

APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DE CAMBAMBE – CENTRAL 2

HYDROELECTRIC POWER OF CAMBAMBE – POWERHOUSE 2

Ferreira, Sandra; *Coba, Consultores de Engenharia e Ambiente, Lisboa, Portugal, scf@coba.pt*
Pistone, Raul; *Coba, Consultores de Engenharia e Ambiente, Lisboa, Portugal, rp@coba.pt*
Borges Moraes, Roberto; *Engevix Engenharia, Florianópolis, Brasil, roberto.moraes@engevix.com.br*

RESUMO

A construção da Central 2 de Cambambe apresenta uma componente geológica e geotécnica muito vasta e abrangente, sendo de mencionar as escavações subterrâneas com diâmetro até 8,5m, as escavações a céu aberto da tomada de água com 50m de altura e da central com 170m. Algumas das principais questões a destacar prendem-se com o acompanhamento quer das escavações, quer da aplicação das soluções de estabilização, efetuando as adaptações necessárias às reais condições do maciço encontrado. Aspeto igualmente importante diz respeito ao acompanhamento da evolução do comportamento dessas mesmas escavações, durante a fase de construção e exploração, através da implementação de um adequado plano de instrumentação e observação. Outra questão relevante são os ensaios realizados para confirmar o adequado comportamento dos vários elementos de reforço do maciço, em particular os que incidem sobre a avaliação das pregagens. O presente artigo abordará essencialmente a componente geológica e geotécnica do empreendimento relativa às escavações.

ABSTRACT

The construction of the Cambambe 2 hydroelectric powerhouse presents a very wide and comprehensive geological and geotechnical component. It includes the excavation of four intake tunnels, 8,5m diameter, and huge open excavations for the powerhouse 170m-high slopes, and for the 50m-high slopes of the water intake. Some of the key issues to highlight relate to the definition of slope and tunnel stabilization solutions and, consequently, the geological mapping of excavations, making the necessary support adaptations and adjustments, depending on the real conditions of the rock mass. Other relevant issue is the monitoring of those excavations, either during the construction phase as well as at the long term operation life, with the implementation of an adequate monitoring plan. Another relevant question is the execution of pull out tests of dowels to confirm the adequate behavior of the reinforcement elements for the excavation support. The paper will address essentially the geological and geotechnical component concerning the excavations.

1 - ENQUADRAMENTO

1.1 - Descrição geral da obra

O aproveitamento hidroelétrico de Cambambe – Central 2, localiza-se a Norte da província do Kwanza, em Angola, a 180km de Luanda. É caracterizado por um circuito hidráulico de geração perfazendo um total de 700MW. Este reforço de potência encontrava-se previsto desde a década de 50/início da década de 60, quando da construção do aproveitamento hidroelétrico de Cambambe 1, que contemplou a execução de uma barragem de betão em arco de dupla curvatura com 68m de altura e circuito hidráulico, com central em caverna, para instalar uma potência de 260MW. O necessário alteamento de 30m da barragem e construção de um novo descarregador de cheias, subsequente do reforço de potência agora em curso, encontra-se fora do âmbito da empreitada da Coba e consequentemente do presente artigo.

O circuito hidráulico a construir é caracterizado por 4 tomadas de água do tipo gravidade com cerca de 23m de altura, 4 túneis de adução, com dois trechos distintos – em poço (67m de desenvolvimento e revestimento definitivo em betão armado) e em galeria com 10% inclinação (revestimento definitivo em betão armado - 350m e blindagem - 100m) e ainda por central escavada a céu aberto, numa área em planta aproximadamente de 26m x 132m. O empreendimento terá ainda 3 subestações designadas por Cambutas de 60kV, 220kV e 400kV, construídas essencialmente em aterro.

O volume total de material removido corresponderá a cerca de 1 000 000m³ de escavação a céu aberto e 130 000m³ de escavação subterrânea.

O empreendimento tem várias entidades envolvidas, nomeadamente, o Dono de Obra, ENE - Empresa Nacional de Electricidade/GAMEK - Gabinete do Aproveitamento do Médio Kwanza, o projetista, Engevix Engenharia, a Coba Consultores de Engenharia e Ambiente, como supervisão técnica do projeto,

assistência técnica à obra, coordenação geral e fiscalização e a construtora CNO, Construtora Norberto Odebrecht como empreiteiro geral da obra.

1.2 - Caracterização geológica e geotécnica

A campanha de prospeção da zona de intervenção consistiu essencialmente na realização de 13 sondagens, executadas com furação à rotação, com direções verticais e inclinadas e profundidades variáveis entre 30m e 181m, num total de 1365m, com recuperação integral de tarolos e execução sistemática de ensaios de absorção de água.

O maciço é essencialmente rochoso, sendo caracterizado por duas unidades principais, representadas de forma ascendente pelo substrato cristalino, composto por diferentes rochas ígneas e metamórficas (granitos, granodioritos, gnaisses e intrusões filonianas), sobreposto por um maciço sedimentar, sub-horizontal, constituído por um conglomerado basal e coberto predominantemente por rochas areníticas e siltíticas, interestratificadas. As escavações foram realizadas essencialmente no maciço sedimentar, sendo a parte subterrânea executada predominantemente no conglomerado basal. O maciço rochoso foi dividido em 5 unidades, função da sua litologia, em particular, L5 (alternância de arenitos finos / siltitos e arenitos médios), L4 (predominância de arenitos médios), L3 (alternância de siltitos e conglomerados), L2 (predominância de conglomerado) e L1 (complexo ígneo-metamórfico) [Figura 1].

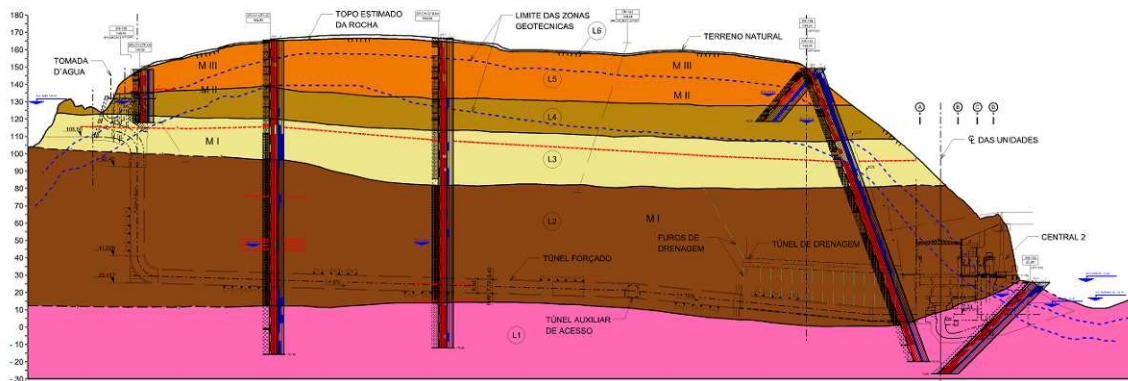


Figura 1 - Corte geológico e geotécnico pelo circuito hidráulico

Foram identificadas 3 famílias principais de descontinuidades através do mapeamento de mais de 300 descontinuidades, duas sub-verticais D_1 e D_2 e uma sub-horizontal D_0 [Figura 2]. A família D_1 (muito persistente $P > 50m$) e a família D_2 (pouco persistente, descontínua, $P < 10m$) apresentam paredes sãs, pouco alteradas, planas e rugosas, podendo, na proximidade da superfície, apresentar paredes alteradas e preenchimento centimétrico a decimétrico, com solo argiloso ou arenoso. A família D_0 , coincidente com a estratificação, é muito persistente ($P > 100m$) e caracteriza-se por possuir muitas vezes preenchimento com solo argiloso plástico de espessura centimétrica e decimétrica, apresentando paredes com sinais de descompressão evidentes ao longo da sua superfície, constituindo por sua vez planos de baixa resistência.



Figura 2 - Famílias de descontinuidades do maciço de escavação do emboquilhamento do túnel de acesso

Tendo por base toda a informação disponível, o maciço foi zonado em três classes distintas, M-I, M-II e M-III, caracterizadas respectivamente por maciço intacto compacto com descontinuidades com paredes são a pouco oxidadas (M-I), maciço medianamente alterado com descontinuidades oxidadas ou semi-decompostas (M-II) e maciço descomprimido com zonas decompostas e/ou descontinuidades com preenchimento silto-argiloso de algum significado (M-III).

No Quadro 1 encontram-se resumidos os parâmetros mais relevantes admitidos para as classes associadas ao zonamento geológico-geotécnico.

Quadro 1- Alguns parâmetros adotados nas várias classes de maciços associados ao zonamento geológico geotécnico

Tipo maciço	Espessura (m)	RQD (%)	Fracturação	GSI	c'_d (MPa)	ϕ'_d (°)	E (MPa)
M-III	5 - 20	30 - 40	F3 / F5	25	0,09 - 0,66	25 - 34	1060 - 1540
M-II	10 - 50	40 - 60	F3 / F4	40	0,26 - 0,78 (1,18 L1)	35 - 45	2690 - 3925
M-I	> 10	80 - 100	F1 / F3	60 - 70	1,15 - 1,62 (3,34 L1)	46 - 54	18200 - 37350

c'_d ; ϕ'_d : Parâmetros de cálculo

No que respeita aos parâmetros de resistência das descontinuidades estes foram estimados para os vários tipos de descontinuidades definidos [Quadro 2]. De salientar que ao nível do projeto, conservativamente, não foi admitida coesão na verificação de segurança da estabilidade.

Quadro 2- Parâmetros de resistência adotados para as descontinuidades

Família de descontinuidades	Lisas e planas		Paredes alteradas		Com preenchimento silto-argiloso		Com preenchimento argiloso e sinais de descompressão	
	c_{res} (kPa)	$\phi_{res} = \phi_b$ (°)	c_{res} (kPa)	ϕ_{res} (°)	c_{res} (kPa)	ϕ_{res} (°)	c_{res} (kPa)	ϕ_{res} (°)
D0								
D1	0 - 10	30 - 35	0 - 10	28 - 30	0 - 10	25 - 28	0	12 - 25
D2								

c_{res} ; ϕ_{res} : Parâmetros residuais

O nível de água no maciço ao longo do circuito hidráulico foi estimado através de um estudo de modelo numérico de percolação bidimensional, integrando a permeabilidade do maciço, os níveis de exploração da albufeira e os vários elementos de drenagem definidos no projeto, em particular, a galeria de drenagem subterrânea (dois sistemas de drenagem: furos ascendentes posicionados ao nível da abóboda e furos executados em leque a partir da soleira, posicionados entre túneis forçados), anel de furos radiais de drenagem posicionado no início do trecho blindado dos túneis forçados e executados a partir destes e, ainda, do sistema de drenagem do tardo da parede de betão armado da central.

2 - SOLUÇÕES DE PROJETO ADOTADAS

2.1 - Obra subterrânea

As escavações subterrâneas englobam a execução de 4 túneis forçados, de uma galeria de drenagem e do túnel de acesso, tendo sido executadas pelo método convencional, com desmonte a fogo [Figura 3 e Figura 4].

Os túneis forçados apresentam dois trechos distintos, em poço circular com 8,5m de diâmetro de escavação e em galeria sub-horizontal de 450m de extensão, com seção de escavação tipo ferradura de cerca de 8,5m x 8,5m, sendo escavados em maciço classificado como M-I. Em geral, os túneis encontram-se espaçados entre eixos de cerca de 18m.

Os poços foram executados segundo a tecnologia de furação "raise boring", com furo guia de 0,30m de diâmetro e furo piloto de 1,84m de diâmetro. Apresentam um trecho inicial com seção retangular/quadrangular em 14,90m de profundidade, sendo os restantes 59m em seção circular.

A galeria de drenagem, localizada superiormente aos túneis forçados, permite a drenagem do trecho blindado dos túneis e ainda da parede de betão armado da central. Tem uma seção tipo arco-retângulo de 3,2m x 3,2m e um desenvolvimento de cerca de 180m. A sua escavação foi também realizada em maciço classificado como M-I.

O túnel de acesso de carácter provisório, com seção em arco retângulo de 8,5m x 7,0m, apresenta uma extensão aproximada de 255m e permitiu a escavação de duas frentes por cada túnel forçado. O seu emboquilhamento encontra-se no maciço classificado como M-III, aumentando a qualidade do maciço com a progressão da escavação.

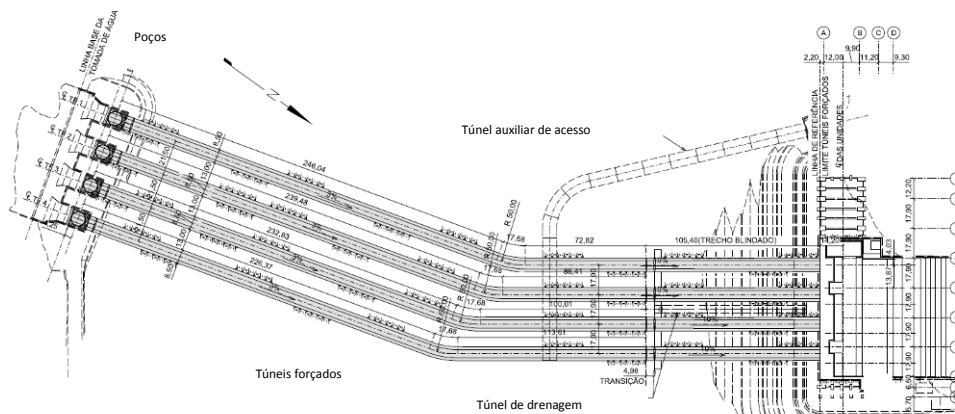


Figura 3 - Planta das obras subterrâneas

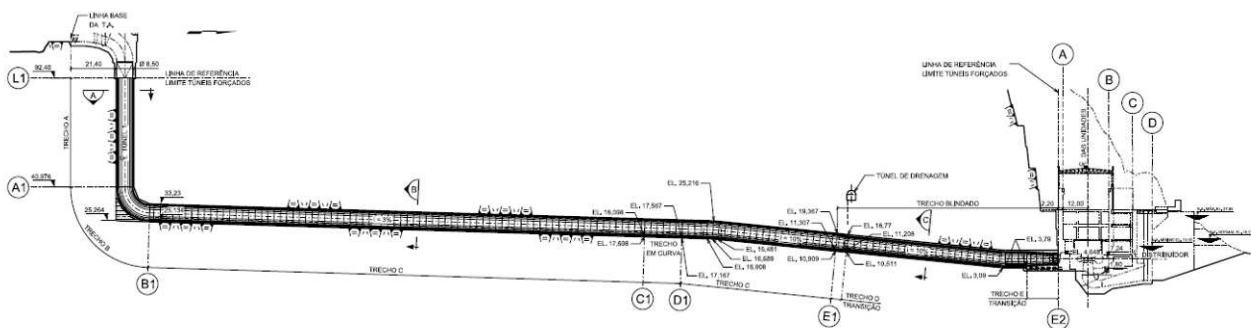


Figura 4 - Perfil longitudinal das obras subterrâneas

O suporte primário das escavações subterrâneas previsto no projeto foi detalhado durante a escavação, em função da classificação geomecânica do índice Q de Barton, após a realização do mapeamento geológico e geotécnico. As soluções adotadas consistiram em betão projetado (f_{ck} de 24MPa aos 28 dias) com fibras metálicas (dosagem mínima de 40kg/m^3), furos curtos de drenagem e pregagens de 4m de comprimento, seladas com resina epóxi (trecho de presa rápida de 1,5m), com pré-esforço de projeto de 100kN, com armadura em aço A500NR de 25mm de diâmetro.

Os valores do índice Q, para os túneis forçados encontram-se definidos na Figura 5. Tendo presente o facto de a escavação do túnel ser praticamente realizada no conglomerado basal, as categorias de suporte atingidas variaram entre tipo I (suporte esporádico) e tipo VI (betão projetado na abóboda com 10cm de espessura e pregagens espaçadas de 1,5m na horizontal), sendo a média a categoria de suporte do tipo III (betão projetado na abóboda com 4cm de espessura e pregagens espaçadas de 2,4m). Existiu ainda a necessidade de definir alguns tratamentos sistemáticos nos emboquilhamentos e zonas de interseções do túnel de acesso com os túneis forçados.

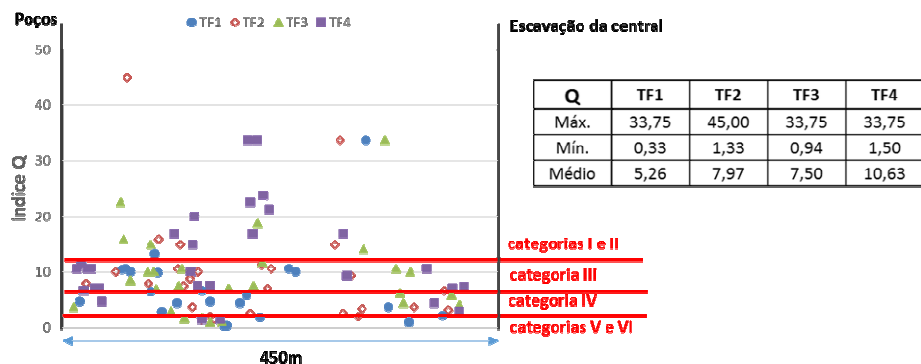


Figura 5 – Índice Q e categorias de suporte dos túneis forçados (TF), trecho sub-horizontal, obtidos através do mapeamento

No que respeita aos poços verticais, o índice Q variou entre 17,81 e 0,52 [Figura 6]. Apesar da escavação se enquadrar no maciço tipo M-I [Fig. 2], esta atravessa várias litologias do maciço sedimentar, daí os valores inferiores de Q, comparativamente com os obtidos no trecho em galeria dos túneis forçados. O suporte primário, de carácter sistemático pelo risco associado à execução, realizado ao longo de toda a profundidade escavada dos poços consistiu na colocação de betão projetado armado com fibras metálicas (de características semelhantes ao aplicado no trecho sub-horizontal dos túneis forçados), com espessura de 8cm, furos curtos de drenagem e pregagens radiais dispostas em quincôncio, com 4m de comprimento, seladas com resina epóxi (trecho de presa rápida de 1,5m), espaçadas de 1,5m verticalmente, com pré-esforço de projeto de 100kN e com armadura em aço A500NR de 25mm de diâmetro.

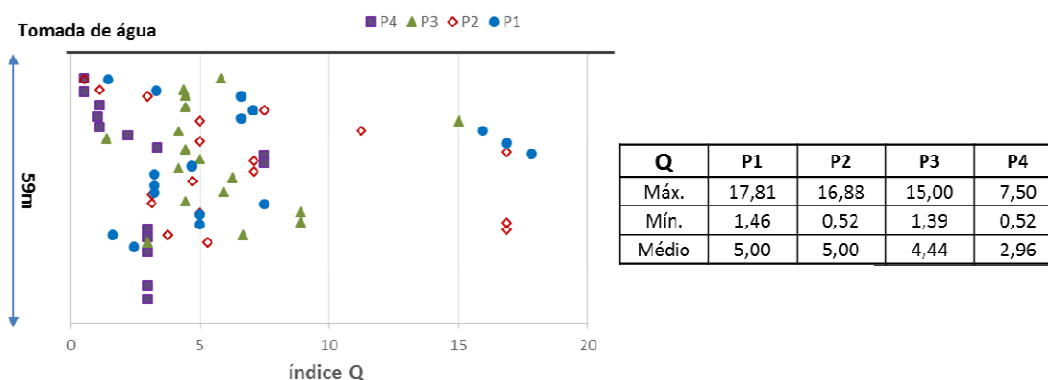


Figura 6 – Índice Q dos poços verticais (P), obtido através do mapeamento

2.2 - Escavações a céu aberto

2.2.1 - Tomada de água

A escavação da tomada de água apresenta cerca de 50m de altura (taludes definitivos com 20m e septos com 30m), sendo segmentada por trechos de talude com 10m (no sentido de minimizar os desvios associados aos furos de pré-corte) e por banquetas de acesso a cada 20m de altura, com mínimo de 4m de largura. Na zona dos septos, por se tratar de uma escavação de carácter provisório, existem apenas banquetas construtivas. A inclinação dos taludes foi estabelecida função do zonamento geológico geotécnico. Assim, na presença de um maciço tipo M-III adotou-se uma inclinação de 4:1 (v:h) e no caso de maciço tipo M-II e M-I a escavação foi executada verticalmente [Figura 7].

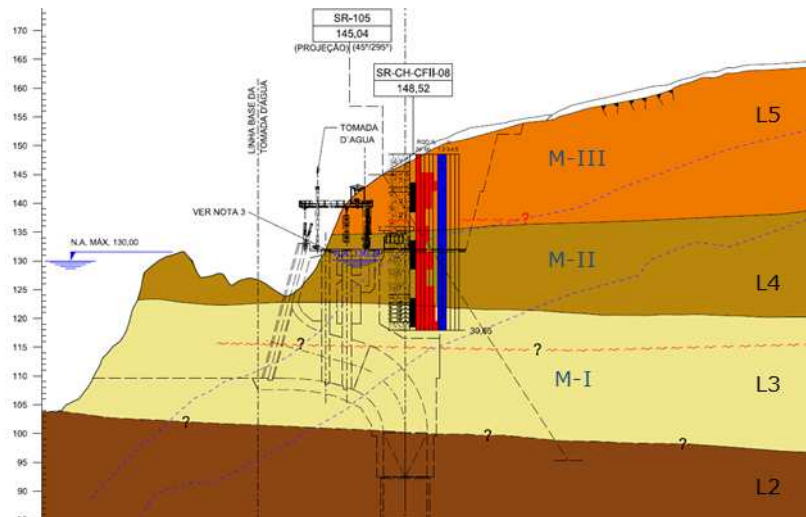


Figura 7 – Zonamento do maciço de escavação da tomada de água

As famílias de descontinuidades predominantes na escavação podem visualizar-se na Figura. 8.

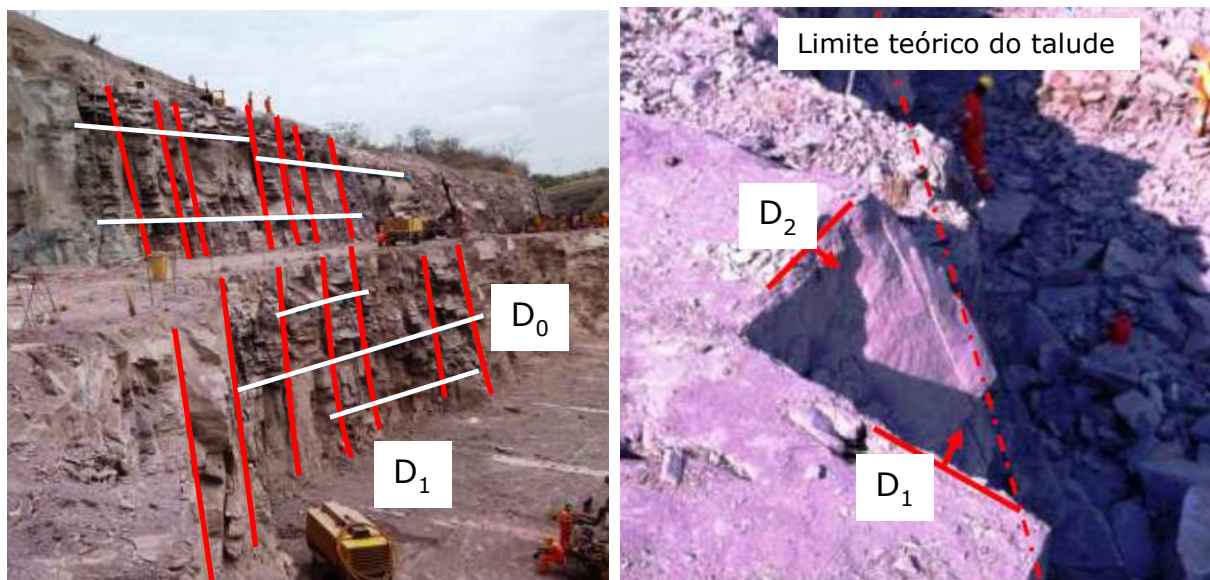


Figura 8 – Família de descontinuidades na escavação da tomada de água. Levantamento de obra

Tendo presente a probabilidade de ocorrência de roturas planares e cunhas ao longo de toda a escavação, as soluções de estabilização dos taludes escavados tiveram carácter sistemático, sendo constituídas pela execução de betão projetado (via húmida), f_{ck} de 24MPa aos 28 dias, armado com fibras metálicas (40kg/m^3), com 8cm (5+3) de espessura e ainda pela realização de pregagens definitivas com comprimentos variáveis entre 6m e 4m, dispostas numa malha em quincôncio de $2,5\text{m} \times 2,5\text{m}$. Na zona dos septos as pregagens foram realizadas horizontalmente, entre duas faces opostas num comprimento de cerca de 10m. Como elementos de drenagem foram previstos drenos curtos numa malha variável, semelhante à das pregagens e ainda drenos profundos com 6m de comprimento espaçados de 3m na horizontal [Figura 9].

No septo direito, durante a escavação, o mapeamento geológico identificou a presença de uma falha associada ao sistema de descontinuidades D_1 , com espessura dessimétrica e preenchida por argila e rocha milonitizada. Como consequência dessa falha foi necessário remover a parte de montante desse septo, eliminando-se desta forma o risco de deslizamento.



Figura 9 – Taludes de escavação da tomada de água

2.2.2 - Central

A escavação da central apresenta uma altura de cerca de 170m (125m de carácter definitivo e 45m de carácter provisório correspondentes ao poço da central), sendo a inclinação dos taludes estabelecida em função do zonamento do maciço. Assim, na presença do maciço M-III, a inclinação é variável entre 2:1 (v:h) e 4:1 (v:h), função da descompressão do mesmo, enquanto na presença do maciço tipo M-II e M-I a inclinação é de 10:1 (v:h). As escavações verticais do poço da central apresentam carácter provisório e foram realizadas em maciço M-I [Figura 10]. A solução de banquetas segue um formato idêntico ao já descrito para a tomada de água.

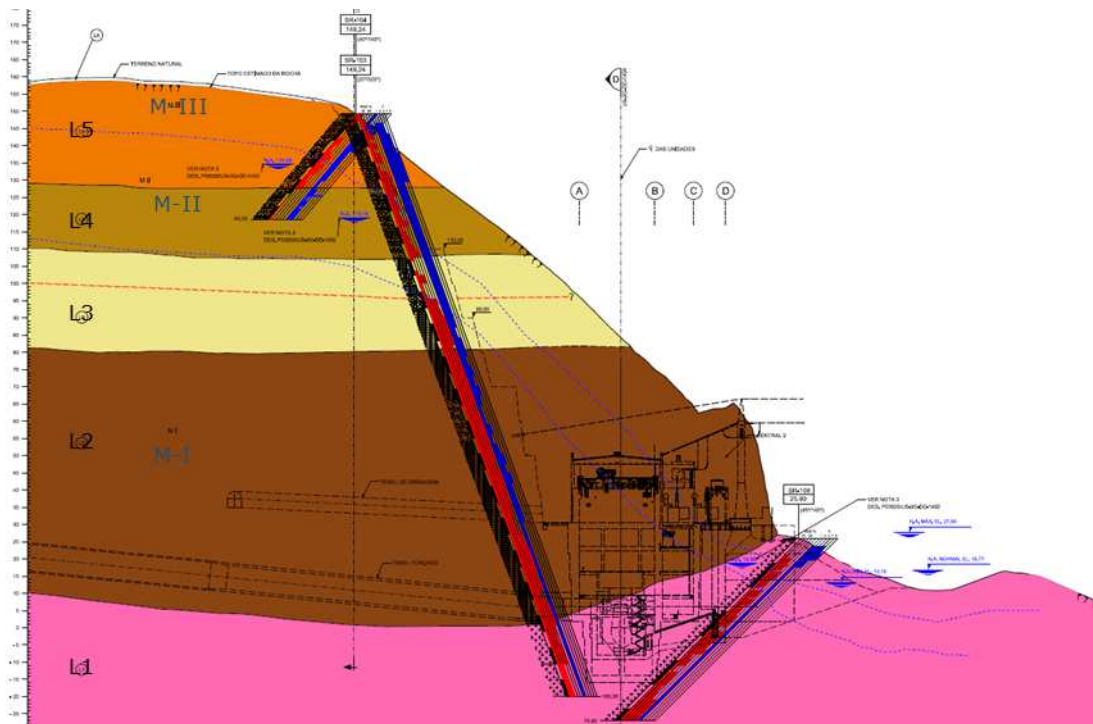


Figura 10 – Zonamento do maciço de escavação definitiva da central

As famílias de descontinuidades predominantes na escavação podem visualizar-se na Figura 11.

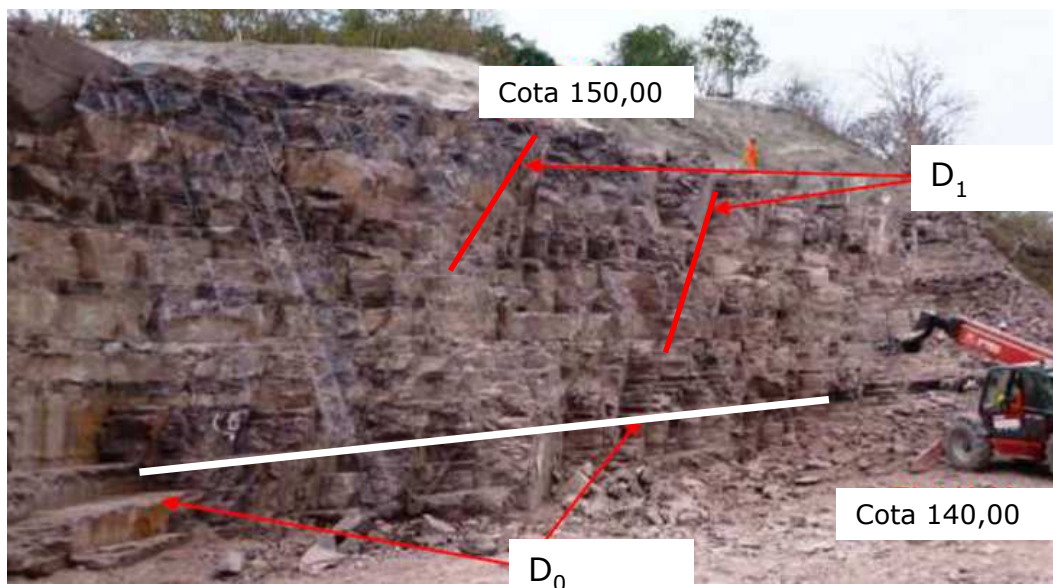


Figura 11 – Famílias de descontinuidades na escavação da central: Levantamento de obra

Na presença de um maciço tipo M-III e M-II, de piores características, a solução de estabilização da escavação recorre à execução de betão projetado (via húmida), f_{ck} de 24MPa aos 28 dias, armado com fibras metálicas (40kg/m^3), com espessura de 10cm (5+5) e de 8cm (5+3), respetivamente. E ainda à realização de pregagens definitivas com comprimentos variáveis entre 6m e 4m, dispostas numa malha em quincôncio, variável entre 2m x 2m a 3m x 3m, também função do tipo de maciço. Complementarmente, foram executadas ancoragens definitivas de varão com 32mm de diâmetro e aço Y1050H, em três alinhamentos distintos, espaçadas de 3m na horizontal, com pré-esforço de projeto de 350kN e comprimento total de 24m, dois quais 5m correspondem ao bolbo de selagem. Como elementos de drenagem foram previstos drenos curtos numa malha variável, semelhante à das pregagens e ainda drenos profundos com 8m de comprimento espaçados de 3m na horizontal. Quando o maciço apresentava melhor qualidade (tipo M-I e M-II de melhores características) a disposição e comprimento das pregagens foram definidos, função do mapeamento de campo [Figura 12 e Figura 13].

Será também de mencionar que face à dimensão, importância da escavação e condicionamentos de ocupação futura (pátio de transformadores na base da escavação), as zonas de remate do talude foram alvo de estudos detalhados, sendo de destacar a estabilização integrada com a encosta existente, recorrendo a redes de alta resistência e pregagens numa das extremidades. Na extremidade oposta, tendo presente a existência de uma linha de água importante, haverá que integrar a solução de estabilização com a sua regularização.



Figura 12 – Taludes de escavação da central



Figura 13 – Ancoragens definitivas do talude da central

3 - ENSAIOS DE ARRANCAMENTO DE PREGAGENS

3.1 - Tipo de pregagens e ensaios realizados

As pregagens realizadas nas escavações a céu aberto foram executadas com diâmetro de furação de 75mm, sendo constituídas por varão de 25mm de diâmetro em aço A500NR. Todas têm porca e placa de 150mmx150mmx10mm, sendo estes últimos elementos protegidos contra a corrosão através do embeбimento no revestimento de betão projetado. A calda de cimento da selagem possuía uma relação de água/cimento de 0,5, com f_{ck} de 32MPa aos 28 dias (valor mínimo), sendo os centralizadores espaçados a cada 2m de comprimento.

A proteção contra a corrosão é caracterizada pela existência de um recobrimento de calda de cimento de 25mm e ainda, segundo a metodologia da normativa europeia, por uma espessura de sacrifício do varão de aço de cerca de 2mm.

Foram realizados um total de 9 ensaios de arrancamento em pregagens especificamente realizadas para o efeito (3 ensaios por cada tipo de comprimento de selagem), com 0,5m, 1,0m e 1,5m de comprimento de selagem, acrescidas de 1,0m/1,5m de comprimento embainhado L_{db} (1,5m no caso das pregagens com 1,5m de selagem), para evitar perturbações nas leituras dos deslocamentos provocadas pelo apoio direto do sistema de reação no maciço. Estes ensaios foram executados ao nível de uma das banquetas de acesso do talude de escavação da central, sendo a aplicação da carga controlada através de uma célula de carga de leitura manométrica e os deslocamentos medidos através de defletómetro de haste solidarizado a uma estrutura independente [Figura 14]. No que respeita ao programa de ensaio adotou-se o sugerido pela Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (ISRM, 1981).

O maciço atravessado pela selagem das pregagens de ensaio foi o da classe M-II, sendo caracterizado por alternâncias de siltitos e conglomerados (unidade litológica L3).



Figura 14 – Ensaio de arrancamento de pregagens

3.2 - Resultados obtidos nos ensaios

Na Figura 15 encontram-se materializados os resultados obtidos nos vários ensaios executados através de um gráfico de força/deslocamento.

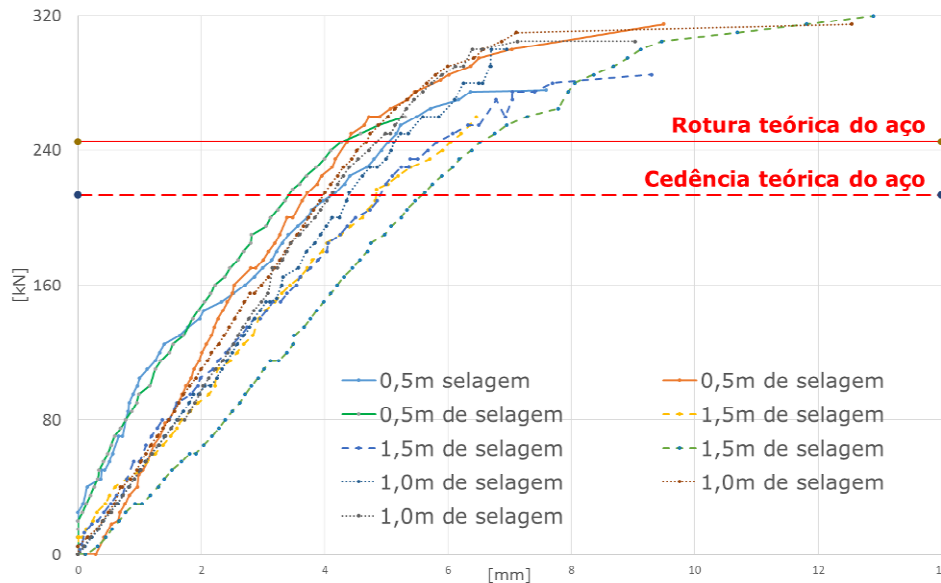


Figura 15 – Gráfico de força/deslocamento obtido a partir dos ensaios de arrancamento de pregagens

Conforme se pode observar através do gráfico, todas as pregagens de ensaio cederam pela armadura e não pela interface calda de cimento/maciço. Face aos resultados obtidos, pode-se constatar que a resistência (valor de rotura) mobilizada nesta interface terá, à partida, valores superiores a 2080kPa, sendo a segurança das pregagens condicionada pela capacidade resistente da sua armadura. Admitindo um coeficiente minorativo de 1,5, o valor característico desta resistência será superior a 1380kPa.

De notar ainda que a rotura da armadura dá-se para valores superiores aos teóricos, o que confirma a teoria da fiabilidade estrutural.

4 - MONITORIZAÇÃO DAS ESCAVAÇÕES A CÉU ABERTO

4.1 - Plano de instrumentação e observação

Tendo presente a importância das escavações a céu aberto, foi definido um plano de monitorização que permitisse observar o seu acompanhamento durante a fase de construção e durante o período de vida útil do empreendimento.

Na Figura 16 e na Figura 17 pode observar-se a localização dos vários dispositivos de leitura, respetivamente, para a escavação da tomada de água e da central. Na Figura 16 encontra-se indicada a localização das marcas topográficas colocadas nos septos de escavação da tomada de água.

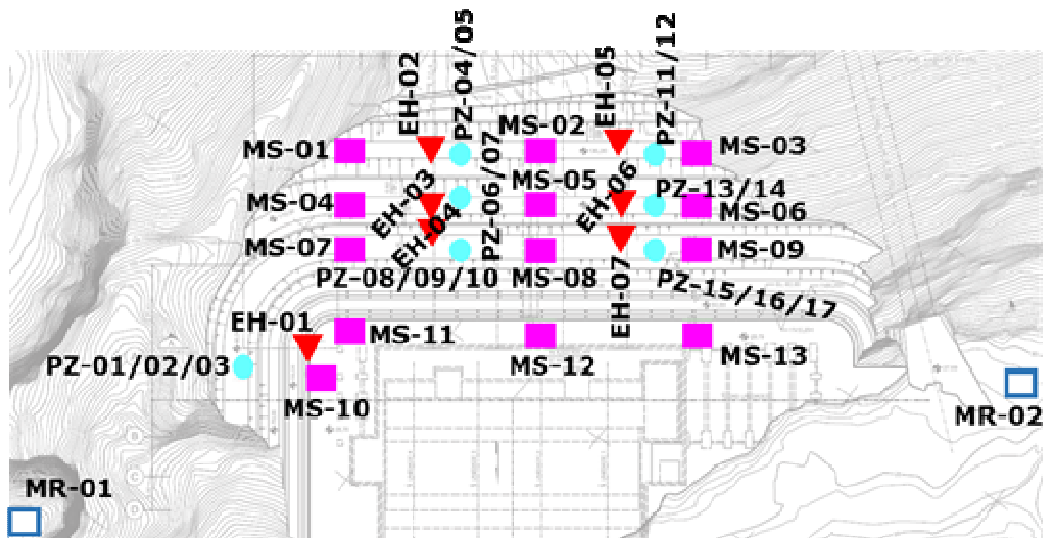


Figura 16 – Localização dos dispositivos de instrumentação e observação da escavação da central

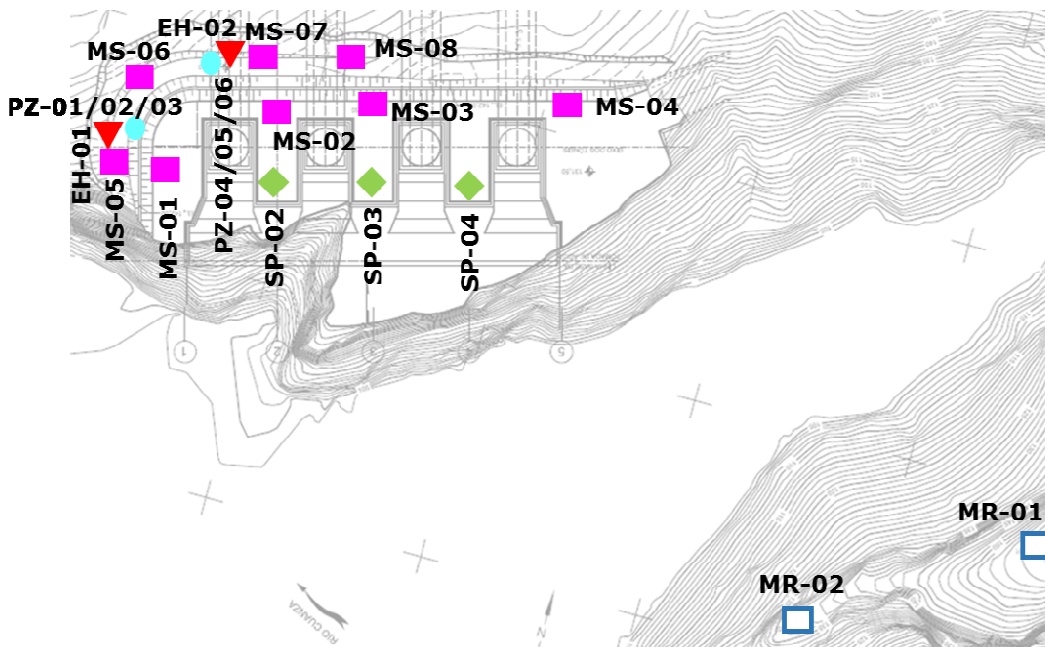


Figura 17 – Localização dos dispositivos de instrumentação e observação da escavação da tomada de água

No Quadro 3 pode visualizar-se um resumo das quantidades associadas aos vários dispositivos de instrumentação e observação, colocados nas escavações a céu aberto. Na Figura 18 apresentam-se algumas fotos dos mesmos.

Quadro 3- Dispositivos de instrumentação e observação associados às escavações a céu aberto

Talude	Piezómetros de tubo aberto (PZ)	Extensómetros de varas (EH)	Marcas topográficas (MS e SP)	Marcas de referência (MR)
Tomada de água	6 unid.	2 unid.	11 unid.	2 unid.
Central	17 unid.	7 unid.	13 unid.	2 unid.



Figura 18 – Dispositivos de instrumentação e observação colocados: marco de referência, piezômetro, extensômetro de varas e marca topográfica

Os extensômetros, de varas, executados com uma inclinação de 10° com a horizontal, apresentam 3 pontos de leitura posicionados segundo o eixo a distâncias de 10m, 20m e 40m, contabilizadas a partir da superfície do talude. Foram instalados a partir de furos de sondagem especificamente realizados para o efeito, executados com furação à rotação e amostragem contínua. As leituras dos deslocamentos das varas podem ser obtidas recorrendo a defletômetros de haste ou opcionalmente através de sensores de corda vibrante.

Em cada local onde se prevê a leitura dos níveis de água, são executados dois ou três piezômetros, com câmara posicionada a diferentes profundidades. A distância entre câmaras varia entre 10m e 20m função da posição a que a mesma se encontra.

A frequência das leituras associada aos vários dispositivos de instrumentação encontra-se descrita no Quadro 4.

Quadro 4- Frequência de leituras associadas aos dispositivos de instrumentação e observação

Dispositivo	Fase construtiva	1º Ano de exploração	Restante período de exploração
Marcas topográficas			
Piezômetros	Semanal	Mensal	Semestral
Extensômetros			

Os valores de atenção/alerta dos vários dispositivos foram definidos em função do tipo de instrumento, da sua localização e ainda dos estudos de projeto realizados. Para as marcas topográficas, função da cota a que se localizam, consideraram-se valores de assentamento variáveis entre 40mm/50mm e deslocamentos horizontais variáveis entre 25mm/30mm. No que respeita aos extensômetros admitiram-se valores de 25mm/35mm, função da proximidade à superfície do talude e para os piezômetros os níveis de água foram definidos função dos resultados obtidos no estudo de percolação realizado.

4.2 - Resultados obtidos

4.2.1 - Extensômetros

Os resultados obtidos até à data nas leituras dos extensômetros da escavação da central e da tomada de água encontram-se sintetizados, respetivamente, na Figura 19 e Figura 20. Face à evolução do comportamento observado pode constatar-se que as escavações se encontram estáveis.

A colocação destes elementos foi algo condicionada. Ainda assim, parte da execução das escavações foi realizada já com monitorização instalada (conclusão das escavações definitivas da central e tomada de água, em final de abril de 2013 e final de julho de 2012, respetivamente). Encontra-se ainda por instalar um extensómetro na escavação da central (EH-01).

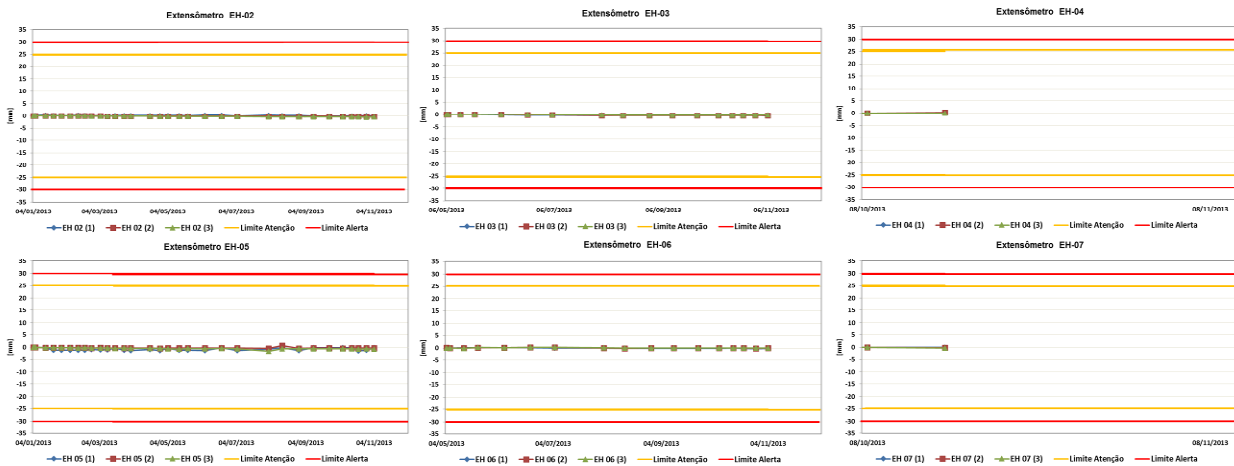


Figura 19 – Resultados obtidos nas leituras dos extensômetros da escavação da central

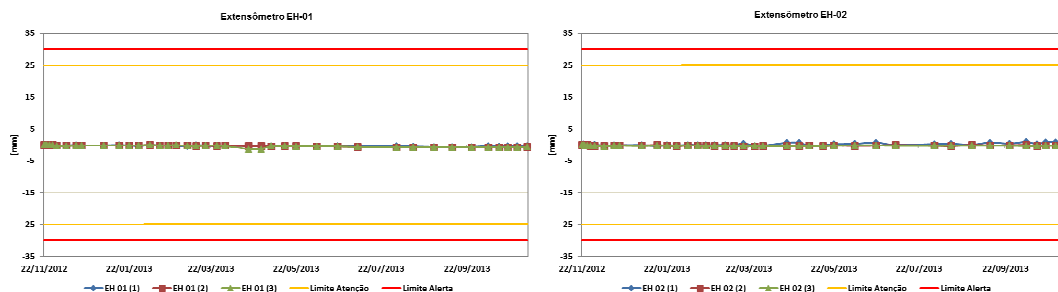


Figura 20 – Resultados obtidos nas leituras dos extensômetros da escavação da tomada de água

4.2.2 - Piezómetros

Os resultados obtidos nas leituras dos níveis de água máximos dos piezómetros da escavação da central e da tomada de água apresentam-se sintetizados, respetivamente, na Figura 21 e Figura 22. Conforme se pode observar a maior parte destes elementos encontram-se praticamente sem água e em média, os que contêm água, apresentam altura reduzida da mesma comparativamente com o nível de água de projeto. Estes resultados são típicos de meio descontínuo, onde algumas fraturas apresentam condutividade hidráulica.

A colocação destes elementos foi algo condicionada pelo que as leituras decorrem acerca de 2 meses na casa de força e 1 ano na tomada de água. Encontra-se ainda por instalar 3 piezómetros na escavação da central (PZ-01/PZ-02 e PZ-03).

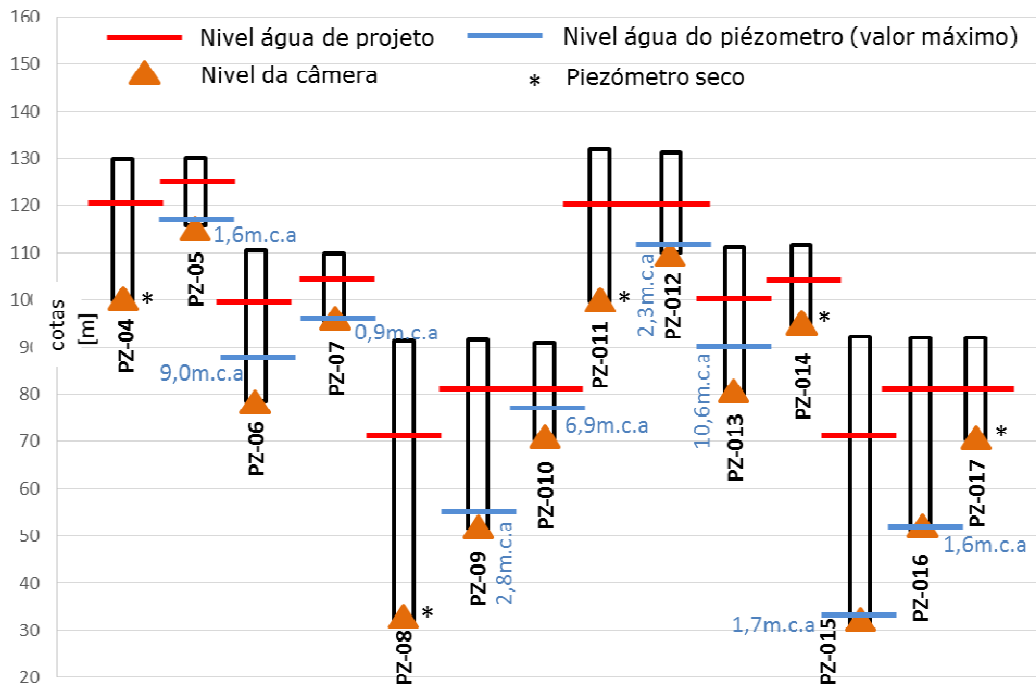


Figura 21 – Resultados obtidos nas leituras dos piezômetros da escavação da central

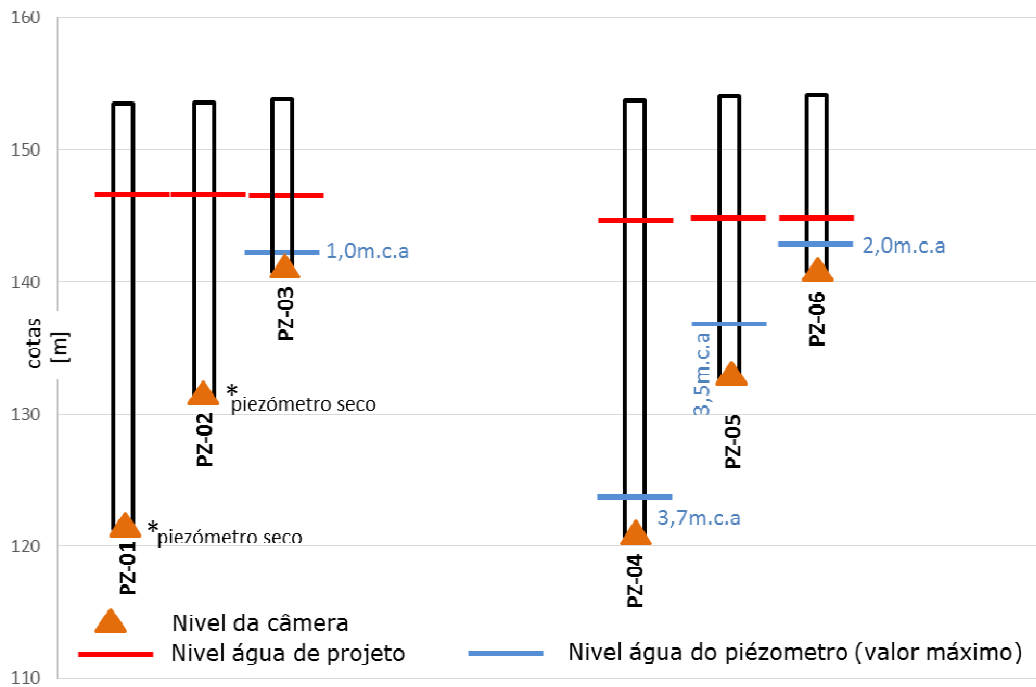


Figura 22 – Resultados obtidos nas leituras dos piezômetros da escavação da tomada de água

4.2.3 - Marcas superficiais

Os resultados obtidos nas leituras das marcas topográficas da escavação da central, podem visualizar-se na Figura 23 e Figura 24, respetivamente, para os deslocamentos transversais do talude e assentamentos ao nível da banquetta onde se localizam as marcas. No que respeita às leituras associadas à escavação da tomada de água, os resultados das leituras encontram-se sintetizados na Figura 25 e Figura 26, para os mesmos parâmetros da central e segundo uma sequência semelhante.

Face à evolução do comportamento observado, ao longo de no mínimo 9 meses, pode constatar-se que as escavações se encontram estáveis. Em geral, os valores de deslocamentos máximos atingidos nunca ultrapassaram os 10mm e ocorreram durante o processo de escavação.

A colocação destes elementos foi algo condicionada (conclusão das escavações definitivas da central e tomada de água, em final de abril de 2013 e final de julho de 2012, respetivamente). Ainda assim, parte da execução das escavações foi realizada já com monitorização instalada. Encontram-se ainda por instalar 3 marcas topográficas na escavação da central (MS-01, MS-02 e MS-03).

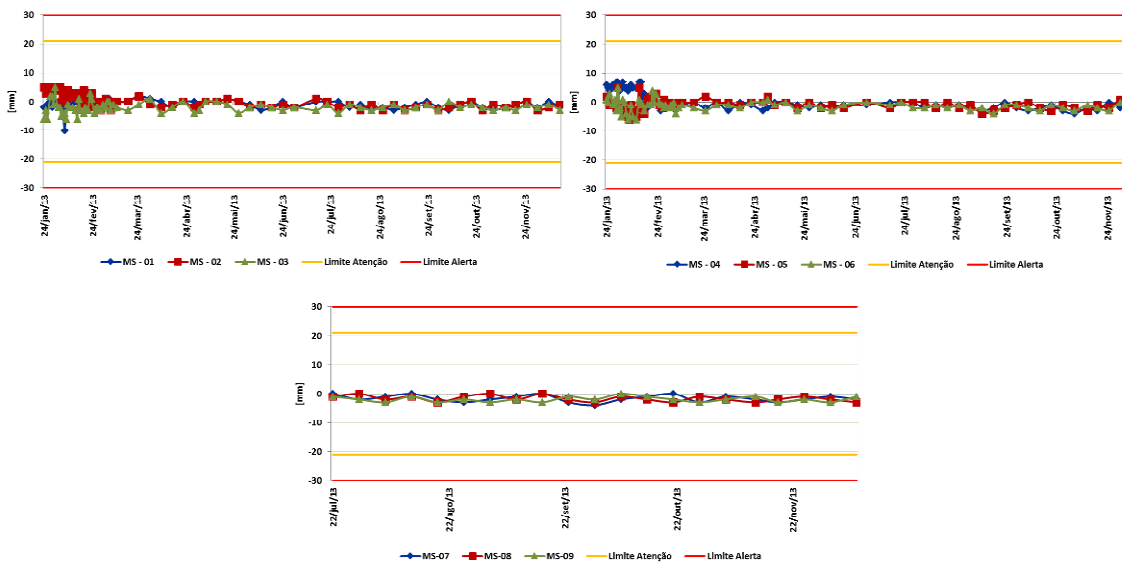


Figura 23 – Resultados obtidos nas leituras das marcas topográficas da escavação da central – Deslocamentos transversais ao talude (valores positivos para o exterior do talude)

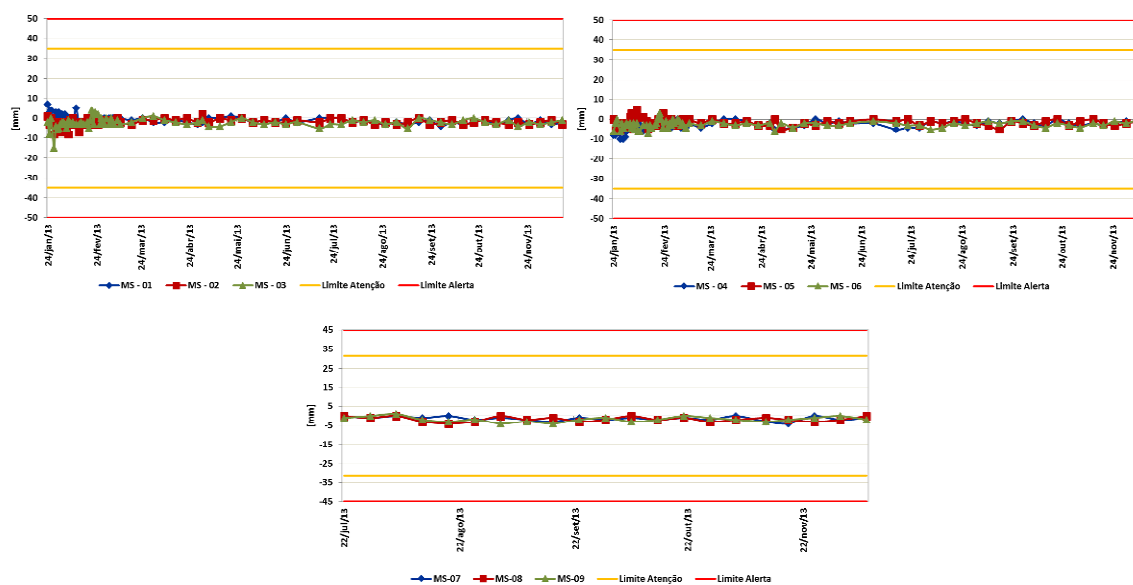


Figura 24 – Resultados obtidos nas leituras das marcas topográficas da escavação da central – Assentamentos

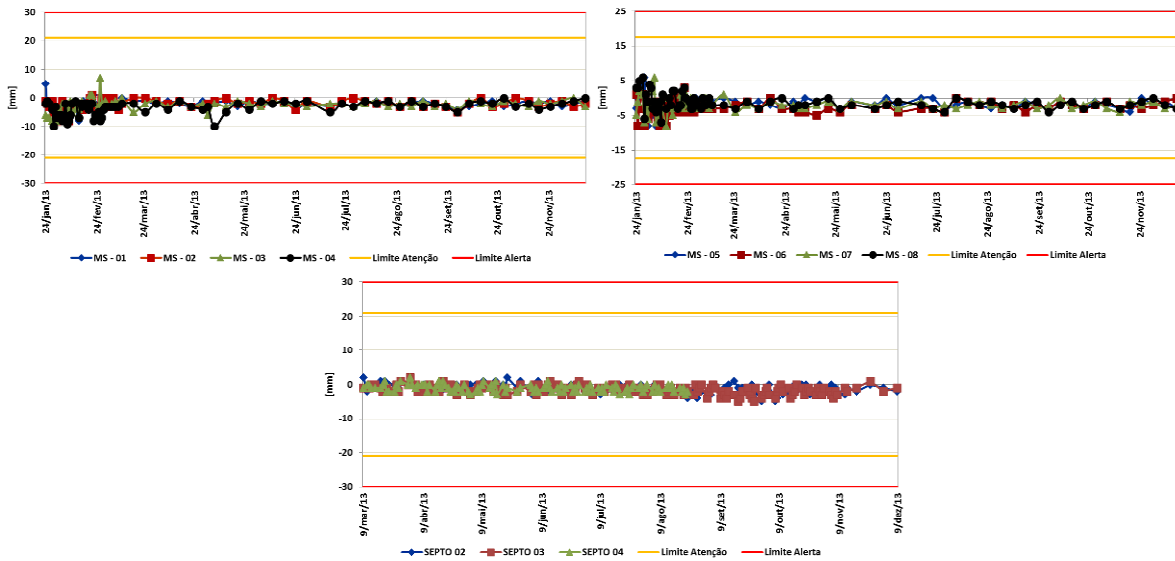


Figura 25 – Resultados obtidos nas leituras das marcas topográficas da escavação da tomada de água – Deslocamentos transversais ao talude (valores positivos para o exterior do talude)

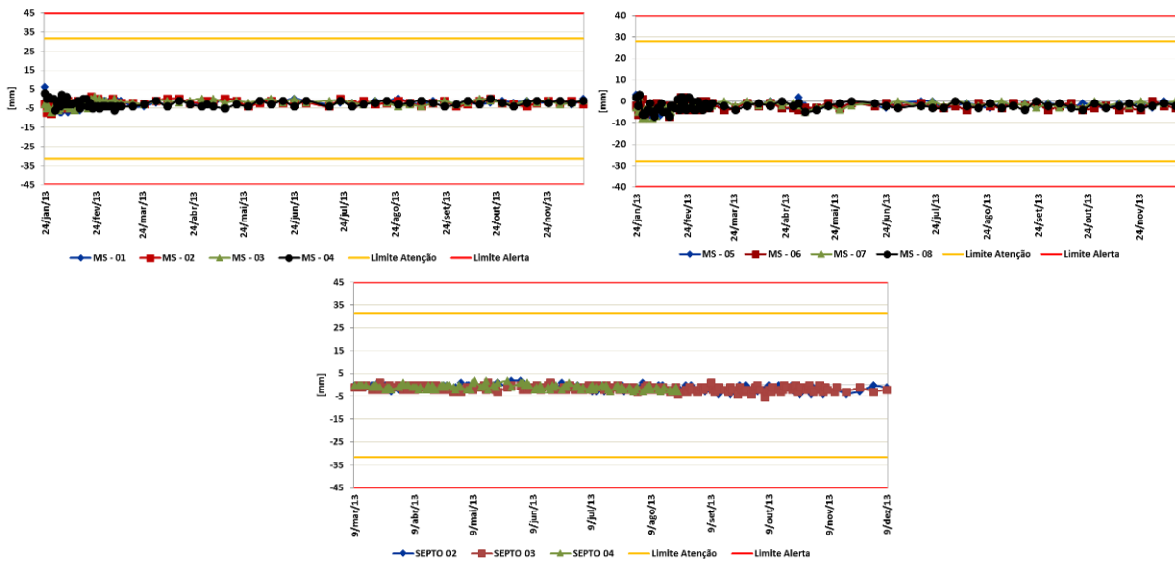


Figura 26 – Resultados obtidos nas leituras das marcas topográficas da escavação da tomada de água – Assentamentos

5 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Será importante destacar que a obra descrita é de grande envergadura, apresenta alta complexidade geotécnica e risco geotécnico não desprezável. Particularmente o talude definitivo da central, pela sua altura, posição sobrejacente ao pátio de transformadores e por interessar diferentes qualidades de maciço.

O facto de intervirem no processo várias empresas de nacionalidades diferentes - angolanas, portuguesas e brasileiras, com procedimentos internos consolidados e normas e regulamentações próprias, fez com que tivesse que existir alguma flexibilidade e razoabilidade nas decisões tomadas. Acresce-se ainda que, devido à sua localização, os recursos e meios disponíveis foram, por vezes, algo condicionados.

AGRADECIMENTOS

Ao GAMEK/ENE – Gabinete do Aproveitamento do Médio Kwanza/Eletricidade Nacional de Angola, em particular, ao Engenheiro Alberto Carneiro, ao Doutor Altino Salvador e ao Doutor António Futa pela autorização concedida na publicação deste artigo e pelos vários momentos de sociabilização havidos.

Às várias pessoas que integraram a equipa da COBA desde a supervisão de projeto e assistência técnica à obra à equipa de coordenação geral e de fiscalização da COBA, por todo o apoio prestado, bom ambiente e trabalho de equipa.

Aos vários técnicos da Engevix, por todo o trabalho desenvolvido em conjunto, pelo espírito de cooperação, pela capacidade de diálogo e bom relacionamento.

À CNO, Construtora Norberto Odebrecht, em particular, ao Engenheiro Paulo Fontoura e sua equipa, pela disponibilidade, franqueza no diálogo, trabalho desenvolvido e pelos múltiplos convívios proporcionados entre todos os intervenientes.

REFERÊNCIAS

ISRM (1981). *Suggested methods for rockbolt testing*. The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 1974-2006, Chapter 3.5 – Part 2, pp. 531-536.