.

Tabela 1 – Parametrização geomecânica – valores estimados pela retro-análise

Zona Geotécnica	Modelo	γ_{sat}	γ_{hum}	$E_{50}^{ref} / E_{oed}^{ref}$	E_{ur}^{ref}	m	c'	φ°
		[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[kN/m ²]			
ZG2	Hardening-Soil	19,5	18,5	50	150	0,5	10	35
ZG1	Hardening-Soil	20,0	19,5	70	210	0,5	60	40

Admitindo os pressupostos estabelecidos pela retro-análise, estudaram-se as soluções de reforço, reconstrução e estabilização dos muros, aferindo-se o incremento relativo de segurança que estes proporcionam, assim como a estimativa dos esforços atuantes nos elementos de reforço e estabilização.

O dimensionamento da solução de reconstrução e de estabilização dos muros teve em consideração as seguintes ações atuantes sobre o mesmo: a) impulso estático, relativo ao impulso horizontal associado ao peso próprio dos solos; b) impulso estático, relativo ao impulso horizontal associado a uma sobrecarga distribuída de 200kN/m² representativa do peso do edifício adjacente situado a tardo do muro; c) impulso hidrostático em situação acidental, correspondente a uma situação de ineficácia dos sistemas de drenagem e conseqüente instalação de um nível de água a tardo do muro e a cerca de 2,0m de profundidade; d) impulso pseudoestático, relativo à ação sísmica, quantificado segundo a regulamentação em vigor (coeficiente sísmico horizontal=0,19 e coeficiente sísmico vertical=0,07).

Os muros de suporte que não sofreram colapso, de acordo com o pressuposto estabelecido em retro-análise, apresentam em relação à sua estabilidade global um fator de segurança estimado em cerca de 1,1 para a situação de carregamento estático. Por sua vez, considerando o carregamento pseudoestático equivalente à ação sísmica regulamentar, quantificou-se um fator de segurança inferior à unidade, com valor de cerca de 0,6.

No que diz respeito ao incremento de estabilidade global promovido pelas soluções implementadas, as análises efetuadas permitiram a estimativa de um fator de segurança, para ambas as soluções em análise e para as várias combinações de ações, sendo estes superiores aos valores mínimos estabelecidos conforme prática corrente (ver Figura 9)

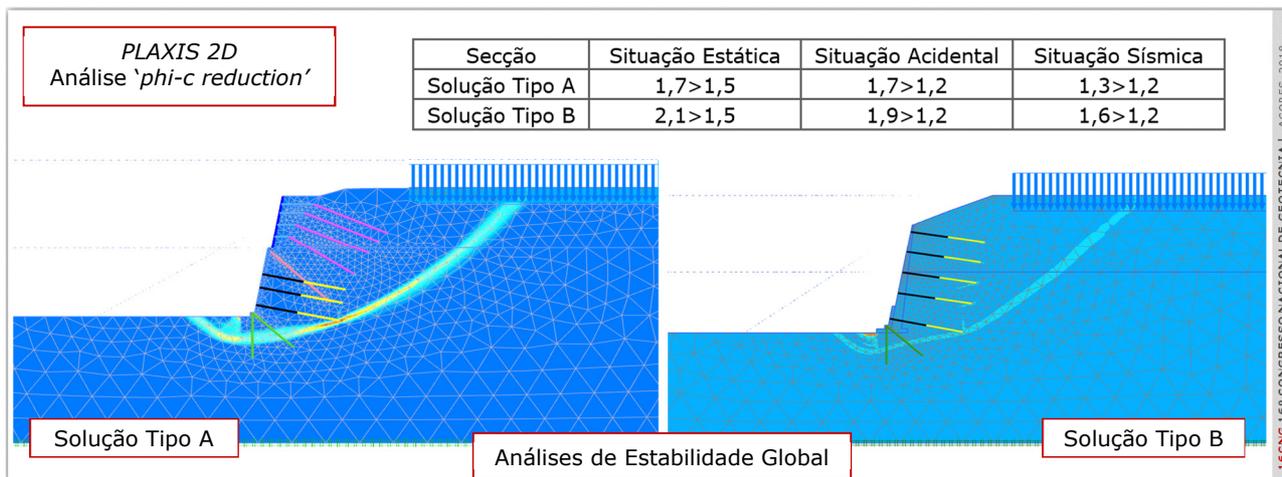


Figura 9 – Análises de estabilidade global realizadas com recurso ao software PLAXIS 2D

As análises numéricas foram igualmente utilizadas na verificação da segurança dos elementos estruturais e de fundação, na qual foi adotada a regulamentação nacional e internacional em vigor. No caso particular dos bolbos de selagem das ancoragens, microestacas e pregagens a verificação da segurança associada ao dimensionamento da capacidade de carga do terreno foi efetuada através do método de Bustamante (Bustamante et al., 1985), tendo sido os pressupostos admitidos no seu dimensionamento confirmados aquando da execução das ancoragens e das pregagens, por meio dos ensaios normativos regulamentares (EN1537:2013; EN14490:2010 e EN14199:2015).

8 - CONDICIONAMENTOS CONSTRUTIVOS

As soluções preconizadas foram definidas de forma a assegurar a sua exequibilidade em tempo útil e em condições de segurança e economia, considerando todos os condicionamentos presentes na obra, essencialmente ao nível da dificuldade de acessibilidade à zona a intervir, tanto os procedimentos construtivos como o faseamento dos trabalhos.

No que respeita ao estaleiro, este foi instalado na Rua Damasceno Monteiro, a qual teve o acesso ao trânsito interrompido durante todo o período de execução da obra. Por sua vez, a grua torre instalada permitiu o transporte de materiais e de equipamentos para a zona de trabalho acima do nível dos logradouros. Sendo este o único meio de acesso, o faseamento dos trabalhos foi ajustado em conformidade por forma a otimizar a utilização da grua. Os trabalhos ao nível das caves foram executados por equipamentos de pequeno porte, compatíveis com o pé direito das mesmas, em particular os equipamentos de escavação e transporte de solo e detritos e de furação para instalação de microestacas e ancoragens. Ao nível da zona de trabalho acima dos logradouros, foi ainda necessário recorrer a uma estrutura de andaimes autoportante, permitindo assim duas frentes de trabalho simultâneas: a reconstrução, no sentido ascendente, do muro acima da cota de seccionamento; e a remoção da massa de solo e posterior reforço do muro, no sentido descendente, abaixo da cota de seccionamento do mesmo muro (ver Figura 10 e Figura 11).

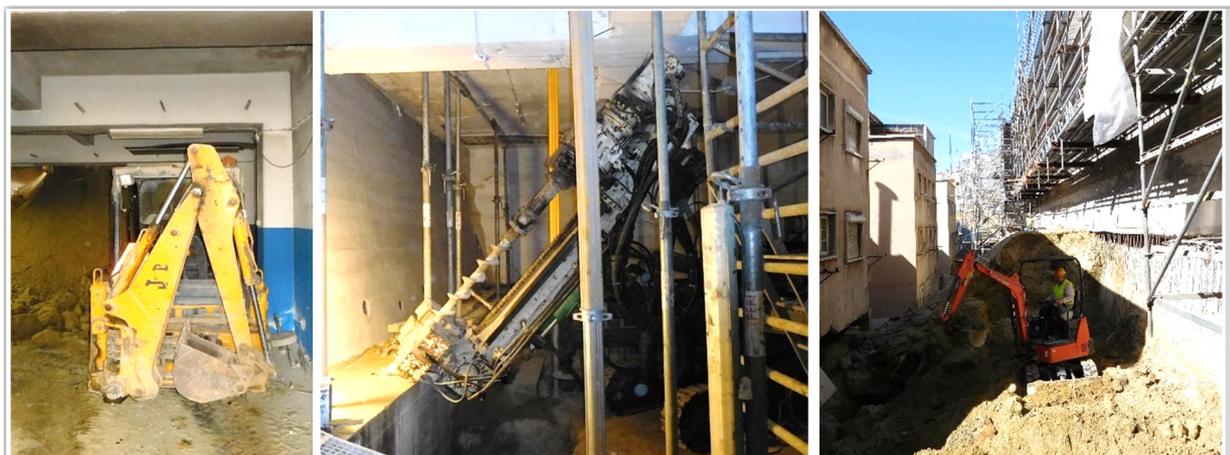


Figura 10 – Condicionamentos construtivos: remoção de solo e detritos no interior das caves (esquerda); execução de microestacas no interior das caves (centro); remoção de solo e detritos na zona dos logradouros (direita)



Figura 11 – Condicionamentos construtivos: instalação da grua torre e grua móvel na Rua Damasceno Monteiro (esquerda); estrutura de andaimes autoportante (direita)

9 - PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

Conforme prática corrente em intervenções com o elevado risco e a complexidade da presente, a implementação de medidas de monitorização é fundamental na confirmação atempada dos pressupostos de projeto e, sempre que justificável, na implementação das adaptações necessárias. Deste modo, destaca-se a importância da implementação do Plano de Instrumentação e Observação em fase de obra, ferramenta que se revelou crucial para assegurar a gestão do risco associado à realização de todos os trabalhos, bem como do Plano de Instrumentação e Observação em fase pós-obra, o qual permitirá avaliar em tempo útil o adequado comportamento das estruturas de contenção e de reforço executadas.

9.1 - Plano de instrumentação e observação em fase de obra

Previamente ao início dos trabalhos implementou-se um Plano de Instrumentação e Observação com o intuito de monitorizar continuamente a obra, em particular os muros e os edifícios vizinhos, permitindo, assim, gerir as condições de segurança da obra e das estruturas e infraestruturas vizinhas. A monitorização foi realizada com recurso a alvos topográficos, instalados no paramento dos muros e nos edifícios vizinhos, visando assim o registo dos movimentos durante a execução dos trabalhos (Figura 12).

Uma vez que os alvos instalados no início dos trabalhos se encontravam posicionados em locais que seriam objeto de intervenção numa fase posterior da obra, foi necessário suspender a leitura dos mesmos pelo que se prescreveu a instalação de novos alvos que permitissem dar continuidade à leitura dos movimentos de forma cumulativa. Houve ainda necessidade, por disposições construtivas e dificuldades relacionadas com a realização das leituras, de suspender a leitura de alguns alvos, tendo-se sempre procedido à instalação de alvos de substituição e efetuada uma análise dos movimentos, considerando o histórico anterior.

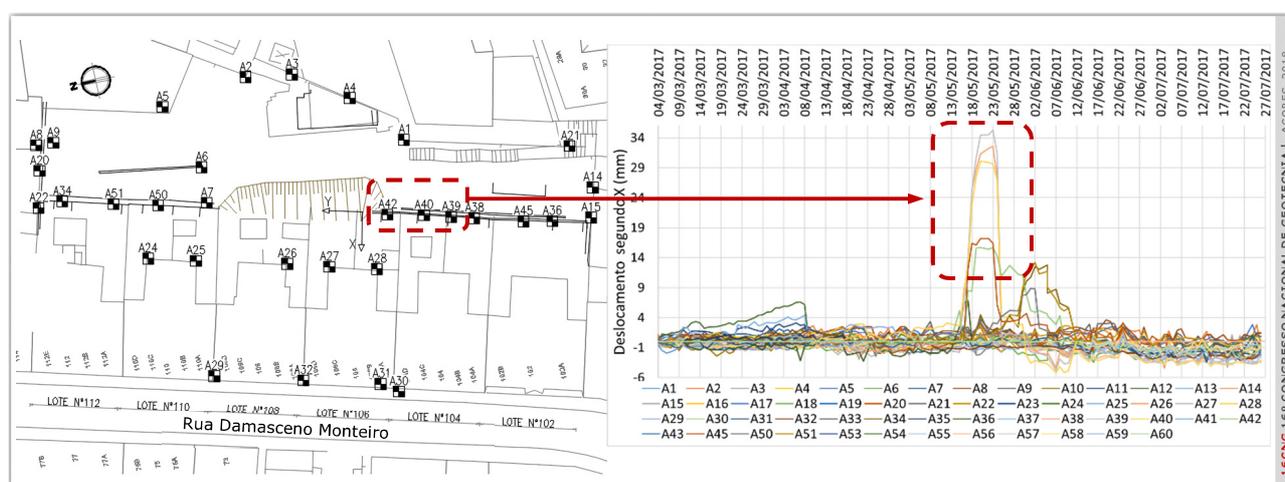


Figura 12 – Plano de instrumentação e observação em fase de obra: planta de localização dos alvos (esquerda) e movimentos registados no sentido perpendicular ao muro -eixo X- (direita)

Durante a fase de obra, efetuaram-se leituras diárias a todos os alvos topográficos, tendo sido prescritos valores de alerta e de alarme para os alvos posicionados no paramento do muro de 15mm e 30mm, respetivamente. Por sua vez, para os alvos instalados nos edifícios vizinhos, definiram-se valores horizontais e verticais de alerta e de alarme de 10mm e de 20mm, respetivamente.

A implementação do Plano de Instrumentação e Observação, permitiu confirmar a adequabilidade das soluções e faseamentos construtivos adotados na garantia de integridade das estruturas vizinhas e nas condições de segurança no decorrer dos trabalhos realizados em obra, e ainda proceder a medidas de reformulação do faseamento construtivo atempadamente, em particular aquando da aplicação do pré-esforço nas ancoragens.

Numa certa fase da obra, os movimentos registados no coroamento do muro a tardoz do lote n.º104 indicavam uma rotação deste em torno da base e foram registados aquando da execução das ancoragens do nível inferior. No dia 18 de maio observou-se um incremento dos movimentos registados tendo-se atingido o critério de alerta estabelecido (Figura 12). Sendo estes movimentos atribuídos à execução das ancoragens, foram tomadas medidas corretivas, em particular a alteração da sequência de blocagem, no sentido de antecipar a execução da blocagem das ancoragens dos níveis superiores, determinando um faseamento das operações de blocagem das ancoragens mis simétrico e equilibrado.

A execução imediata das ancoragens dos níveis superiores do muro a tardoz do lote n.º104 visou, assim, a recuperação da posição inicial do muro, revertendo a rotação induzida pelo pré-esforço aplicado às ancoragens ao nível da cave. As leituras dos alvos, posicionados no coroamento, permitiram confirmar a eficácia da medida corretiva, registando-se a inversão da tendência, evolutiva, regredindo para valores inferiores ao critério de alerta.

O término da implementação do Plano de Instrumentação e Observação em Fase de Obra apenas teve lugar após a instalação e zeragem dos equipamentos prescritos para o Plano de Instrumentação e Observação em fase pós-obra.

9.2 - Pano de instrumentação e observação em fase pós-obra

No que respeita ao Plano de Instrumentação em fase pós-obra, este foi estabelecido com o objetivo de confirmar a estabilidade, global e local, dos muros, assim como a eficiência das soluções de reforço e de drenagem implementadas, durante o período de vida útil da obra.

Foram instalados os seguintes dispositivos: prismas de reflexão total, para medição dos deslocamentos horizontais e verticais dos muros; células de carga, para medição da tensão instalada em ancoragens; inclinómetros, para medição das deformações horizontais do maciço a tardoz dos muros; e piezómetros para aferição do nível piezométrico instalado no tardoz dos muros (ver Figura 13).

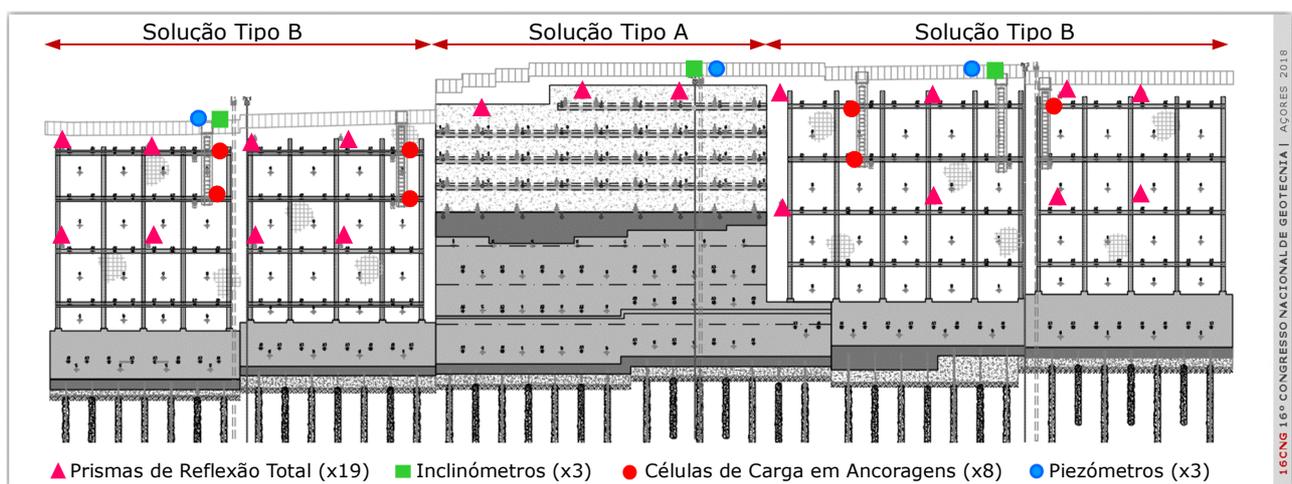


Figura 13 – Plano de instrumentação e observação em fase pós-obra: alçado com localização dos dispositivos

As leituras serão efetuadas trimestralmente, durante os três anos seguintes à conclusão da obra, após o qual foi proposta a realização de leituras com periodicidade semestral, desejavelmente, integrada num plano mais abrangente de monitorização de zonas de risco na cidade de Lisboa.

10 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

A intervenção apresentada foi solicitada no âmbito de uma medida de Estado de Necessidade, enquadrada como intervenção com carácter de urgência após a ocorrência do colapso parcial dos muros de contenção a tardoz dos lotes n.ºs 102, 104, 106, 108, 110 e 112 da Rua Damasceno Monteiro, em Lisboa, na madrugada do dia 27 de fevereiro de 2017.

A presente comunicação visou apresentar as soluções implementadas como medidas de reconstrução, reforço e estabilização para reposição urgente e definitiva das condições de segurança das estruturas de contenção, sendo a sua conceção naturalmente afetada pelo enquadramento dos trabalhos, prazos para execução e pelos condicionamentos existentes no local da obra, alguns deles passíveis de serem aferidos apenas de forma iterativa e durante o decorrer dos trabalhos. Os trabalhos foram concluídos num prazo de cerca de 6 meses, incluindo todos os trabalhos de reforço estrutural e reconstrução dos edifícios, para o qual contribui o adequado planeamento dos trabalhos e gestão dos recursos disponíveis. A Figura 14 e a Figura 15 apresentam a vista dos muros de suporte após a intervenção.



Figura 14 – Vistas dos muros de suporte após intervenção - Solução A

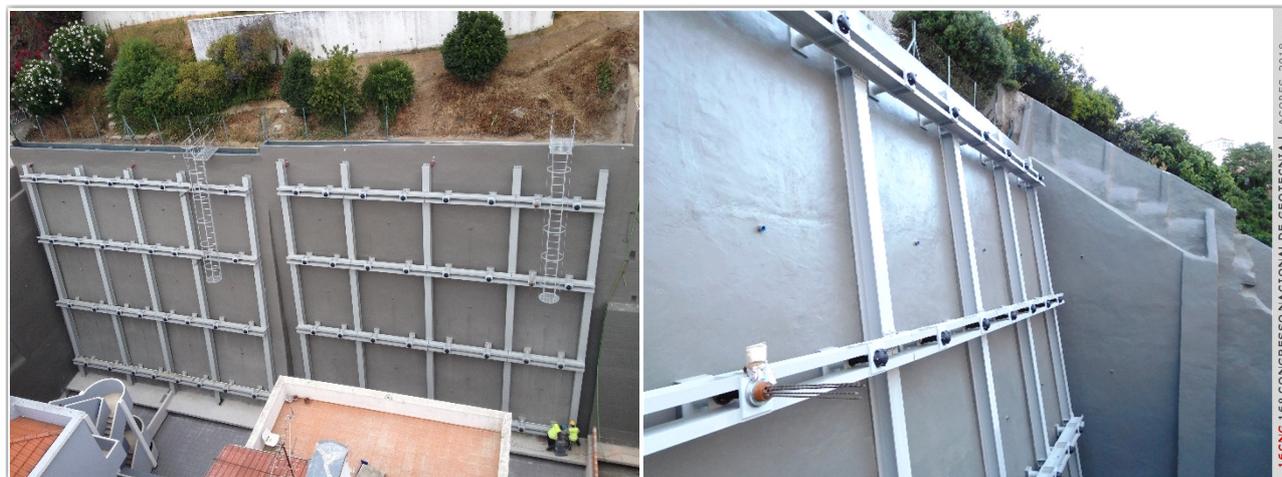


Figura 15 – Vistas dos muros de suporte após intervenção - Solução B

Atendendo ao tipo de soluções de estabilização implementadas, incluindo os respetivos processos e faseamentos construtivos, sublinha-se a importância que teve o Plano de Instrumentação e Observação durante a fase construtiva, assegurando uma análise contínua do comportamento dos muros e das estruturas vizinhas, a qual permitiu verificar o adequado comportamento do muro e a segurança dos operários durante a execução dos trabalhos. Por sua vez, o Plano de Instrumentação e Observação em fase definitiva será igualmente importante na confirmação em tempo útil do comportamento previsto para as estruturas de contenção, assegurando, assim, a indispensável gestão das condições de segurança dos muros e de todas as estruturas e infraestruturas vizinhas (ver Figura 16).



Figura 16 – Vistas geral dos muros de suporte após intervenção

Apesar da informação de natureza geológica e geotécnica indicar que os terrenos interessados se apresentavam, em geral, como hidrologicamente pouco produtivos, a afluência das águas pluviais e das águas dos sistemas de rega das zonas ajardinadas, situadas no topo do talude, ao tardoz dos muros de contenção dá-se por infiltração, a qual, não sendo devidamente drenada, terá originado impulsos hidrostáticos, não compatíveis com a estabilidade das estruturas de contenção.

Destaca-se, assim, a elevada importância dos sistemas de drenagem neste tipo de estruturas de suporte, em particular, da sua manutenção e da sua conservação durante o período de vida útil. Em alternativa, sugere-se a adaptação dos procedimentos normativos, associados ao dimensionamento dos muros de suporte no sentido de os mesmos passarem a ser dimensionados par situações acidentais em que o nível de água se possa localizar próximo da cota de coroamento dos referidos muros.

Por último, destaca-se a importância de numa cidade como Lisboa, virem a ser elaboradas cartas de risco geotécnico, permitindo a gestão do risco associado a obras geotécnicas, em particular, taludes, intersetando dispositivos geológicos desfavoráveis, e muros de suporte, cujo comportamento seja particularmente sensível ao bom desempenho dos correspondentes sistemas de drenagem.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao dono de obra, Câmara Municipal de Lisboa, a permissão para a redação e publicação deste artigo.

REFERÊNCIAS

- Bustamante, M. e Doix, B. (1985) - *Une méthode pour le calcul de tirants et des micropieux injectés*. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Ministère de L'Équipement, du Logement, des Transports et de la Mer, Paris. nº140, pp.75-92.
- EN1537 (2013) - *Execution of special geotechnical work – Ground anchors*. European Standard, European committee for Standardization.
- EN14490 (2010) - *Execution of special geotechnical work – Soil Nailing*. European Standard, European committee for Standardization.
- EN14199 (2015) - *Execution of special geotechnical work – Micropiles*. European Standard, European committee for Standardization.