

REGIÃO AUTÓNOMA DA MADEIRA
SECRETARIA REGIONAL DOS EQUIPAMENTOS E INFRAESTRUTURAS
HOSPITAL CENTRAL DA MADEIRA
PROJETO DE EXECUÇÃO

GRID
CONSULTING ENGINEERS

ARIPA
ARQUITECTOS



HOSPITAL CENTRAL DA MADEIRA

OUTUBRO 2018

PROJETO DE EXECUÇÃO

3.1 MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS (FE)



HOSPITAL CENTRAL DA MADEIRA

PROJETO DE EXECUÇÃO

FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS (FE)

MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

ÍNDICE

1.	INTRODUÇÃO.....	4
2.	ELEMENTOS BASE.....	5
3.	CONDICIONAMENTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS	5
4.	ESCAVAÇÕES	11
5.	SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS PARA AS CONTENÇÕES	13
5.1.	CONTENÇÕES DO LADO NASCENTE	13
5.2.	REstantes CONTENÇÕES	23
5.3.	PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO.....	23
6.	SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS PARA O EDIFÍCIO	31
6.1.	CONDICIONANTES VÁRIAS.....	31
6.2.	DESCRIÇÃO GERAL DA SUPERESTRUTURA DO EDIFÍCIO.....	31
6.3.	FUNDAÇÕES E PAVIMENTOS TÉRREOS.....	35
6.4.	PROCESSOS CONSTRUTIVOS	36
7.	CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO	37
7.1.	SEGURANÇA ESTRUTURAL: REGULAMENTAÇÃO	37
7.2.	AÇÕES.....	42
7.3.	COMBINAÇÕES DE AÇÕES	50
8.	ANÁLISES ESTRUTURAIS.....	53
9.	ANÁLISES GEOTÉCNICAS.....	68
10.	SEGURANÇA AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE BETÃO ARMADO	68
10.1.	ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FLEXÃO	68
10.2.	ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE ESFORÇO TRANSVERSO	69
11.	SEGURANÇA AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS METÁLICOS.....	69
12.	DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES	70
12.1.	ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS.....	70

Figura 36 – Localização das sondagens realizadas na área coberta do Hospital.....	70
Figura 37 – Variação de N_{SPT} com a profundidade	71
Figura 38 – Variação de N_{SPT} com a cota	72
12.2. CONDIÇÕES DE FUNDAÇÃO DAS ESTRUTURAS.....	73
12.3. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	75
13. MATERIAIS ESTRUTURAIS.....	76
13.1. BETÕES.....	76
13.2. AÇOS EM ARMADURA ORDINÁRIA.....	77
13.3. AÇOS EM ESTRUTURAS METÁLICAS	77
13.4. TINTAS PARA SUPERFÍCIES DE AÇO	78

- ANEXO 1-

ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

- ANEXO 2-

ELEMENTOS BASE CONSIDERADOS NO DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL PARA A ZONA DO
HELIPORTO

- ANEXO 3-

VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE EXTERNA DOS MUROS DE GABIÕES

- ANEXO 4-

ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES REPOSTOS

1. INTRODUÇÃO

Apresenta-se neste documento a Memória Descritiva e Justificativa correspondente ao Projeto de Execução de Fundações e Estruturas do novo Hospital Central da Madeira.

Nas peças desenhadas agora apresentadas de Estruturas e Fundações e, relativamente às apresentadas nas etapas anteriores (Etapa 4 – Preliminar e Etapa 4), foram efetuadas ligeiras atualizações das plantas e cortes estruturais para compatibilização com os desenhos de Arquitetura disponíveis nesta fase final do projeto de execução. Ficam assim representadas através de desenhos de dimensionamento, as soluções gerais de conceção estrutural e construtivas consideradas para os vários edifícios do Hospital. São também incluídas as soluções conceptuais estruturais e construtivas para os muros constantes do Projeto de Arranjos Exteriores. Apresentam-se também desenhos de betão armado dos diferentes elementos estruturais.

Para permitir uma sua apreciação global, têm-se assim como principais objetivos desta memória:

- Referir os elementos base considerados para efeitos de desenvolvimento do presente estudo.
- Descrever os condicionamentos geológico-geotécnicos associados ao local de implantação do empreendimento Hospitalar, necessários quer ao estabelecimento das condições de fundação, quer à definição de soluções estruturais e construtivas.
- Descrever as soluções conceptuais que se propõem para as estruturas do edifício e sua adequação tendo em consideração o tipo de exploração em causa.
- Referir a regulamentação que se adota.
- Definir as ações e referir os critérios de verificação da segurança estrutural que são adotados.
- Apresentar os métodos de análise e dimensionamento estruturais bem como os programas de cálculo automático que se adotam.
- Caracterizar os materiais escolhidos para os vários elementos estruturais e respetivas classes de exposição.
- Descrever as condições gerais de execução dos trabalhos.

2. ELEMENTOS BASE

Para efeitos de desenvolvimento do Projeto de Execução de Estruturas e Fundações foram considerados os seguintes elementos:

- Levantamento topográfico da zona de implantação da obra.
- Desenhos dos Projetos de Arquitetura e de Arranjos Exteriores correspondentes a esta fase final do projeto de execução.
- Relatório dos trabalhos de prospeção geológico-geotécnica efetuados pela empresa TECNASOL, bem como a correspondente interpretação constante do Estudo Geológico-Geotécnico já integrado nas fases anteriores do Anteprojecto e Projeto de Execução e que se inclui também no Anexo 1 desta memória.
- Elementos Base considerados para a zona do Heliporto integrados no Anexo 2 desta memória.

3. CONDICIONAMENTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS

Logo na fase inicial do Estudo Prévio deste empreendimento e após análise de toda a informação disponível sobre a matéria, a equipe projectista de estruturas em conjugação com o consultor geotécnico, definiu um Programa de Prospeção incluindo especificações técnicas com vista ao lançamento pelo Dono da Obra de uma campanha de investigação geológico-geotécnica do local de implantação da obra.

No Programa de Prospeção foram definidas sondagens e poços bem como um conjunto de ensaios “in situ” e laboratoriais. Com base no relatório descritivo dos resultados obtidos destes trabalhos, efectuados pela TECNASOL, incluiu-se nas fases anteriores de Anteprojecto e Projeto de Execução e também agora no Anexo 1 deste documento, o correspondente Estudo Geológico-Geotécnico, onde se descrevem as condições geomorfológicas e hidrogeológicas ocorrentes, se estabelecem parâmetros geotécnicos de cálculo para cada tipo de formação e se definiram as condições de escavabilidade e os tipos de equipamentos adequados face à natureza dos terrenos interessados pela construção deste empreendimento hospitalar.

Ainda que tendo presente as conclusões do referido Estudo Geológico-Geotécnico, e sem o desvalorizar, entende-se pertinente um olhar mais profundo sobre os resultados dos ensaios SPT, efectuados no local no âmbito da campanha de prospeção geológico-geotécnica referida supra, bem como ter em consideração trabalhos publicados que integram informação geotécnica acerca dos terrenos da ilha da Madeira.

Os terrenos prospectados na área da obra foram caracterizados do seguinte modo:

Dc – Depósitos cobertura - solos silto-argilosos, castanhos, orgânicos no horizonte mais superficial, localmente cobertos por aterros e pavimentos;

β - Complexo vulcânico pós-miocénico, que, foi assim subdividido:

β₂ - tufos vulcânicos, por vezes brechóides (com clastos de dimensões "lapilli", com o grau de consolidação variável (solos areno-siltosos e silto-arenosos, com seixo fino e médio disperso), acastanhados e piroclastos não consolidados, com clastos de dimensão cinza e "lapilli" (solos areno-seixosos - "areões vulcânicos"), anegrados e avermelhados;

β₁ - basaltos compactos e basaltos vacuolares, e lava basáltica escoriácea, fragmentada ("Clinker", s.l.).

Do citado Estudo Geológico-Geotécnico conclui-se que é pequena a espessura, da ordem de 1 m, da camada de "depósitos de cobertura". No que se refere ao "complexo vulcânico pós-miocénico", conclui-se, como a respectiva descrição dá conta, que o complexo β₂ é constituído por solos, de consolidação variada, e que a região identificada como β₁ corresponde a maciço rochoso com grau de alteração variado. De qualquer modo, assinala-se a heterogeneidade do maciço β₂, revelada pelos resultados dos ensaios SPT.

Os trabalhos de escavação, a efectuar no âmbito da realização física da obra, interferem predominantemente com terrenos pertencentes ao maciço β₂, o que justifica a maior atenção conferida à análise dos resultados dos ensaios SPT que tiveram lugar neste tipo de terreno e, paralelamente, à consideração de informação publicada acerca das respectivas características geotécnicas.

A partir do já citado Estudo Geológico-Geotécnico construíram-se as duas figuras abaixo. No conjunto elas traduzem, para os terrenos do complexo β₂, a variação do resultado dos ensaios SPT¹ com a profundidade. Tendo em consideração a diferente textura dos terrenos identificados neste maciço trataram-se separadamente os "areões" e os "tufos", de que resultam as Figuras 1 e 3, respectivamente.

¹ Como é hábito no ensaio SPT, quando não é possível cravar, em cada fase do ensaio e com 60 pancadas, o comprimento de ponteira previsto para essa fase, é simplesmente registado o comprimento de ponteira que foi possível cravar com o número limite de pancadas (60). É assim que estas situações estão registadas no Estudo Geológico-Geotécnico. Nestes casos, no tratamento dos resultados dos ensaios considerou-se, conservadoramente, que o resultado do ensaio foi N= 60 pancadas.

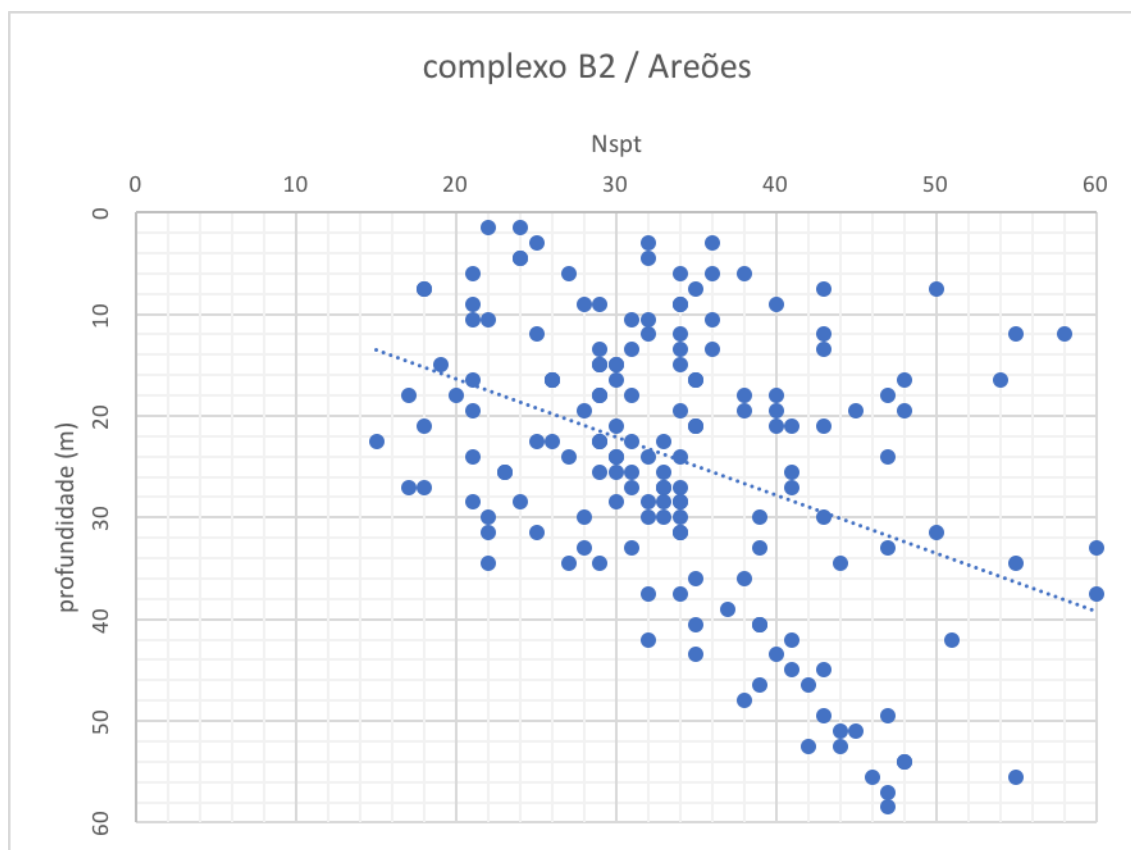


Figura 1 – Complexo β_2 – Areões. Variação de N_{SPT} com a profundidade.

Nesta figura é evidente, para uma mesma profundidade, a dispersão dos resultados do ensaio SPT. Ainda assim, observa-se tendência para o aumento de N_{SPT} com a profundidade. Este facto é reflectido pelo segmento de recta, de equação $N_{SPT} = 0,2786 \cdot z + 27,282$, inserido na figura, o qual foi definido por aplicação do método dos mínimos quadrados.

Ainda nesta figura, pode observar-se que a cada dez metros de profundidade a correspondente mancha de resultados do ensaio SPT apresenta um padrão diferentes das restantes manchas. O tratamento dos resultados por cada parcela de 10 m de profundidade conduz aos valores médios e característicos de N_{SPT} , para cada um desses intervalos de profundidade, inscritos na tabela abaixo. Estando em causa um “solo” de matriz granular, por utilização da proposta de Bowles² pode estimar-se, neste caso a partir do valor característico $N_{SPT,k}$ ³, o ângulo de resistência ao corte (ϕ'_k).

² Bowles, J.E. (1988), Foundation Analysis and Design. McGraw-Hill.

³ O valor característico foi calculado utilizando a metodologia preconizada por Schneider, H.R. (1997), Panel discussion: Definition and determination of characteristic soil properties. Proceedings of the 14th International Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Hamburg, Vol. 4, Ed. Balkema.

z (m)	N _{SPT,médio}	N _{SPT,k}	Ø' _k
[0; 10[	34	28	38
[10; 20[	36	31	39
[20; 30[	35	29	39
[30; 40[	39	33	40
[40; 50[	41	38	41
[50; 60[	47	45	44

Ora, a descrição do complexo β_2 no referido Estudo Geológico-Geotécnico dá nota da presença de fracção fina nestes terrenos, o que é evidenciado pela descrição: "... solos areno-siltosos e silto-arenosos, ... com clastos de dimensão cinza ...", o que, com certeza, contribui para que estes terrenos exibam coesão, que será, também, função da profundidade. Ou seja, os terrenos do complexo β_2 caracterizam-se, em termos de resistência, por uma componente atrítica, representada pelo ângulo de resistência ao corte (ϕ'), e uma coesiva, a coesão (c'). Aliás, de acordo com Lourenço et al⁴, citado por Cró⁵, os solos da Ilha da Madeira exibem, no critério de Mohr-Coulomb, de modo geral, estes dois parâmetros de resistência, dentro da área assinalada na região inferior do gráfico na Figura 2.

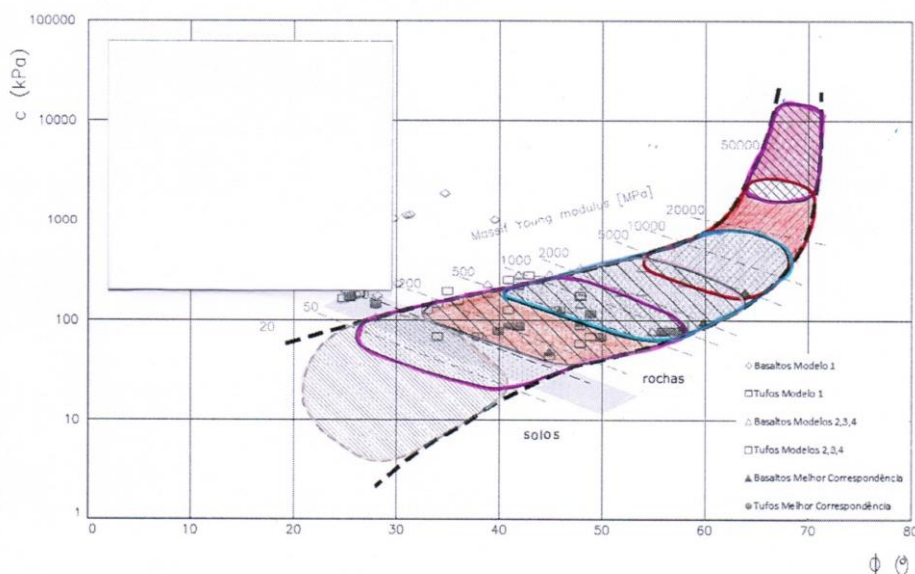


Figura 2 – Parâmetros de resistência e deformabilidade dos terrenos da ilha da Madeira
(Lourenço et al, 2010)

⁴ Lourenço, J.C., et al, (2010), Geotechnical Characterisation of Volcanic Rocks and Soils of Madeira Island. 3rd International Workshop on Volcanic Rock Mechanics. Ed. Olalla, C., Volcanic Rock Mechanics, Taylor&Francis, London.

⁵ Cró, A.M.S.C., (2014), Estudo Geomecânico do Túnel Cortado na Ilha da Madeira. Dissertação de Mestrado, U. Madeira.

Já em publicações anteriores havia notícia de que os terrenos na ilha da Madeira se caracterizam por serem tratados, a nível de projecto de obras, como sendo materiais que exibem resistência por atrito e por coesão. A este propósito referem-se os trabalhos de Pistone et al.⁶ e de Sousa et al.⁷. A partir do primeiro destes dois artigos constrói-se a tabela abaixo para os terrenos interessados pela obra de construção do túnel do “acesso Oeste ao Porto do Funchal”.

Material	p kN/m ³	Ø' °	c' kPa
Brecha compacta – basalto fracturado	22	40	90
Tufo compacto	20	30 - 35	60 - 80
Tufo brechóide / Brecha desintegrada	19	40	35
Tufo desintegrado (5 m)	19	35	10
Tufo desintegrado (25 m)	19	25	35
Depósitos de cobertura	19	20	15

(parâmetros geomecânicos adoptados para o túnel)

Ainda a partir do artigo de Pistone, mas agora tendo em consideração a fundação de estruturas, constrói-se a tabela abaixo:

Material	p kN/m ³	Ø' °	c' kPa
Depósitos de cobertura	19	20-25	
Brecha desintegrada	19	38	
Tufo desintegrado / Tufo brechóide	19	20	15
Tufo compacto	20 - 21	30 - 35	20
Basalto compacto vacuolar	22 - 23	50 - 55	150

(parâmetros geomecânicos adoptados para a fundação de estruturas)

Por comparação destas duas tabelas, ambas com origem em Pistone, citado, verifica-se o conservadorismo da segunda em relação à primeira. Esta atitude pode ser justificada pela natureza das obras a que cada uma das tabelas se refere.

⁶ Pistone, R. et al. (2006), Acesso Oeste ao Porto do Funchal. Aspectos Geológico-Geotécnicos e Projecto em Ambiente Vulcânico. 10º Congresso Nacional de Geotecnia, SPG, Lisboa.

⁷ Sousa, F.M.B.A., et al., (2006), Projecto e Assessoria Técnica às Obras Geotécnicas do Aldeamento Turístico Cabo Girão Localizado na Ilha da Madeira. 10º Congresso Nacional de Geotecnia, SPG, Lisboa.

O segundo dos artigos acima citados, da autoria de Sousa et al., refere-se a obra que interessou terrenos “constituídos por tufos desagregados, por vezes argilificados, com níveis de bombas vulcânicas, ... apresentando uma espessura significativa, que chega a atingir os 17 m ...”. Para efeitos de projecto foram considerados, para estes terrenos, os seguintes parâmetros: $p = 19 \text{ kN/m}^3$, $\phi' = 30^\circ$, $c' = 10 \text{ kPa}$.

A obra a realizar envolve trabalhos de escavação que alcançarão profundidade que se situa entre 3 e 25 metros, o que corresponde a tensão vertical de cerca de 60 a 500 kPa. Ou seja, após a realização dos trabalhos de escavação, em patamares, os terrenos cuja resistência será mobilizada têm a sua organização estrutural determinada pela tensão de consolidação a que estiveram sujeitos, ou seja, em função da profundidade, superior ao intervalo 60/500 kPa. Ainda que seja de admitir que a escavação estará associada a um alívio do estado de tensão dos terrenos remanescentes, o certo é que tal efeito se fará sentir apenas numa pequena profundidade, medida a partir da superfície estabelecida pela escavação.

Tendo presente a informação geotécnica obtida através dos trabalhos de prospecção específica para a obra a realizar e ponderada a informação publicada, entende-se adequado zonar em profundidade, em camadas com 10 m de espessura, os terrenos identificados como “areões”.

De igual modo, preconiza-se peso volúmico 19 kN/m^3 e os seguintes parâmetros de resistência:

z	ϕ'	c'
m	°	kPa
[0; 10[	30	25
[10; 20[	32	35
[20; 30[	31	45
[30; 40[	32	55
[40; 50[	34	55
[50; 60[	36	55

(Areões - parâmetros de resistência)

Recorde-se a presença de “tufos” no complexo β_2 , dispersos no material designado por “areão”.

Da leitura do Estudo Geológico-Geotécnico conclui-se que por vezes os tufos se apresentavam compactos, sendo mesmo classificados com grau de alteração W2 a W4, ainda que, por vezes, com pequena espessura, da ordem de 1 m. Acresce ainda que, por esta razão, muitas das vezes não foi pertinente realizar o ensaio SPT ou, pelo contrário, apesar da tentativa de

realização do ensaio, não foi possível cravar a ponteira de ensaio no comprimento especificado.

Dos ensaios SPT que foram realizados nestes terrenos, tufos, procedeu-se ao tratamento dos respectivos resultados, de que se mostra na Figura 3 a sua variação com a profundidade. A tendência média desta relação é reflectida pela equação: $N_{SPT} = 0,6618 \cdot z + 31,311$. Para este tipo de terreno preconiza-se a adopção dos seguintes parâmetros: $p = 19 \text{ kN/m}^3$, $\phi' = 40^\circ$, $c' = 35 \text{ kPa}$.

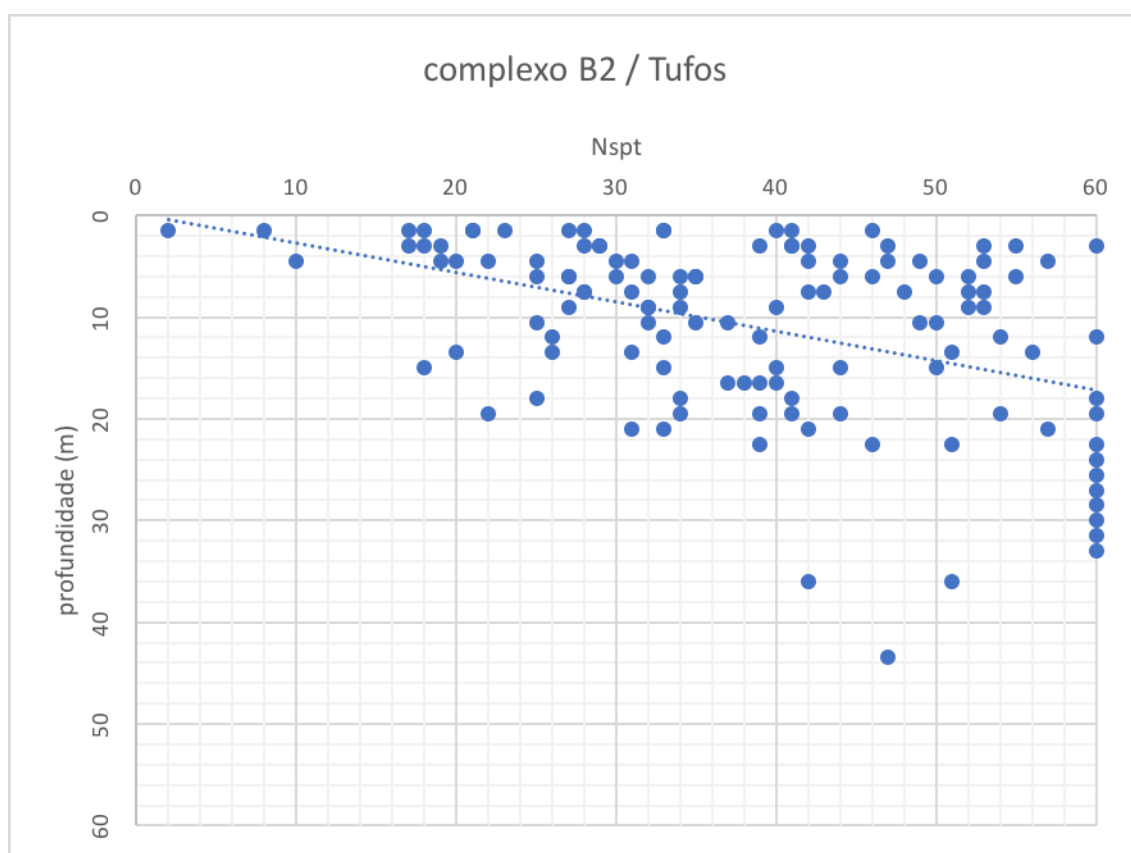


Figura 3 - Complexo β_2 – Tufos. Variação de N_{SPT} com a profundidade.

Para os terrenos do complexo β_1 “basaltos compactos e basaltos vacuolares, e lava basáltica escoriácea, fragmentada (“Clinker”, s.l.)”, adoptam-se os seguintes parâmetros: $p = 22 \text{ kN/m}^3$, $\phi' = 45^\circ$, $c' = 120 \text{ kPa}$.

4. ESCAVAÇÕES

Dada a topografia do local, a implantação das estruturas que integram o Hospital implicará a execução de escavações para criação das plataformas sobre as quais os diferentes corpos

serão construídos. Essas escavações irão dar origem a frentes de trabalho de alturas diferenciadas ao longo do limite da área de implantação do complexo hospitalar.

Essas alturas de escavação e as inclinações associadas aos taludes provisórios assim obtidos permitem em geral a realização das estruturas do edifício a céu aberto, por processos convencionais, dentro dos limites do lote. Exceptua-se a escavação do lado Nascente onde essa altura máxima, medida desde a crista do talude de escavação, chega a ser da ordem dos 45m, pelo que se torna aí necessária a adopção de adequadas estruturas de contenção.

Do ponto de vista da escavabilidade, para o desmonte dos basaltos vacuolares e os basaltos compactos será necessário recorrer a martelos hidráulicos pesados, dado tratar-se de uma zona habitada. A partir da informação obtida com o trabalho de prospecção estima-se que no sector “NO – NE” seja comum a intersecção destes basaltos, o que acabará por condicionar também a geometria do muro de suporte, aligeirando-a.

Nas assentadas de lava escoriácea, fragmentada, admite-se que o seu desmonte se faça normalmente com equipamentos correntes de terraplenagem, excepto em passagens menos escoriáceas, com comportamento rochoso, que implicarão igualmente o recurso a martelos hidráulicos pesados.

Os materiais incluídos no Complexo β_2 , com comportamento de solo, serão facilmente escaváveis com equipamentos correntes de terraplenagem.

De acordo com os resultados das sondagens realizadas é de prever que as escavações sejam executadas predominantemente com equipamentos correntes de terraplenagem.

De registar que, na zona onde haverá necessidade de realizar taludes de maior altura, os terrenos predominantes pertencerem ao Complexo β_2 . Segundo o estudo “Geológico-Geotécnico”, este complexo é constituído por “tufos vulcânicos” e “cinzas lapilli (areões vulcânicos) ”.

De acordo com os resultados das sondagens realizadas no local, os “tufos vulcânicos” ocorrem por vezes sob a forma de camada, com alguma continuidade, envolvida por “cinzas lapilli”, o que pela sua maior resistência, confere maior rigidez aos taludes de escavação que intersectem estas camadas.

5. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS PARA AS CONTENÇÕES

5.1. Contenções do Lado Nascente

5.1.1. Enquadramento Geral. Condicionamentos.

Conforme já referido, a construção das estruturas previstas para as instalações do futuro Hospital Central da Madeira implica a execução de escavações, em grande parte do perímetro da área geral da sua implantação, para a criação das plataformas sobre as quais essas estruturas serão fundadas. A altura dessas escavações é muito variável, chegando a atingir, no lado Nascente, valores da ordem de grandeza de 45 a 50m, medidos desde a crista do talude de escavação.

A realização dessas escavações, pelo menos das de maior altura, depara com diversas dificuldades, geométricas e geotécnicas, conforme seguidamente se procura evidenciar.

Dum ponto de vista geométrico, as dificuldades estão associadas a dois factores: i) limitação imposta pela fronteira da área destinada à implantação do complexo hospitalar; ii) proximidade da área de construção da fronteira referida no ponto anterior. Estes dois factores levam a que, na zona mais crítica, para uma altura de escavação da ordem de 45 m, apenas se disponha na base de cerca de 70m.

Uma alternativa levantada para eliminar ou, pelo menos, minimizar esta dificuldade, passará pelo alargamento ainda que localizado à zona crítica de maior altura do muro, dos limites do terreno previsto para o Hospital. Esta eventual possibilidade não foi considerada, no entanto, nesta fase, por se admitirem dificuldades de expropriação, mas entende-se fundamental que o Dono da Obra assegure, para os taludes de escavação cuja crista se situe a menos de 5 m do limite do lote afecto à unidade hospitalar e apenas durante a fase de realização dos trabalhos de escavação e conclusão dos trabalhos nos taludes, uma faixa de protecção de 5 m, medida desde o limite do lote.

Dum ponto de vista geotécnico, os trabalhos de prospecção realizados revelaram que na zona do lado Nascente, portanto naquela onde terão lugar as escavações de maior altura, ocorrem areões vulcânicos, materiais fundamentalmente constituídos pela fracção areia, com seixo fino e médio disperso. Em sede de “Estudo Geológico-Geotécnico” os resultados dos ensaios SPT foram avaliados globalmente, sem que se tenha procurado efectuar uma apreciação detalhada, por isso mais criteriosa, apesar de a observação da informação retratada nas figuras 1 e 3 a recomendar.

Naquela análise simplificada, que serviu para equacionar as soluções gerais de escavação e contenção, os valores obtidos nos ensaios SPT foram considerados relativamente baixos,

tendo-se deduzido, através da sua interpretação, valores do ângulo de resistência ao corte da ordem de grandeza de 30°.

Ainda o “Estudo Geológico-Geotécnico” salientava que “Importa referir que 5 sondagens executadas nessa zona da obra, com comprimentos variáveis entre 33 e 60 metros, atravessaram unicamente materiais deste tipo o que permite ter uma boa confiança na efectiva presença daquele tipo de material naquela zona e até profundidades que ultrapassam mesmo a cota de fundação dos edifícios previstos para as imediações”. Uma análise mais fina, como a que explanada no título 3, supra, leva a adoptar os parâmetros geotécnicos incluídos na tabela abaixo, como apresentados acima.

z	ϕ'	c'
m	°	kPa
[0; 10[	30	25
[10; 20[	32	35
[20; 30[	31	45
[30; 40[	32	55
[40; 50[	34	55
[50; 60[	36	55
(Areões - parâmetros de resistência)		

Para testar os parâmetros de resistência aqui sugeridos colocou-se a seguinte questão:
Quais os parâmetros de resistência da região superficial do terreno, na sua geometria actual, que situa os terrenos no limiar da estabilidade?

Para responder a esta questão considerou-se de antemão que a coesão é nula, $c' = 0$ kPa, procurando-se então o valor do ângulo de resistência ao corte para o qual é igual à unidade (condição limite da segurança) o coeficiente de segurança global relativamente ao escorregamento do talude. Para este estudo foi usado o programa SLOPE/W, tendo resultado a situação representada na Figura 4. Esta condição limiar da estabilidade é alcançada quando se considera $\phi' = 20^\circ$.

Ora, é reconhecido que aquela encosta não se encontra no limiar da estabilidade. Pelo contrário, a existência de rodovias (Travessa do Funcho de Baixo e Travessa do Pico Funcho) e a evidência de ocupação humana da encosta atestam a estabilidade da encosta, não só na actualidade como ao longo do tempo. Serve isto para concluir que a resistência do terreno que

forma aquela encosta, em particular na região superficial é claramente superior à que é representada por ângulo de resistência ao corte $\phi' = 20^\circ$ e coesão $c' = 0$ kPa.

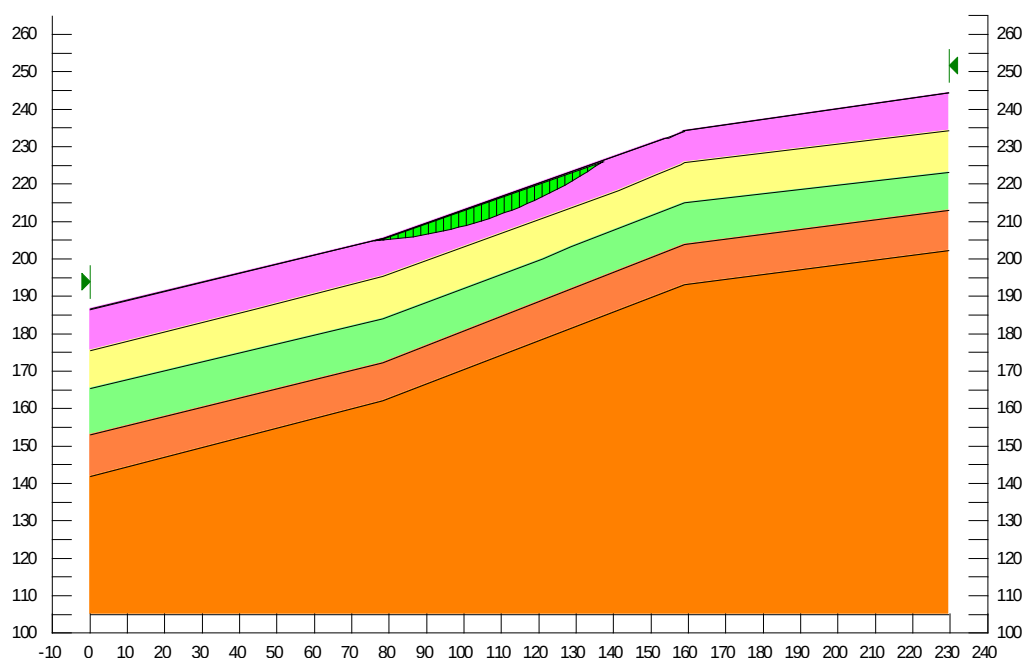
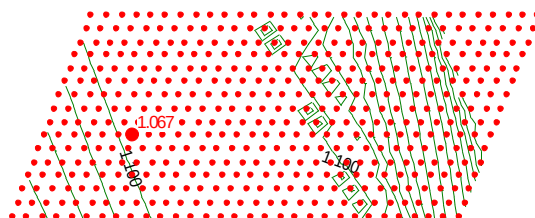


Figura 4 – Geometria actual. Avaliação dos parâmetros de resistência para obter $FS_g = 1$ (limiar da estabilidade)

Nesta análise prospectiva formulou-se a seguinte questão:

Qual o coeficiente de segurança global do talude quando considerados os parâmetros resistentes de projecto conforme tabela supra?

Desde já deve afirmar-se que não é possível construir uma argumentação racional, e lógica, que valide em absoluto o resultado que se obtenha. Sabe-se de antemão que o valor a obter será superior à unidade, já que os parâmetros de resistência adoptados são superiores aos que conduziam, para a mesma geometria do talude, à condição limiar de estabilidade. O valor a obter neste exercício será sempre superior à unidade, mas a respectiva valoração apenas pode

ser feita em termos qualitativos. Na figura seguinte apresenta-se a superfície de escorregamento a que corresponde o menor coeficiente de segurança global.

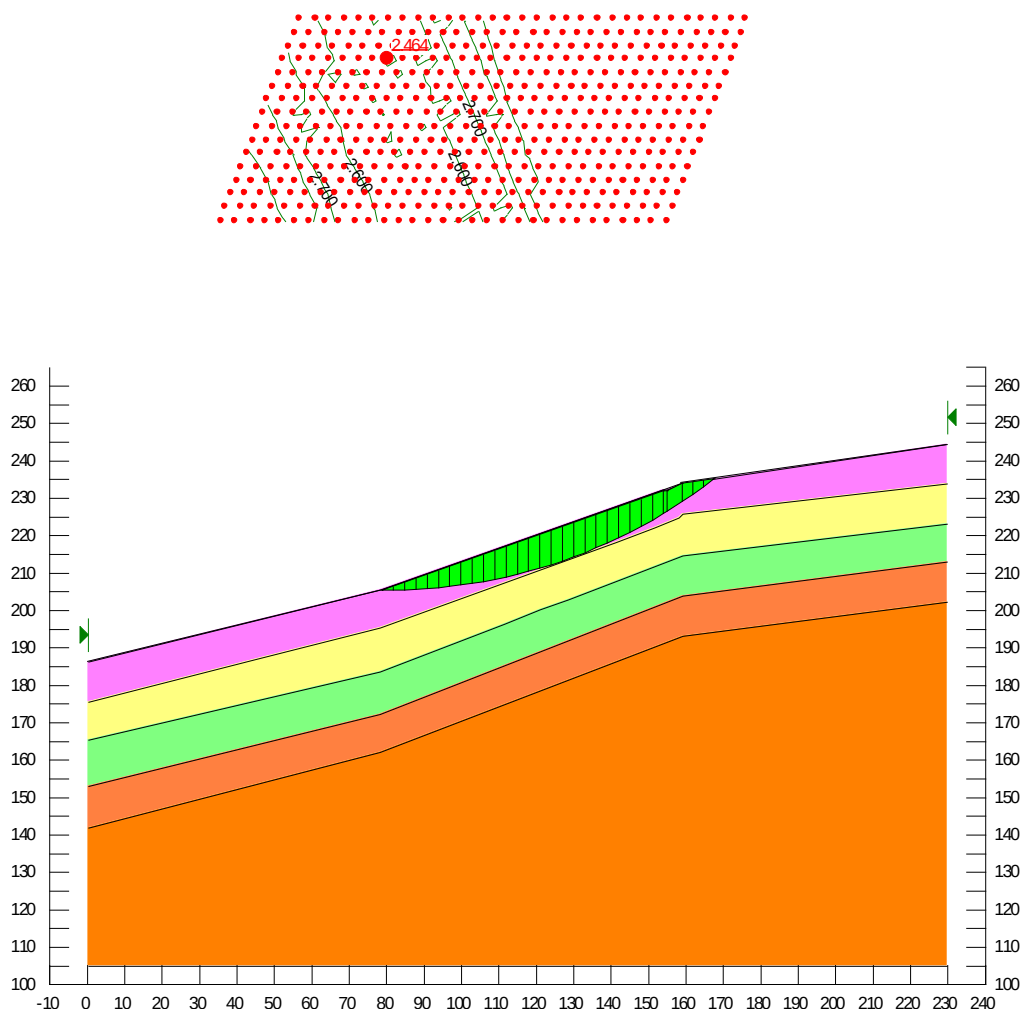


Figura 5 – Geometria actual. Análise de estabilidade com os parâmetros resistentes de projecto.

O valor deste coeficiente de segurança é da ordem de 2,5, o que pode parecer grande quando comparado com o valor (1,5) habitualmente utilizado como referência quando se procura avaliar a estabilidade de um talude relativamente à possível manifestação de uma superfície de escorregamento. Contudo, pode afirmar-se que aquela evidência de segurança ($FS_g \approx 2,5$) parece ser compatível com a ocupação e utilização que é feita da encosta e, acima de tudo, com a inexistência de cicatrizes que evidenciem no terreno antigas situações de instabilidade.

De qualquer modo, importa desenhar soluções de estabilidade dos taludes de escavação que respondam objetivamente aos seguintes aspetos essenciais:

- Garantir a segurança do talude, o que significa assegurar a utilização, em condições fiáveis, das superfícies de terreno para lá da crista do talude e para além da linha de pé do talude;
- Disponibilizar a área necessária para a realização da edificação afecta à unidade hospitalar;

De maneira geral em obras geotécnicas, mas muito em particular quando está em causa a estabilidade de taludes, sejam eles de aterro ou de escavação, há duas vias extremas, que podem classificar-se de opostas, para garantir as desejáveis condições de segurança.

Uma delas é corporizada pela opção por estruturas rígidas, recorrendo-se vulgarmente ao betão armado, em que a estabilidade é assegurada mobilizando a elevada capacidade resistente destas estruturas; neste cenário, o maciço terroso é habitualmente considerado como um corpo rígido cujo potencial de movimento é contrariado pela estrutura resistente.

Na outra opção extrema, o maciço de terreno é considerado como sendo um corpo deformável, sendo que à custa da sua deformação é possível mobilizar alguma da resistência que o maciço dispõe, face à sua natureza mecânica; neste caso, a eventual insuficiência da disponibilidade do maciço terroso, ou rochoso, para assegurar os desejados níveis de segurança, tem que ser suprida com recurso a estruturas que funcionem igualmente com base na respectiva capacidade de deformação.

Para além dos aspectos de segurança de taludes relacionados directamente com a componente mecânica, há ainda a considerar devidamente vários outros factores que jogam papel não despreciando para a estabilidade de um talude. Em concreto, estão em causa:

- a) O controlo de águas no interior do maciço (drenagem interior);
- b) O controlo de águas superficiais (drenagem exterior);
- c) Os fenómenos de ravinamento (perda de material);
- d) A acção do vento (perda de material);
- e) A contribuição da vegetação para a estabilidade (acção mecânica, regulação do escoamento superficial, resistência ao vento).

Assim, é da conjugação destes aspectos orientadores da solução de estabilização da geometria de escavação que resulta a intervenção preconizada no projecto neste domínio.

5.1.2. Solução Estrutural e Construtiva Proposta

Tendo em consideração o enquadramento geral, os pressupostos e os condicionamentos acabados de referir bem como o quadro das soluções de arranjo exterior envolvidas, adoptaram-se as seguintes orientações gerais na concepção das soluções de contenção do lado Nascente (Muros M1 a M9):

- a) Escavação faseada, de cima para baixo;
- b) Escavação faseada segundo a direcção transversal, perpendicular ao plano que contém a secção do talude;
- c) Construção de dispositivos de drenagem interior (com geometria e espaçamento a definir);
- d) Construção de estruturas de suporte deformável;
- e) Construção de dispositivos de drenagem exterior (com geometria e espaçamento a definir)
- f) Escavação de plataforma frontal à estrutura de suporte;
- g) Realização de sementeira e plantação de espécies vegetais na plataforma imediatamente acima da estrutura de contenção identificada em d).

O procedimento descrito pelas actividades de a) a f) supra será repetido sucessivamente até que se alcance a cota da plataforma inferior, contígua a edificações, prevista no projecto.

No caso particular desta obra, é expectável que a análise de estabilidade dos taludes a criar venha a mostrar que a presença de estruturas de contenção tem como consequência directa o aprofundamento da superfície de escorregamento critica. Para ser combatido este efeito, ou seja, para estabelecer as condições de segurança desejáveis, poderá haver necessidade de recorrer à colocação de material resistente que intersecte essa superfície de escorregamento. Todavia, também perante esta eventual necessidade se recorrerá a material com grande disponibilidade de deformação.

Em resumo, face aos aspectos realçados em 5.2.1, entende-se que a solução estrutural a construir consiste em “muros de gabiões”, que são estruturas paralelipédicas, fabricadas com rede em forma de cesto, com tampa e são cheias com material rochoso. São constituídas por:

- Arames para as amarrações, bordaduras e tirantes;
- Material rochoso, de boa qualidade, para enchimento dos gabiões;
- Geotêxtil para aplicação na interface do tardo dos muros;

A partir do “perfil geológico-geotécnico interpretativo K-L”, incluído no “Estudo Geológico-Geotécnico” foi construído o perfil de escavação J-J'. Este perfil é aquele que corresponde a

maior altura de escavação, medida desde a crista do talude de escavação. Face a esta particularidade, foi estudada a estabilidade do talude de escavação, como representado na figura seguinte, na qual já incluídos os muros de gabiões.

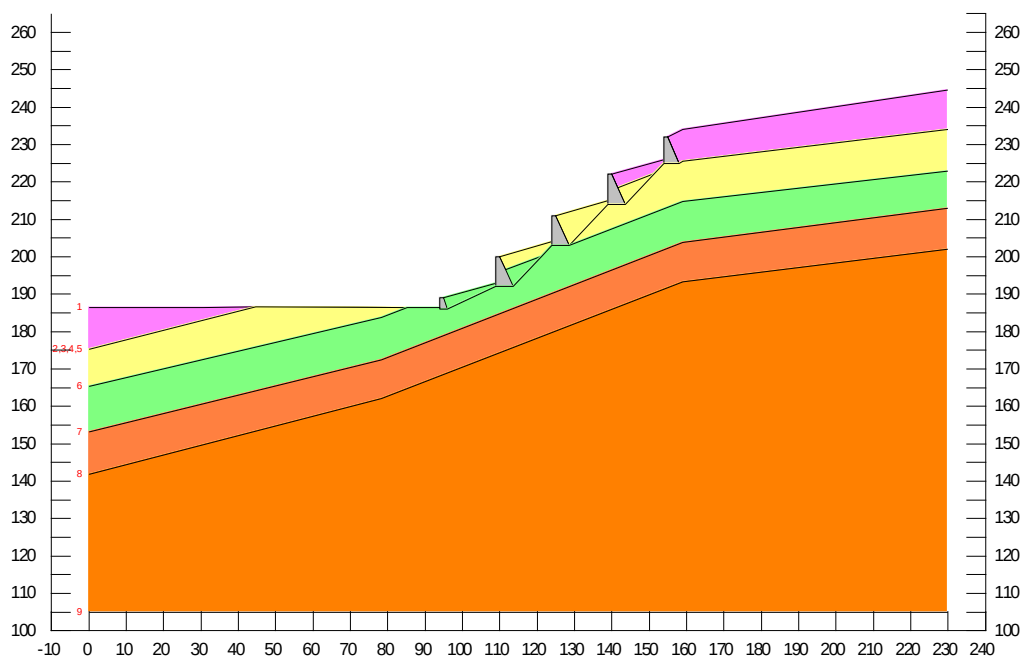


Figura 6 – Geometria final do talude de escavação (perfil J-J')

Para o efeito consideraram-se para o terreno o zonamento e os parâmetros de resistência expressos em tabela acima. Para os gabiões considerou-se: peso volúmico $p = 22 \text{ kN/m}^3$, porosidade $n = 0,3$, ângulo de resistência ao corte $\phi' = 40^\circ$ e coesão $c' = 80 \text{ kPa}$. A superfície de escorregamento a que corresponde o menor coeficiente de segurança global ($FS_g \approx 1,5$) está representada na figura seguinte.

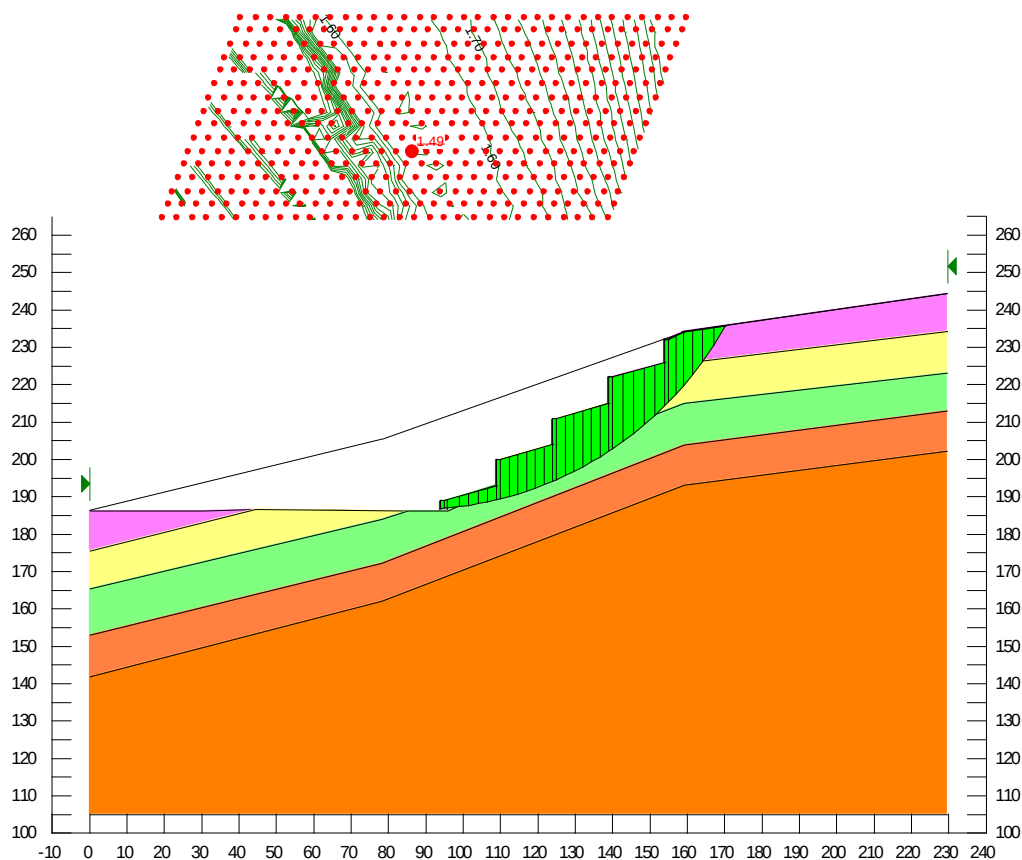


Figura 7 - Geometria final do talude de escavação (perfil J-J'). Potencial superfície de escorregamento mais desfavorável.

Sobre a mesma geometria de referência e com base nos mesmos pressupostos foi avaliada a estabilidade do talude na condição de estarem realizados os dois muros superiores e de ter sido completamente realizada a escavação para a construção do terceiro muro de contenção, contado a partir da crista do talude. O resultado está traduzido com a figura seguinte.

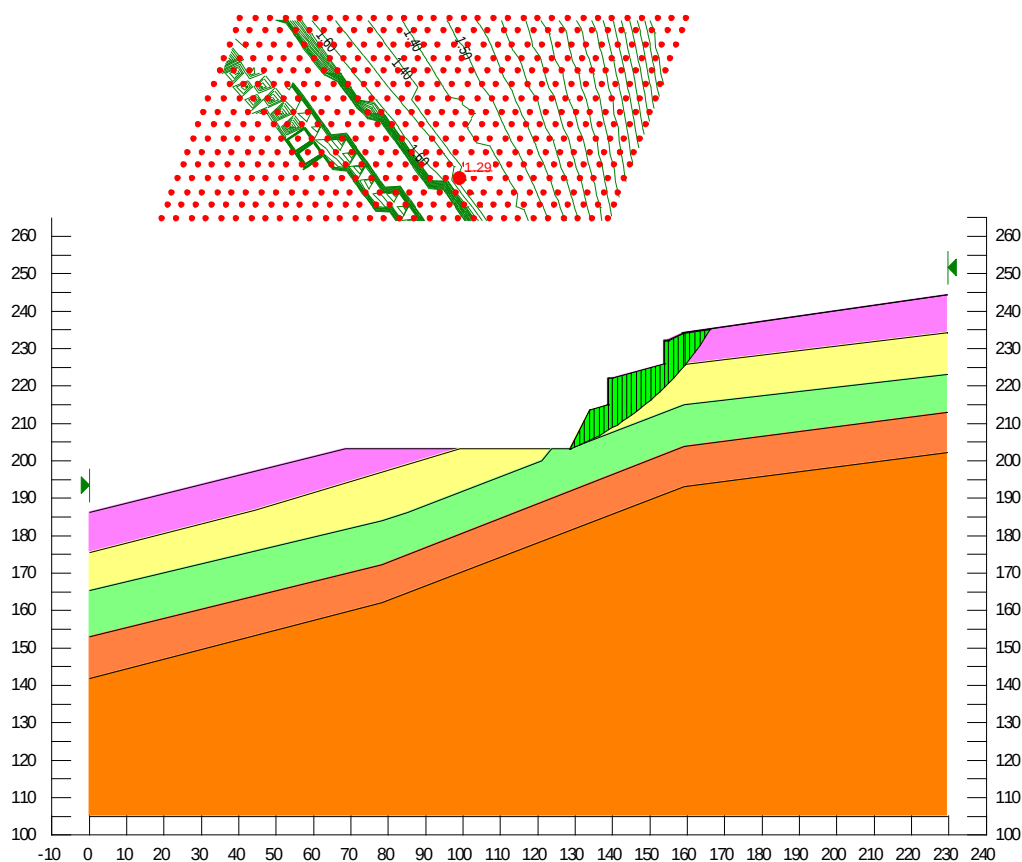


Figura 8 – Escavação para construção do terceiro muro de contenção. Potencial superfície de escorregamento mais desfavorável.

O coeficiente de segurança global associado à potencial superfície de escorregamento é $FS_{g} \approx 1,3$. Este valor é consentâneo com a condição temporária desta geometria, pois que estará instalada apenas durante a construção do muro no terceiro nível, a contar da crista do talude. Acresce dizer que efectivamente a condição de segurança é um pouco superior à que é retratada através deste coeficiente de segurança pois, como se referir acima acerca do procedimento construtivo, a dimensão da frente de construção será restringida de maneira a não expor excessivamente o talude às intempéries durante a fase de construção de cada muro.

As redes dos gabiões e diafragmas serão de arame de malha hexagonal de dupla torção do tipo 8×10 . Para protecção contra a corrosão, dadas as características marítimas do ambiente, considera-se que antes da fabricação da rede, o arame passe por um processo de revestimento com uma camada contínua de PVC de espessura de 0,40 a 0,60mm.

O material de enchimento dos Gabiões (pedra) será material rochoso de boa qualidade, são, compacto, duro e inatacável pela acção dos agentes atmosféricos e sem fragmentos lamelares. As suas dimensões, obtidas por um qualquer processo de crivagem, estarão compreendidas

entre 10 e 20 cm. No entanto, é tolerável material de maiores dimensões, até 30 cm, desde que o seu volume não ultrapasse 10% do volume total do gabião a preencher.

Para muro com 8 m de altura e 4,5 m de base calcula-se:

Peso do muro: 440 kN/m

Impulso activo horizontal: 388 kN/m

Impulso activo vertical: 368 kN/m

Ponto de aplicação do impulso (medido a partir do vértice inferior esquerdo):

$X=3,20$ m; $y=3,00$ m

Coefficiente de segurança ao deslizamento: 1,5

Coefficiente de segurança ao derrubamento: (-44,5)

Pressão na fundação: $P_{\text{máx}}=116$ kN/m².m; $P_{\text{min}}=27$ kN/m².m

Para a avaliação da segurança relativamente à rotura da fundação foi utilizada a equação geral da capacidade de carga e coeficiente de segurança global $FS_g = 3$. Os resultados obtidos são os seguintes:

A – na rotura

a) Efeito de profundidade do plano de fundação: 280 kN/m²

b) Efeito do peso próprio do terreno de fundação: 646 kN/m²

c) Efeito da coesão: 678 kN/m²

B – valores admissíveis:

a) Contribuição de $[a + b + c]$: 544 kN/m²

b) Contribuição de $[b + c]$: 451 kN/m²

c) Contribuição de $[b]$: 215 kN/m²

Que comparam com o valor máximo da pressão sobre a fundação.

Os drenos interiores serão construídos com recurso a material de enrocamento. Os fenómenos de erosão interna serão controlados com recurso a geotêxtil. Os dispositivos de drenagem superficiais serão realizados em betão, sob a forma de caleira meia cana.

O tipo e posicionamento de vegetação a aplicar ao longo de cada uma das plataformas a criar terá por base a flora local, sendo definida no projecto de arranjos exteriores. Contudo, no que diz respeito aos benefícios desejados com a respectiva aplicação, os mesmos serão identificados na componente geotécnica do projecto.

5.2. Restantes contenções

As restantes estruturas de contenção com carácter permanente, não referidas em 5.1 (Muros M10 a M22), apresentam diferentes desenvolvimentos em planta e alturas máximas variáveis, estando também localizadas e identificadas no projeto de arranjos exteriores.

Os designados “muros” M10 a M17 encontram-se integrados nas estruturas do edifício hospitalar sendo assim de betão armado. Incluem-se nos desenhos de dimensionamento das estruturas do edifício. Por razões de integração estética os muros M18 a M21 são também em gabiões. Excetua-se o designado muro M22 que se considerou como muro em consola de betão armado, em L, constituído por uma sapata de fundação que encastra a parede vertical de espessura variável entre a ligação à sapata e o coroamento. A sapata localiza-se do lado oposto ao da escavação necessária à execução do muro, a qual se situa muito próxima de um arruamento existente. Medidas de proteção desse talude provisório de escavação e um adequado faseamento longitudinal da sua execução poderão ter de ser considerados em conjugação com uma ocupação temporária de uma das vias do arruamento existente.

De facto estes condicionamentos não são compatíveis com a concepção de um muro em gabiões, tipo gravidade, de maiores dimensões. No entanto, por decisão da equipa paisagista, a face aparente deste muro será “forrada” a pedra visando uma aparência similar à dos muros de gabiões.

A sapata deste muro apresenta altura constante por zonas, com degraus ao longo do seu desenvolvimento, de modo a acompanhar o terreno reposto, procurando limitar ao máximo as alturas de escavação, dentro dos condicionamentos geotécnicos existentes.

Em todas as superfícies enterradas dos muros de betão armado será aplicada uma pintura impermeabilizante betuminosa.

A caracterização geométrica completa destes muros está apresentada em planta e cortes nas peças desenhadas do projeto de execução em conformidade com o projecto de arranjos exteriores.

5.3. Plano de Instrumentação e Observação

5.3.1. Estruturas de Contenção

Tendo presente as condições geológicas previstas das contenções em estudo, considera-se necessária a implementação na obra de um plano de instrumentação e observação, de modo a garantir a realização dos trabalhos e sua manutenção em condições de segurança, assim como a análise em tempo útil do comportamento do maciço de solo interessado e das estruturas

vizinhas, que possibilite uma eventual adaptação/alteração do projeto de modo a contemplarem-se as reais condições encontradas. Deste modo, a análise referida deverá efetuar-se durante a execução da obra, pelo que, o empreiteiro adjudicatário da mesma terá também que assegurar a realização durante todo esse período, das leituras dos instrumentos instalados e o seu processamento em tempo útil, de modo a conseguir-se uma análise dos resultados obtidos que antecipe as medidas de intervenção.

A metodologia adotada no desenvolvimento deste estudo segue os princípios correntes aplicados neste tipo de intervenção. Assim, a filosofia do Plano de Instrumentação e Observação inclui o controlo proactivo e sistemático dos trabalhos através de um plano de monitorização dos parâmetros que influenciam o desenvolvimento da obra, com o fim de verificar as hipóteses de projeto e, onde necessário, adaptá-lo de forma a garantir, sem subestimar a segurança, a gestão dos imprevistos gerados no contexto geológico-geotécnico em que a obra se insere.

O plano de Instrumentação e Observação proposto é definido a partir da análise dos principais condicionamentos que se considera que, com maior probabilidade, poderão vir a afetar a intervenção. A avaliação destes condicionamentos permitiu a quantificação dos principais riscos associados à execução dos trabalhos.

No âmbito do plano de Instrumentação e Observação é considerada o fornecimento, instalação e desmontagem final dos seguintes aparelhos:

- Alvos Topográficos, na face dos muros de suporte de terras;
- Marcas Topográficas, no coroamento dos muros de suporte;
- Tubos de inclinómetro na encosta acima dos muros de suporte.

Para medição de deslocamentos, nas três direcções, preconiza-se a colocação de Alvos Topográficos na face dos muros de suporte de terras. Cada alvo será colocado a 2/3 da altura do alçado onde se situa.

A instalação de Marcas Topográficas no topo dos muros de suporte de terras, tem como objectivo quantificar os assentamentos superficiais que ocorram ao longo do perfil de escavação.

Da mesma forma, a instalação de Tubos de Inclinómetro permite a aferição/conjugação de resultados com as marcas e os alvos topográficos, de modo a se obter com maior rigor o campo de deformações realmente instalado na contenção. Apesar de a maior parte destes

dispositivos ficar instalada fora do limite da parcela de terreno destinada ao complexo hospitalar, deve salientar-se que os deslocamentos que eles registarão estarão completamente dependentes dos trabalhos de escavação, pelo que permitem leitura conciliada com os deslocamentos que se observem nos muros de suporte de terras, razão que leva a considerá-los como integrando este capítulo, dedicado às estruturas de contenção.

Os tubos de inclinómetro e os alvos topográficos a considerar para as edificações deverão ser instalados e efetuada a respetiva leitura de referência antes do início dos trabalhos e a frequência de leituras poderá ser ajustada no decorrer da obra, em função dos resultados obtidos, não se prevendo à partida uma periodicidade de leituras inferior a uma semana.

As marcas e alvos topográficos a situar nos muros de suporte de terras deverão ser instalados imediatamente após a conclusão do alinhamento de muro onde cada um deles está previsto. Imediatamente após a respetiva instalação deverá ser realizada correspondente leitura de referência.

Perante possibilidade de ocorrerem deslocamentos não expectáveis, admite-se que durante a realização dos trabalhos sejam instalados tubos de inclinómetro, em locais já intervencionados no âmbito dos trabalhos de reperfilamento da encosta.

Os resultados serão tratados e apresentados graficamente de forma a serem analisados por uma equipa técnica da fiscalização.

Preconiza-se que, após uma leitura de referência, o conjunto dos instrumentos instalados sejam lidos, semanalmente durante a fase de execução da obra. Cada leitura deverá ser acompanhada de relatório, suportado por peças desenhadas, onde fique evidente a actividade de reperfilamento que teve lugar desde a campanha de leitura imediatamente anterior.

A frequência indicada para as leituras poderá sofrer ajustamentos em função dos valores entretanto obtidos, nomeadamente em situações que mereçam maior acompanhamento e suscitem dúvidas relativamente ao comportamento esperado.

5.3.2. Maciço envolvente e construções vizinhas

A análise da planta topográfica e de fotografias do local de implantação do edifício do Hospital, acessibilidades e muros de contenção, bem como as visitas efetuadas ao local, permite constatar que em determinadas zonas junto e ao longo do limite de intervenção (limite de propriedade do futuro complexo Hospitalar) existem construções, as quais se situam próximas ou mesmo na presumível área onde é expectável se verifiquem no maciço deformações induzidas pelas escavações a realizar. Na Figura 9 mostra-se a parcela de terreno afecta a

esta unidade hospitalar. Na Figura 10 está representada a área a edificar e também a posição das estruturas de suporte.



Figura 9 – Parcela de terreno afecta ao complexo hospitalar.

A observação da figura 9 mostra que a parcela de terreno onde será edificado o complexo hospitalar está quase completamente rodeada por edificações. Contudo, conjugando a observação desta com a figura 10 conclui-se que as edificações mais susceptíveis de serem afectadas pelos trabalhos de reperfilamento da encosta são as que se localizam nos quadrantes Sudeste e Noroeste.

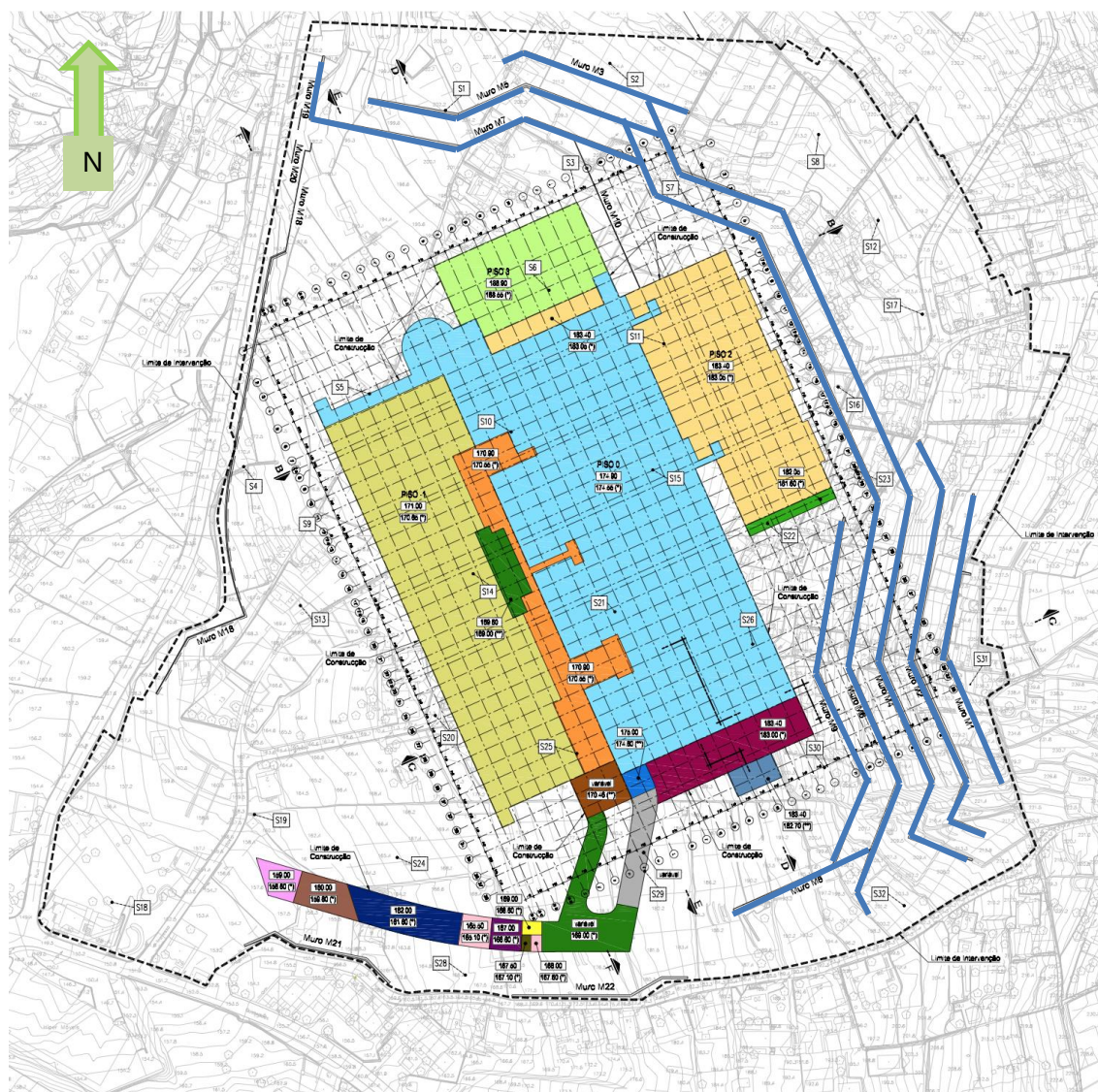


Figura 10 – Localização dos muros de suporte de terras.

A partir desta avaliação e tendo também em conta a proximidade de outras edificações em relação à zona de trabalhos identificam-se as três zonas (A, B e C) onde se situam edificações a observar.



Figura 11 – Zonas de edificações a observar.

Em resultado desta análise conclui-se pela necessidade de instalar os dispositivos de observação como definido na figura 12. No que concerne aos tubos de inclinómetro, os mesmos serão levados até 50 m de profundidade, medida desde a respectiva cota de localização.

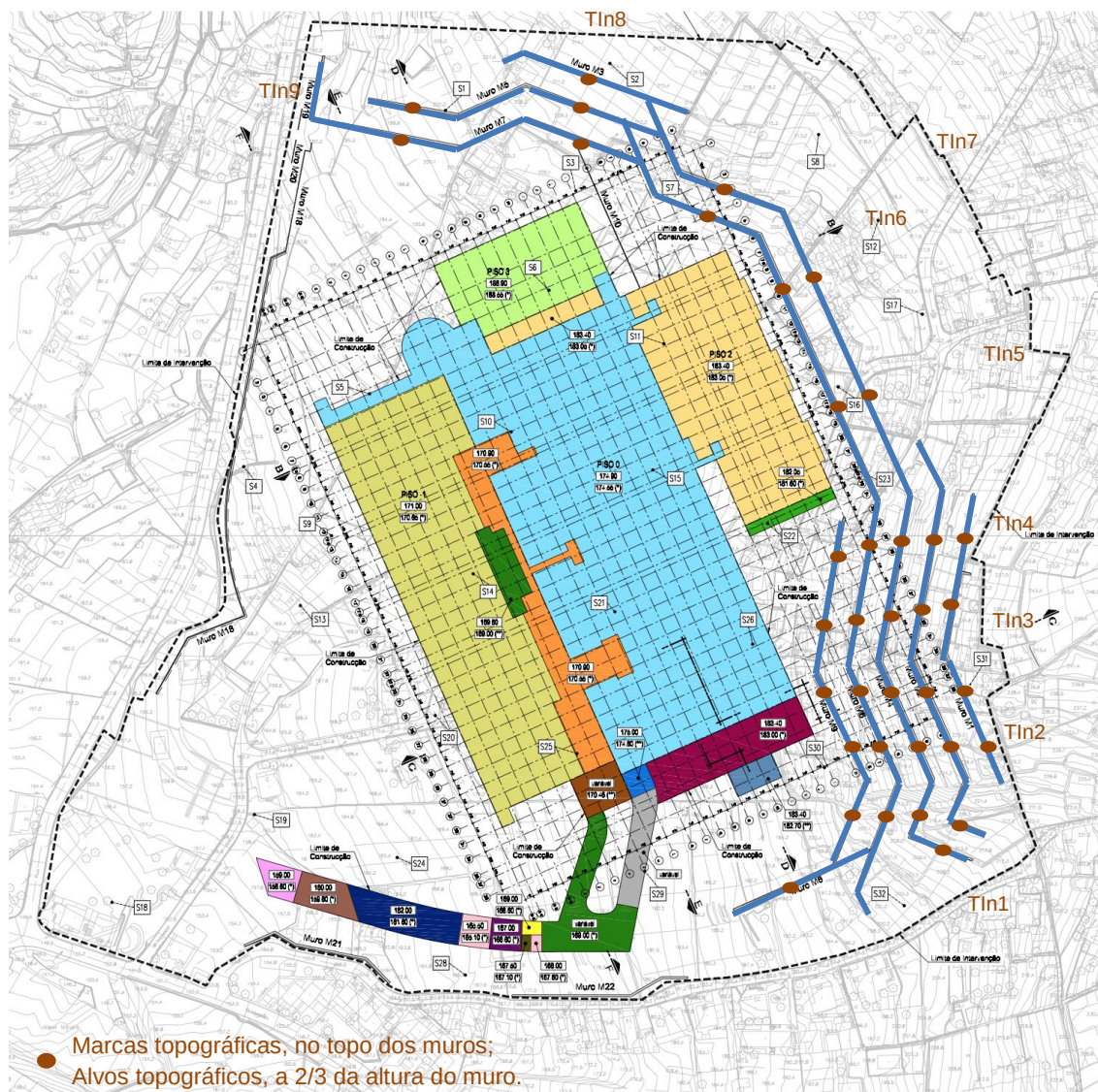


Figura 12 – Localização de tubos de inclinómetro (TInX) e marcas topográficas.

Dada a natureza e características dos materiais escavados, a profundidade das escavações e a sua distância às edificações vizinhas, considera-se que os assentamentos induzidos na sua vizinhança devem ser controlados. Nesse sentido estão previstos trabalhos de instrumentação e observação quer das construções quer das construções anexas referidas no decorrer da obra. Neste contexto, o empreiteiro adjudicatário da obra realizará vistorias a essas construções, antes do início das obras, mensalmente durante a sua realização e no respectivo final.

De cada uma destas vistorias, será elaborado pelo empreiteiro adjudicatário da obra, um relatório para cada construção existente em cada uma das áreas definidas na figura 11, registando em forma descritiva e fotográfica todas as particularidades observadas, dando especial ênfase àquelas que dizem respeito a patologias existentes e à estabilidade destas estruturas e segurança dos seus ocupantes.

Será implementado pelo empreiteiro adjudicatário da obra, o Plano de Instrumentação e Observação previsto no projecto e um programa de instrumentação e controlo destas estruturas edificadas.

Com a parte do Programa de Instrumentação específico das estruturas edificadas na vizinhança da área da obra pretende-se controlar:

- Deformações superficiais, quer das fachadas dessas construções, quer do terreno na sua vizinhança;
- Verticalidade das fachadas das construções;
- Evolução de eventuais fissuras existentes.

Para a observação destas grandezas, prevê-se a instalação dos seguintes dispositivos de observação em cada um dos alçados de cada uma das edificações:

- Marcas topográficas para controlo de possíveis assentamentos superficiais;
- Réguas em alçados das construções para nivelamento topográfico de precisão;
- Alvos refletores, na prumada das réguas de nivelamento, para controlo da verticalidade dos alçados dos edifícios;
- Fissurómetros para controlo da variação na largura de eventuais fendas existentes.

Propõe-se nesta fase uma frequência semanal de leituras da instrumentação referida, passando a quinzenal a observação dos equipamentos que mostram tendência para estabilização.

5.3.3.Trabalhos gerais

Na execução de todas as actividades susceptíveis de produzir vibrações, devem ser respeitados os limites impostos pela norma portuguesa NP 2074 (1983), se outros não forem explicitamente indicados.

As presentes especificações não ilibam o Adjudicatário da total responsabilidade pela segurança dos trabalhos.

Os prejuízos e danos pessoais e materiais causados por acidente devido à falta de medidas de segurança serão da responsabilidade exclusiva do Adjudicatário, salvo se, por determinação da Fiscalização, as medidas por ele propostas não forem adoptadas.

O Adjudicatário poderá sugerir, sob a sua responsabilidade e custo, a instalação de outros dispositivos de observação, do mesmo tipo ou diferentes dos que estão previstos.

A aprovação da Fiscalização às propostas apresentadas pelo Adjudicatário não poderá ser evocada por este para reduzir a sua responsabilidade pelos prejuízos ou danos pessoais ou materiais.

6. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVAS PARA O EDIFÍCIO

6.1. Condicionantes Várias

Como principais condicionamentos para a escolha de soluções estruturais e desenvolvimento do projeto de execução consideraram-se:

- Adequação ao proposto pela arquitetura e ao funcionamento de um Hospital com as características do presente;
- Dimensões, configuração e conceção plani-altimétrica da arquitetura do edifício;
- Localização de juntas de dilatação que satisfaçam os condicionamentos de exploração associados ao tipo de edifício em causa;
- Necessidade de realizar um volume de escavação apreciável;
- Necessidade de incrementar a segurança face à ação sísmica dado tratar-se de um Hospital;
- Consideração das ações específicas associadas à existência de um heliporto localizado acima de coberturas do edifício;
- Utilização de processos construtivos adaptados ao tipo de construção e aos diferentes elementos estruturais.

6.2. Descrição Geral da Superestrutura do Edifício

Na conceção estrutural adotada para este complexo Hospitalar pretendeu-se obter, em termos globais, estruturas resistentes que satisfazendo inteiramente os requisitos associados à solução arquitetónica e cumprindo a sua função estrutural com total segurança, permita uma construção utilizando processos construtivos simples e eficientes, procurando tornar possível uma otimização do prazo global de construção.

Pese embora localizado na zona sísmica 1.6, a de menor sismicidade de acordo com o EC8, mas tratando-se de um Edifício Hospitalar e atendendo a que, para além de resistirem ao colapso, as suas estruturas deverão permitir assegurar a operacionalidade do edifício mesmo para situações extremas como a ocorrência de sismos, as exigências de desempenho estrutural são superiores às normalmente consideradas no projeto de outros tipos de edifícios.

Em termos de conceção geral e dentro dos condicionamentos decorrentes das soluções arquitetónicas pretendidas, foram adotados os seguintes princípios base:

- Simplicidade estrutural, quer no plano quer em elevação;
- Adoção tanto quanto possível de uma distribuição de massas e rigidez pouco variável em altura, evitando-se variações bruscas;
- Distribuição tanto quanto possível de elementos estruturais resistentes verticais segundo uma malha ortogonal e regular;
- Resistência e rigidez à torção;
- Adoção de soluções para os pisos para que possam desempenhar função de ligação e transmissão das forças sísmicas aos pilares e paredes resistentes;
- Adoção de juntas estruturais entre edifícios contíguos e independentes por forma acomodar os deslocamentos relativos e evitar o choque entre os vários elementos estruturais.

Prevê-se também, visando obter um comportamento mais dúctil das estruturas, a utilização de armaduras específicas de punçoamento nas lajes, bem como a colocação de armaduras inferiores atravessando cada pilar, as quais são dimensionadas para possuir resistência suficiente para suspender a totalidade do pano suspenso de laje após a rotura por punçoamento, evitando assim que sejam atingidas situações de colapsos frágeis ou a formação de mecanismos de colapso progressivo.

Neste contexto consideraram-se estruturas de betão armado moldado “in-situ” em regra com lajes fungiformes maciças apoiadas em pilares, com uma modelação tipo de vãos de acordo com a arquitetura e o mais regular possível. Em geral a malha estrutural é de 7.5m x 7.5m e 7.5m x 7.8m, conforme desenhos de projeto.

Devido às grandes dimensões de todo o edifício e ao diferente comportamento estrutural das suas diversas zonas com diferentes alturas, sem prejuízo da sua resistência sísmica e de forma a minimizar os efeitos associados à retração do betão e às variações de temperatura regulamentares em condições de serviço, considerou-se uma adequada distribuição de juntas de dilatação, que se apresenta em plantas em peças desenhadas. Obtêm-se assim, para as estruturas do Hospital um conjunto de “corpos/blocos” estruturais com funcionamento independente, apresentando cada um desses “corpos” um comportamento de estrutura reticulada tridimensional, em geral, do tipo sistema misto equivalente a sistema porticado ou do tipo sistema misto equivalente a paredes. Em cada junta ocorre duplicação de pilares e de

vigas de bordadura de apoio das lajes. Na definição da localização das juntas de dilatação evitou-se que estas atravessem áreas onde é exigido ambiente estéril.

Na Figura 13 apresenta-se em planta esquemática a distribuição e nomenclatura adoptada para cada um dos “corpos/blocos” estruturais considerados.

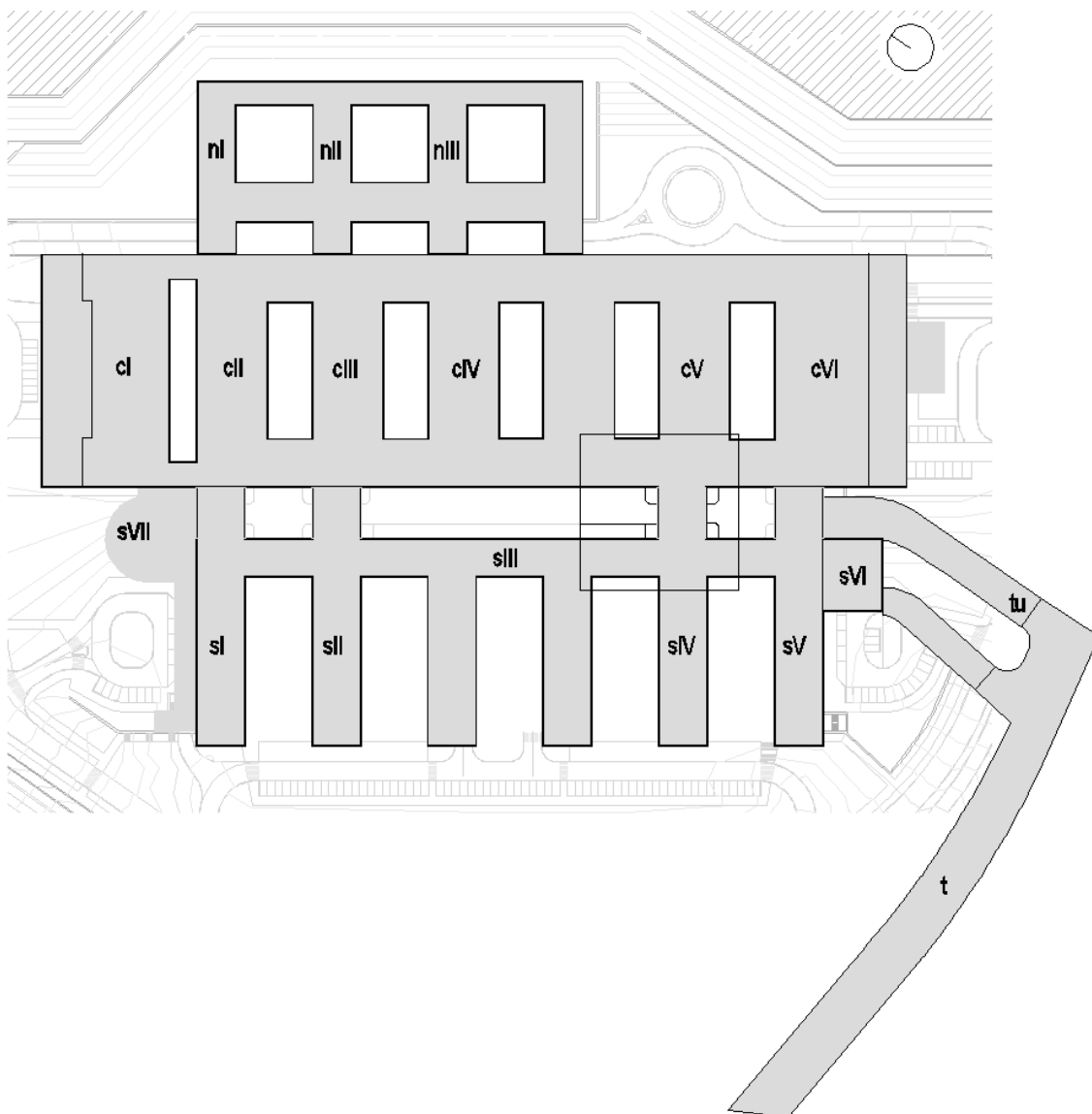


Figura 13 – Distribuição e nomenclatura adoptada para cada um dos “corpos/blocos” estruturais.
Planta esquemática

Em cada “corpo” estrutural, os elementos estruturais resistentes em betão armado são moldados em obra e compreendem essencialmente:

- Pilares retangulares ou quadrados, distribuídos preferencialmente segundo a malha ortogonal definida no Projeto de Arquitetura e paredes estruturais quer envolvendo os núcleos de acessos verticais quer onde necessários nas caves com função de suporte de terras;
- Lajes fungiformes estruturando os pavimentos horizontais ao nível dos pisos, compreendendo bandas maciças de espessura total constante, em geral de 0.40m ou 0.45m e pontualmente de 0.50m, dispostas em duas direções ortogonais nos alinhamentos entre pilares, sendo a zona central de cada painel de laje na zona do vão de menor espessura, em geral com 0.20m ou 0.22m e pontualmente de 0.25m. Estas bandas contribuem de forma significativa para o sistema resistente às forças horizontais devidas ao vento e aos sismos. Localmente e em zonas especiais com cargas superiores às correntes no restante edifício prevê-se a adoção de uma maior espessura de laje;
- As escadas são em geral maciças em betão armado com 20cm de espessura nos patins e 15 cm de espessura nos lanços, fixas nas próprias paredes que as enquadram.

As lajes são apoiadas nos pilares e paredes estruturais interiores bem como em vigas de bordadura dispostas segundo os alinhamentos exteriores de cada corpo estrutural. Estas vigas possuem uma geometria acertada com a solução arquitetónica preconizada para as várias fachadas.

Nas zonas de existência de aberturas de maiores dimensões em lajes, são consideradas zonas maciças e/ou vigas por forma a dotá-las das necessárias condições de resistência e rigidez. As pequenas aberturas foram em geral incluídas fora destas zonas maciças e/ou vigas.

Para os pilares extremos a ligação à laje é realizada com uma viga de bordadura, o que em geral transforma o problema de verificação ao punçoamento numa verificação ao esforço transversal naquelas vigas.

A adoção sempre que possível deste tipo de solução estrutural e construtiva para as lajes, reduz relativamente a uma solução de laje vigada, a possibilidade de ocorrência de eventuais incompatibilidades entre elementos estruturais e componentes das redes técnicas instaladas ao nível da face inferior das lajes.

Por outro lado o facto de se ter optado por lajes maciças para os pisos em detrimento de soluções aligeiradas, está também relacionado com o facto de se estar perante um Edifício Hospitalar, em que se pretende maximizar o grau de pureza do ar. Na verdade, as lajes

aligeiradas apresentam pior comportamento em termos de acumulação de gases e impurezas, sendo este ar de difícil renovação. A fixação de serviços fica também facilitada.

As lajes aligeiradas com blocos de aligeiramento apresentam o mesmo problema caso não sejam adequadamente rebocadas na sua face inferior, solução que não se afigura de adoptar quando se preveem tetos falsos como no caso presente.

O tipo de solução e as espessuras adotadas para as lajes constituem também uma boa solução de base de um ponto de vista das exigências de comportamento acústico.

As caves enterradas do edifício são realizadas ao abrigo de paredes/muros periféricos executados a céu aberto, por processos tradicionais.

A rigidez horizontal necessária à transmissão aos pilares e paredes resistentes das forças horizontais devidas ao vento, aos impulsos de terras e aos sismos é assegurada, ao nível de cada piso, pelas lajes desses pisos.

Especial atenção é também dada à verificação da segurança dos elementos estruturais em relação à ação do fogo.

As soluções estruturais encontradas quer para os “corpos” principais do edifício bem como para as estruturas de suporte estão compatibilizadas com a Arquitetura.

Em termos de uma eventual expansão futura do edifício hospitalar, tal situação é considerada pela Arquitetura em zona lateral ao edifício, não influenciando portanto o actual projeto de estruturas.

Refira-se como nota final que a existência de estruturas metálicas ligeiras está de acordo com o projeto de arquitetura e limitado às estruturas de cobertura dos ductos e às escadas de acesso das coberturas ao heliporto.

6.3. Fundações e Pavimentos Téreos

Com base na fundamentação constante no Estudo Geológico-Geotécnico decorrente de campanha de prospeção específica a que já foi feita referência, adotam-se para o edifício fundações do tipo direto, embora com o recurso a medidas que permitam minimizar os efeitos associados às características geotécnicas do local.

A primeira medida preconizada visa a criação duma base de apoio dos elementos de fundação das estruturas, com características de homogeneidade, na interface dos elementos estruturais de fundação e o maciço natural. Para tal, o maciço deverá ser objeto duma sobre escavação, a

qual posteriormente deverá ser preenchida com materiais selecionados e devidamente compactados. Será, assim, criada uma maior homogeneidade de apoio dos elementos de fundação e, simultaneamente, uma menor solicitação ao nível da superfície de escavação do maciço, com efeitos benéficos em termos de comportamento mecânico diferencial ao longo da superfície escavada.

A outra medida a adotar diz respeito à conceção estrutural das fundações, designadamente à adoção generalizada de sapatas corridas com travamentos na direção transversal com recurso a vigas de fundação e, nos corpos estruturais com menor número de pisos, de sapatas interligadas entre si por uma malha de vigas de fundação ortogonais dispostas segundo os alinhamentos dos pilares.

A execução dos elementos anteriormente referidos, na interface entre o maciço natural e os elementos estruturais de fundação, deverá ser realizada de acordo com as prescrições constantes do Estudo Geológico-Geotécnico.

Refere-se também que se considera ser de adotar como critério, que as fundações sejam dimensionadas para que os assentamentos teóricos expectáveis não excedam 5mm entre pilares adjacentes, por forma a assegurar um bom comportamento em serviço não só dos elementos estruturais em geral, mas também de elementos não estruturais, designadamente das paredes de alvenaria.

No que se refere a pavimentos térreos, a existência de uma camada de solos superficiais de natureza argilo-siltosa e a morfologia do local não são favoráveis às infiltrações e ao estabelecimento de níveis aquíferos às cotas de implantação das caves, pelo que se optou pela solução que se apresenta em peças desenhadas. A solução consiste numa laje de betão com 0.15m de espessura assente numa camada de brita com 0.20m de espessura média, envolvida em geotêxtil, colocada sobre os materiais selecionados e devidamente compactados referidos para a camada de interface entre os elementos estruturais de fundação e o maciço.

6.4. Processos Construtivos

Em termos de processos construtivos, não se anteveem em geral dificuldades especiais para as estruturas do edifício, sendo de adotar métodos correntes para situações estruturais análogas.

Os processos construtivos a adotar para a base das fundações do edifício estão definidos no Estudo Geológico-Geotécnico bem como nas peças desenhadas.

7. CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO

7.1. Segurança estrutural: Regulamentação

O desenvolvimento do projeto de estruturas e fundações é efetuado tendo em consideração os seguintes objetivos gerais:

- Segurança estrutural;
- Durabilidade;
- Simplicidade construtiva.

As estruturas são dimensionadas com base nos princípios básicos de verificação da segurança aceites internacionalmente. A filosofia geral de dimensionamento é assim baseada na verificação da segurança relativamente a estados limites últimos e de utilização.

Na análise e dimensionamento das estruturas adotam-se os critérios de verificação de segurança aos Estados Limites Últimos e de Utilização preconizados na regulamentação portuguesa de estruturas, nomeadamente:

- RSA – Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes, 1983;
- REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, 1983;
- REA – Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios, 1986;
- Regulamento de Segurança contra Incêndio em Edifícios de tipo Hospitalar, 2000;
- EN 206-1 – Betão Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade

São também considerados em termos de projeto, como referência e em especial em casos omissos na regulamentação Portuguesa, os requisitos e especificações referentes à definição de ações, Regulamentação, Recomendações e Normas a seguir indicadas, nomeadamente:

- EN 1990 – Bases para o projeto de estruturas;
- EN 1991-1-1 – Ações em estruturas – Pesos volúnicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios;
- EN 1991-1-4 – Ações em estruturas – Ações do vento;
- EN 1991-1-5 – Ações em estruturas – Ações térmicas;

- EN 1992-1-1 – Projeto de estruturas de betão – Regras gerais e regras para edifícios;
- EN 1992-1-2 – Projeto de estruturas de betão – Verificação da resistência ao fogo;
- EN 1993-1-1 – Projeto de estruturas de aço – Regras gerais e regras para edifícios;
- EN 1993-1-5 – Projeto de estruturas de aço – Elementos estruturais constituídos por placas;
- EN 1993-1-8 – Projeto de estruturas de aço – Projeto de ligações;
- EN 1997-1-1 – Projeto geotécnico – Regras gerais;
- EN 1998-1-1 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.
- Verificação da Segurança de estruturas em betão armado e pré-esforçado em relação à ação do fogo. Recomendações LNEC. 1990;
- Segurança contra incêndio. Resistência ao Fogo de Elementos de Construção – Métodos de ensaio e critérios de classificação. Especificação LNEC E364;
- Especificação LNEC E 464;
- Especificação LNEC E 465;
- Recomendações e Especificações Técnicas do Edifício Hospitalar, 2011;
- Especificações Técnicas para o Comportamento Sismo-Resistente de Edifícios Hospitalares;
- BS 6472: 1992 - Guide to Evaluation of human exposure to vibration in buildings (1 Hz to 80 Hz).

No que se refere aos Eurocódigos, consideram-se os respetivos anexos nacionais.

A estrutura do Heliporto segue as normas preconizadas pelo INAC e pela ICAO, tal como previsto pelo Decreto-Lei n.º 186/2007 de 10 de Maio. No dimensionamento das estruturas sobre as quais se fazem sentir mais diretamente os efeitos associados às ações específicas do helicóptero, consideram-se os seguintes regulamentos, recomendações e normas:

- CIA 08/90 – Critérios básicos para a aprovação e certificação de heliportos. Aprovação do projeto;
- CIA 10/03 – Limitações de altura e balizagem de obstáculos artificiais à navegação aérea.

- A ICAO regula o dimensionamento de heliportos com base nos seguintes documentos.
- ICAO – Anexo 14 – Volume II – *Heliports* (Anexo 14)
- ICAO – *Heliport Manual*
- ICAO – Anexo 6 – Parte III – *Internacional Operations – Helicopters*;
- ICAO – Anexo 14 – Volume I – *Aerodrome Design and Operations*

7.1.1.Estados Limites Últimos

A segurança em relação aos estados limites últimos é feita, em geral, em termos de esforços, com base na condição:

$$S_d \leq R_d$$

em que S_d e R_d designam respetivamente os valores de dimensionamento do esforço atuante e do esforço resistente.

Consideraram-se as seguintes combinações fundamentais:

i) Em geral:

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{oj} S_{Qjk} \right]$$

em que:

S_{Gik} - esforços resultantes de ações permanentes consideradas com os seus valores característicos;

S_{Q1k} - esforço resultante da “ação variável base” tomada com o seu valor característico;

S_{Qjk} - esforços resultantes das restantes ações variáveis tomadas com os seus valores característicos.

Os coeficientes de segurança γ_{gi} e γ_q , respetivamente, para ações permanentes e variáveis são as seguintes:

- peso próprio da estrutura $\gamma_g = 1.35$ ou 1.0 (conforme mais desfavorável)
- restantes cargas permanentes $\gamma_g = 1.5$ ou 1.0
- ações variáveis $\gamma_g = 1.5$ ou 0.0

Os coeficientes de redução ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 são definidos de acordo com o R.S.A e o especificado pelo Dono da Obra.

ii) No caso de ação variável base ser a ação sísmica, cujos valores de dimensionamento dos esforços são designados por S_{Ed} , tem-se:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + S_{Ed} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} S_{Qjk}$$

onde ψ_{2j} são os coeficientes associados aos valores quase permanentes das restantes ações variáveis ($\psi_{2j} \times S_{Qjk}$).

7.1.2. Estados Limites de Utilização

Em relação aos estados limites de utilização para estruturas em betão armado, consideram-se os seguintes estados:

- Estado limite de fendilhação;
- Estado limite de deformação;
- Estado de limitação de danos;
- Controlo das vibrações na estrutura transmitidas ao heliporto pelo helicóptero.

Os efeitos da retração do betão apenas são considerados quando desfavoráveis para cada secção em causa.

- **Estado Limite de Fendilhação**

De acordo com o preconizado no EC2, a verificação deste estado limite (Art. 7.3.3º EC2) pode ser efetuada de forma indireta limitando o espaçamento dos varões (Art. 7.3.3º(2) EC2) em função da largura máxima de fendas e da tensão na armadura no instante após a fendilhação. Considerando um valor limite recomendado de 0.3mm para a largura máxima de fendas para uma combinação quase permanente de ações e para as classes de exposição consideradas (Art. 7.3.1º(5) EC2) e admitindo, simplificadamente, uma tensão nas armaduras no instante após a fendilhação de 290MPa ($f_{syd}/1.5$), obtém-se um espaçamento máximo dos varões de 13.5cm (Art. 7.3.3º(2) EC2). Na pormenorização das armaduras a efetuar, considera-se em geral e como referência que o espaçamento das armaduras é inferior a este limite.

- **Estado Limite de Deformação**

Na verificação da segurança em relação ao estado limite de deformação é adotado o disposto no artigo 7.4 do EC2.

O cálculo explícito das flechas é dispensado nos casos em que os elementos estruturais de betão armado verificam os valores básicos da relação vão/altura úteis constantes do Quadro

7.4N do EC2. Contudo, de acordo com a Nota 1 que se segue ao referido quadro, os limites apresentados são conservativos sendo possível utilizar elementos mais esbeltos.

Nos casos em que o cálculo das flechas não pode ser dispensado, determinam-se as flechas máximas para as ações quase permanentes a longo prazo, considerando um coeficiente de fluência de 2.5 para as cargas permanentes e parcela quase permanente das sobrecargas. Nas situações em que as flechas são suscetíveis de danificar elementos adjacentes à estrutura considera-se o limite $v_{\text{lim}}/500$ (EC2 – 7.4.1^o(5)) e nas restantes situações considera-se o limite $v_{\text{lim}}/250$ (EC2 – 7.4.1^o(4)).

Poderão ser consideradas para situações específicas, contra-flechas que possam ter que ser adotadas para verificação deste estado limite. O valor da contra-flecha a considerar será limitado ao regulamentar de $v_{\text{lim}}/250$ (EC2 – 7.4.1^o(4)).

- **Estado de Limitação de Danos**

Pressupondo haver elementos não estruturais frágeis fixos à estrutura, o deslocamento relativo entre pisos é limitado a $H/200$ (EC8 – 4.4.3^o) para o "sismo de serviço".

- **Controlo das vibrações na estrutura transmitidas ao heliporto pelo helicóptero**

O controlo das vibrações transmitidas à estrutura de betão armado decorrente das operações de aterragem e descolagem do helicóptero no heliporto é efetuado nas seguintes perspetivas:

- Estrutural, que visa o controlo dos estados limites de deformação e fendilhação nos elementos estruturais de betão armado;
- Fisiológico, que visa a limitação do desconforto aos ocupantes do edifício, associados à sua perceção das vibrações;
- Manutenção do funcionamento de equipamentos sensíveis (que pode conduzir à necessidade de os isolar na sua base).

Com base nas análises efetuadas nos modelos cálculo apresentados, refere-se o seguinte:

- A primeira frequência de vibração vertical da estrutura do heliporto é inferior a 4Hz, limite superior para a verificação de fenómenos de ressonância da rotação das pás do rotor com a estrutura;
- Aplicando na estrutura uma carga sinusoidal com a frequência e massa equivalentes às introduzidas na estrutura pelo helicóptero, verifica-se que as velocidades e

acelerações medidas na estrutura contígua (respetivamente $7 \times 10^{-5} \text{m/s}$ e $1 \times 10^{-3} \text{m/s}^2$) são inferiores ao admissível num hospital, de acordo com a referência “BS 6472: 1992 - Guide to Evaluation of human exposure to vibration in buildings (1 Hz to 80 Hz)” referida na página 33 da MD.

A análise dinâmica efetuada com base no modelo de cálculo apresentado nesta memória, permite concluir que os modos de vibração dos blocos sIV e cIV tendem a sincronizar e que pouco variam em frequência e amplitude relativamente aos obtidos análises efetuadas com os blocos sIV e cIV individualizados sem a estrutura do heliporto.

Por outro lado, a análise estrutural com base no referido modelo de cálculo, permite concluir também que a altura e a rigidez dos pilares que apoiam o heliporto conduzem a que não haja interferência desta estrutura nos efeitos de retração e variações uniformes de temperatura das estruturas correspondentes aos blocos sIV e cIV.

7.2. Ações

Em linhas gerais são consideradas as seguintes ações:

7.2.1. Ações Permanentes

A definição e quantificação das ações adotadas no projeto de estruturas e fundações do Novo Edifício Hospitalar, para a verificação da sua segurança, estão de acordo com o disposto no Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes.

Consideram-se como ações permanentes os pesos próprios dos elementos estruturais e de construção, a partir dos pesos próprios dos materiais que os constituem.

O peso próprio considerado para o Betão Estrutural é de 27kN/m^3 .

Os pesos próprios dos elementos de construção são:

- Acabamentos de pisos, coberturas e tetos;
- Paredes de fachadas, paredes divisórias, guardas e platibandas.

Foram consideradas como mínimas as seguintes ações para pesos de revestimentos (pisos e tetos):

- **Revestimentos (pisos e tetos)**
 - Em geral (zonas com enchimento de 10cm): $2,50 \text{KN/m}^2$

- Escadas (lanços e patins intermédios): 1,00 KN/m²
- Rebaixos do Piso 0 (enchimento de 40cm): 8,00 KN/m²
- Pátios do Piso 2 com enchimento de 30cm: 6,50 KN/m²
- Pátios do Piso 2 com enchimento de 35cm: 7,50 KN/m²
- Pátios do Piso 2 com enchimento de 65cm: 13,50 KN/m²
- Pátio do Piso 5: 11,50 KN/m²
- Zona Exterior de Chillers do Piso 5: 6,50 KN/m²
- Coberturas de passadiços: 8,00 KN/m²
- Cobertura: 8,50 KN/m²
- Heliporto: 0,50 KN/m²
- Estacionamento e Zonas Técnicas dos Pisos 0 e 1: 0,50 KN/m²
- Enchimento em betão leve: 10 KN/m³

A fim de dotar o Novo Edifício Hospitalar de maiores condições de versatilidade, foram consideradas como mínimas as seguintes ações para as paredes divisórias (carga distribuída sobre o pavimento do piso):

- **Paredes divisórias em alvenaria de blocos vazados de betão**
 - Pisos -1 a 1: 2,50 KN/m²
 - Piso 2: 3,50 KN/m²
 - Pisos 3 a 5: 3,00 KN/m²
- **Paredes divisórias leves em gesso cartonado**
 - Em geral: 1,00 KN/m²
- **Paredes exteriores em alvenaria**

Consideraram-se, em geral e conforme projeto de arquitetura, paredes exteriores em alvenaria de blocos vazados de betão de 20cm, incluindo o revestimento de fachada. Apresentam-se em seguida os respetivos pesos para cada tipo de revestimento (carga por metro de quadrado de altura de parede):

- sem revestimento ou com reboco dos dois lados: 3,00 KN/m²
- com revestimento em pano de tijolo à vista tipo Klinker: 4,50 KN/m²
- com revestimento em painéis de alumínio com isolamento térmico – tipo Alucobond: 3,50 KN/m²
- com revestimento em painel cerâmico liso: 3,50 KN/m²
- com revestimento em painel cerâmico com efeito ondulado: 3,50 KN/m²

- **Platibandas**

- Revestimento de fachadas em platibandas: 2,0 KN/m

- **Fachadas em Vidro**

- Pisos -1 a 1: 3,0 KN/m
- Piso 2: 4,0 KN/m
- Pisos 3 a 5: 3,5 KN/m

- **Pesos de equipamentos específicos em Áreas Técnicas**

Considerou-se a localização e características dos equipamentos técnicos sobre as lajes consideradas no projeto de arquitetura, em conformidade com o indicado em 7.2.2 desta memória.

Os valores das restantes cargas permanentes acima indicados encontram-se localizados em planta, em plano de cargas incluído em peças desenhadas específicas.

- **Impulsos de Terras**

Os impulsos de terras, sobre as paredes periféricas de contenção, são avaliados de acordo com o R.S.A.:

- impulsos permanentes $p1 = k_0 \times \gamma_s \times h$
- sobrecargas rodoviárias $p2 = k_0 \times SC$

k_0 impulso em repouso ($k_0 = 0.5$ para um ângulo de atrito do solo de 30º)

γ_s peso específico das terras ($\gamma_s = 20 \text{ KN/m}^3$)

SC = 10 KN/m^2

- **Retração do betão**

Os efeitos finais da retração são assimilados a um abaixamento lento e uniforme da temperatura de 15°C. Consideraram-se os efeitos da retração do betão apenas quando desfavoráveis para efeitos de verificação da segurança de cada ação em estudo.

7.2.2. Ações Variáveis

As ações variáveis consideradas no projeto são as seguintes:

- Ações das sobrecargas de utilização;
- Ações térmicas uniformes;

- Ação do vento;
- Ações dos sismos;

• Sobrecargas

A quantificação das ações diretamente relacionadas com os diversos tipos de utilização previstos (sobrecargas) adotados no projeto de estruturas, está de acordo com o disposto no Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes tendo-se igualmente em conta as indicações do Dono da Obra.

Nas áreas de pavimentos destinadas à utilização especificada no Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes consideraram-se os valores mínimos característicos das sobrecargas dispostos naquele regulamento.

Nas coberturas, os valores característicos das sobrecargas são os indicados no Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes, nos termos estabelecidos para os diferentes tipos de construção e de utilização.

A fim de dotar o Novo Edifício Hospitalar de maiores condições de versatilidade, foram consideradas como mínimas as seguintes sobrecargas:

- Zonas de quartos, gabinetes, escritórios, consultórios e de salas de tratamento: 3,00 KN/m²
- Coberturas Ordinárias: 0,30 KN/m²
- Coberturas não acessíveis: 1,00 KN/m²
- Coberturas acessíveis: 2,00 KN/m²
- Acessos e circulações, tais como tais como: escadas, corredores, galerias e átrios destinados à receção, informação e espera de visitantes e utentes: 5,00 KN/m²
- Compartimentos e áreas destinadas a utilização de carácter colectivo com possibilidade de média concentração, tais como salas de reuniões, creche, salas de ensino e de leitura, salas de estar, salas de pessoal, vestiários, refeitórios e copas: 5,00 KN/m²
- Compartimentos e áreas destinadas a utilização de carácter coletivo com possibilidade de elevada concentração, tais como: área destinada a serviços religiosos, área destinada a serviços sociais, zonas comuns exteriores, auditórios, ginásio, zona de catástrofe e áreas designadas como open space: 5,00 KN/m²
- Áreas destinadas a utilização em que o elemento preponderante não é a concentração de pessoas, tais como:
 - Arquivos, reprografias, armazéns e áreas técnicas.....5,0 kN/m²
 - Bloco Operatório, Urgências, U.C. Intensivos e Intermédios.....5,0 kN/m²

- Laboratórios 5,0 kN/m²
- Compartimentos para conservação de corpos e autópsias.....5,0 kN/m²
- Biblioteca.....6,0 kN/m²
- Lavandaria e áreas anexas.....7,0 kN/m²
- Cozinha e áreas anexas.....7,0 kN/m²
- Centrais técnicas.....10,0 kN/m²
- Imagiologia e respetivo arquivo 10,0 kN/m²
- Tomografia Axial Computorizada 10,0 kN/m²
- Ressonância Magnética 15,0 ou 20 kN/m² (ver plano cargas)
- Radioterapia 10,0 kN/m²
- Angiografia 15,0 ou 20 kN/m² (ver plano cargas)

Os pesos próprios de equipamentos fixos específicos (por exemplo: UTA's, Chillers e outros) são considerados como sobrecargas. Uma vez que na área ocupada por cada equipamento específico não se considera sobreposição com a sobrecarga de utilização do respetivo compartimento, sempre que o peso de um equipamento específico é inferior a essa sobrecarga, considera-se nesse compartimento a respetiva sobrecarga de utilização. Nas poucas situações em que tal não se verifica, considerou-se na área do compartimento a correspondente sobrecarga adicional. Os pesos e demais requisitos técnicos destes equipamentos foram obtidos no âmbito do projeto de arquitetura e foram considerados no projeto estrutural.

- Zonas de laje sujeitas a circulação automóvel:

Consideram-se as respetivas ações específicas, designadamente a sobrecarga regulamentar de 5KN/m² e também as ações de veículos de bombeiros, as quais se afiguram condicionantes.

Para cada veículo de bombeiros consideram-se as seguintes características:

- Veículo de peso total 260KN, correspondendo 90KN à carga do eixo dianteiro e 170 KN à carga do eixo traseiro e sendo de 4.5m a distancia entre eixos; transversalmente a distância entre rodas é de 2m.
- As lajes sobre as quais se deva considerar a circulação destes veículos deverão possuir capacidade para resistir ao punçãoamento associado a uma força de 170KN distribuída numa área de 20cm de diâmetro.

Os valores das sobrecargas acima indicados encontram-se localizados em planta, em plano de cargas incluído em peças desenhadas específicas, o qual já reflete a possibilidade de alguma futura remodelação do edifício.

Observações

Sobre as paredes periféricas são considerados os impulsos devidos a uma sobrecarga vertical de 5 KN/m^2 atuante sobre o solo do tardo da parede, considerando-se no cálculo desses impulsos um coeficiente de impulso em repouso $K_0 = 0.50$.

• Sismos

As ações sísmicas são quantificadas com base nos espectros de resposta definidos no Eurocódigo 8, considerando-se zona sísmica 1.6, coeficiente de amortecimento de 5% e terreno de fundação Tipo B. Considera-se a Ação Sísmica – Tipo 1, sismo de magnitude elevada a uma maior distância focal.

Adotou-se o coeficiente de comportamento de 1.5, incluindo na pormenorização algumas disposições construtivas de edifícios de ductilidade média (DCM).

Para a verificação ao Estado de Limitação de Danos deve usar-se para "sismo de serviço" um espectro de resposta de um sismo com um período de retorno inferior ao sismo elástico. Na prática, usa-se o mesmo espectro, afetado de um coeficiente de 0.4.

Considera-se que a atuação dos sismos ocorre no plano horizontal nas direções ortogonais x e y de cada corpo estrutural. A componente vertical da ação sísmica foi desprezada conforme especificado no ponto 4.3.3.5.2(1) do EC8.

De acordo com o artigo 4.3.3.5.1 (3) da Parte 1 do EC8, as componentes horizontais da ação sísmica foram consideradas simultaneamente através das seguintes combinações:

$$E_{Ed,x} \text{ "+" } 0.30E_{Ed,y}$$

$$E_{Ed,y} \text{ "+" } 0.30E_{Ed,x}$$

• Ação do fogo

O Hospital do Funchal tem 2 Utilizações - Tipo (UT) ambas da 4ª categoria de risco, conforme DL 220/2008 e especificado na Memória Descritiva e Justificativa do projeto de Segurança. A Estabilidade ao Fogo será assim (ponto 5.6 dessa memória), R / REI 120 (artº 15º da Portaria 1532/2008) e de R / REI 180 para o estacionamento, ou seja, respetivamente, CF 120 e CF 180 de acordo com as Especificações do LNEC (1990).

Assim, a estrutura nos pisos de estacionamento será resistente ao fogo 180 minutos e nos pisos destinados a uso Hospitalar 120 minutos. As vias de evacuação verticais (escadas) e caixas de elevadores deverão ter os mesmos índices de resistência ao fogo, consoante se encontrem nas zonas de estacionamento (R/REI 180) ou nos pisos da zona Hospitalar (R/REI 120).

No projeto de estruturas, são respeitadas para cada tipo de elementos estruturais as regras de verificação da segurança enunciadas nas Recomendações do LNEC, 1990, para a verificação da Segurança de Estruturas em Betão Armado e Pré-Esforçado em relação à Ação do Fogo.

- **Outras ações**

Ação do Vento – Na definição e quantificação da ação do vento a adotar na verificação da segurança, são observadas as disposições do Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes e seu Anexo I.

Tem-se assim:

Zona B

Rugosidade aerodinâmica tipo II

As pressões dinâmicas são dadas por:

$W_k = 1,08 \text{ KN/m}^2$ (para altura média h acima do solo até 10m)

$W_k = 1,25 \text{ KN/m}^2$ (para altura média h acima do solo de 10 a 15m)

$W_k = 1,34 \text{ KN/m}^2$ (para altura média h acima do solo de 15 a 20m)

$W_k = 1,44 \text{ KN/m}^2$ (para altura média h acima do solo de 20 a 25m)

$W_k = 1,51 \text{ KN/m}^2$ (para altura média h acima do solo de 25 a 30m)

$W_k = 1,57 \text{ KN/m}^2$ (para altura média h acima do solo de 30 a 35m)

$W_k = 1,64 \text{ KN/m}^2$ (para altura média h acima do solo de 35 a 40m)

Os valores reduzidos da ação do vento a considerar são de acordo com o especificado no R.S.A., ou seja $\psi_0 = 0,4$, $\psi_1 = 0,2$ e $\psi_2 = 0$.

Ação das Variações Uniformes de Temperatura – Na determinação dos valores característicos das variações uniformes de temperatura em relação à temperatura média anual do local em que se situará a construção, são observadas as disposições do Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes.

Os valores característicos das variações uniformes de temperatura considerados são os a seguir indicados nas estruturas de betão armado são $AT = +15^\circ\text{C}$ e $DT = -15^\circ\text{C}$.

Os valores reduzidos das variações uniformes de temperatura a considerar são de acordo com o especificado no R.S.A., ou seja $\psi_0 = 0,6$, $\psi_1 = 0,5$ e $\psi_2 = 0,3$.

Ações Específicas sobre a Laje do Heliporto – Nos elementos estruturais na zona do heliporto são consideradas as ações de acordo com os elementos constantes do Anexo 2 desta memória. O helicóptero considerado, de acordo com os elementos recebidos é o EH – 101 "Merlin" cujas características se apresentam nesse Anexo.

A estrutura do heliporto é dimensionada para a situação mais condicionante de dois casos: aterragem de emergência de um helicóptero e helicóptero em repouso.

Para as subestruturas sobre as quais se fazem sentir mais diretamente os efeitos associados às ações específicas do helicóptero, consideram-se as seguintes combinações de ações para verificações de Estados Limite Últimos:

Caso A – Aterragem de emergência de um helicóptero

$$S_{sd}^A = 2.5 \cdot L_H \cdot R + 1.6 \cdot L_H / 2 + 1.4 \cdot (S_{Ha} + G + W), \text{ com } R=1.30$$

Caso B – Helicóptero em repouso

$$S_{sd}^A = 1.4 \cdot (G + W) + 1.6 \cdot (L_H + S_{Hb})$$

em que as cargas apresentadas correspondem respetivamente:

		Fatores de majoração Caso A / B
L_H	Peso máximo do helicóptero à descolagem (156 kN divididos em duas rodas afastadas de 4 m com área de contacto de $64.5 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$)	3.25 / 1.6
C_{lat}	Carga lateral ($L_H/2$)	1.6 / --
G	Peso próprio da estrutura e cargas permanentes	1.4 / 1.4
W	Ação do vento	1.4 / 1.4
S_{Ha} e S_{Hb}	Sobrecargas de utilização $S_{Ha} = 0.5 \text{ kN/m}^2$ e $S_{Hb} = 3 \text{ kN/m}^2$	1.4 / 1.6

Os elementos estruturais são dimensionados para a posição das rodas do helicóptero que reproduzam os efeitos mais desfavoráveis em termos de flexão e esforço transversal. Os valores reduzidos das sobrecargas de utilização no heliporto a considerar são iguais aos valores considerados para as sobrecargas de utilização nos pavimentos, ou seja, $\psi_0 = 0,7$, $\psi_1 = 0,6$ e $\psi_2 = 0,4$.

Para efeitos de verificação da segurança ao punçoamento da laje de betão armado do heliporto as cargas do helicóptero são distribuídas numa área de $0,50\text{m}^2 \times 0,50\text{m}^2$, área esta um pouco inferior à que resulta da degradação da área de contacto de um pneu ao plano médio da laje.

7.3. Combinações de Ações

7.3.1. Estados Limites Últimos

Para as estruturas de betão consideraram-se as seguintes combinações fundamentais tendo em vista a verificação da segurança a Estados Limites Últimos:

Sobrecarga de pavimento (SC) como ação variável de base

$$1.35*PP + 1.5*RCP + 1.5*It + (0 \text{ ou } 1) RT + 1.5*SC + 0.9*DT + 0.6*W$$

$$1.35*PP + 1.5*RCP + 1.5*It + (0 \text{ ou } 1) RT + 1.5*SC + 0.9*AT + 0.6*W$$

Variação da temperatura ($\Delta T = \pm 15^\circ\text{C}$) como ação variável de base

$$1.35*PP + 1.5*RCP + 1.5*It + (0 \text{ ou } 1) RT + 1.5*DT + 1.05*SC_{\text{pessoas}} + 1.2*SC_{\text{outros}} + 0.6*W$$

$$1.35*PP + 1.5*RCP + 1.5*It + (0 \text{ ou } 1) RT + 1.5*AT + 1.05*SC_{\text{pessoas}} + 1.2*SC_{\text{outros}} + 0.6*W$$

Vento (W) como ação variável de base

$$1.35*PP + 1.5*RCP + 1.5*It + (0 \text{ ou } 1) RT + 1.5*W + 1.05*SC_{\text{pessoas}} + 1.2*SC_{\text{outros}} + 0.9*DT$$

$$1.35*PP + 1.5*RCP + 1.5*It + (0 \text{ ou } 1) RT + 1.5*W + 1.05*SC_{\text{pessoas}} + 1.2*SC_{\text{outros}} + 0.9*AT$$

Veículo de Bombeiros (VB) como ação variável de base (ação accidental)

$$PP + RCP + It + VB + (0 \text{ ou } 1) RT + 0.4*SC_{\text{pessoas}} + 0.6*SC_{\text{outros}} + 0.3*DT$$

$$PP + RCP + It + VB + (0 \text{ ou } 1) RT + 0.4*SC_{\text{pessoas}} + 0.6*SC_{\text{outros}} + 0.3*AT$$

Sismo (E) como ação variável de base

$$PP + RCP + It + E + 0.4*SC_{\text{pessoas}} + 0.6*SC_{\text{outros}} + 0.3*DT$$

$$PP + RCP + It + E + 0.4*SC_{\text{pessoas}} + 0.6*SC_{\text{outros}} + 0.3*AT$$

em que:

Cargas permanentes

PP – peso próprio da estrutura

RCP – restantes cargas permanentes

It – impulso de terras

RT - retração do betão

Ações variáveis

SC - sobrecargas em pavimentos

SC_{pessoas} – SC, em que a utilização preponderante é a concentração de pessoas

SC_{outros} – outras SC em pavimentos

I_{sc} – impulso devido à sobrecarga rodoviária

AT – aumento uniforme de temperatura (AT= +15°C)

DT – diminuição uniforme de temperatura (DT= -15°C)

W – vento, considerando a envolvente das 4 orientações principais

VB – Veículo de bombeiros de peso total 260KN

E- Ação sísmica definida de acordo com espectro de resposta

Observações:

- Na determinação dos esforços devidos à retração e às variações uniformes de temperatura considera-se $E'_c = E_{c,28}/2$.

- As massas a considerar para efeitos da análise dinâmica de cada corpo estrutural correspondem à combinação quase permanente de ações.

Os coeficientes de redução ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 são definidos de acordo com o R.S.A e o especificado pelo Dono da Obra, tendo-se assim:

Ação variável	ψ_0	ψ_1	ψ_2
SC_{pessoas}	0.7	0.6	0.4
SC_{outros}	0.8	0.7	0.6
ΔT	0.6	0.5	0.3
W	0.4	0.2	0
S_{Hb}	0.7	0.6	0.4

7.3.2.Estados Limites de Utilização

Para o caso presente consideraram-se assim as seguintes combinações quase permanentes de ações tendo em vista a verificação do estado limite de deformação:

PP + RCP + It + (0 ou 1) RT + 0.4* SC_{pessoas} + 0.6* SC_{outros} + 0.3*DT

PP + RCP + It + (0 ou 1) RT + 0.4* SC_{pessoas} + 0.6* SC_{outros} + 0.3*AT

Para as subestruturas sobre as quais se fazem sentir mais diretamente os efeitos associados às ações específicas do helicóptero, considera-se a seguinte combinação quase permanente de ações tendo em vista a verificação do estado limite de deformação:

$$S_{cqp}^A = G + L_H + 0.4 \cdot S_{Hb}$$

Combinação para estado limite de verificação de danos:

$$PP + RCP + It + E_{serviço} + 0.4 \cdot SC_{pessoas} + 0.6 \cdot SC_{outros} + 0.3 \cdot DT$$

$$PP + RCP + It + E_{serviço} + 0.4 \cdot SC_{pessoas} + 0.6 \cdot SC_{outros} + 0.3 \cdot AT$$

7.3.3. Juntas de Dilatação

As juntas entre os diferentes corpos estruturais do edifício são dimensionadas tendo em conta as deformações relativas impostas ao longo do tempo (retração do betão, variações uniformes de temperatura) e as deformações relativas ocorrentes durante os sismos.

Os deslocamentos horizontais em cada piso são obtidos a partir do modelo tridimensional de cada corpo estrutural.

Na determinação dos deslocamentos sísmicos horizontais ao nível dos pisos o coeficiente de comportamento adotado é unitário.

Para efeitos da sua consideração no dimensionamento da espessura da junta em cada piso entre corpos estruturais contíguos, o deslocamento relativo sísmico total foi considerado igual a 70% (pisos ao mesmo nível) do valor correspondente à combinação quadrática (raiz quadrada da soma dos quadrados) dos deslocamentos sísmicos apresentados por blocos contíguos ao mesmo nível (EC8 – ponto 4.4.2.7, alíneas 2a e 3).

Calcula-se assim a espessura total da junta de dilatação entre um Corpo i e o Corpo i+1 a partir da seguinte expressão:

$$Esp. Junta = 0,7 \times \sqrt{d_i^2 + d_{i+1}^2}$$

Considerando que a espessura da junta entre corpos estruturais é constante em altura entre cada par de blocos estruturais, os deslocamentos sísmicos condicionantes são em geral obtidos ao nível das coberturas dos corpos quando estes são da mesma altura ou da cobertura situada ao nível mais baixo quando se trata de juntas entre corpos de diferentes alturas.

As juntas estão indicadas no Projeto de Estruturas e no Projeto de Arquitetura.

8. ANÁLISES ESTRUTURAIS

A configuração de cada “corpo” estrutural do edifício requer a sua análise global tridimensional, estática e dinâmica, recorrendo a uma modelação por elementos finitos com elementos de barra para simular vigas, pilares e paredes de núcleos e elementos de laje e membrana isoparamétricos, para simular as lajes de piso e as paredes de contenção.

É assim considerada a rigidez dos pisos no seu plano, sendo possível obter também esforços nesse plano. Consideram-se seis graus de liberdade por nó, considerando esta que não se traduz num aumento expressivo do tempo de cálculo face a uma situação em que se admitam os pisos rígidos no seu plano. Especial atenção é dada ao dimensionamento sísmico das zonas das lajes junto às paredes resistentes.

Qualquer um destes elementos possui comportamento elástico e linear e o programa de cálculo automático empregue é o SAP2000 versão 14 “A Series of Computer Programs for the Finite Element Analysis of Structures”.

A análise dinâmica das estruturas é efetuada com base em espectros de resposta regulamentares.

Os resultados referentes à resposta estrutural, obtidos a partir do programa SAP 2000 constam de:

- Características dinâmicas da estrutura;
- Frequências, modos de vibração e fatores de participação;
- Deslocamentos nodais;
- Esforços em todos os elementos de barra e de laje/parede.

Com carácter ilustrativo apresentam-se nas figuras seguintes o tipo de modelos adoptados para efeitos de análise estrutural. Assim, nas seguintes figuras apresentam-se perspetivas dos modelos estruturais adoptados para vários os corpos/blocos estruturais.

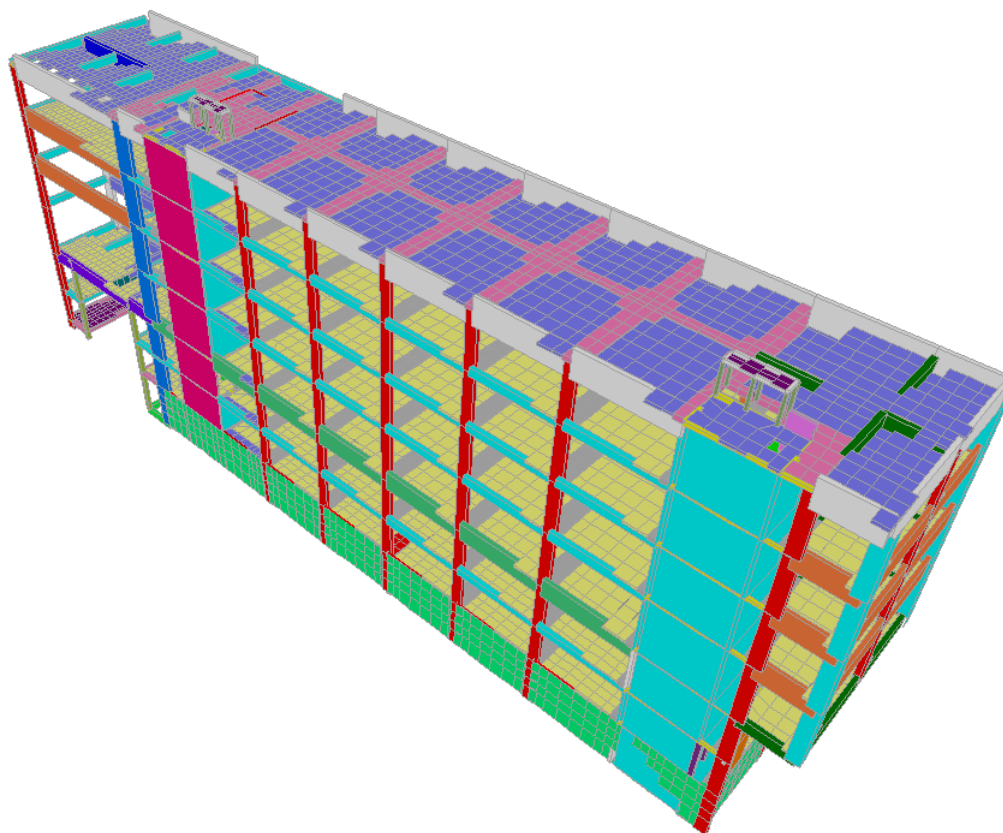


Figura 14 – Perspetiva do modelo estrutural do Bloco I do Módulo Sul.

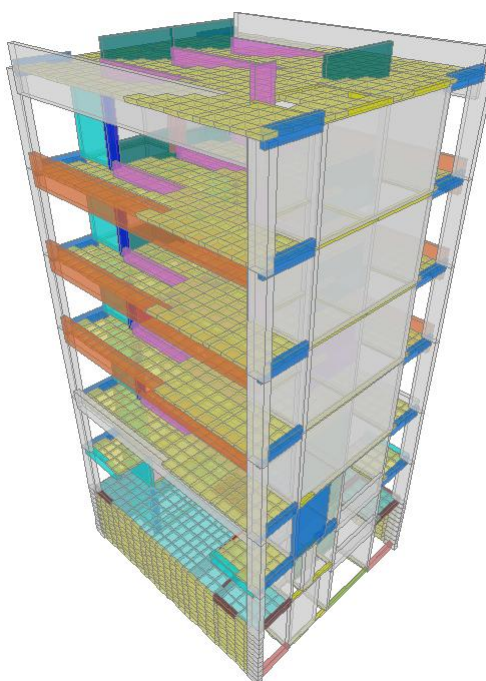
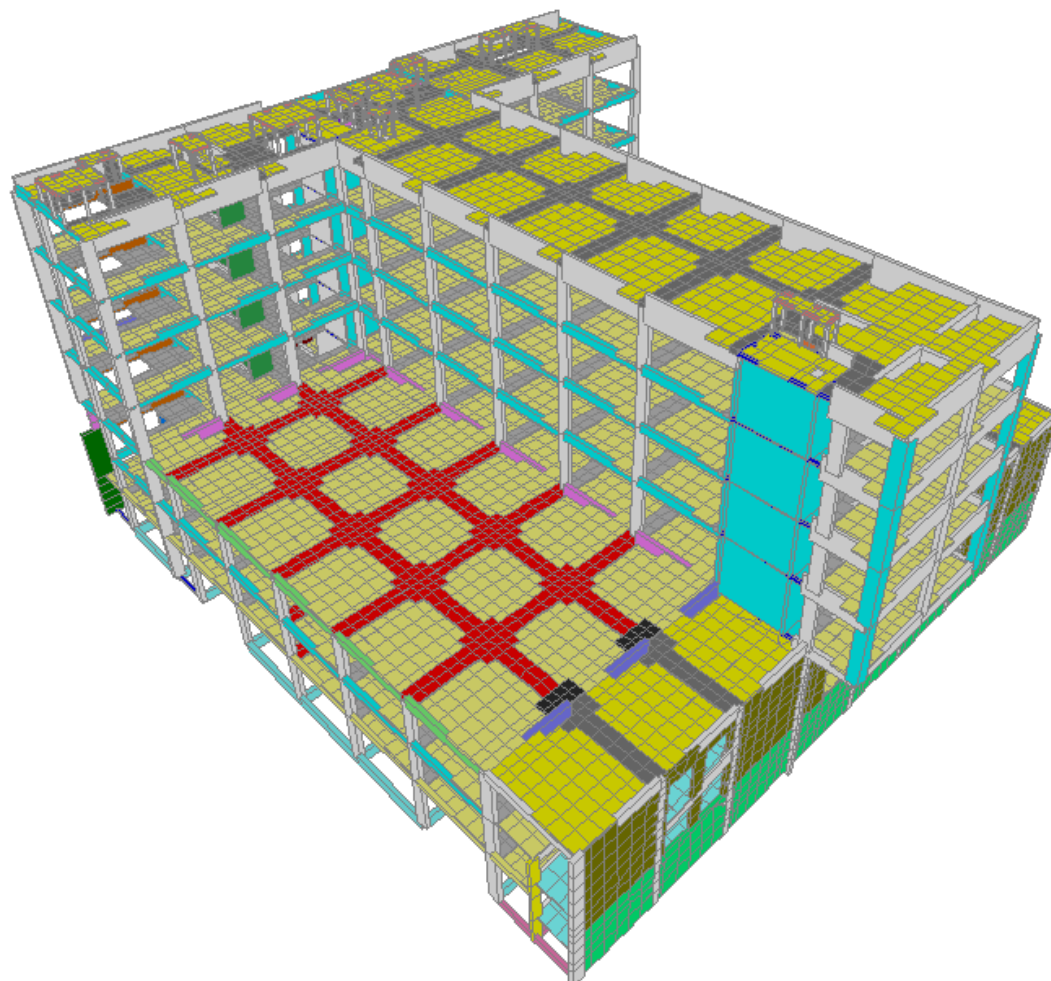


Figura 15 – Perspetivas dos modelos estruturais do Bloco II do Módulo Sul.

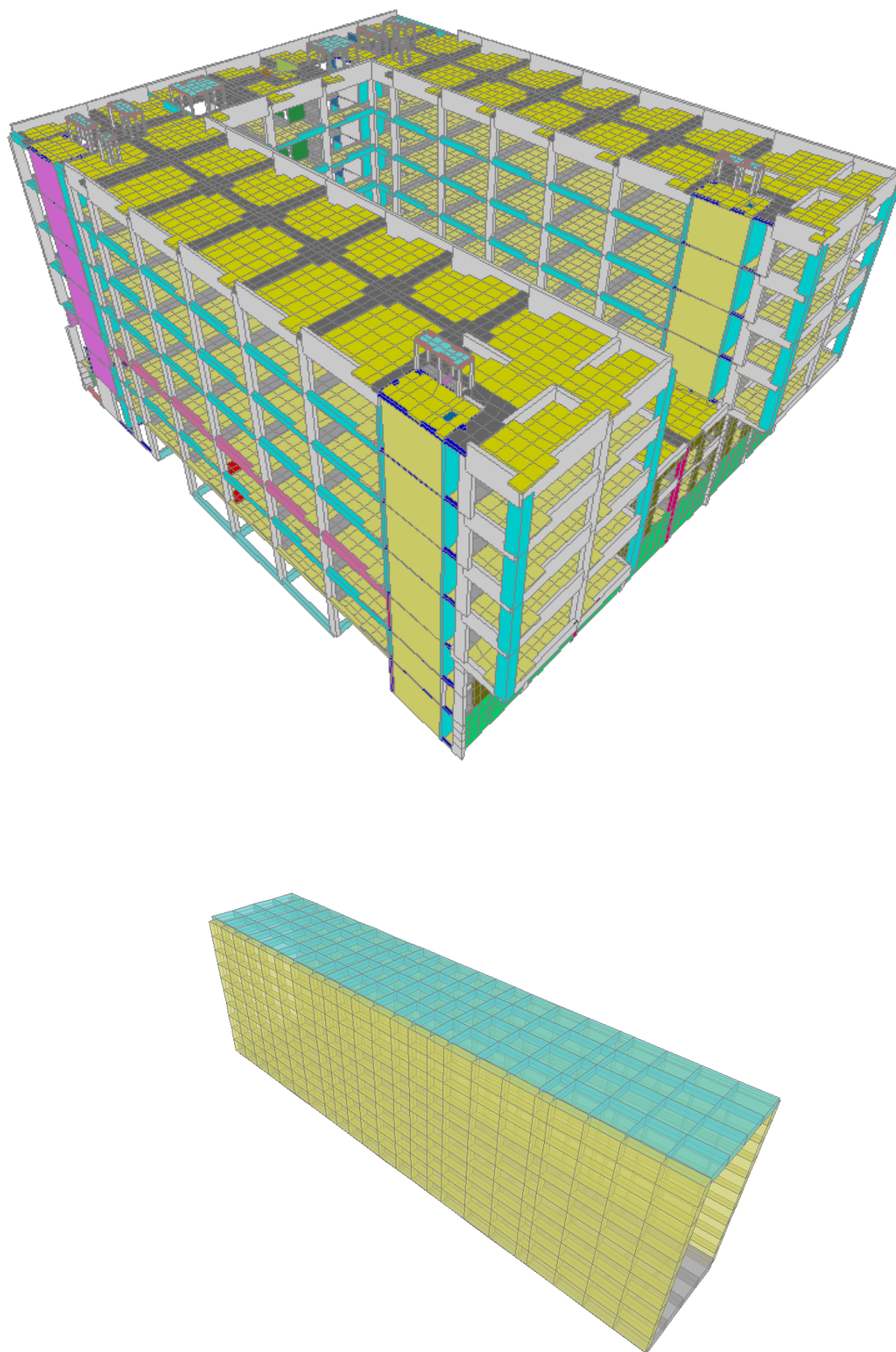


Figura 16 – Perspetivas dos modelos estruturais do Bloco III do Módulo Sul.

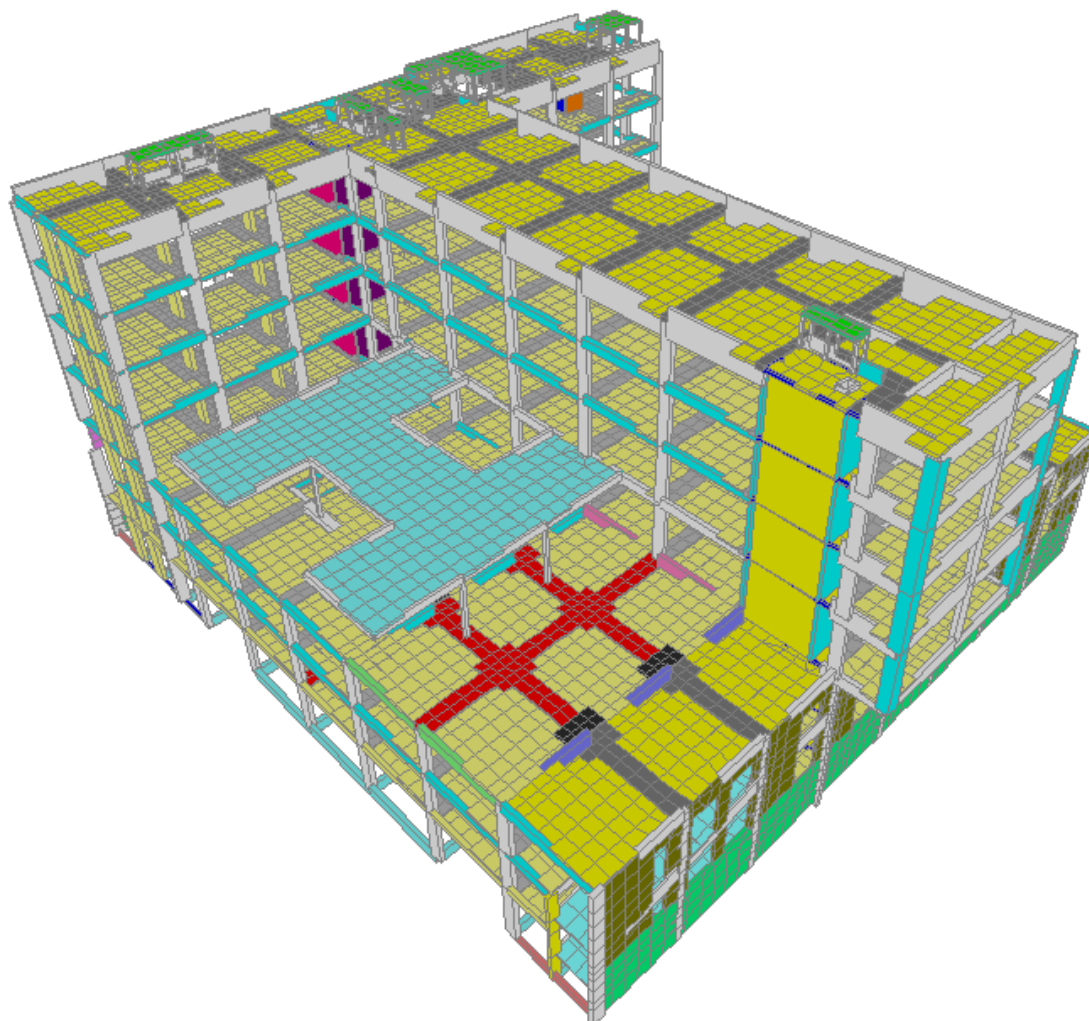


Figura 17 – Perspetiva do modelo estrutural do Bloco IV do Módulo Sul.

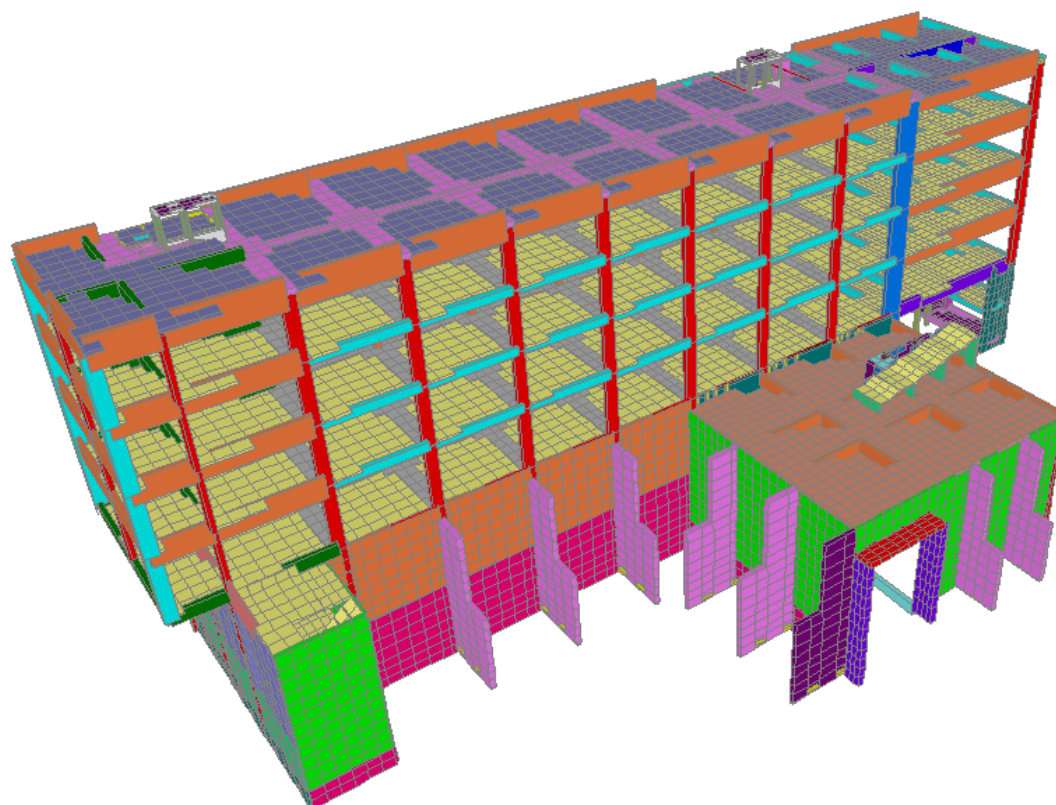


Figura 18 – Perspetiva do modelo estrutural dos Blocos V e VI do Módulo Sul.

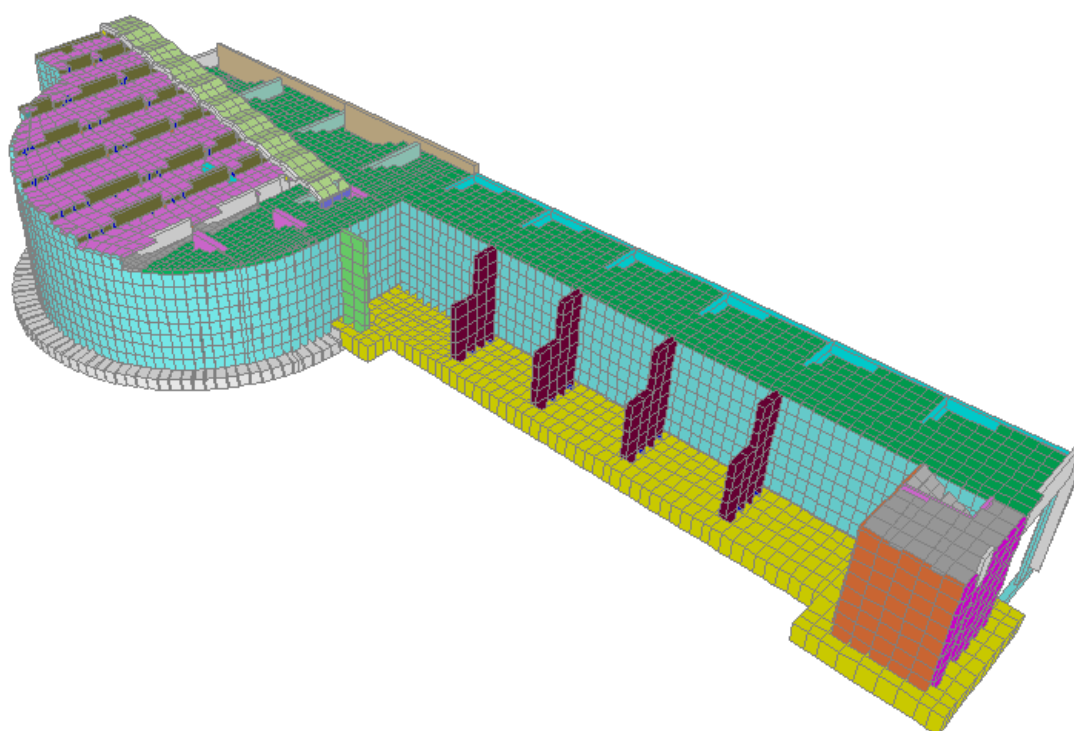


Figura 19 – Perspetiva do modelo estrutural do Bloco VII do Módulo Sul.

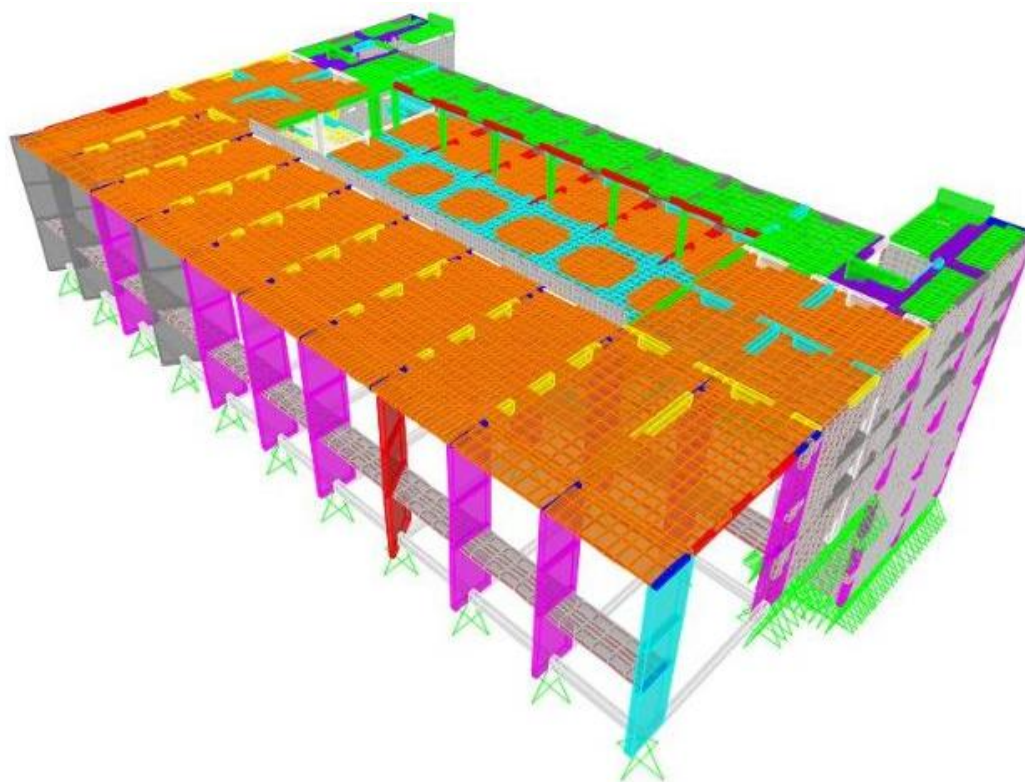


Figura 20 – Perspetiva do modelo estrutural do Bloco I do Módulo Central.

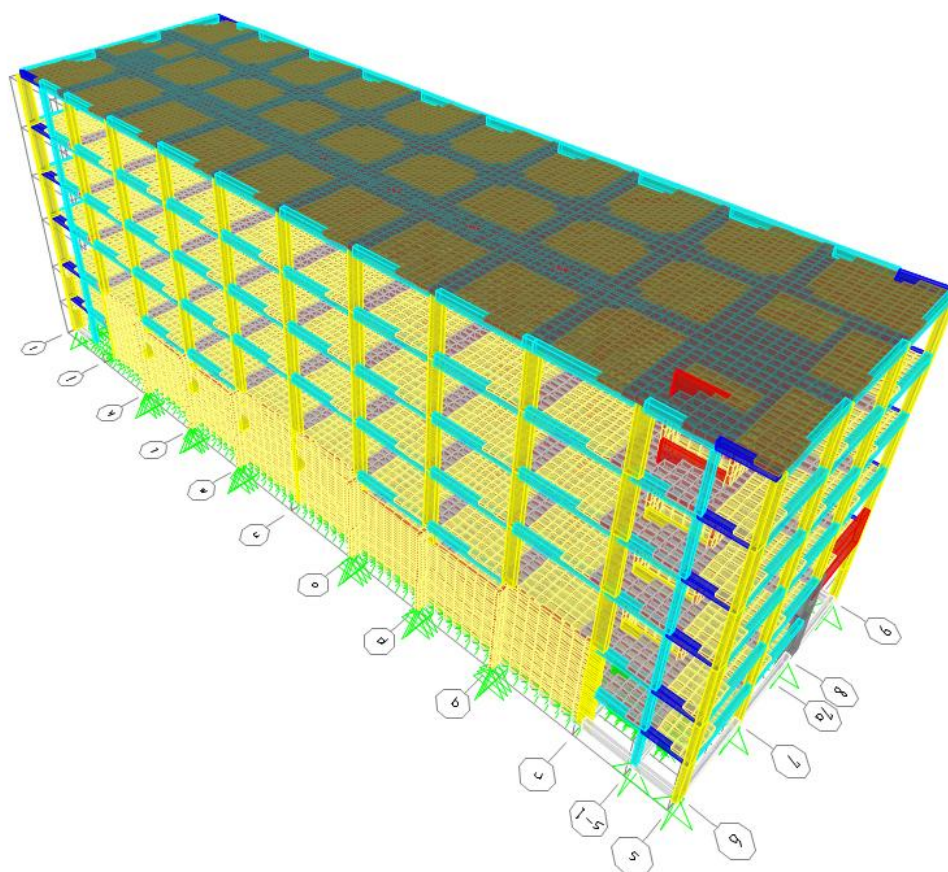


Figura 21 – Perspetiva do modelo estrutural do Bloco II do Módulo Central.

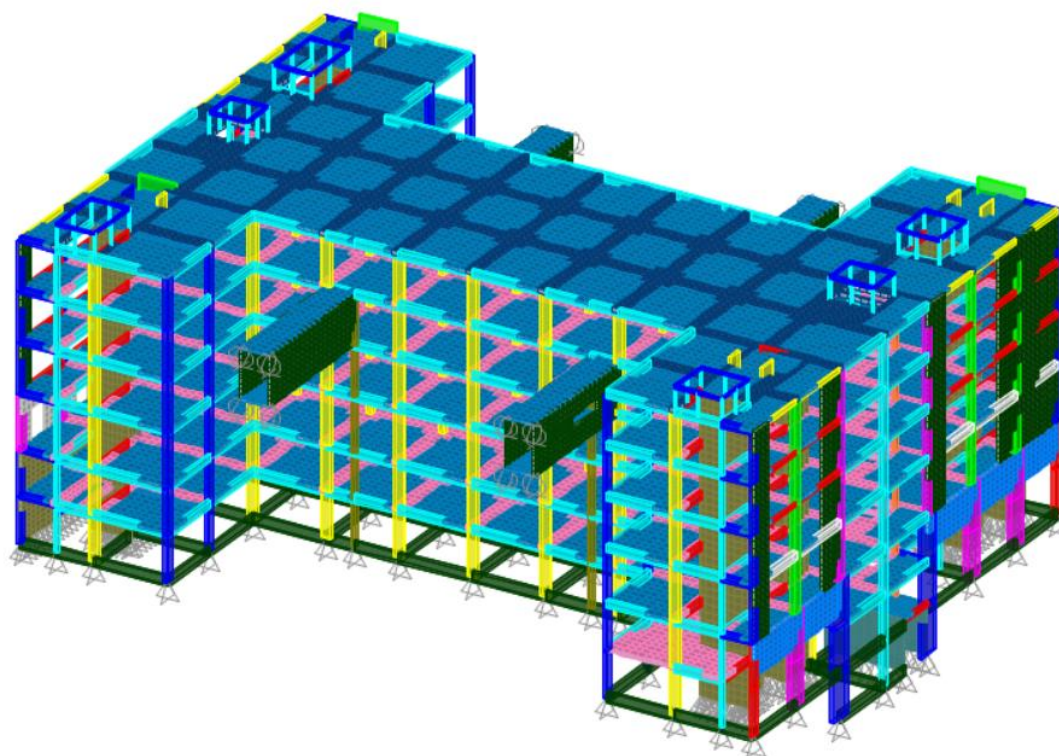


Figura 22 – Perspetiva do modelo estrutural do Bloco III do Módulo Central.

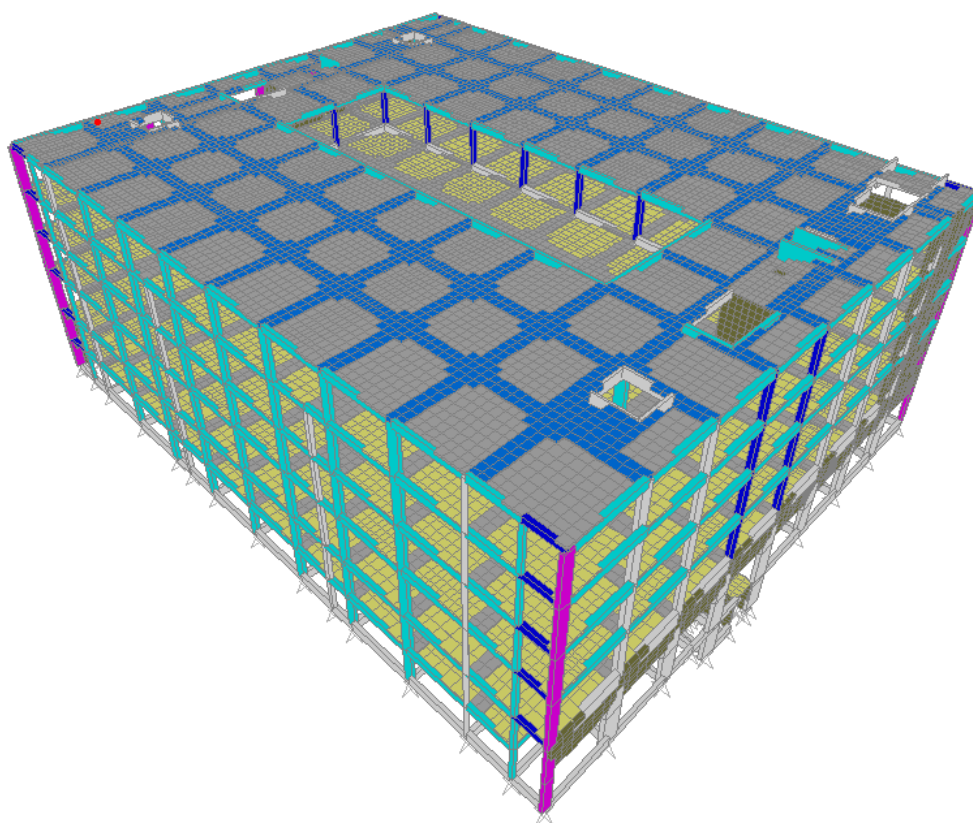


Figura 23 – Perspetiva do modelo estrutural do Bloco IV do Módulo Central.

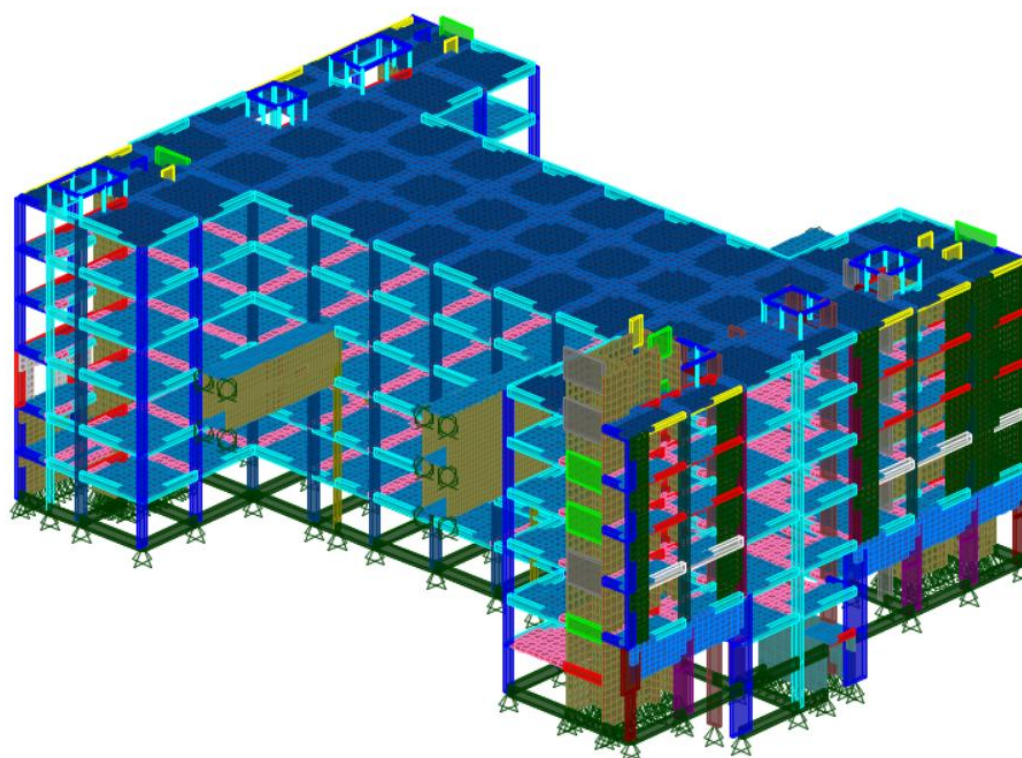


Figura 24 – Perspetiva do modelo estrutural do Bloco V do Módulo Central.

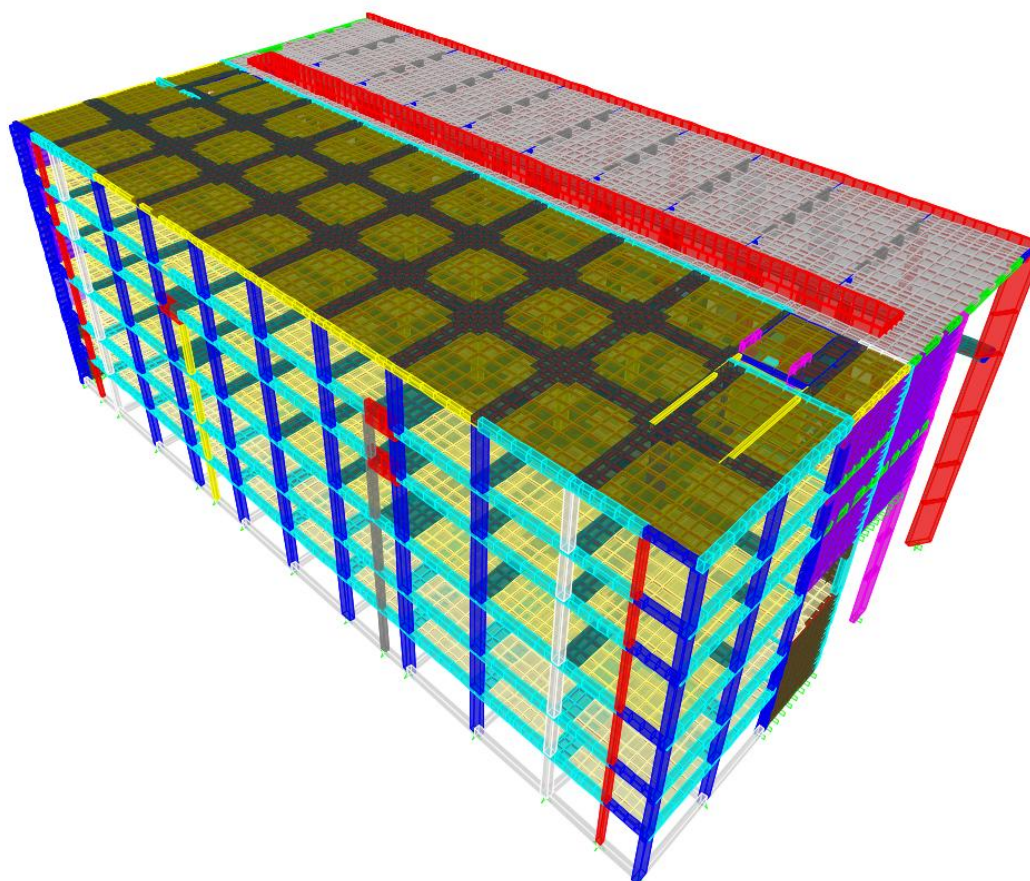


Figura 25 – Perspetiva do modelo estrutural do Bloco VI do Módulo Central.

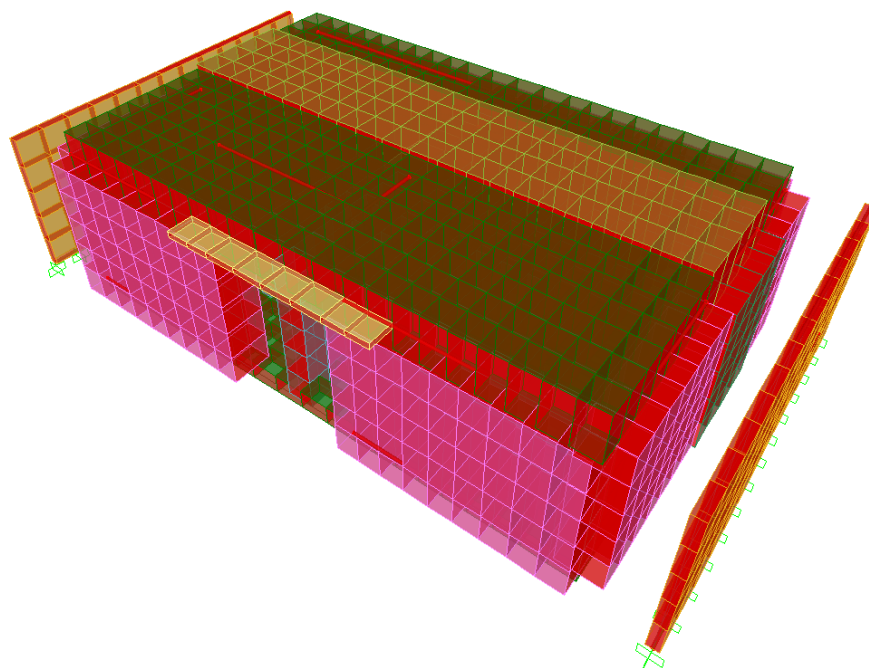


Figura 26 – Perspetiva do modelo estrutural do Bloco VI do Módulo Central.

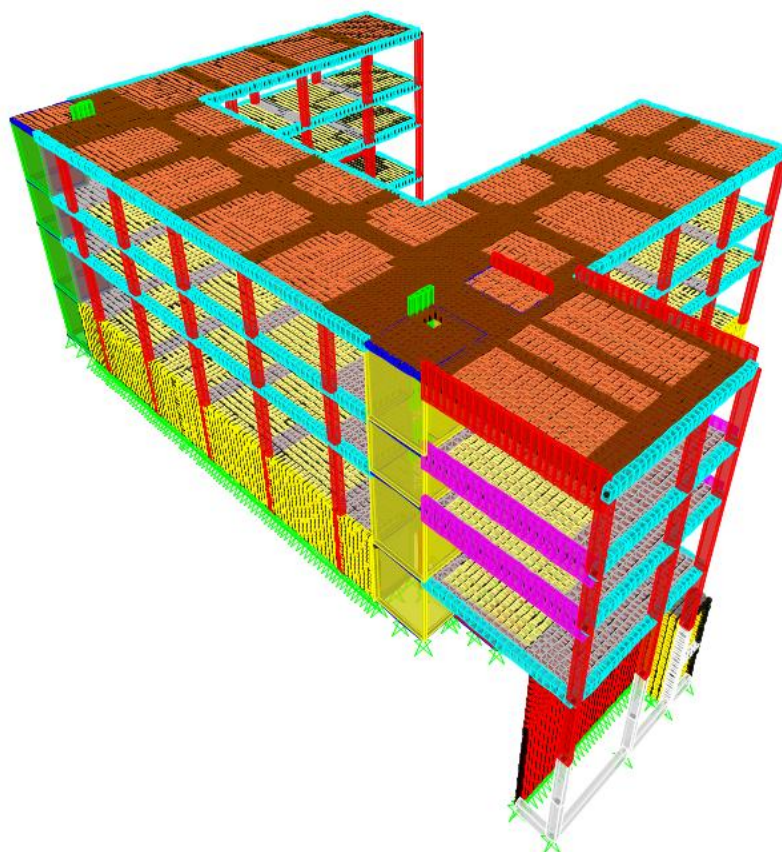


Figura 27 – Perspetiva do modelo estrutural do Bloco I do Módulo Norte.

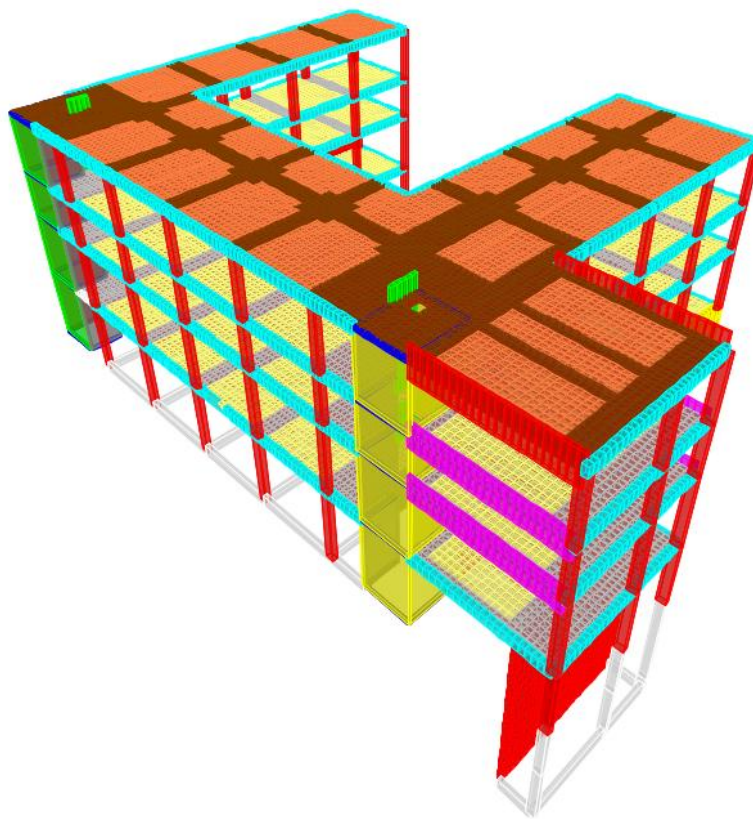


Figura 28 – Perspetiva do modelo estrutural do Bloco II do Módulo Norte.

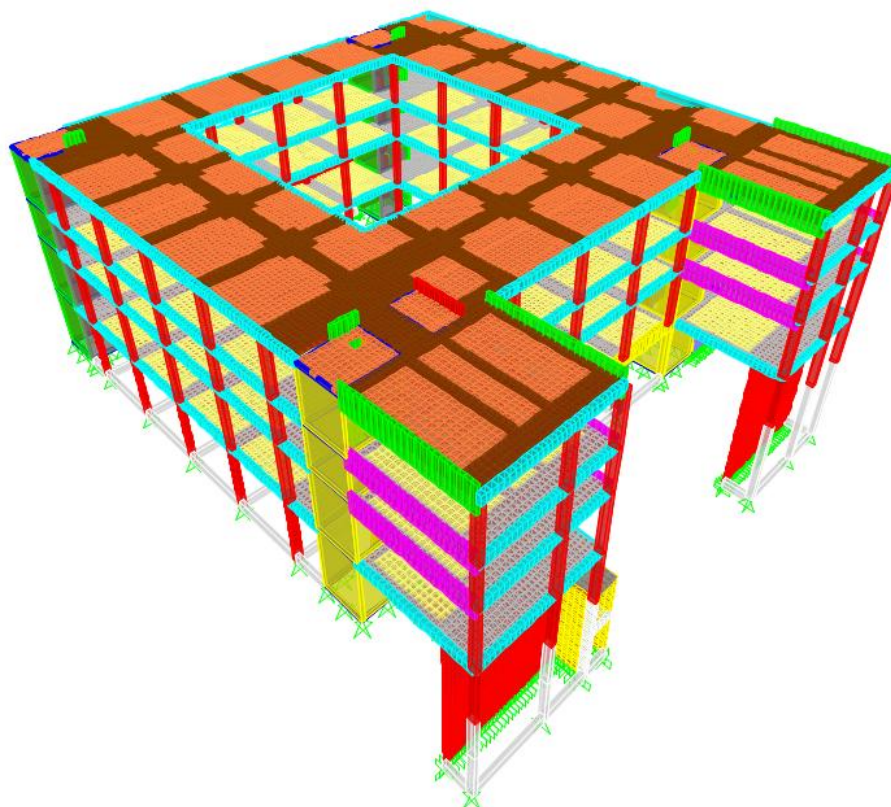


Figura 29 – Perspetiva do modelo estrutural do Bloco III do Módulo Norte.

Na figura seguinte apresenta-se uma perspetiva do modelo estrutural adoptado para os corpos estruturais nos quais se apoia a estrutura do heliporto.

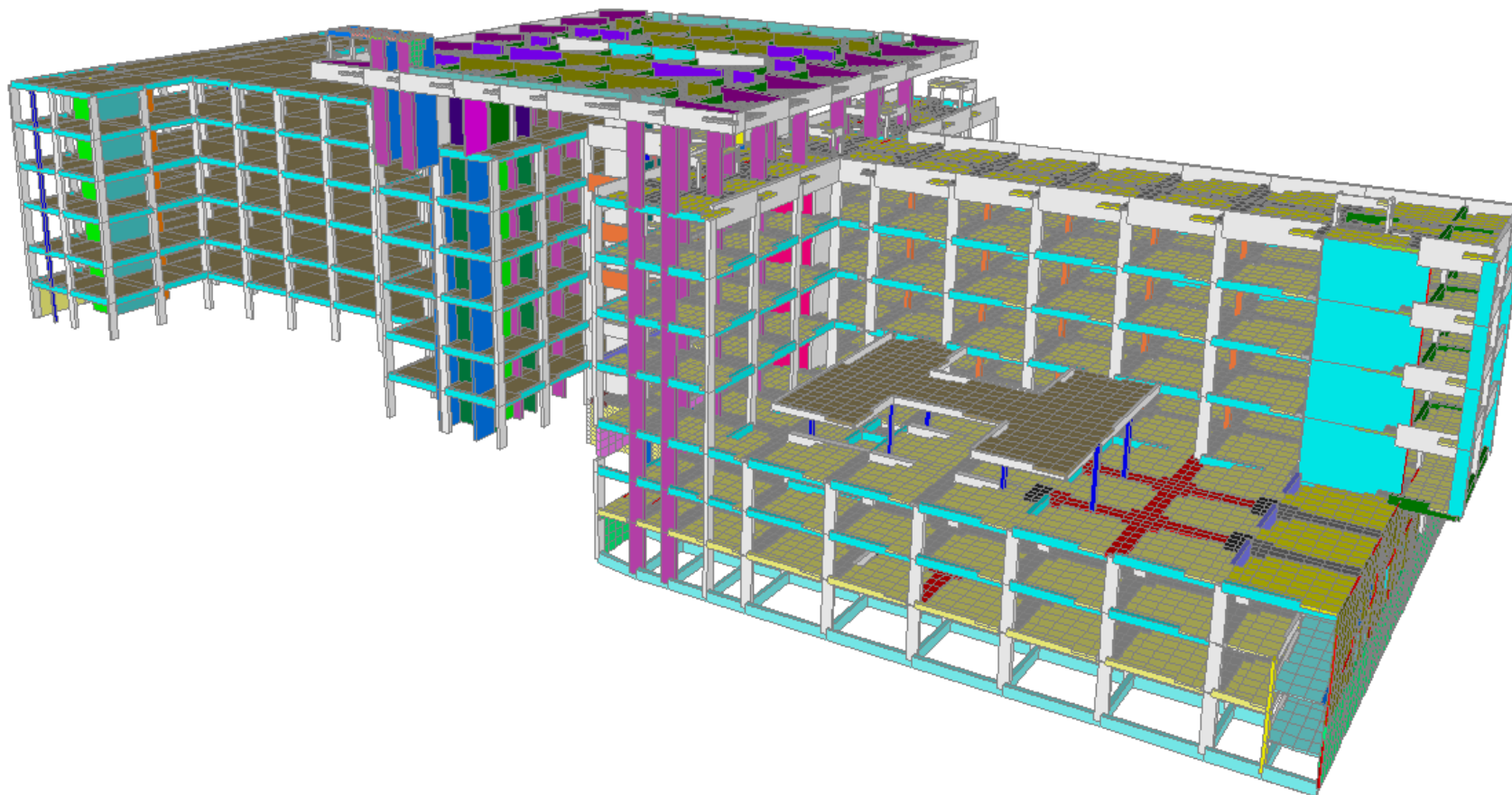


Figura 30 - Perspetiva do modelo tridimensional dos corpos estruturais do edifício hospitalar, nos quais se apoia a estrutura do heliporto.

Na figura seguinte, apresenta-se uma vista em planta do modelo da laje vigada do heliporto.

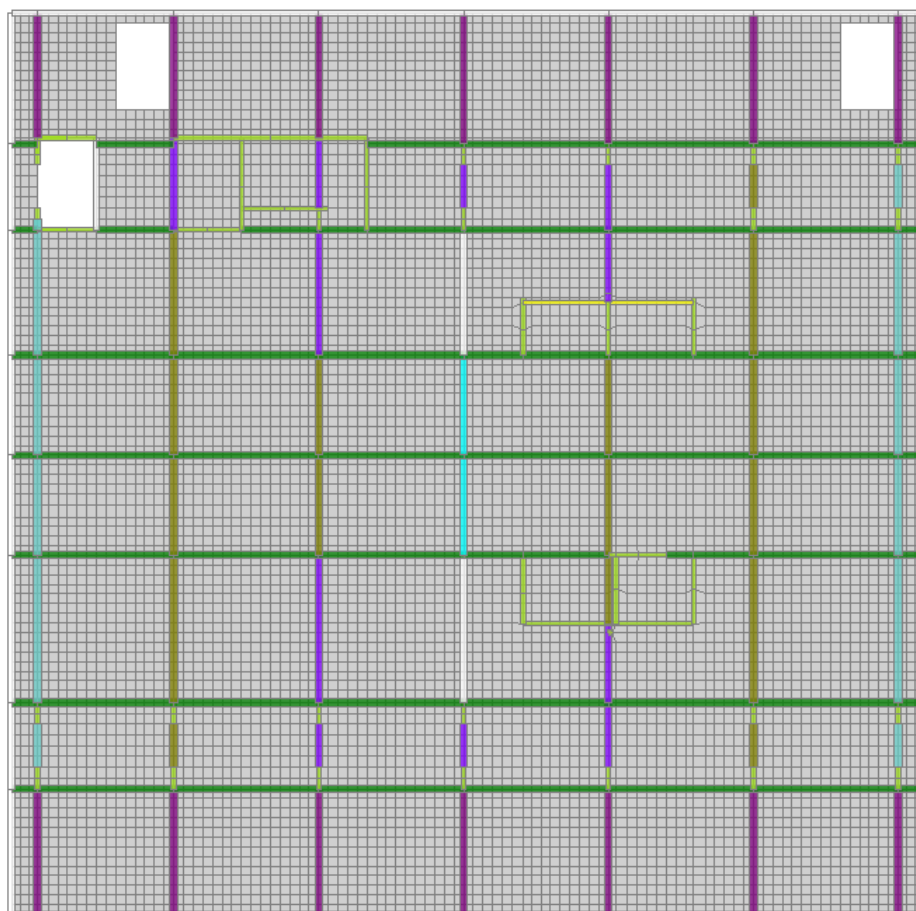


Figura 31 – Vista em planta do modelo de laje vigada do heliporto

Nas figuras seguintes apresentam-se perspetivas dos modelos estruturais do Edifício Técnico dos Túneis de Acesso ao edifício.

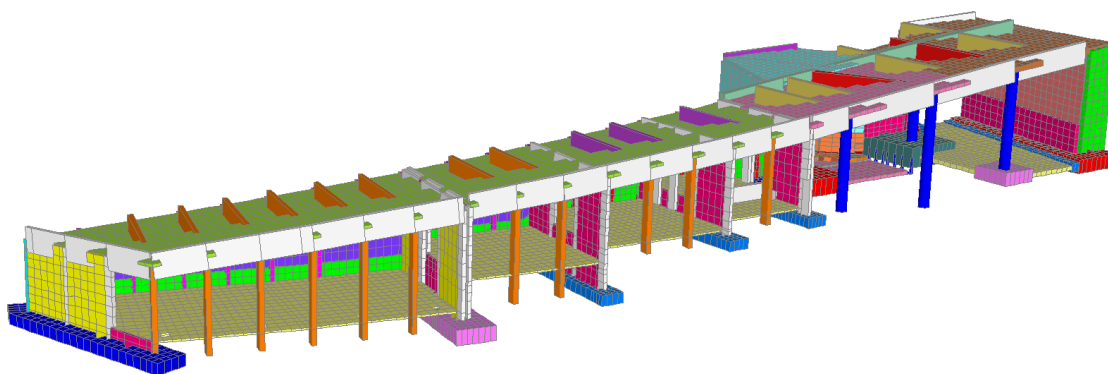


Figura 32 – Perspetiva do modelo estrutural do Edifício Técnico

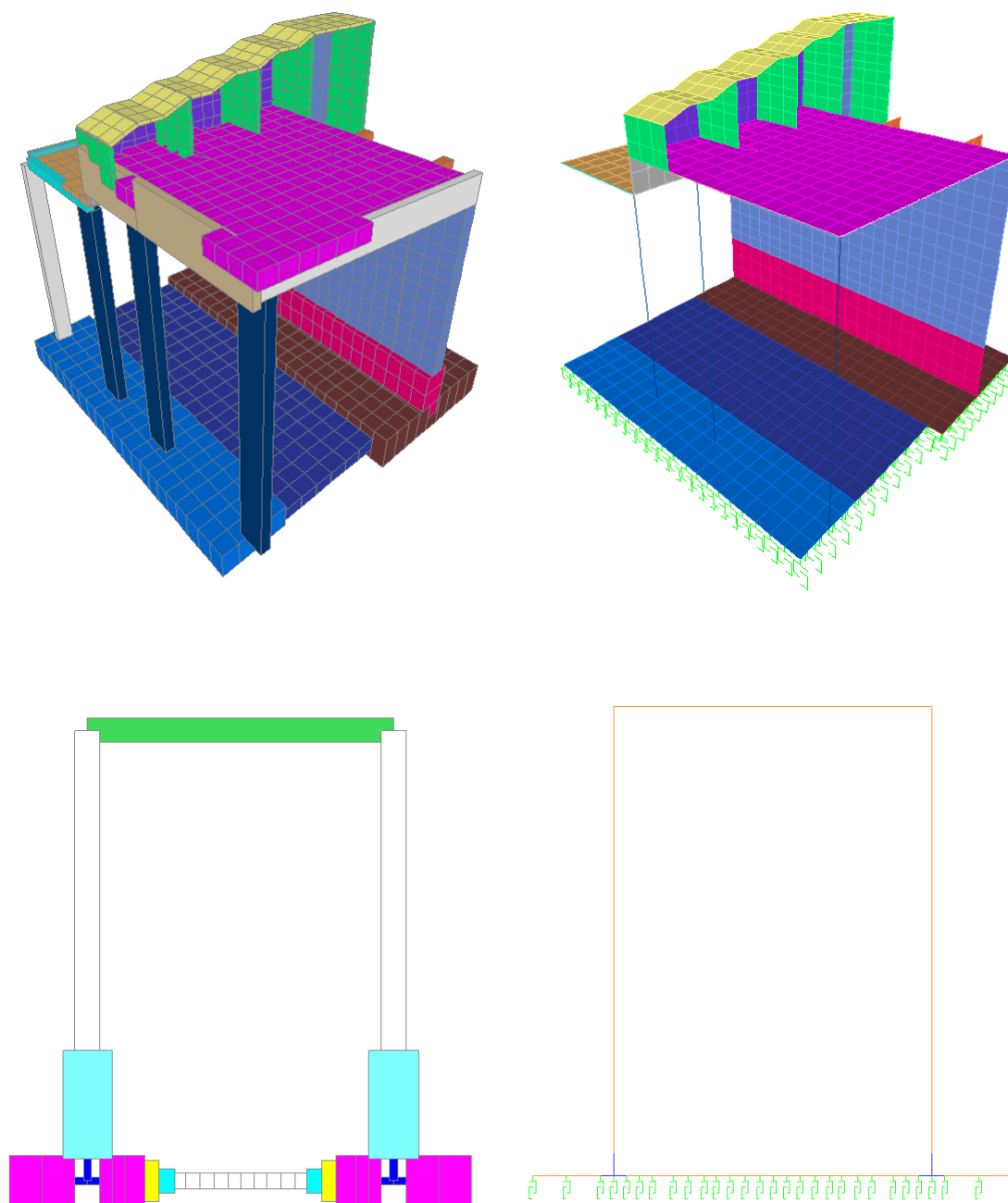


Figura 33 – Perspetivas dos modelos estruturais dos Túneis de Acesso ao Edifício – Túnel Este

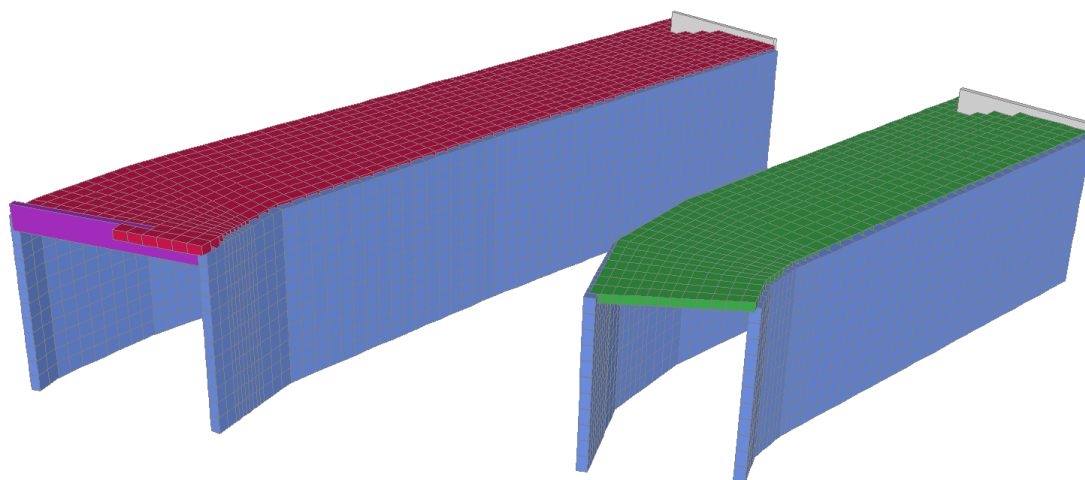


Figura 34 – Perspetivas dos modelos estruturais dos Túneis de Acesso ao Edifício – Túneis Este e Oeste

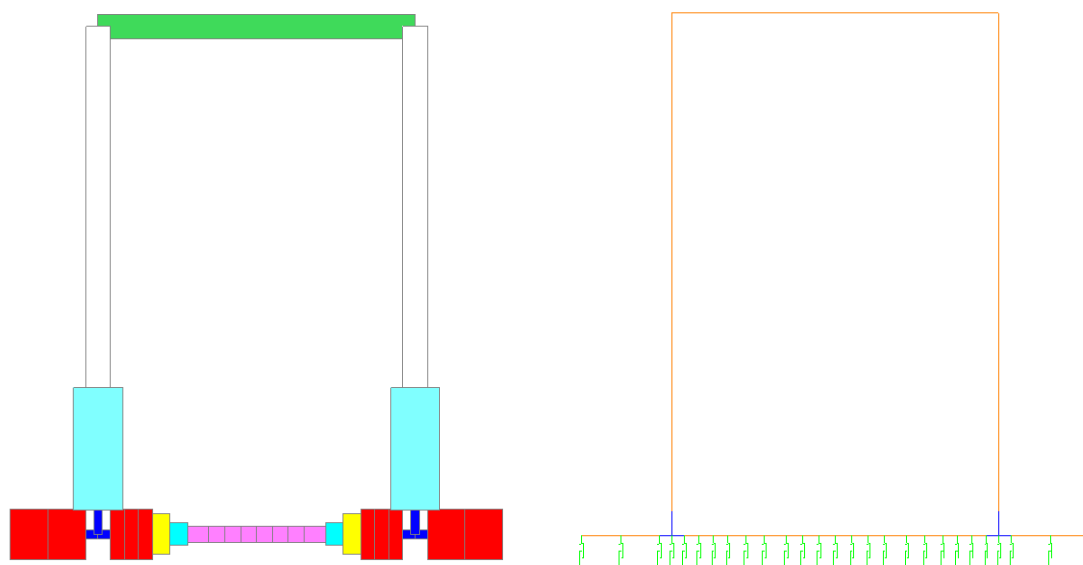


Figura 35 – Perspetivas dos modelos estruturais dos Túneis de Acesso ao Edifício – Túnel Oeste

9. ANÁLISES GEOTÉCNICAS

Na análise de problemas no âmbito da geotecnia (estruturas enterradas, estabilidade de taludes, estruturas de contenção) utiliza-se o programa PLAXIS V8.6 – Programa de elementos finitos desenvolvido pela Delft University of Technology.

Dentro das capacidades do programa destacam-se a possibilidade de simular sequências de escavação e construção a existência de vários tipos de elementos finitos que permitem modelar não só o solo ou rocha mas também ancoragens, escoras, estruturas de betão ou metálicas, geotêxteis, etc.

No que em particular diz respeito às estruturas dos muros de contenção do lado Nascente, a análise do seu comportamento e do maciço envolvente é efetuada recorrendo a adequadas modelações planas considerando as diferentes etapas do faseamento construtivo até à fase final.

Em cada um desses modelos são considerados elementos finitos que incluem as estruturas dos muros e os solos envolventes, sendo admitido nestas análises que é válida a condição de deformação plana e aplicado o “*Hardening Soil Model*”, modelo geológico implementado no Programa PLAXIS.

As condições de fronteira consideradas nos modelos planos são as seguintes:

- Fronteira inferior: Deslocamentos verticais e horizontais impedidos;
- Fronteiras laterais: Deslocamentos horizontais impedidos.

Com recurso ao programa de cálculo automático “PLAXIS – Versão 8.6”, são obtidos destas análises e em cada fase os diagramas de esforços e deformadas nas estruturas, os deslocamentos no maciço envolvente e os fatores de segurança relativos à estabilidade global do conjunto muro/macício.

10. SEGURANÇA AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE BETÃO ARMADO

10.1. Estado Limite Último de Flexão

A verificação do Estado Limite Último de Flexão é feita de acordo com os critérios anteriormente definidos para as Combinações Fundamentais de ações. Para efeitos destas

verificações, em flexão desviada, os diagramas de interação ($N_{rd}, M_{rd}^x, M_{rd}^y$) para cada uma das secções de cálculo são obtidos com recurso a software específico. A verificação de segurança é considerada satisfeita em cada secção desde que os esforços de cálculo ($N_{sd}, M_{sd}^x, M_{sd}^y$) se situem no interior do domínio definido por ($N_{rd}, M_{rd}^x, M_{rd}^y$).

10.2. Estado Limite Último de Esforço Transverso

A verificação do Estado Limite Último de Esforço Transverso é efetuada para as Combinações de Estado Último e Sísmicas, considerando o disposto no Eurocódigo 2-Artº 6.2.3º (3). Assim, na verificação da segurança ao esforço transverso considera-se:

$$\text{➤ } V_{Ed} < V_{rd} = \min\{ 0.9 d (A_{sw} / s) f_{ywd} \cot \theta ; 0.9 d \alpha_{cw} b_w v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \}$$

O punçoamento é verificado num perímetro de controlo afastado de 2d da face do pilar para as armaduras e um outro contorno a partir do qual já não seja necessária armadura de punçoamento:

$$\text{➤ } V_{Ed} < V_{rd,c} = C_{Rd,c} \kappa (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} 2d / a , \text{ quando não é necessária armadura de punçoamento}$$

$$\text{➤ } V_{Ed} < V_{rd,cs} = 0.75 v_{rd,cs} + 1.5 (d/s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} (1/u_l d) \sin \alpha$$

É disposta armadura de colapso progressivo que atravesse cada pilar e tenha resistência suficiente para suspender a totalidade do pano suspenso da laje após hipotética rotura por punçoamento.

11. SEGURANÇA AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS METÁLICOS

No âmbito do presente projecto, as estruturas metálicas adoptadas estão limitadas às estruturas de cobertura dos ductos e às escadas de acesso das coberturas ao heliporto, as quais são dimensionadas de acordo com os critérios do Eurocódigo 3.

Tratam-se assim, de estruturas metálicas de pequeno porte, dispensando-se por isso a transcrição desses critérios.

12. DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES

12.1. Aspectos geológico-geotécnicos

Para suporte ao projecto das obras para a construção do Hospital Central do Funchal foi realizado trabalho de prospecção que incluiu a realização de 30 furos de sondagem, os quais serviram para facultar a observação dos materiais escavados na realização de cada furo e também para a execução de ensaios de penetração dinâmica, do tipo SPT. Consolidado o projecto de implantação do hospital, verifica-se que deste conjunto de sondagens, 14 delas (com os números: 5, 6, 9, 10, 11, 13, 14, 15, 20, 21, 25, 26, 29, 30) foram realizadas no interior da área coberta pelo edifício, como se mostra na Figura seguinte.

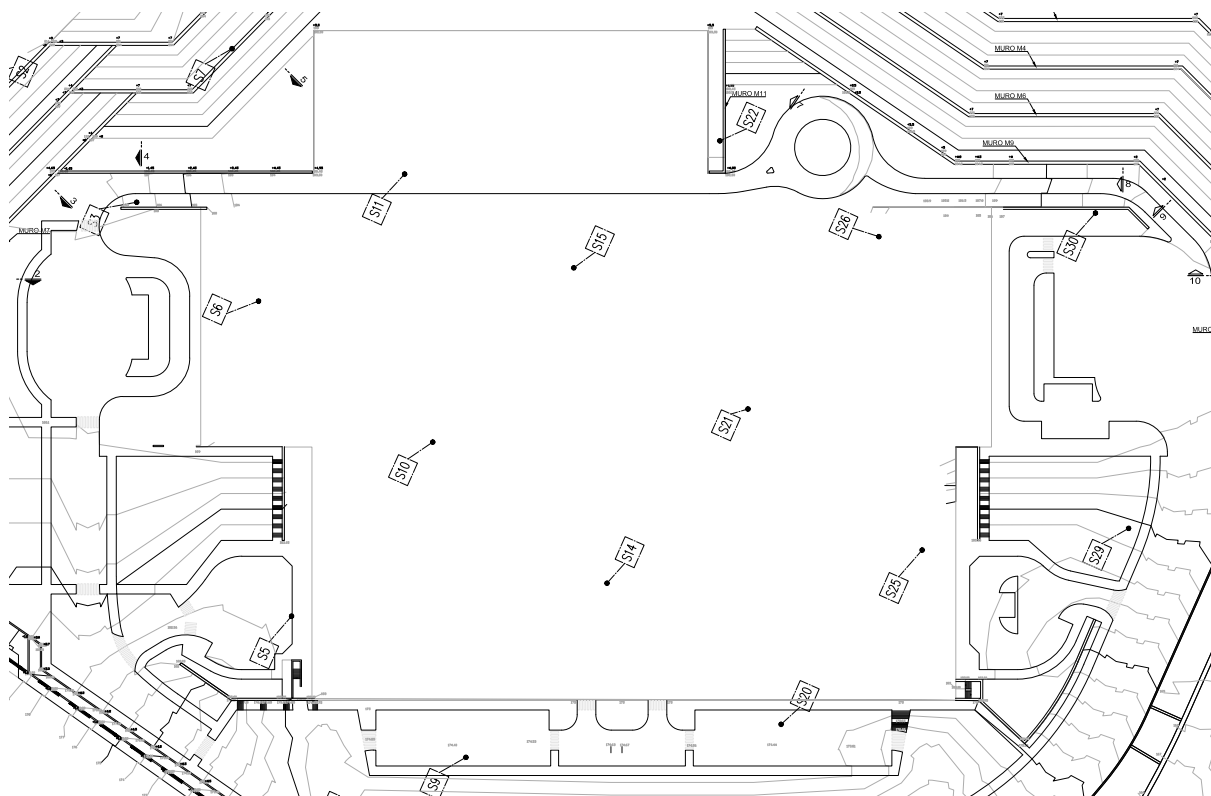


Figura 36 – Localização das sondagens realizadas na área coberta do Hospital

Os trabalhos de prospecção geológico-geotécnica conduziram à identificação da existência de dois complexos vulcânicos, assim descritos:

β_2 – tufos vulcânicos, por vezes brechóides, com clastos de dimensão “lapilli”, com grau de consolidação variável (solos areno-siltosos e silto-arenosos, com seixo fino e médio disperso), acastanhados e Piroclastos não consolidados, com clastos de dimensão cinza e “lapilli” /solos aeno-seixosos – areões vulcânicos), anegrados e avermelhados;

β_1 – basaltos compactos e basaltos vacuolares, e lava basáltica escoriácea, fragmentada (“Clinker”)

De acordo com o projecto de arquitectura, as fundações do edifício situam-se sensivelmente entre as cotas 168,50 e 172,00. Como referido, os furos de sondagem serviram para a realização de ensaios SPT, que tiveram lugar essencialmente em terrenos do complexo β_2 , pois que os terrenos do complexo β_1 não se predispunham para a realização de ensaios SPT, devido à sua grande resistência. Aliás, apesar das tentativas, apenas foi possível concluir 9 (nove) ensaios SPT em terrenos deste complexo, sendo que em apenas três destes ensaios foi obtido valor inferior a 38 pancadas, o que, muito provavelmente, traduz a presença de região do maciço muito alterada. Nas duas figuras seguintes mostra-se a variação de N_{SPT} com a profundidade, Figura 31, e com a cota, Figura 32. Faz-se notar que para ter em consideração que em muitos dos ensaios SPT não foi possível concluir o ensaio, ou seja, cravar a totalidade do comprimento da ponteira, nesses casos admitiu-se que o valor correspondente é $N=60$ pancadas, o que significa que se adoptou, para efeito deste tratamento gráfico, valor inferior ao real.

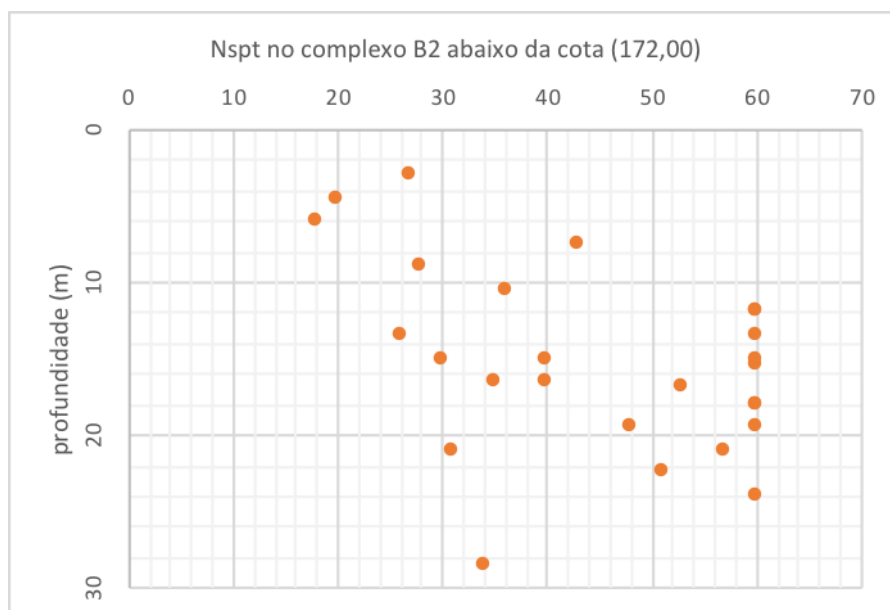


Figura 37 – Variação de N_{SPT} com a profundidade

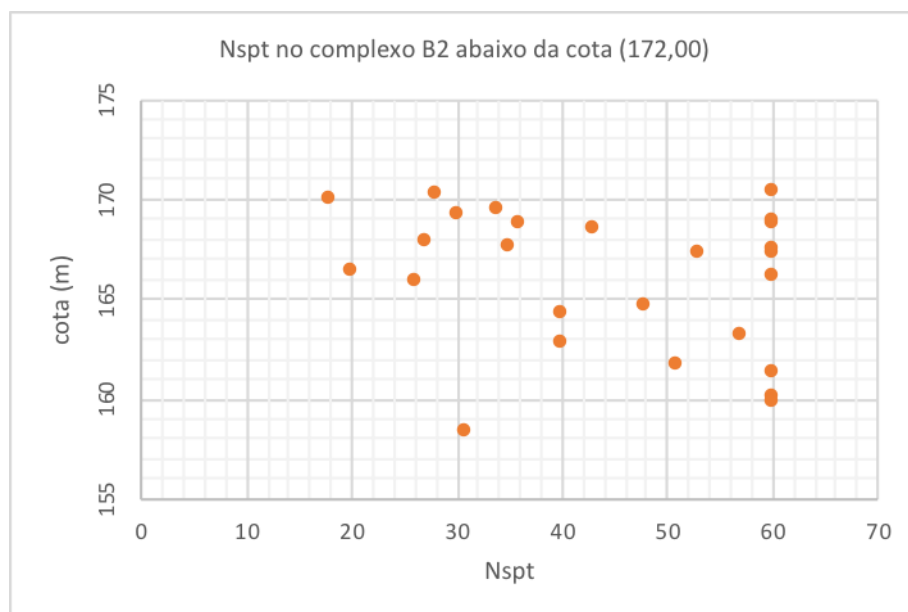


Figura 38 – Variação de N_{SPT} com a cota

A figura 31 evidencia o crescimento de N_{SPT} com a profundidade. A figura 32 mostra que abaixo da cota 172,00 o valor registado no ensaio SPT é genericamente superior a 30 pancadas. Aliás, o tratamento destes resultados conduz a valor característico $N_{SPT,k}=37$, valor que é prejudicado pela opção quanto aos valores adoptados para os ensaios em que não foi conseguida a cravação de todo o comprimento da ponteira, como referido.

Tomando como referência a primeira destas duas cotas (168,50) e tendo em consideração que actualmente, no local, a superfície do terreno se desenvolve sob a forma de encosta, calcula-se que a profundidade média a que se situa aquela cota é de 15 m. Admitindo para o terreno peso volúmico de 19 kN/m^3 , então calcula-se que a tensão vertical àquela profundidade é $s'_v=15 \cdot 19=285 \text{ kPa}$. Considerando um valor prudente da profundidade, ou seja, inferior ao valor médio, seja $z=12 \text{ m}$, que corresponde ao valor característico do conjunto das profundidades a que se situa aquela cota em cada um dos furos de sondagem, calcula-se $s'_v=12 \cdot 19=228 \text{ kPa}$.

Tomando como referência a cota 168,50, verifica-se que ela corresponde à presença de terrenos incluídos no complexo vulcânico β_1 nos locais das seguintes sondagens: S5, S6, S9, S10, S11, S14, S15 e S20.

Para estabelecer o plano de fundação correspondente a cada um dos corpos do edifício hospitalar será necessário proceder a trabalhos de escavação. Para a escavação do maciço integrado no complexo vulcânico β_1 , e também em intercalações rochosas dispersas no complexo β_2 , admite-se a necessidade de recorrer a martelos hidráulicos pesados. Para a escavação do terreno restante serão adequados os meios tradicionais de escavação. De qualquer modo, para atender às condições de heterogeneidade do maciço preconiza-se que os

elementos estruturais de fundação fiquem apoiadas sobre camada de aterro a construir de acordo com especificação que se inclui adiante. Isto significa que o desmonte do maciço, na área coberta da edificação, incluirá a realização de sobreescavação.

12.2. Condições de fundação das estruturas

Sobre esta matéria é pertinente recordar o expresso sob o título “8. Condições de Fundação das Estruturas” do “Anexo 1 – Estudo Geológico-Geotécnico” desta memória descritiva e justificativa, que se transcreve parcialmente:

Os terrenos ocorrentes às cotas de fundação das estruturas que constituem o complexo do Hospital são muito heterogéneos, sendo constituídos, de acordo com os dados disponíveis, quer por tufo e areões vulcânicos (com grau de compactidade variável, desde medianamente compactos a muito compactos), quer por rocha basáltica (geralmente medianamente alterada a pouco alterada e com grau de fracturação variável), quer por lava basáltica escoriácea, fragmentada (muito heterogénea e com zonas com comportamento de solo e outras com comportamento rochoso). A distribuição espacial destes diferentes tipos de materiais é aleatória, não permitindo qualquer zonamento minimamente fundamentado.

Embora as condições atrás descritas, particularmente a heterogeneidade das formações e a sua distribuição espacial errática, não sejam as ideais para a adopção de fundações do tipo directo, considera-se que essas mesmas características desaconselham encarar soluções de fundação do tipo indirecto. Com efeito, a presença de níveis de natureza rochosa, com localização e dimensões impossíveis de definir, intercalados com materiais tipo solo, constituem importantes condicionamentos, quer ao dimensionamento, quer à execução desse tipo de soluções.

Considera-se, assim, ser de optar por fundações do tipo directo, embora com o recurso a medidas que permitam minimizar os efeitos associados às características geotécnicas do local.

Uma primeira medida preconizada visa a criação duma base de apoio dos elementos de fundação das estruturas, com características de homogeneidade, na interface dos elementos estruturais de fundação e o maciço. Para tal o maciço deverá ser objecto duma sobre escavação, a qual posteriormente deverá ser preenchida com materiais seleccionados e devidamente compactados. Será, assim, criada uma maior homogeneidade de apoio dos elementos de fundação e, simultaneamente, uma menor solicitação ao nível da superfície de escavação do maciço, com efeitos benéficos em termos de comportamento mecânico diferencial ao longo da superfície escavada.

Uma outra medida a adoptar diz respeito à concepção estrutural das fundações. Como orientação geral, considera-se que, para ter em conta eventuais diferenças de comportamento mecânico associadas à própria heterogeneidade do maciço, a solução a adoptar deverá possuir uma rigidez suficientemente elevada para permitir fazer face a eventuais deformações diferenciais do próprio maciço, sem que os respectivos efeitos sejam transmitidos para a superestrutura. Será, assim, aconselhável a adopção de soluções em ensoleiramento geral ou através de sapatas ligadas entre si por uma rede de vigas de elevada rigidez. A opção entre uma destas duas soluções deverá ser tomada face aos níveis de solicitação em jogo e às características mecânicas do maciço.

A execução do elemento – aterro - anteriormente referido, na interface entre a superfície de escavação sub-horizontal do maciço *in-situ* e a base dos elementos estruturais de fundação, deverá ser realizada de acordo com as prescrições e sequência que seguidamente se referem.

- a) Execução de sobreescavação em cada uma das plataformas de implantação dos edifícios, a partir da cota da base dos elementos estruturais de fundação a construir na área dessa plataforma;
- b) O material a utilizar na construção dos aterros – camada de interface - de implantação dos elementos estruturais de fundação serão constituídos por partículas sólidas com características de rocha sã e com superfície angulosa;
- c) O material de aterro terá granulometria contínua definida pelo seguinte fuso granulométrico, onde D_{xx} representa a dimensão do peneiro onde passa xx% das partículas sólidas do material de aterro:
 - a. $100 \text{ mm} \leq D_{100} \leq 200 \text{ mm}$;
 - b. $60 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 120 \text{ mm}$;
 - c. $25 \text{ mm} \leq D_{10} \leq 50 \text{ mm}$
- d) Colocação do material para aterro segundo a técnica do “cordão” e sua aplicação sobre toda a área de cada uma das plataformas de modo a formar camada com 0,30m espessura;
- e) Rega da camada utilizando volume de água correspondente a 15%, em volume, do volume de aterro a compactar em cada operação de compactação;
- f) Compactação da camada referida em d) supra mediante sucessivas passagens de **cilindro vibrador** de elevado peso estático ($\geq 10 \text{ T}$); a operação de compactação

deverá ser dada como concluída quando se considerar que novas passagens não dão origem a assentamentos adicionais do topo da camada;

- g) Repetição das operações referidas em d), e) e f) associadas a uma segunda camada até perfazer a espessura total.

12.3. Parâmetros geotécnicos

Para avaliação dos parâmetros geotécnicos referentes à camada de aterro recorre-se, como referência, aos parâmetros publicados por Maranha das Neves et al (1987)⁸. Nesta publicação é utilizado o modelo hiperbólico para retratar o comportamento mecânico do aterro, um pedrapleno. Tendo em consideração estar em causa aterro realizado com material da mesma natureza – vulcânica – que aquele que se prevê para o aterro da interface no Hospital da Madeira, recorre-se àqueles parâmetros tem-se:

$$E = 980 * 103,3 * \left(\frac{\sigma_3}{103,3} \right)^{0,66}$$

Admitindo a aplicação sobre a camada de interface de uma carga vertical de 400 kPa, através do elemento de fundação, estima-se que a meia altura da referida camada o acréscimo de tensão horizontal seja da ordem de 200 kPa. Resulta então para a camada de interface, por aplicação da equação acima: E = 156 MPa. Adota-se para esta camada E = 120 MPa e coeficiente de Poisson 0,21.

Relativamente ao ângulo de resistência ao corte desta camada, de acordo com a mesma publicação calcula-se:

$$\phi = 51,1 - 11,6 * \log \left(\frac{\sigma_3}{103,3} \right)$$

$\phi = 47,7^\circ$. Adota-se $\phi = 41^\circ$.

Para $\phi = 41^\circ$ calcula-se

$$N_q = e^{\pi * \tan \phi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

e

⁸ Maranha das Neves, E., Ribeiro e Sousa, L., Fialho Rodrigues, L., Veiga Pinto, A. (1987). Fundações dos aterros para o prolongamento da pista do aeroporto de Ponta Delgada. II Encontro Nacional de Geotecnia, Vol 1, Lisboa.

$$N_y = 2 * (N_q - 1) * \tan \phi'$$

donde, substituindo ϕ' por 41° , se obtém: $N_y = 126,6$.

Admitindo que a sapata está apoiada na superfície da camada de interface, através da equação

$$q_r = \frac{1}{2} \gamma * B * N_y$$

para $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$, $B = 1 \text{ m}$ e $N_y = 105,9$, calcula-se: $q_r = 1200 \text{ kPa}$.

Considerando um coeficiente de segurança global $FS_g = 3$, calcula-se

$$q_q = \frac{q_r}{3}$$

$q_a = 400 \text{ kPa}$.

Ainda que se saiba que a carga de rotura de uma fundação apoiada à superfície de um terreno puramente friccional é função da largura do elemento que transmite a carga ao terreno, como mostra a equação acima, considera-se, no âmbito deste projecto, que a generalidade das fundações superficiais, desde que com largura não inferior a 1 m , deverá ser dimensionada adoptando para o efeito uma carga admissível, de segurança, **$q_a = 400 \text{ kPa}$** . Deste modo, a dimensão em planta de cada sapata resultará da relação entre a carga vertical que ela deverá transmitir ao terreno, calculada para a combinação rara de acções, e a capacidade admissível (400 kPa).

13. MATERIAIS ESTRUTURAIS

13.1. Betões

Considera-se um período de vida útil das estruturas do edifício do Hospital de 100 anos. Segundo a definição plasmada na Especificação E464 do LNEC, não é necessário considerar a corrosão induzida por cloretos da água do mar. Ainda assim optou-se pela especificação de classe de exposição de XS1 para elementos estruturais exteriores em betão à vista, com vista a garantir durabilidade extra do material.

Os materiais estruturais e as classes de exposição ambiental que se propõe sejam adotados em elementos de Betão Estrutural, conforme disposto na NP EN 206-1 são os seguintes:

- Regularização de Fundações C16/20 | X0(P) | Cl1.0 | D_{max} 22 | S2
- Fundações, Lajes de Transição C30/37 | XC2(P) | Cl 0.4 | D_{max} 22 | S3
- Pavimentos Térreos C30/37 | XC3(P) | Cl 0.4 | D_{max} 20 | S3
- Muros exteriores C30/37 | XC4/XS1(P) | Cl 0.2 | D_{max} 22 | S3
- Pilares e Paredes em Geral C35/45 | XC1(P) | Cl 0.4 | D_{max} 22 | S3
- Vigas e Lajes em Geral C35/45 | XC1(P) | Cl 0.4 | D_{max} 22 | S3
- Elementos estruturais interiores em betão à vista
C35/45 | XC3(P) | Cl 0.4 | D_{max} 22 | S3
- Elementos estruturais exteriores em betão à vista
C35/45 | XC4/XS1(P) | Cl 0.2 | D_{max} 22 | S3

A classe de inspeção proposta de acordo com a NP ENV 13670-1 (2007) é a 3.

13.2. Aços em armadura ordinária

Armaduras Ordinárias (EN 10018) A500 NR SD

A Classe estrutural dos elementos estruturais (EC2, Quadro 4.4N) é S3 (elementos tipo laje) ou S4 (outros), sendo o recobrimento mínimo aquele estipulado para Classe S4. Adotam-se assim os seguintes recobrimentos nominais das armaduras ordinárias:

- Lajes em geral 25mm
- Lajes em pisos de estacionamento 35mm
- Pilares em geral 40mm
- Paredes e vigas em geral 35mm
- Faces exteriores expostas ao ar 45mm
- Pavimentos Térreos 40mm

Em faces de betão desativado deverá ser adicionado 25mm aos valores dos recobrimentos nominais das armaduras ordinárias apresentados anteriormente.

13.3. Aços em estruturas metálicas

O aço para as componentes das estruturas metálicas deve ser constituído por produtos laminados a quente de aços sem liga metálica que satisfaça as exigências da EN10025.

O aço será das classes S275.

Em chapas ou perfis, o aço será S275 pelo menos da Qualidade JRG2 e JO para espessuras inferiores respetivamente a 20 e a 35mm.

13.4. Tintas para superfícies de aço

Em qualquer caso, o sistema de pintura deverá ser de qualidade igual ou superior ao seguinte:

- **PRIMÁRIO**
 - Tipo genérico: Epóxi de dois componentes, rico em zinco metálico
 - Tipo de veículo: Epóxi induzido curado por poliamina
 - Teor de sólidos em volume: 55% mínimo
 - Tipo de pigmento: Zinco em pó
 - Espessura: 75 microns de espessura seca (mínimo)
 - Conteúdo em Voláteis Orgânicos (VOC): Não exceder 340 g/l
- **INTERMÉDIO**
 - Tipo genérico: Epóxi de dois componentes de elevada espessura
 - Tipo de veículo: Epóxi induzido curado por poliamida
 - Teor de sólidos em volume: 80% mínimo
 - Tipo de pigmento: Óxido de ferro micáceo ou alumínio
 - Cor: Colorida de modo a distinguir-se do primário e do acabamento
 - Espessura: 75 microns de espessura seca (mínimo)
 - Conteúdo em Voláteis Orgânicos (VOC): Não exceder 200 g/l
- **ACABAMENTO**
 - Tipo genérico: Poliuretano acrílico de dois componentes
 - Tipo de veículo: Poliuretano acrílico alifático
 - Teor de sólidos em volume: 50% mínimo
 - Tipo de pigmento: Óxido de ferro micáceo
 - Acabamento: Alto brilho
 - Cor: A especificar pela Fiscalização
 - Espessura: 50 microns de espessura seca (mínimo)
 - Conteúdo em Voláteis Orgânicos (VOC): Não exceder 390 g/l

Os primários, sub-capas e acabamentos para a pintura das estruturas de aço deverão ser produzidos por um único fabricante.

As superfícies serão decapadas com jacto abrasivo ao grau Sa2½ (ISO 8501-1:1998) ou SSPC-SP6. Se ocorrer oxidação entre a decapagem e a aplicação do primário, a superfície deve ser redecapada até satisfazer o padrão visual especificado.

Lisboa, Outubro de 2018

Estruturas e Fundações

Luis Pedrosa, Eng^a (Msc)

Bruno Lopes, Eng^a

Frederico Varino, Eng^a

Geologia/Geotecnia

Carlos S. Pereira, Eng^a (Phd)

REGIÃO AUTÓNOMA DA MADEIRA
SECRETARIA REGIONAL DOS ASSUNTOS PARLAMENTARES E EUROPEUS
HOSPITAL CENTRAL DA MADEIRA
PROJETO DE EXECUÇÃO

GRID
CONSULTING ENGINEERS

ARIPA
ARQUITECTOS

Anexo 1

Estudo Geológico-Geotécnico

**(Elaborado para a GRID SA por Consulgeo, Consultores de Geotecnia Lda
em Outubro de 2008)**

ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

1. INTRODUÇÃO

No presente relatório são fornecidos pormenores sobre os trabalhos realizados para a caracterização geológico-geotécnica do local de implantação do Hospital Central da Madeira, bem como a interpretação dos resultados neles obtidos, tendo em vista o Projeto e a construção das respetivas estruturas.

Os trabalhos de prospeção realizados foram definidos em programa elaborado após visita de reconhecimento ao local. À data dessa visita, o local encontrava-se ocupado por densa plantação de bananeiras, o que dificultou o desejado reconhecimento de superfície.

Do que então foi possível observar, designadamente a presença de alguns afloramentos de natureza rochosa e a configuração topográfica da área em questão, foi-se levado a pensar estar-se perante um local de marcada presença de formações rochosas, o que, conforme adiante será referido, não se veio a confirmar.

No plano de prospeção elaborado foi prevista a realização de 32 sondagens de rotação verticais, distribuídas por toda a área das futuras instalações do Hospital, acompanhadas da realização de ensaios de penetração SPT nos níveis mais brandos atravessados pelas sondagens. Foi ainda incluída no plano a realização de ensaios em laboratório sobre amostras colhidas nas sondagens.

2. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS E GEOMORFOLÓGICAS

O local previsto para implantação do Hospital Central da Madeira, situa-se numa zona de encosta, com cotas atingindo cerca de 240m no extremo SE do terreno e de cerca de 150m no extremo SW.

O local, ocupado por plantação de bananeiras e diversas casas de habitação, situa-se em terrenos do maciço vulcânico pós-miocénico (β), coberto por depósitos superficiais (Dc), correspondentes a solos orgânicos, pontualmente cobertos por aterros e pavimentos de arruamentos.

Os terrenos do maciço vulcânico apresentam acentuada heterogeneidade litológica, já que englobam quer escoadas lávicas, de natureza rochosa, quer depósitos de materiais piroclásticos de granulometria muito diversa, interestratificados em camadas de espessura muito variável, e com bruscas variações de fácies.

Do ponto de vista hidrogeológico, a existência de uma camada de solos superficiais, de natureza argilo-siltosa, e a morfologia do terreno, não são favoráveis à infiltração e ao estabelecimento de níveis aquíferos. As sondagens efetuadas confirmaram a inexistência de níveis aquíferos até às profundidades atingidas pela furação, da ordem de 60m. Não se exclui, no entanto, que, durante a abertura da escavação se possam verificar vindas de águas localizadas, infiltradas através da rede de fracturas das escoadas basálticas e/ou de níveis de piroclastos mais grosseiros e menos compactos.

3. PROSPECÇÃO MECÂNICA E ENSAIOS EM LABORATÓRIO

3.1. Sondagens mecânicas

Para o reconhecimento do local, além dos elementos recolhidos na observação directa dos terrenos, dispõe-se da informação fornecida por 31 sondagens mecânicas, com furação à rotação e recolha contínua de amostras, e com execução de ensaios SPT nos materiais adequados à realização deste tipo de ensaio.

As 31 sondagens mecânicas disponíveis têm as designações de S1 a S26 e de S28 a S32, não tendo sido efetuada a sondagem S27 por falta de autorização do proprietário do terreno. A sua localização consta do Desenho em anexo, e a sua execução foi realizada pela Empresa Tecnasol, durante os meses de Junho a Agosto de 2007.

Os resultados obtidos constam de relatório dos trabalhos apresentado pela referida Empresa em Agosto de 2008, o qual se apresenta em anexo.

Em nenhuma das sondagens é referida a presença de níveis aquíferos, atribuindo-se os níveis de água registados nalguns dos furos, no início e fim do turno de trabalho, à água utilizada da furação.

A classificação dos terrenos que se apresenta baseou-se na observação da amostragem recolhida quando das visitas efetuadas pelos signatários ao local e nos gráficos individuais das sondagens constantes do relatório da Tecnasol, tendo sido seguidos, de acordo com a bibliografia da especialidade, os seguintes critérios em relação aos materiais vulcânicos de natureza piroclástica:

Granulometria	Materiais de baixa compactidade	Materiais compactos
D < 2mm	Cinzas	Tufos
2mm < D < 64mm	Lapilli	Brechas

3.2. Ensaaios de laboratório

Nas visitas ao local, efetuadas durante os trabalhos de prospecção, foram seleccionadas amostras recolhidas nos ensaios SPT, para a realização de ensaios de identificação (granulometria por peneiração e determinação dos limites de liquidez e de plasticidade). Esses ensaios foram executados no Laboratório Regional de Engenharia Civil (LREC).

Os boletins individuais destes ensaios constam da Adenda ao relatório apresentada pela Tecnasol, em Agosto de 2008, que também se anexa ao presente relatório.

Os ensaios de identificação, efectuados sobre materiais piroclásticos, destinaram-se a classificá-los, não só segundo os critérios granulométricos atrás referidos, mas também segundo a Classificação Unificada de Solos.

No Quadro 1 é apresentada uma síntese dos resultados obtidos.

4. ZONAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Os resultados obtidos encontram-se sintetizados nos 9 perfis geológico-geotécnicos interpretativos A-B a S-T, apresentados nos Desenhos em anexo, procedendo-se seguidamente à descrição das características dos depósitos de cobertura (Dc) e dos dois complexos litológicos individualizados no maciço vulcânico (β_2 e β_1).

4.1. Depósitos de cobertura (Dc)

Os depósitos de cobertura correspondem essencialmente a solos silto-argilosos, orgânicos na sua parte superior, devido à actividade agrícola, e cobertos pontualmente por aterros e pavimentos de arruamentos existentes.

A espessura destes solos é pouco significativa, com valores reconhecidos entre de 0.30m e 2.0m, nos locais das sondagens S6 e S26 substituídos por aterros e pavimentos, com 1.5 e 1.0 m de espessura, respetivamente.

4.2. Maciço vulcânico (β_2 e β_1)

Conforme atrás referido, o complexo vulcânico é muito heterogéneo, englobando lavas basálticas interestratificadas com níveis de piroclastos (tufos e brechas), com graus de compactidade muito variáveis.

Embora com as inevitáveis imprecisões associadas ao zonamento dos maciços vulcânicos, derivadas da sua heterogeneidade, a interpretação dos dados disponíveis conduziu à

individualização de dois complexos litológicos (ver Desenho em anexo) com características relativamente bem diferenciadas, seguidamente descritas.

4.3. Complexo β_2

Neste complexo englobaram-se dois tipos distintos de materiais piroclásticos, com comportamento de solo, correspondentes a “tufos vulcânicos” e a “lapilli e cinzas vulcânicas (areões vulcânicos)”, respetivamente.

4.3.1. Tufos vulcânicos

Os tufos vulcânicos, por vezes brechóides, de cor predominantemente acastanhada, com grau de compacidade muito variável, correspondem, na Classificação Unificada, a solos areno-siltosos (solos SM), com percentagens de material passado no peneiro nº 200 de malha ASTM compreendidas entre 15.5 e 49.4%, e solos silto-arenosos (solos ML), com percentagens de material passado no peneiro nº200 de malha ASTM entre 52.4 e 78.8%, por vezes com seixo fino e médio disperso.

Trata-se de solos predominantemente não plásticos, já que apenas numa das 33 amostras destes solos ensaiadas, recolhida no ensaio SPT realizado na sondagem S13, a 1.5m de profundidade, foram determinados valores para o limite de liquidez e para o limite de plasticidade (47% e 38%, respectivamente, a que corresponde índice de plasticidade de 9%). As variações do grau de compacidade dos tufos encontram-se reflectidas nos valores obtidos nos ensaios SPT, com largo intervalo de variação e podendo atingir a “nega” ($N_{SPT} \geq 60$ pancadas) e com variações frequentemente bruscas dos valores de SPT, correspondendo os valores mais frequentes a solos medianamente compactos e compactos.

4.3.2. Cinzas e Lapilli (Areões vulcânicos)

Os materiais piroclásticos correspondem, na Classificação Unificada, a areias, com seixo fino e médio disperso, e com poucos finos (solos SP e SP-SM) com percentagens de material passado no peneiro nº 200 de malha ASTM normalmente inferiores a 12% (das 6 amostras destes materiais ensaiadas, apenas na amostra recolhida no ensaio SPT realizado na sondagem S11, a 12m de profundidade, se obteve um solo areno-siltoso, com percentagem de 20.6% de material passado no peneiro nº 200 de malha ASTM).

Apresentam compacidade variável, com valores de SPT mais frequentes correspondentes a solos medianamente compactos e compactos.

Os materiais piroclásticos incluídos no Complexo β_2 são predominantes na zona SE da área em estudo, a cotas mais elevadas, tendo as sondagens S17, S16, S23, S31 e S32, com

comprimentos de 60.0m, 43.5m, 36.0m, 55.5 e 33.0m, respectivamente, atravessado unicamente terrenos deste complexo.

Do ponto de vista da escavabilidade, os materiais incluídos no Complexo β_2 , com comportamento de solo, serão facilmente escaváveis com equipamentos correntes de terraplenagem.

4.3.3.Complexo β_1

Neste complexo incluíram-se dois tipos de materiais relacionados com actividade essencialmente efusiva dos centros emissores, com características e comportamento geotécnico diferenciado, e correspondentes a “Basaltos compactos e vacuolares” e a “Lava escoriácea, fragmentada” (Clinker s.l.).

4.3.4.Basaltos compactos e vacuolares

As escoadas basálticas apresentam espessura variável, dependendo, entre outros factores, do teor em sílica, da quantidade de gases, quantidade de fenocristais, da taxa de efusão e do paleorelevo, frequentemente da ordem de 2-3m, mas podendo atingir valores mais elevados, da ordem de 10-15m.

Os basaltos podem ser vacuolares ou compactos, correspondendo a rocha de elevada resistência.

Apresentam-se normalmente medianamente a pouco alterados (W_{3-2}), com passagens muito alteradas (W_{4-5}) e com grau de fracturação variável. Na furação à rotação efetuada, as percentagens de recuperação são muito elevadas, próximo dos 100%, e os valores de RQD, função do grau de fracturação da rocha, são muito variáveis, cobrindo o espectro de 0-100%.

4.3.5.Lava escoriácea, fragmentada (clinker, s.l.)

Estes materiais, descritos normalmente nos gráficos das sondagens mecânicas por “Brechas basálticas”, muito heterogéneos, correspondem a lava basáltica, escoriácea, muito fragmentada, vacuolar e com elevado índice de vazios.

Nos níveis mais fragmentados, com comportamento de solo, permitem a execução de ensaios SPT, em que se obtêm valores muito variáveis e com bruscas variações, por vezes com “nega” ($N \geq 60$) na 1ª fase do ensaio, e com penetrações muito reduzidas.

Nas passagens menos escoriáceas podem apresentar um comportamento rochoso, com percentagens de recuperação relativamente elevadas, embora com valores de RQD baixos e muito baixos, normalmente inferiores a 25%.

Os terrenos incluídos no Complexo β_1 , normalmente interestratificados com os do Complexo β_2 e com menor representação do que os deste Complexo, estão ausentes na extremidade SE do terreno, a cotas mais elevadas (como, por exemplo, nas sondagens, S16, S17, S23, S31 e S32, conforme atrás referido).

O nível mais espesso dos seus terrenos foi amostrado na sondagem S7, entre 8.0m e 31.5 m, profundidade à qual a sondagem terminou.

5. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DAS FORMAÇÕES

5.1. Introdução

De acordo com o anteriormente referido, no local do futuro Hospital, para além da existência de alguns depósitos de cobertura, de expressão muito reduzida, ocorre um complexo vulcânico muito heterogéneo, englobando lavas basálticas interestratificadas com níveis de tufos, areões e brechas.

Dum ponto de vista do comportamento mecânico, as lavas basálticas correspondem a materiais do tipo rochoso, enquanto que os materiais tipo tufo e areões exibem comportamento de solos, predominantemente incoerentes. Apresenta-se, de seguida, neste capítulo, a sua caracterização.

Dada a forma interestratificada com que ocorrem estes materiais, não é possível estabelecer um zonamento que permita delimitar zonas de ocorrência de cada um deles, com incidência directa na concepção e dimensionamento geotécnico das estruturas que se pretendem construir. Nestas condições, no capítulo seguinte serão apresentadas as características geotécnicas a considerar em diferentes zonas da área de implantação do Hospital, nas quais é assumido, não o comportamento individual de cada material (tal como caracterizado neste capítulo), mas antes um comportamento global de todos os materiais ocorrentes em cada local.

5.2. Características dos tufos vulcânicos

Na Figura 1 apresenta-se o conjunto de curvas granulométricas obtidas nos ensaios realizados sobre amostras de tufos vulcânicos. Conforme se pode verificar, trata-se de materiais fundamentalmente constituídos pelas frações de areia e silte. Em termos de características plásticas todas as 33 amostras ensaiadas revelaram tratar-se de materiais não plásticos, com

excepção duma para a qual se obteve para o limite de liquidez e para o índice de plasticidade os valores de, respectivamente, 47% e 9%.

Na Figura 2 apresentam-se os resultados dos ensaios SPT realizados nestes materiais e na Figura 3 os mesmos resultados corrigidos do efeito da profundidade, de acordo com (Liao e Whitman, 1986):

$$N_{SPT,c} = C_N N_{SPT} = \left(\frac{95.76}{p'_0} \right)^{0.5} N_{SPT}$$

onde p'_0 é a tensão vertical efectiva à profundidade do ensaio.

Na Figura 4 apresentam-se os valores do ângulo de resistência ao corte obtido com base nos resultados dos ensaios SPT, de acordo com a seguinte correlação (Japanese Railway Standards, referido em Shioi e Fukui, 1982):

$$\phi' = \sqrt{18 N_{SPTc}} + 15^\circ$$

onde N_{SPTc} é o valor do ensaio SPT corrigido do efeito da profundidade. Da análise desta figura considera-se que o valor de 35° pode ser representativo do ângulo de atrito destes materiais.

Ainda tendo por base os resultados destes ensaios SPT, procurou-se avaliar a rigidez do material. Assim, definiu-se um módulo de deformabilidade, E, variável com o estado de tensão segundo:

$$E = E^{ref} \left(\frac{\sigma'_3}{100} \right)^{0.5}$$

sendo E^{ref} o valor de E para uma tensão de confinamento de referência de 100kPa.

Assim, começou-se por estimar o módulo de deformabilidade E tradicionalmente associado ao nível de deformação correspondente às situações de serviço das estruturas geotécnicas correntes, fazendo:

$$E = N_{SPT} (0.84 + 0.036 N_{SPT}) \text{ [MPa]}$$

sendo N_{SPT} o resultado do ensaio SPT. Em seguida determinou-se o valor de E tendo com referência a tensão de confinamento de 100kPa, E^{ref} , fazendo:

$$E^{ref} = E \left(\frac{\sigma'_3}{100} \right)^{-0.5}$$

Foi ainda considerado que o coeficiente de impulso em repouso, K_0 , destes materiais pode ser obtido fazendo:

$$K_0 = 1 - \sin \phi'$$

tendo-se sido condizido a um valor de K_0 de 0.43.

Os resultados assim obtidos são apresentados na Figura 5, donde se obtém, para estes materiais, um valor de E^{ref} de 50MPa.

5.3. Características dos areões vulcânicos

Na Figura 6 apresenta-se o conjunto de curvas granulométricas obtidas nos ensaios realizados sobre amostras dos areões vulcânicos. Conforme se pode verificar, trata-se de materiais fundamentalmente constituídos pela fração areia. Em termos de características plásticas todas as amostras ensaiadas revelaram tratar-se de materiais não plásticos.

Na Figura 7 apresentam-se os resultados dos ensaios SPT realizados nestes materiais e nas Figuras 8, 9 e 10, adoptando as metodologias anteriormente referidas para o caso dos tufo vulcânicos, apresentam-se, respectivamente, os valores dos ensaios SPT corrigidos do efeito da profundidade, os valores do ângulo de resistência ao corte e os valores do módulo de deformabilidade de referência. Face aos resultados apresentados nas Figuras 9 e 10, considera-se como representativo dos materiais em causa um ângulo de resistência ao corte de 30° e um valor do módulo de deformabilidade de referência de 35MPa.

Para o valor do coeficiente de impulso em repouso, considera-se, de acordo com a metodologia também já apresentada, um valor de 0.50.

Importa referir que o comportamento mecânico destes materiais, tal como aliás os anteriormente analisados, foi caracterizado apenas com base nos resultados dos ensaios SPT. Da experiência dos signatários, os valores a que se foi conduzido pela metodologia apresentada representam um comportamento mecânico que fica aquém do esperado para esta formação. É, assim, de admitir que os resultados dos ensaios SPT nesta formação não estejam a reproduzir as reais características dos materiais, eventualmente devido a dificuldades de execução associadas à sua composição predominantemente arenosa. Na falta de outros elementos que permitam, de uma forma alternativa, avaliar o comportamento destes materiais, considera-se que os valores anteriormente apresentados, embora aparentemente conservativos, devem ser adoptados.

5.4. Basaltos e lava escoriácea

Trata-se, genericamente, de materiais com comportamento predominantemente rochoso, embora a lava escoriácea, por se apresentar muito fracturada, exiba por vezes o comportamento de um solo. Nestes casos, durante a realização das sondagens, foram executados alguns ensaios SPT, os quais conduziram sempre a valores de “nega”. Por se tratar duma formação com um comportamento mecânico com um contraste significativo com os dos dois materiais anteriormente referidos, e por não ser possível fazer claramente o seu zonamento na área de implantação da obra, esta formação não será considerada para efeitos de dimensionamento geotécnico, adoptando-se, assim, uma posição conservativa.

Deste modo, considerou-se dispensável a caracterização do seu comportamento mecânico.

6. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS GERAIS DA ZONA DE IMPLANTAÇÃO DA OBRA

Dada a forma de ocorrência dos materiais do tipo solo (tufos e areões), com particular realce para o facto de a sua ocorrência não permitir zonamentos bem definidos, considerou-se ser de efectuar uma análise global das características do conjunto dos dois materiais, tendo em conta, simultaneamente, os resultados dos ensaios sobre eles realizados.

Com este objectivo, foram analisados os resultados de todas as sondagens, procurando-se identificar zonas onde as propriedades globais dos materiais fossem aproximadamente constantes. Foram assim, identificadas duas zonas, a saber:

- Zona A: zona envolvendo sondagens S16, S17, S23, S31 e S32; corresponde à zona situada junto ao limite Nascente da área de implantação do Hospital, envolvendo as zonas onde serão executadas as estruturas de contenção de maior altura;
- Zona B: zona envolvendo as restantes sondagens; corresponde às zonas de implantação dos edifícios e zonas onde serão executadas as estruturas de contenção de menor altura.

Apresenta-se, de seguida, a caracterização geotécnica de cada uma destas zonas.

6.1. Características geotécnicas da Zona A

Seguindo a metodologia anteriormente referida, para a Zona A apresentam-se, nas Figuras 11 a 14, respectivamente, a distribuição dos resultados dos ensaios SPT, os mesmos resultados corrigidos do efeito da profundidade, os valores dos ângulos de resistência ao corte e os módulos de deformabilidade de referência.

Da análise das figuras considera-se ser de adoptar os seguintes valores para os parâmetros de cálculo:

- Ângulo de resistência ao corte, $\phi' = 30^\circ$;
- Módulo de deformabilidade de referência, $E^{ref} = 35\text{MPa}$;
- Coeficiente de impulso em repouso, $K_0 = 0.5$.

6.2. Características geotécnicas da Zona B

Seguindo a mesma metodologia aplicada para a Zona A, apresentam-se, para a Zona B, nas Figuras 15 a 18, respectivamente, a distribuição dos resultados dos ensaios SPT, os mesmos resultados corrigidos do efeito da profundidade, os valores dos ângulos de resistência ao corte e os módulos de deformabilidade de referência.

Da análise das figuras considera-se ser de adoptar os seguintes valores para os parâmetros de cálculo:

- Ângulo de resistência ao corte, $\phi' = 34^\circ$;
- Módulo de deformabilidade de referência, $E^{ref} = 45\text{MPa}$;
- Coeficiente de impulso em repouso, $K_0 = 0.44$.

7. CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE A FORMA DE EXECUTAR AS ESCAVAÇÕES

Dada a topografia do local, a implantação das estruturas que integram o Hospital implicará a execução de apreciáveis escavações para criação das plataformas sobre as quais os diferentes corpos serão construídos. Essas escavações irão dar origem a frentes de trabalho de consideráveis alturas em certas zonas do limite da área de implantação do complexo Hospitalar, como, por exemplo, a escavação do lado Nascente onde essa altura chega a ser da ordem dos 50m.

Do ponto de vista da escavabilidade, para o desmonte dos basaltos vacuolares e os basaltos compactos será necessário recorrer a martelos hidráulicos pesados, dado tratar-se de uma zona habitada.

Nas assentadas de lava escoriácea, fragmentada, admite-se que o seu desmonte se faça normalmente com equipamentos correntes de terraplenagem, excepto em passagens menos escoriáceas, com comportamento rochoso, que implicarão igualmente o recurso a martelos hidráulicos pesados.

Os materiais incluídos no Complexo β_2 , com comportamento de solo, serão facilmente escaváveis com equipamentos correntes de terraplenagem.

De acordo com os resultados das sondagens realizadas é de prever que as escavações sejam executadas predominantemente com equipamentos correntes de terraplenagem.

8. CONDIÇÕES DE FUNDAÇÃO DAS ESTRUTURAS

Os terrenos ocorrentes às cotas de fundação das estruturas que constituem o complexo do Hospital são muito heterogéneos, sendo constituídos, de acordo com os dados disponíveis, quer por tufos e areões vulcânicos (com grau de compacidade variável, desde medianamente compactos a muito compactos), quer por rocha basáltica (geralmente medianamente alterada a pouco alterada e com grau de fracturação variável), quer por lava basáltica escoriácea, fragmentada (muito heterogénea e com zonas com comportamento de solo e outras com comportamento rochoso). A distribuição espacial destes diferentes tipos de materiais é aleatória, não permitindo qualquer zonamento minimamente fundamentado.

Embora as condições atrás descritas, particularmente a heterogeneidade das formações e a sua distribuição espacial errática, não sejam as ideais para a adopção de fundações do tipo directo, considera-se que essas mesmas características desaconselham encarar soluções de fundação do tipo indirecto. Com efeito, a presença de níveis de natureza rochosa, com localização e dimensões impossíveis de definir, intercalados com materiais tipo solo, constituem importantes condicionamentos, quer ao dimensionamento, quer à execução desse tipo de soluções.

Considera-se, assim, ser de optar por fundações do tipo directo, embora com o recurso a medidas que permitam minimizar os efeitos associados às características geotécnicas do local. Uma primeira medida preconizada visa a criação duma base de apoio dos elementos de fundação das estruturas, com características de homogeneidade, na interface dos elementos estruturais de fundação e o maciço. Para tal o maciço deverá ser objecto duma sobre escavação, a qual posteriormente deverá ser preenchida com materiais seleccionados e devidamente compactados. Será, assim, criada uma maior homogeneidade de apoio dos elementos de fundação e, simultaneamente, uma menor solicitação ao nível da superfície de escavação do maciço, com efeitos benéficos em termos de comportamento mecânico diferencial ao longo da superfície escavada.

Uma outra medida a adoptar diz respeito à concepção estrutural das fundações. Como orientação geral, considera-se que, para ter em conta eventuais diferenças de comportamento mecânico associadas à própria heterogeneidade do maciço, a solução a adoptar deverá possuir uma rigidez suficientemente elevada para permitir fazer face a eventuais deformações diferenciais do próprio maciço, sem que os respectivos efeitos sejam transmitidos para a superestrutura. Será, assim, aconselhável a adopção de soluções em ensoleiramento geral ou através de sapatas ligadas entre si por uma rede de vigas de elevada rigidez. A opção entre uma destas duas soluções deverá ser tomada face aos níveis de solicitação em jogo e às características mecânicas do maciço.

A execução do elemento anteriormente referido, na interface entre o maciço natural e os elementos estruturais de fundação, deverá ser realizada de acordo com as prescrições e sequência que seguidamente se referem.

- h) Execução duma sobreescavação em toda a área das plataformas de implantação dos edifícios, com uma altura de 0.60m, contados a partir da cota da base dos elementos estruturais de fundação.
- i) Espalhamento sobre toda a área das plataformas de uma camada com uma espessura de 0.30m de material tipo enrocamento, com as características que adiante se definem.
- j) Compactação da camada referida no ponto anterior mediante sucessivas passagens de cilindro vibrador de elevado peso estático; a operação de compactação deverá ser dada como concluída quando se considerar que novas passagens não dão origem a assentamentos adicionais do topo da camada.
- k) Repetição das operações referidas em b) e c) associadas a uma segunda camada de 0.30m de espessura.
- l) Os materiais a utilizar na construção dos aterros de implantação das estruturas serão constituídos por elementos com características de rocha sã e com uma composição granulométrica compreendendo elementos de dimensões “areia média”, “areia grossa” e “cascalho”, devendo a correspondente curva granulométrica exibir a presença contínua das diferentes dimensões de partículas, tendo como dimensão máxima o valor de 0.20m.

Lisboa, Outubro de 2008

F. Guedes de Melo
(Eng. Civil Geotécnico)

L. Fialho Rodrigues
(Geólogo)

P. Guedes de Melo
(Eng. Civil Geotécnico)

9. BIBLIOGRAFIA

- Japanese National Committee on Large Dams (1984). Earthquake-resistant design features of dams in Japan.
- Liao, S.S.; Whitman, R.V. (1986). Overburden correction factors for sand. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 112, no3, March, pp.373-377.
- Shioi, Y; Fukui, J. (1982). Application of N-value to design of foundations in Japan. 2nd ESOPT, vol. 1, pp. 159-164.

REGIÃO AUTÓNOMA DA MADEIRA
SECRETARIA REGIONAL DOS ASSUNTOS PARLAMENTARES E EUROPEUS
HOSPITAL CENTRAL DA MADEIRA
PROJETO DE EXECUÇÃO

GRID
CONSULTING ENGINEERS

ARIPA
ARQUITECTOS

QUADROS

Quadro 1 – Classificação dos materiais ensaiados em laboratório

Sondagem	Prof. (m)	Classificação	Descrição
S2	6.0	SM	Areia siltosa, predominantemente fina e média, com seixo fino disperso
S2	32.5	SM	Areia siltosa, predominantemente fina e média
S3	15.0	SM	Areia siltosa, predominantemente média e grosseira, com seixo fino disperso
S3	24.0	SM	Areia siltosa, predominantemente fina e média
S5	3.0	SM	Areia siltosa, predominantemente fina e média
S5	6.0	SM	Areia siltosa, predominantemente fina e média, com seixo fino e médio disperso
S7	6.0	SM	Areia siltosa, predominantemente grosseira, com seixo fino e médio
S8	7.5	SM	Areia siltosa com seixo fino disperso
S8	31.5	SP-SM	Areia, predominantemente fina e média, com poucos finos
S9	6.0	SM	Areia siltosa com seixo fino e médio disperso
S11	6.0	SM	Areia siltosa com seixo fino e médio
S11	12.0	SM	Areia siltosa, predominantemente média e grosseira, com seixo fino disperso
S12	6.0	ML	Silte arenoso
S12	18.0	SM	Areia siltosa, predominantemente fina e média, com seixo fino e médio disperso
S13	1.5	ML	Silte arenoso com seixo fino e médio disperso
S16	1.5	SM	Areia siltosa
S16	13.5	ML	Silte arenoso
S17	3.0	ML	Silte arenoso com seixo fino disperso
S17	6.0	SM	Areia siltosa com seixo fino disperso
S17	9.0	SM	Areia siltosa predominantemente fina e média
S17	13.5	SM	Areia siltosa com seixo fino e médio disperso
S17	18.0	SM	Areia siltosa, predominantemente média e grosseira, com seixo fino e médio disperso
S18	9.0	ML	Silte arenoso com seixo fino disperso
S18	13.5	SM	Areia siltosa, predominantemente média e grosseira, com seixo fino e médio

S21	6.7	SM	Areia siltosa, predominantemente fina e média
-----	-----	----	---

Quadro 1 - Classificação dos materiais ensaiados em laboratório (cont.)

Sondagem	Prof. (m)	Classificação	Descrição
S21	16.5	SP	Areia com muito poucos finos
S23	9.0	SP-SM	Areia com poucos finos, predominantemente grosseira, com seixo fino e médio
S23	27.0	SP	Areia e seixo fino e médio, com muito poucos finos
S24	3.0	SM	Areia siltosa, predominantemente média e grosseira, com seixo fino
S24	19.5	SM	Areia siltosa com seixo fino e médio disperso
S28	6.0	SM	Areia siltosa, predominantemente fina e média, com seixo fino e médio disperso
S28	18.0	ML	Silte arenoso com seixo fino disperso
S28	24.0	ML	Silte arenoso
S29	4.5	SM	Areia siltosa com seixo fino e médio
S29	9.0	SM	Areia siltosa, predominantemente fina e média, com seixo fino disperso
S30	9.0	SP-SM	Areia, com poucos finos, predominantemente fina e média
S30	15.0	SM	Areia siltosa, predominantemente fina, com seixo fino e médio
S31	9.0	ML	Silte arenoso com seixo fino e médio disperso
S32	6.0	SP-SM	Areia com poucos finos, predominantemente média e grosseira, com seixo fino disperso
S32	10.5	SM	Areia siltosa, predominantemente média e grosseira, com seixo fino disperso

REGIÃO AUTÓNOMA DA MADEIRA
SECRETARIA REGIONAL DOS ASSUNTOS PARLAMENTARES E EUROPEUS
HOSPITAL CENTRAL DA MADEIRA
PROJETO DE EXECUÇÃO

GRID
CONSULTING ENGINEERS

ARIPA
ARQUITECTOS

FIGURAS

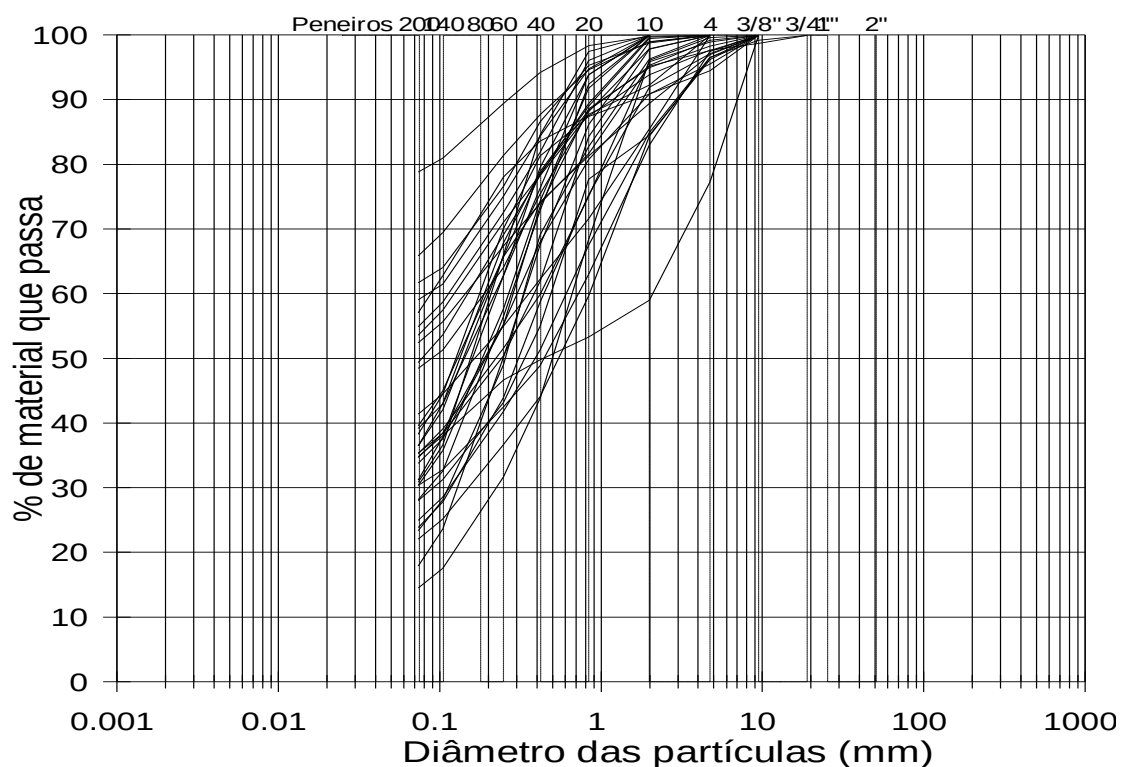


Figura 1 – Tufos vulcânicos – Curvas granulométricas

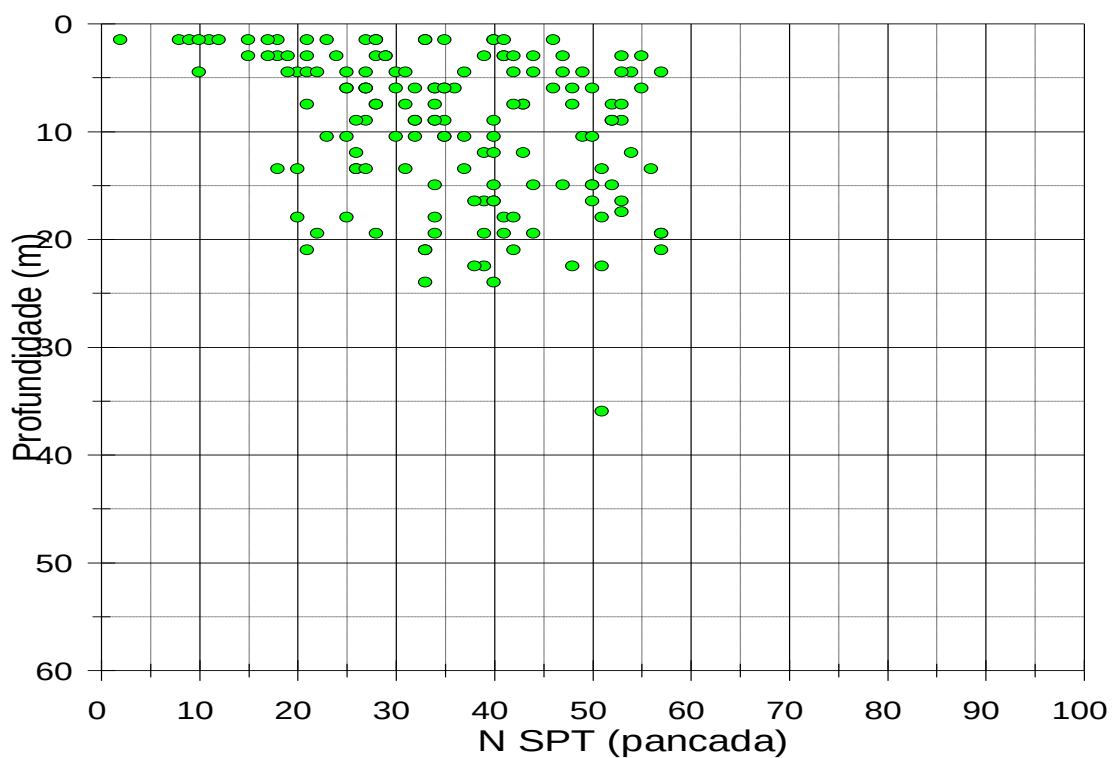


Figura 2 – Tufos vulcânicos – Resultados dos ensaios SPT

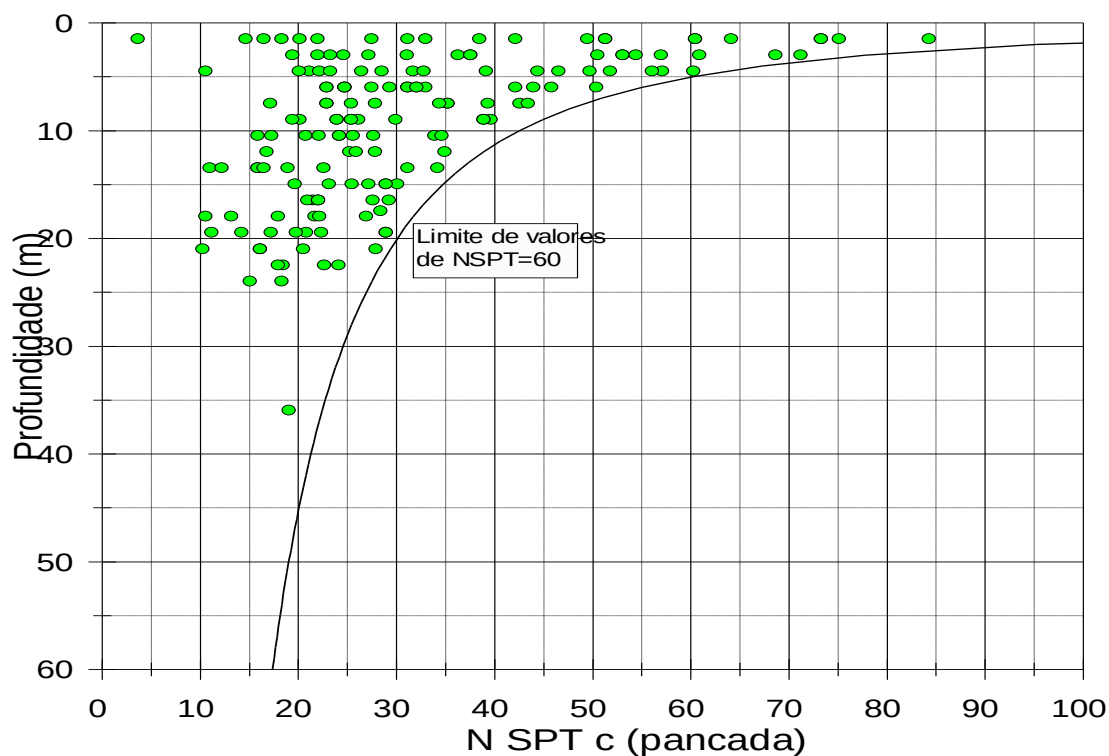


Figura 3 – Tufos vulcânicos – Resultados dos ensaios SPT corrigidos do efeito da profundidade

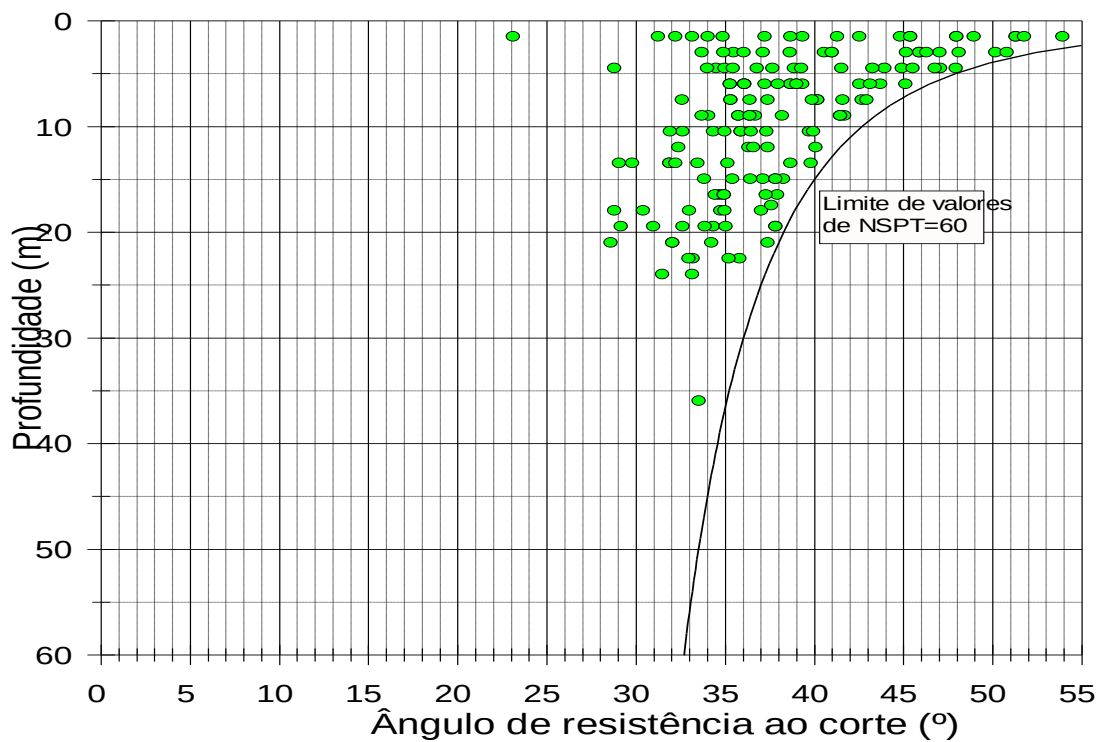


Figura 4 – Tufos vulcânicos – Valores do ângulo de resistência ao corte obtidos a partir dos resultados dos ensaios SPT.

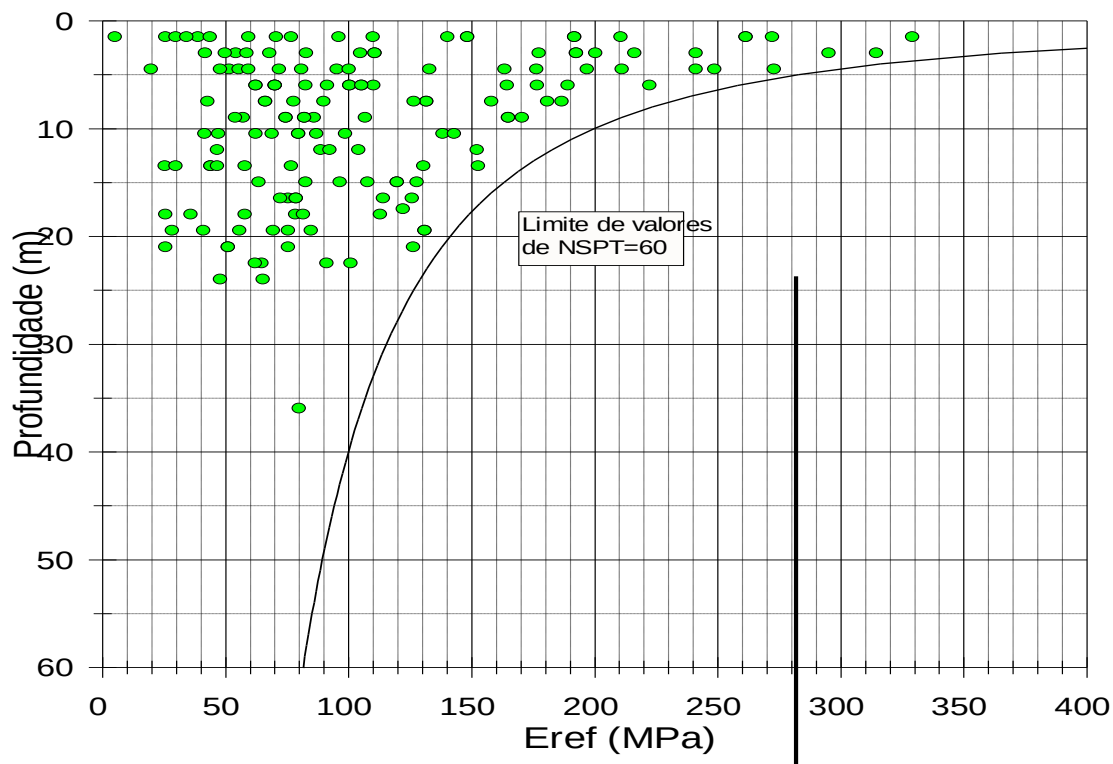
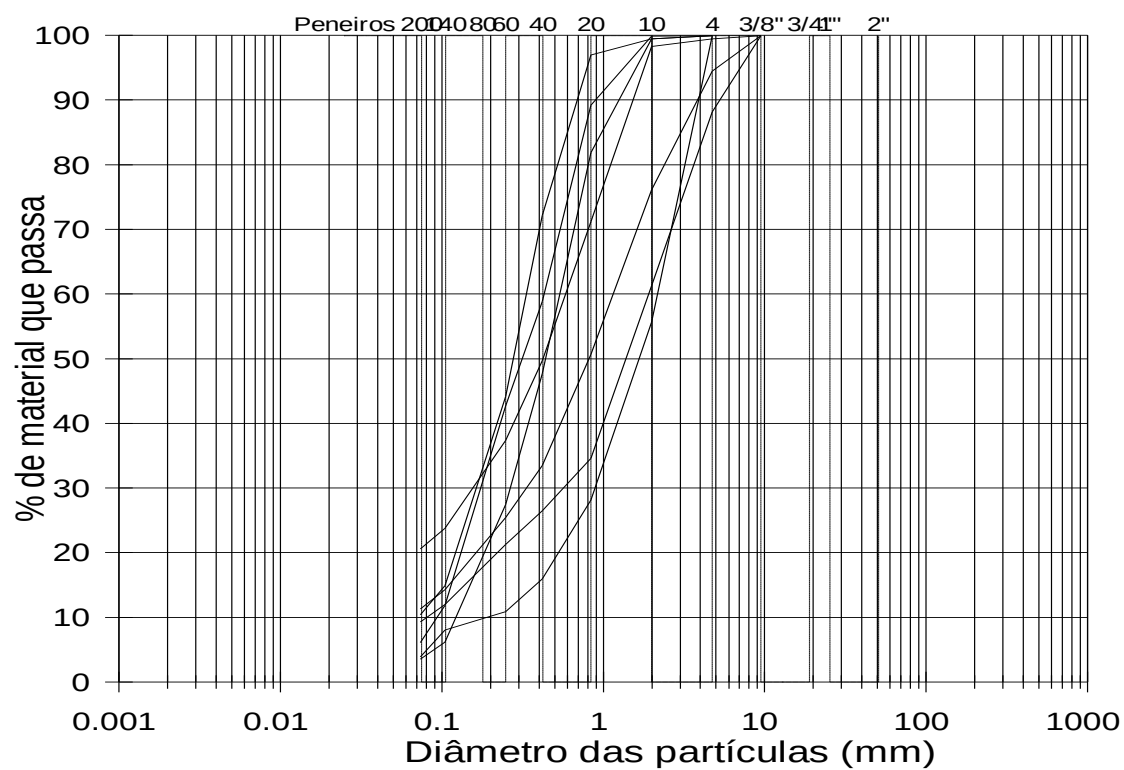


Figura 5 – Tufos vulcânicos – Valores do módulo E^{ref} obtidos a partir dos resultados dos ensaios SPT



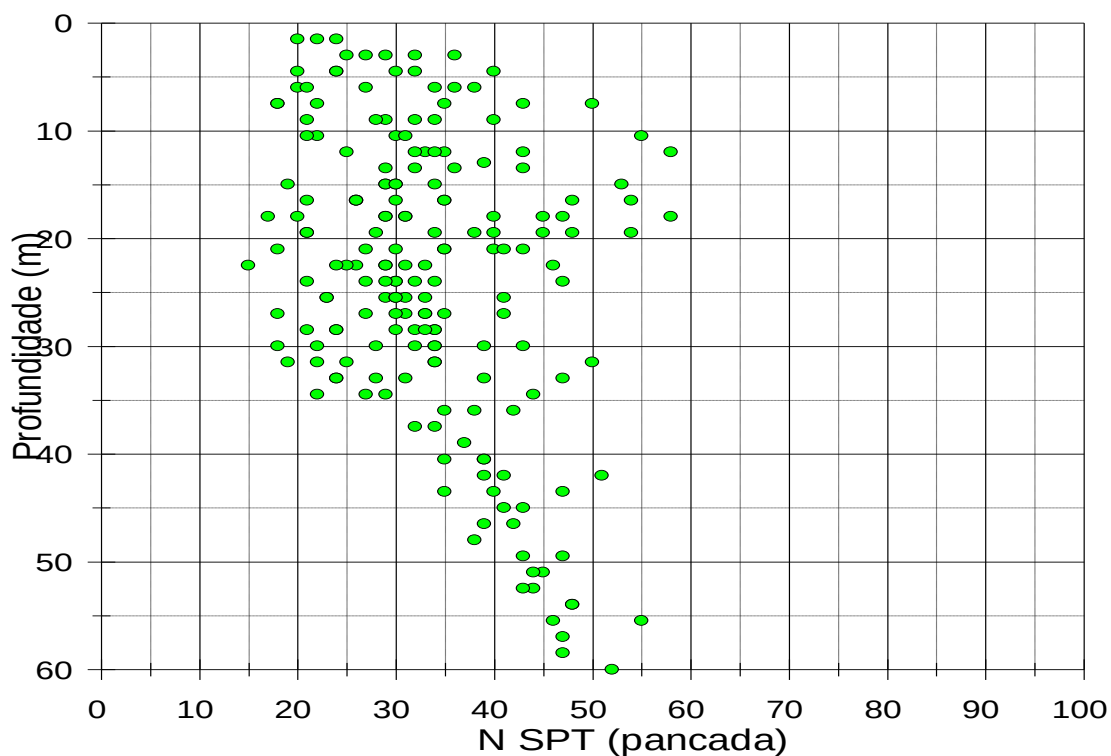


Figura 7 – Areões vulcânicos – Resultados dos ensaios SPT

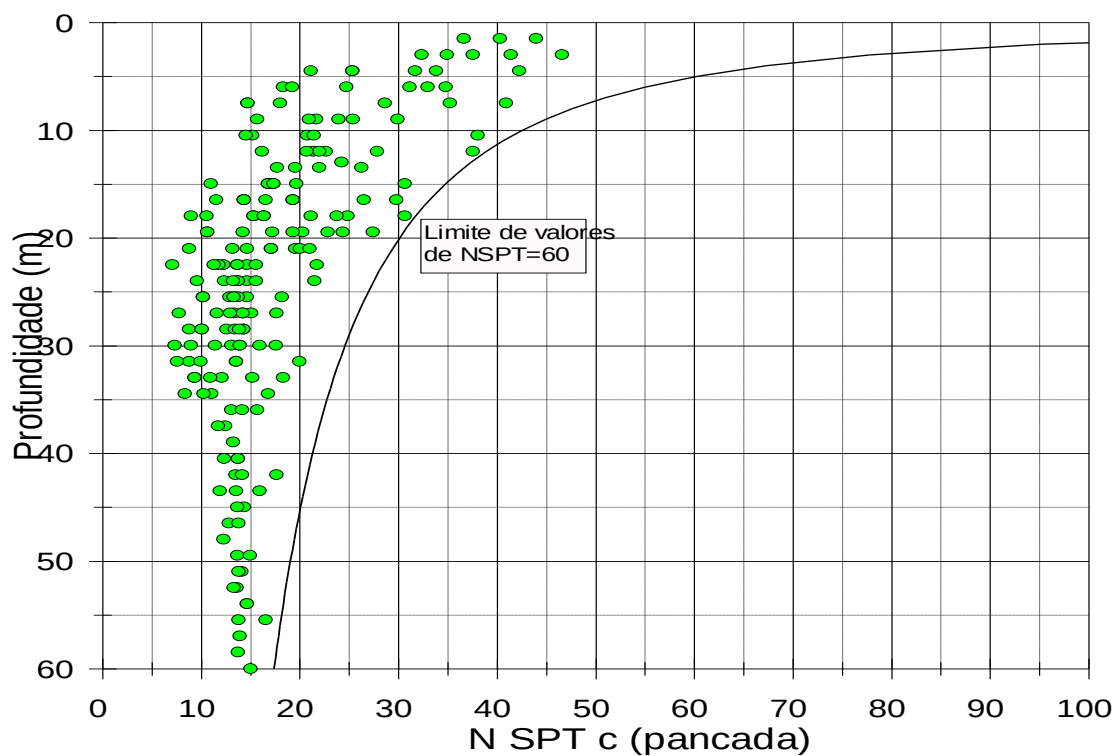


Figura 8 – Areões vulcânicos – Resultados dos ensaios SPT corrigidos do efeito da profundidade

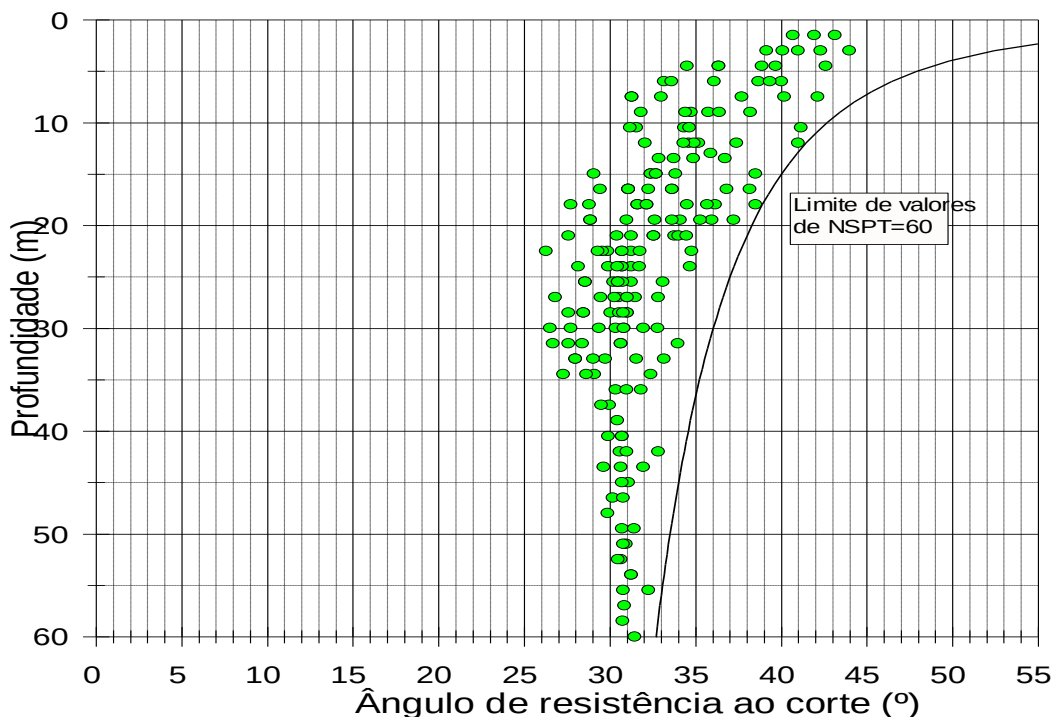


Figura 9 – Areões vulcânicos – Valores do ângulo de resistência ao corte obtidos a partir dos resultados dos ensaios SPT

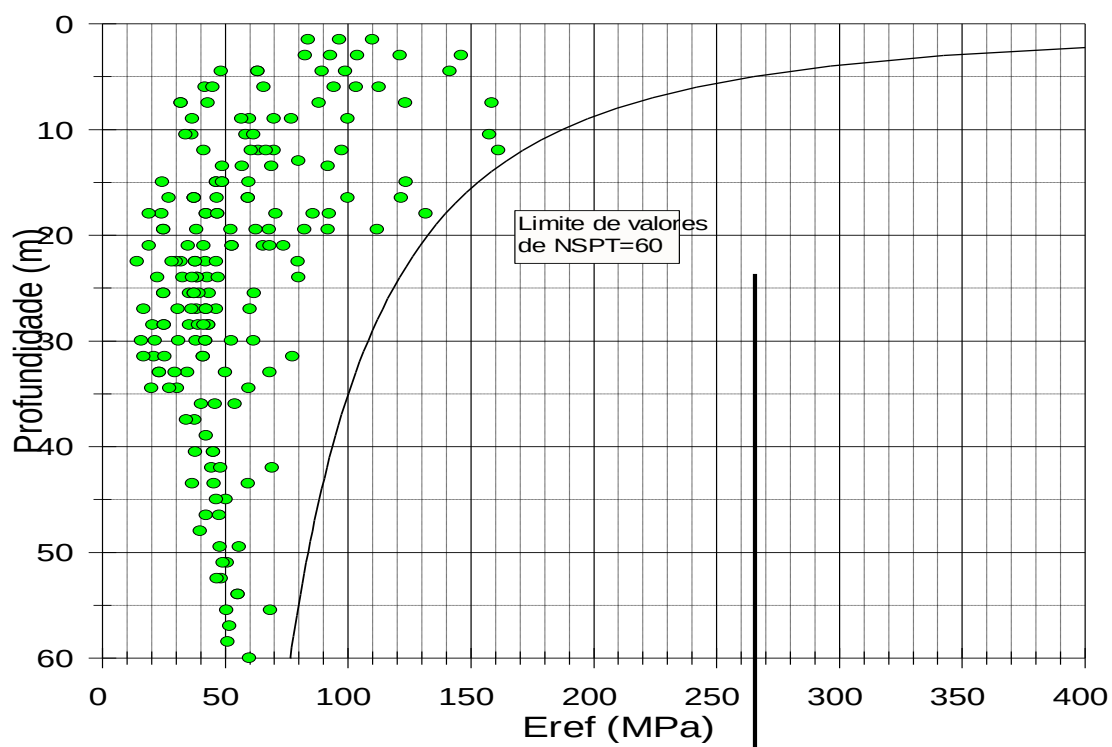


Figura 10 – Areões vulcânicos – Valores do módulo E^{ref} obtidos a partir dos resultados dos ensaios SPT

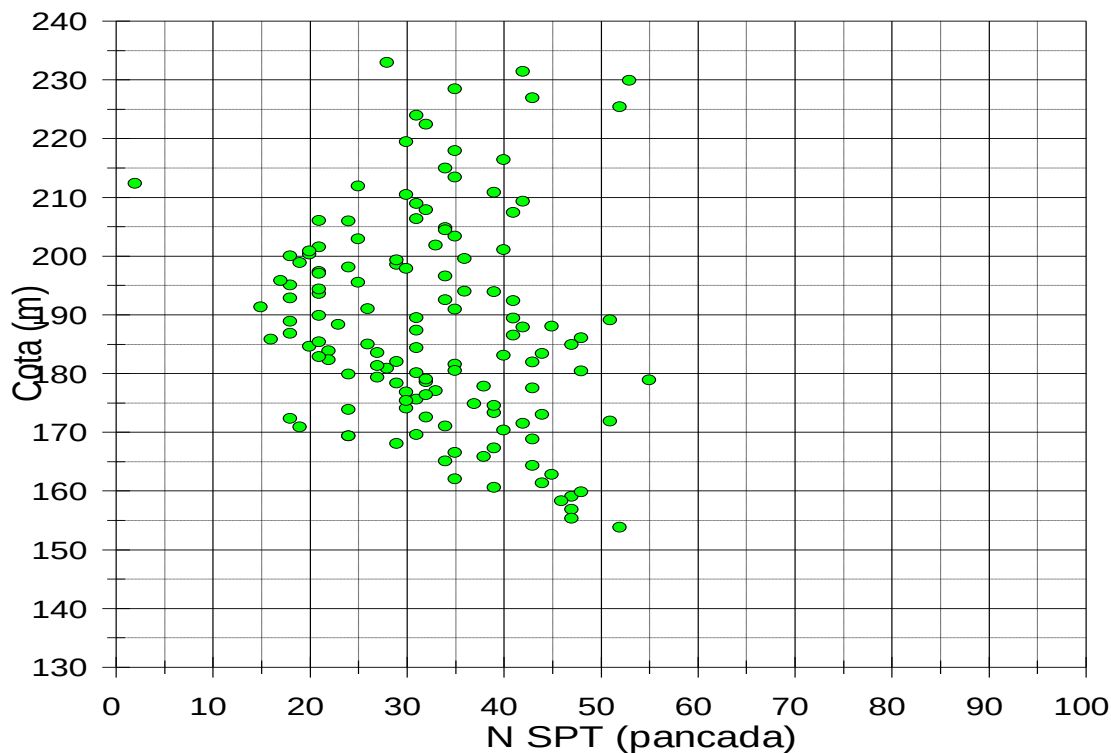


Figura 11 – Zona A – Resultados dos ensaios SPT

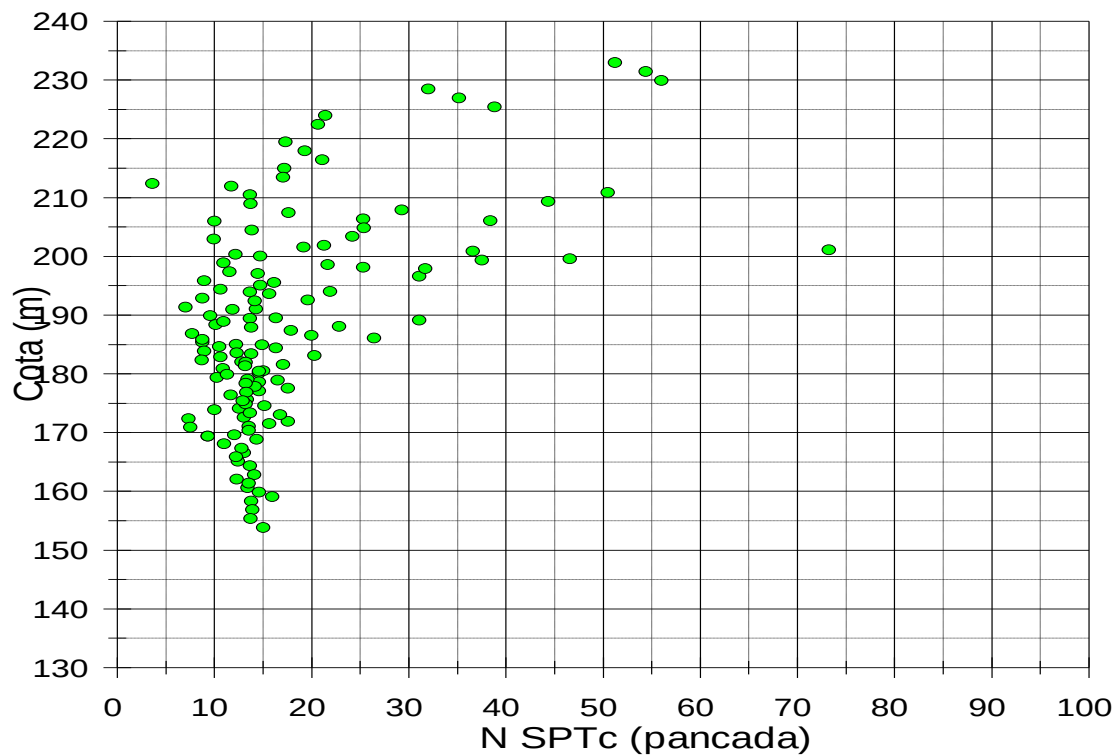


Figura 12 – Zona A – Resultados dos ensaios SPT corrigidos do efeito da profundidade

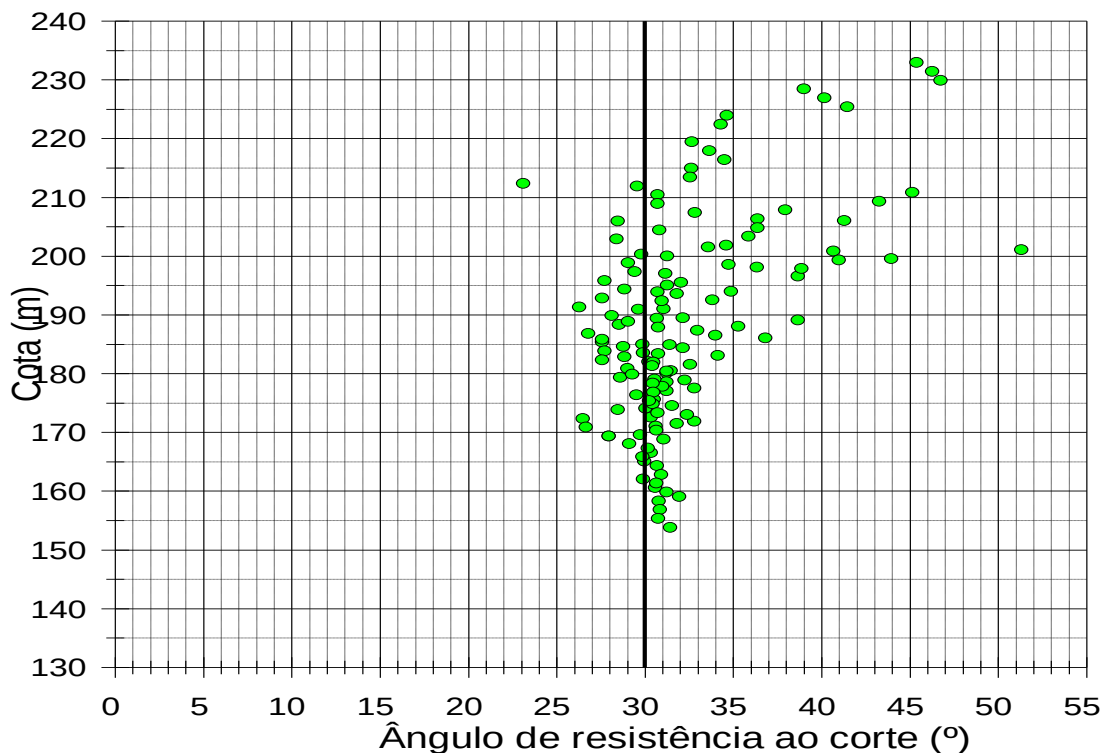


Figura 13 – Zona A – Valores do ângulo de resistência ao corte obtidos a partir dos resultados dos ensaios SPT

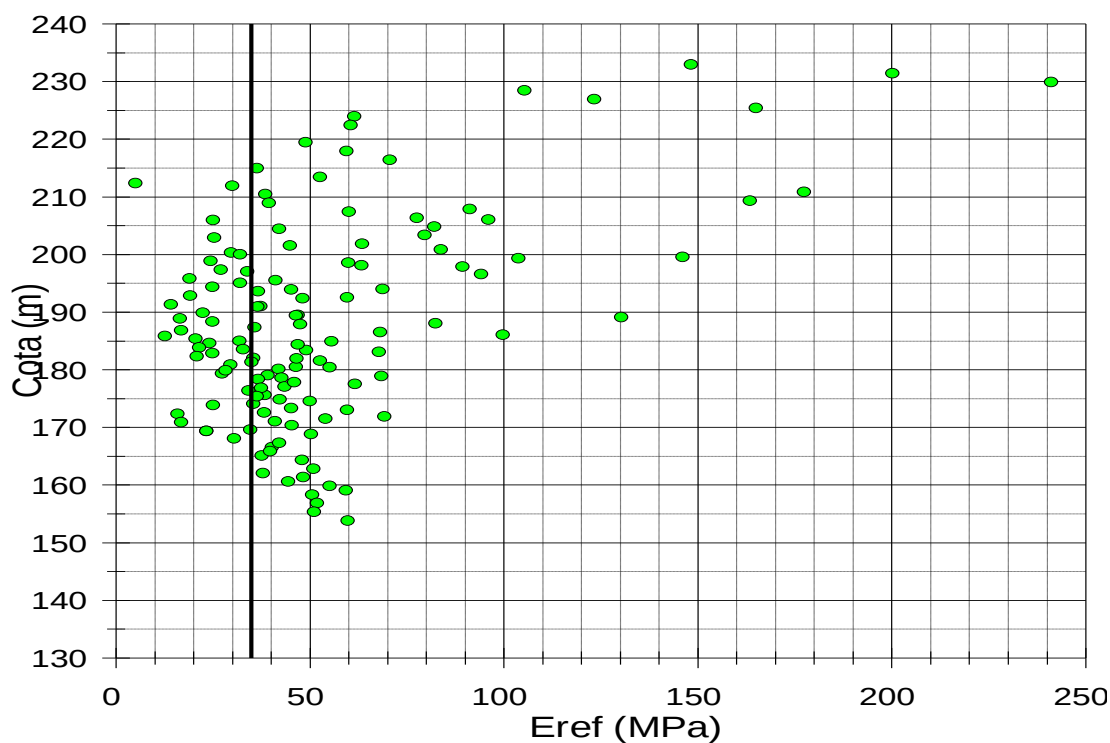


Figura 14 – Zona A – Valores do módulo E^{ref} obtidos a partir dos resultados dos ensaios SPT

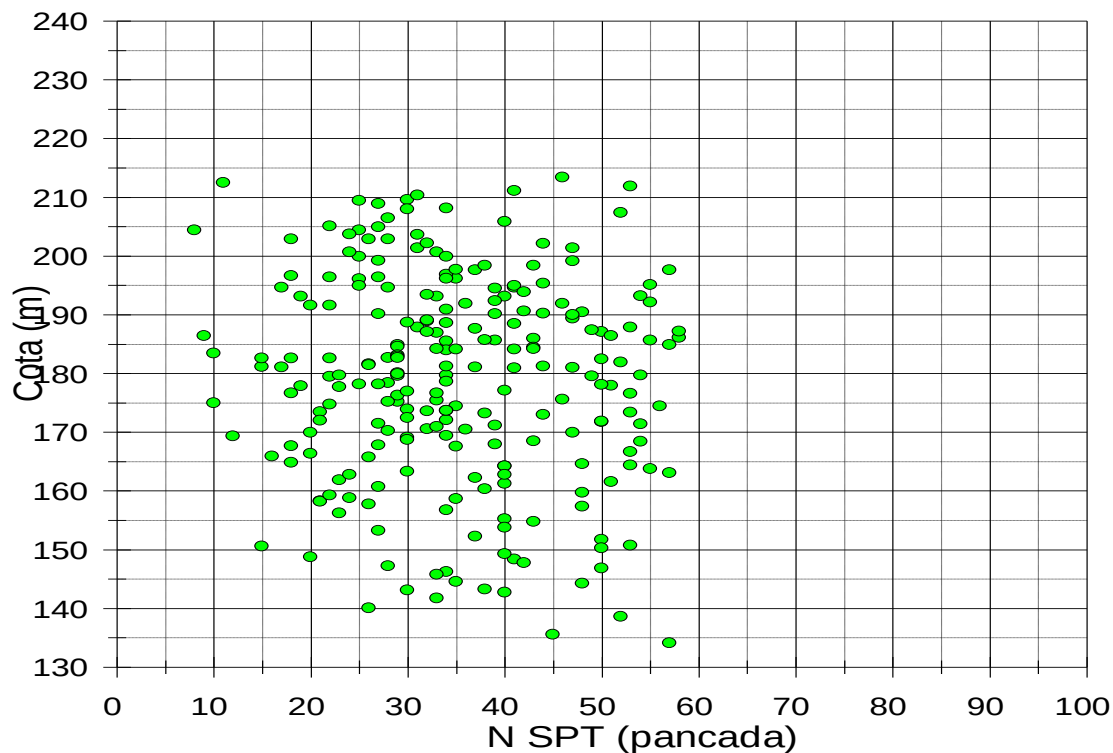


Figura 15 – Zona B – Resultados dos ensaios SPT

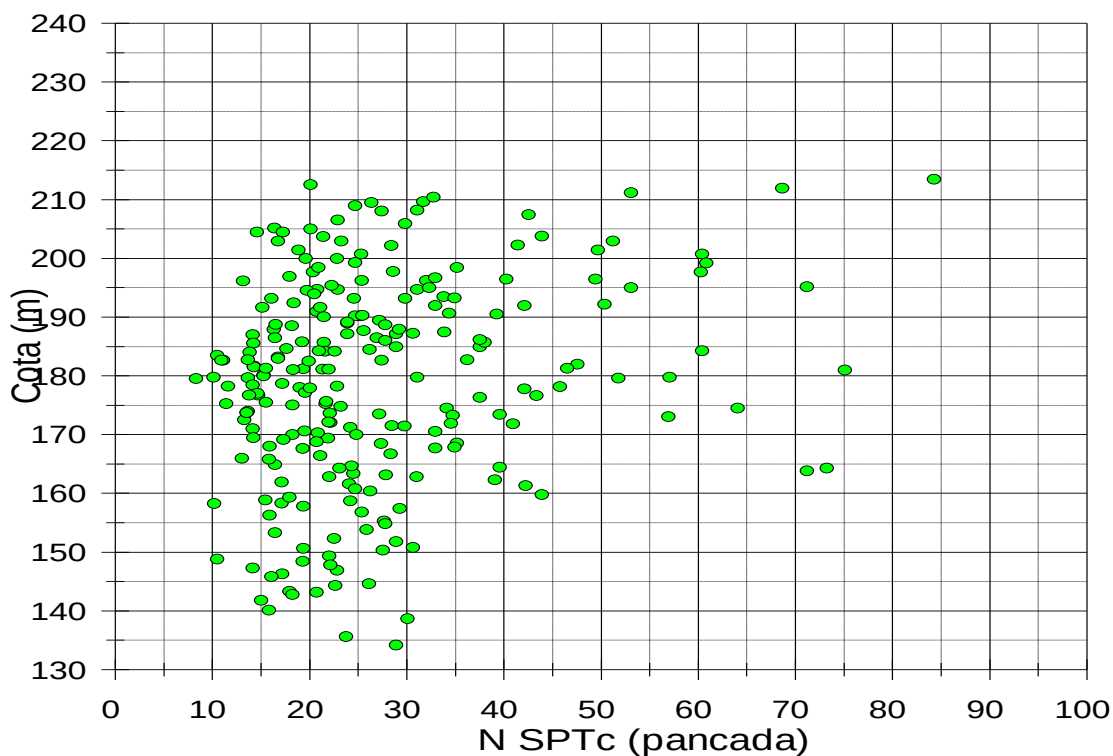


Figura 16 – Zona B – Resultados dos ensaios SPT corrigidos do efeito da profundidade

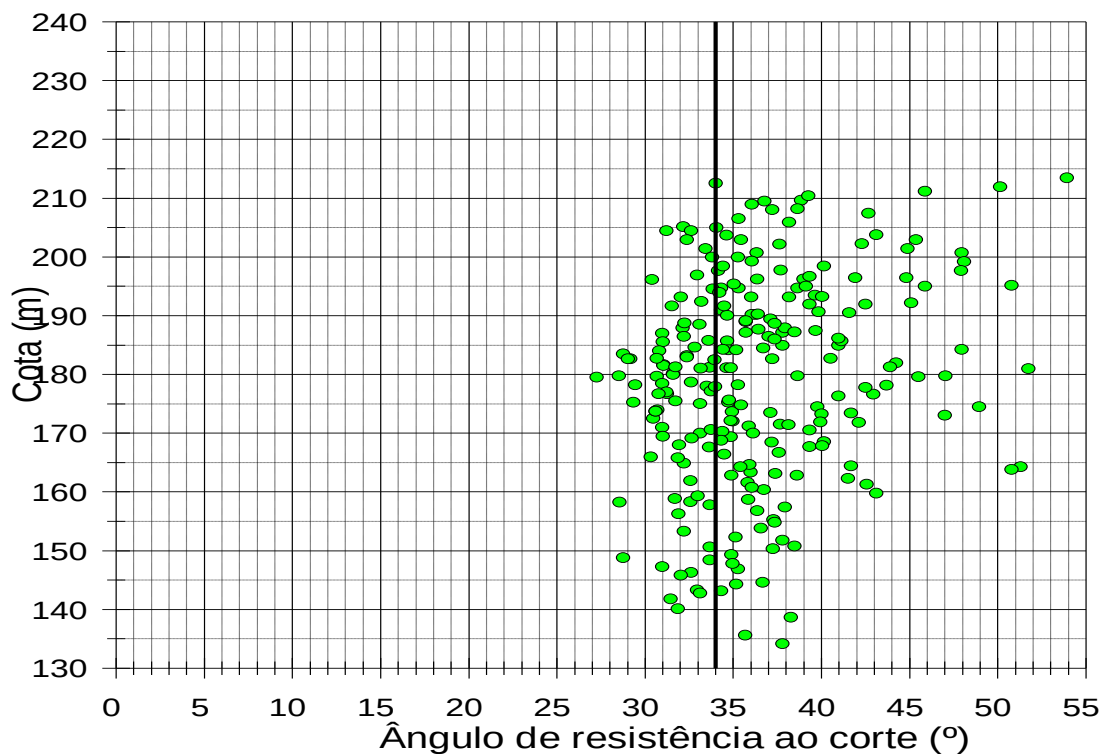


Figura 17 – Zona B – Valores do ângulo de resistência ao corte obtidos a partir dos resultados dos ensaios SPT

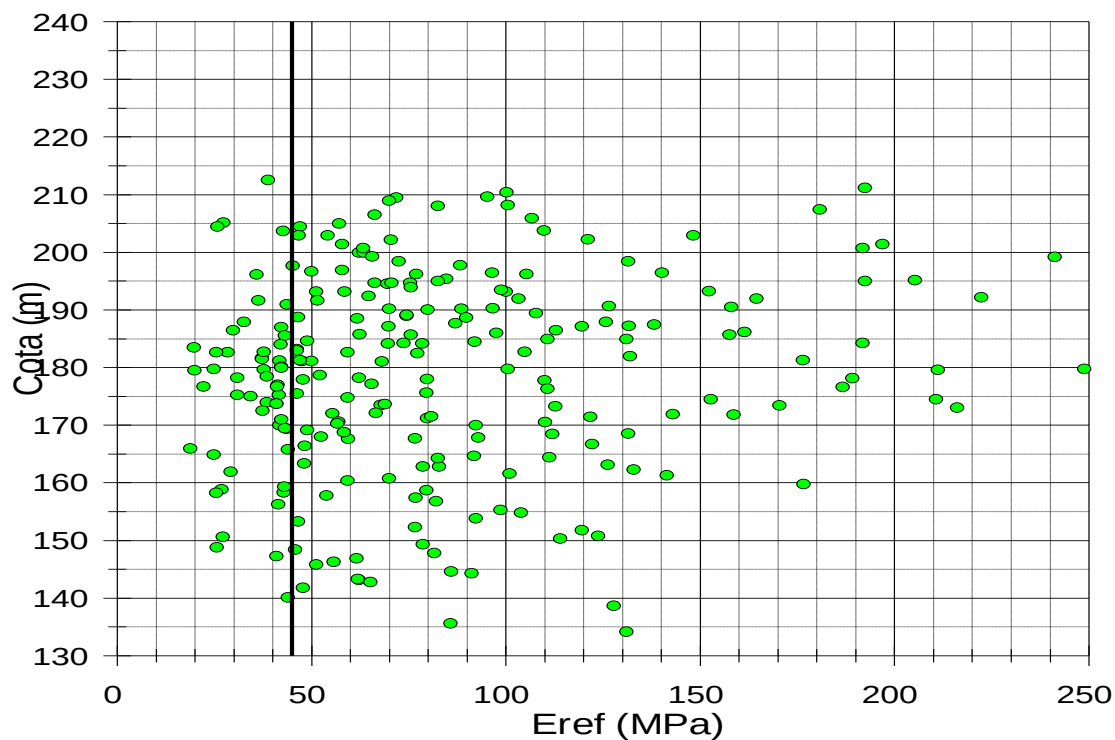


Figura 18 – Zona B – Valores do módulo E^{ref} obtidos a partir dos resultados dos ensaios SPT

Anexo 2

Elementos Base considerados no dimensionamento estrutural para a zona do Heliporto

HOSPITAL CENTRAL DA MADEIRA

HELIPORTO

Localização

Como referido na Memória Descritiva de apresentação da proposta a Concurso, foi intenção na escolha da localização do heliporto salvar e eliminar eventuais condicionantes que pudessem inviabilizar a localização proposta face aos regulamentos ICAO.

A determinação das condições que levaram à localização proposta estão referidas na Memória Descritiva e Justificativa do Estudo Prévio apresentado no Anexo V (partes 5 e 6), considerando que se trata de um heliporto elevado ao qual as aproximações se fazem sem instrumentos para helicópteros da classe 2 como referido no regulamento ICAO (Heliporto Manual 3.2.2 – 3ª. Edição 1995 e Anexo 14 Volume II, ponto 4.2.3 2ª. Edição 1995).

Em qualquer destes regulamentos os "Slopes" solicitados são unicamente longitudinais não requerendo "Slopes" transversais dadas as características e condições para as quais o heliporto foi estudado.

Verifica-se no desenho nº. ARQ 27 de Junho de 2006 a definição e orientação das aproximações.

Pela análise ao conjunto dos elementos constantes no citado desenho se pode constatar que todas as áreas do edifício hospitalar se encontram em planos inferiores ao desenvolvimento das superfícies de aproximação nos seus 1ºs ramos e os quais se desenvolvem segundo uma tangente de 0,08.

A Poente da área da plataforma existe uma construção afastada 10 metros do limite da área de segurança e elevada cerca de 11 metros.

Esclarece-se que tal construção não constitui obstáculos à localização do heliporto nem às suas aproximações carecendo apenas de sinalização como aliás todas as áreas elevadas do hospital, como referido no ponto 10.2.1 da Memória Descritiva e Justificativa apresentada.

1.2.2.4.3 Water depth will thus dictate how close a water taxiway can safely extend to the shore to reach the mooring area.

1.2.2.5 Water currents

1.2.2.5.1 When the direction of the water current is opposite to the wind direction, the current may be stronger than the wind and cause the landed helicopter to drift out of the FATO. In such instances, the pilot will need to progressively tilt the helicopter's rotor disc rearwards in order to maintain the position on the FATO. This rearward tilting of the rotor disc might then be increased by the effect of the wind and thus produce a risk of the main rotor blades striking the tail assembly.

1.2.2.5.2 Although this is primarily an operational problem, a pilot must be informed if these water current conditions exist, and they should be considered when siting the FATO and when notifying the pilot of landing and take-off directions. Out-of-wind or cross-current directions may be preferable.

1.3 ELEVATED HELIPORTS

1.3.1 General

1.3.1.1 Helicopter operations are located on elevated sites normally only when there is no suitable space at ground level, however, security or convenience may also influence the choice of site.

1.3.1.2 Safe operations for helicopters at a ground level site require the availability under approach and departure routes of open spaces suitable for an emergency landing or a rejected take-off. It is equally necessary to have cleared spaces for the same purposes for those helicopters operating at an elevated site, particularly in the immediate vicinity of the site.

1.3.1.3 The determination of optimum operating mass for multi-engined helicopters using an elevated heliport may require the availability of obstacle-free airspace to well below the elevation of the FATO. Attention must be given, therefore, to the relative height and proximity of other structures when planning approach and departure routes.

1.3.1.4 In the event of the failure of a power unit in a performance class 3 helicopter during the early stages after lift-off or during the final stages of the approach to land, the helicopter will almost certainly be in a configuration of

height and forward speed from which a safe autorotative emergency landing would be improbable. Such combinations of height and airspeed would come within the area of performance to be avoided, which is plotted on a graph for the helicopter type. Therefore performance class 3 helicopters should not be permitted to operate at elevated heliports.

1.3.1.5 Items such as air vents or lift machinery housings, commonly located on the roofs of large, tall buildings, can be not only hazardous to the safety of the helicopter but also the cause of considerable turbulence. Therefore they should be below the level of the FATO whenever possible and, in any case, be situated well clear of the FATO plus safety area.

1.3.2 Structural design

1.3.2.1 Elevated heliports may be designed for a specific helicopter type though greater operational flexibility will be obtained from a classification system of design. The FATO should be designed for the largest or heaviest type of helicopter that it is anticipated will use the heliport, and account taken of other types of loading such as personnel, freight, snow, refuelling equipment, etc. For the purpose of design, it is to be assumed that the helicopter will land on two main wheels, irrespective of the actual number of wheels in the undercarriage, or on two skids if they are fitted. The loads imposed on the structure should be taken as point loads at the wheel centres, shown in Table 1-2.

1.3.2.2 The FATO should be designed for the worse condition derived from consideration of the following two cases.

1.3.2.3 Case A — Helicopter on landing

When designing a FATO on an elevated heliport, and in order to cover the bending and shear stresses that result from a helicopter touching down, the following should be taken into account:

a) Dynamic load due to impact on touchdown.

This should cover the normal touchdown, with a rate of descent of 1.8 m/s (6 ft/s), which equates to the serviceability limit state. The impact load is then equal to 1.5 times the maximum take-off mass of the helicopter.

The emergency touchdown should also be covered at a rate of descent of 3.6 m/s (12 ft/s), which equates to the ultimate limit state. The partial safety factor in this case should be taken as 1.66. Hence:

the ultimate design load = 1.66 service load
= (1.66 x 1.5) maximum take-off mass
= 2.5 maximum take-off mass

To this should be applied the sympathetic response factor discussed at b) below.

b) *Sympathetic response on the FATO.*

The dynamic load should be increased by a structural response factor dependent upon the natural frequency of the platform slab when considering the design of supporting beams and columns. This increase in loading will usually apply only to slabs with one or more freely supported edges. It is recommended that the average structural response factor (R) of 1.3 should be used in determining the ultimate design load.

c) *Over-all superimposed load on the FATO (S_{H_a}).*

To allow for snow load, personnel, freight and equipment loads, etc., in addition to wheel loads, an allowance of 0.5 kilonewtons per square metre (kN/m²) should be included in the design.

d) *Lateral load on the platform supports.*

The supports of the platform should be designed to resist a horizontal point load equivalent to 0.5 maximum take-off mass of the helicopter, together with the wind loading (see f) below), applied in the direction which will provide the greater bending moments.

e) *Dead load of structural members.*

The partial safety factor to be used for the dead load should be taken as 1.4.

f) *Wind loading.*

In making the assessment of wind load, the basic wind speed (V), appropriate to the location of the structure, is the three second gust speed estimated to be exceeded, on the average, once in 50 years. The basic wind speed is then multiplied by three factors—the topography factor (ground roughness), the factor of building size and height above ground and a statistical factor which takes into account the period of time in years during which there will be exposure to wind. This will give the design wind speed (V_d) which is then converted to dynamic pressure (q) using the relationship $q=kV_d^2$ where k is a constant. The dynamic pressure is then multiplied by an appropriate pressure coefficient C_p to give the pressure (p) exerted at any point on the surface of the structure.

g) *Punching shear.*

Check for the punching shear of an undercarriage wheel or skid using the ultimate design load with a contact area of 64.5 x 10³ mm².

Note.— The above design loads for helicopters on landing are summarized in Table 1-3.

Table 1-2. Details of point loads and over-all superimposed loads

Helicopter category	Maximum take-off mass		Point load for each wheel	Under-carriage wheel centres	Super-imposed load	Super-imposed load
	(kg)	(kN)	(kN)	(m)	(S_{H_a}) (kN/m ²)	(S_{H_b}) (kN/m ²)
1	up to 2 300	up to 22.6	12.0	1.75	0.5	1.5
2	2 301 — 5 000	22.6 — 49.2	25.0	2.0	0.5	2.0
3	5 001 — 9 000	49.2 — 88.5	45.0	2.5	0.5	2.5
4	9 001 — 13 500	88.5 — 133.0	67.0	3.0	0.5	3.0
5	13 501 — 19 500	133.0 — 192.0	96.0	3.5	0.5	3.0
6	19 501 — 27 000	192.0 — 266.0	133.0	4.5	0.5	3.0

Chapter 1. Site selection and structural design

7

Table 1-3. Summary of design loads — Cases A and B

Design load for helicopter on landing — Case A	
Superimposed loads	
Helicopter	2.5 $L_H R$ distributed as two point loads at the wheel centres for the helicopter category given in Table 1-2. Average value for $R = 1.3$.
Lateral load	1.6 $\frac{L_H}{2}$ applied horizontally in any direction.
Over-all superimposed load	Load at platform level together with the maximum wind loading. 1.4 S_{H_a} over the whole area of the platform. (S_{H_a} given in Table 1-2).
Dead load	1.4G
Wind loading	1.4W
Punching shear check	2.5 $L_H R$ load over tyre or skid contact area of $64.5 \times 10^3 \text{ mm}^2$.

Design load for helicopter at rest — Case B	
Superimposed loads	
Helicopter	1.6 L_H distributed as two point loads at the wheel centres for the helicopter category given in Table 1-2.
Over-all superimposed load (personnel, freight, etc.)	1.6 S_{H_b} over the whole area of the platform. S_{H_b} given in Table 1-2.
Shear check	Check as appropriate.

Symbol	Meaning	Partial load factors	
L_H	Maximum take-off mass of helicopter	Dynamic load (ultimate design load)	2.5
G	Dead load of structure	Live load	1.6
W	Wind loading	Dead load	1.4
R	Structural response factor	Wind loading	1.4
S_{H_a}	Superimposed load — Case A		
S_{H_b}	Superimposed load — Case B		

1.3.2.4 Case B — Helicopter at rest

When designing a FATO on an elevated heliport, and in order to cover the bending and shear stresses from a helicopter at rest, the following should be taken into account:

a) Dead load of the helicopter.

Each structural element must be designed to carry the point load, in accordance with Table 1-2, from the two main wheels or skids applied simultaneously in any position on the FATO so as to produce the worst effect from both bending and shear.

b) Over-all superimposed load (S_H).

In addition to wheel loads, an allowance for over-all superimposed load given in Table 1-2, over the area of the FATO, should be included in the design.

c) Dead load on structural members and wind loading.

The same factors should be included in the design for these items as given for Case A.

Note.— The above design loads for helicopters at rest are summarized in Table 1-3.

1.3.2.5 Normally, the upper load limit of the helicopter category selected should be used for design purposes except as follows:

In order to avoid over-design in the platform the upper limit in any band may be exceeded by 10 per cent should the maximum take-off mass of a helicopter fall just into the next highest category. In such cases, the upper limit of the lower helicopter category should be used in the design.

1.3.3 Personnel safety

1.3.3.1 Where there is a sheer drop from the edges of the heliport and the free movement of passengers and heliport personnel cannot be made without some risk, a safety net should be installed.

1.3.3.2 The net should extend outwards to at least 1.5 m

it provides a hammock effect for a person falling into it rather than the trampoline effect produced by some rigid materials.

1.4 HELIDECKS ON OFFSHORE INSTALLATIONS

1.4.1 General

1.4.1.1 The location of a helideck on a fixed or mobile installation is often a compromise between the conflicting demands of basic design requirements, space limitations and the need for the installation to provide for a variety of functions. Where the statutory helideck design parameters cannot be fully met, it may be necessary for restrictions to be imposed upon helicopter operations, based upon tests, for example in relation to wind velocity.

1.4.1.2 Where it is likely that the availability of a single helideck on an installation would impose severe restraints upon the regularity of a helicopter operation, it may be advisable to provide two separate helidecks, probably diametrically opposed, each satisfying, as far as possible, the specified criteria.

1.4.1.3 The helideck should be so located that the required clear approach and take-off sector is available, making best use of the prevailing winds, and the FATO is least affected by structure-induced turbulence or by high temperatures and turbulence from the exhausts of gas turbines. Helidecks which are located directly upon deep, slab-sided structures, such as accommodation areas, are liable to suffer from excessive vertical airflow components unless there is sufficient separation to allow airflow beneath the helideck. The combined effects of airflow direction and turbulence, prevailing wind and exhaust stack emissions should be determined for each installation and this information should be made available to the helicopter operator. As a general rule, the vertical airflows resulting from winds of up to 25 m/s should not exceed ± 0.9 m/s over the FATO at the main rotor height.

1.4.1.4 Where gas turbines are installed whose exhaust gases may affect helicopter operations, some form of exhaust plume indication, for example by the production of coloured smoke, should ideally be provided for use during helicopter operations. A survey of ambient temperatures

CARACTERÍSTICAS DO helicóptero (EH – 101) que irá operar na plataforma

Agusta-Westland EH-101 Merlin

Transporte Aéreo
Busca e Salvamento
Vigilância e Reconhecimento

O **EH-101 MERLIN** é um helicóptero de transporte médio, trimotor, com trem de aterragem triciclo, semi-retrátil, com rodas duplas em cada unidade e rotor principal de 5 pás. A FAP adquiriu 12 **EH-101** em três variantes distintas para três tipos de missões diferentes. A frota consiste em 6 de variante SAR (Busca e Salvamento), 2 de variante SIFICAP (Sistema de Fiscalização das Pescas) e por 4 de variante CSAR (Busca e Salvamento em Combate).

Possui flutuadores de emergência, 2 barcos internos de 20 pessoas, 1 guincho primário e um guincho secundário, NITESUN e FLIR. É equipado com um RADAR de busca da GALILEO com capacidade de identificar e monitorizar 32 alvos de superfície em simultâneo. Todas as aeronaves têm a capacidade para operarem em ambiente NVG.

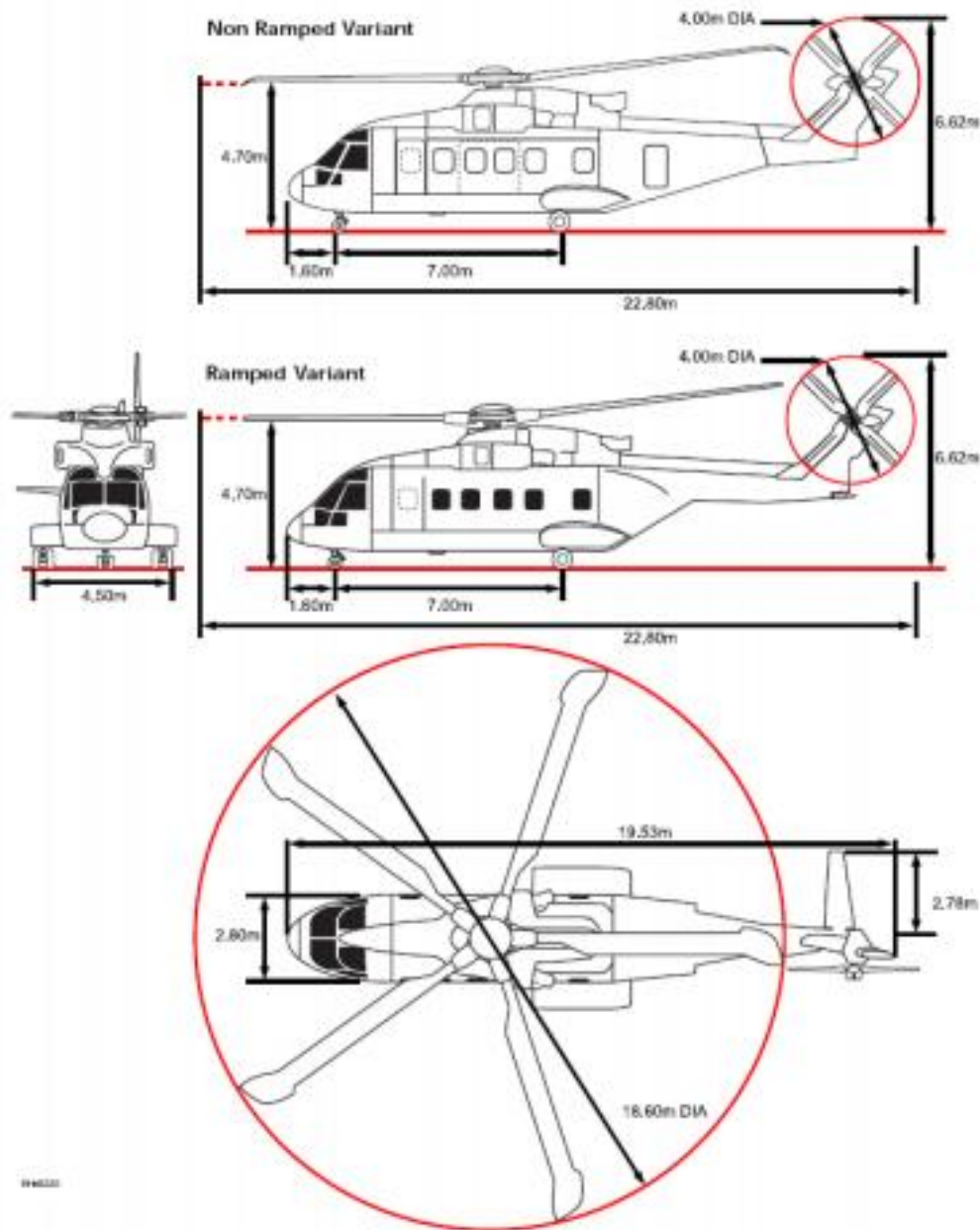
A variante CSAR está equipada com "Defensive Aids Suite" (DAS), que consiste num sistema integrado de autoproteção eletrónica, formado pelos seguintes subsistemas: um "Radar Warning Receiver" (RWR), um "Missile Warning System" (MWS) e um "Counter Measures Dispensing System" (CMDS). Tem a capacidade para reabastecimento "Hovering In Flight Refueling" (HIRF) e "Air to Air Refueling" (AAR).

Motor:

3 x Rolls-Royce Turbomeca RTM 322-MK 250

Especificações

Comprimento	Altura	Diâmetro	Envergadura	Velocidade Máxima
19,30 m	6,61 m	18,60 m	18,60 m	277 Km/h
Velocidade Cruzeiro	Velocidade Reboque	Potência	Alcance Máx.	Autonomia Máx.
240 Km/h	7 Km/h	5100 HP	740 Km	08H30
Peso vazio	Peso Máx. Take-off	Peso Máx. Carga	Raio Acção	Tecto Máx.
9.600 kg	15.600 Kg	4.535 Kg	740 Km	15.000 ft
Tecto Serviço	Passageiros	Infantaria	Macas	Tripulação
10.000 ft	30	35	16	3 a 5
Combustível				
4.160 L				



Anexo 3

Verificação da estabilidade externa dos muros de gabiões

Para o cálculo dos impulsos que actuam sobre o muro utiliza-se a teoria de Coulomb. De acordo com esta teoria o cálculo do coeficiente de impulso activo é efectuado usando a equação

$$k_a = \frac{\operatorname{cosec} \beta * \operatorname{sen} (\beta - \phi)}{\sqrt{\operatorname{sen} (\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\operatorname{sen} (\phi + \delta) * \operatorname{sen} (\phi - i)}{\operatorname{sen} (\beta - i)}}$$

Onde:

β - ângulo exterior da face de tardo do muro com a horizontal;

ϕ - ângulo de resistência ao corte do terreno suportado;

δ - ângulo de atrito na interface solo-muro;

i- inclinação do terrapleno suportado.

Nesta equação, o valor do ângulo β varia com a geometria do muro. O ângulo de resistência ao corte, ϕ , do terreno suportado é neste caso, dependente da posição altimétrica do muro em relação à superfície do terreno na vertical da posição que o muro ocupará, seleccionando-se o valor respectivo tendo em consideração os valores propostos na tabela supra, que se reproduz a seguir.

z	ϕ'	c'
m	°	kPa
[0; 10[	30	25
[10; 20[	32	35
[20; 30[	31	45
[30; 40[	32	55
[40; 50[	34	55
[50; 60[	36	55
(Areões - parâmetros de resistência)		

O ângulo de atrito na interface solo-muro, δ , depende das características do material de construção da estrutura de suporte e das características resistentes do terreno e é quantificado como uma fracção do ângulo de resistência ao corte do terreno. No caso de muros de gabiões cobertos por geotêxtil é prática considerar que o valor deste ângulo corresponde a 90 a 95% do ângulo de resistência ao corte. Adopta-se: $\delta = 0,90 * \phi$

Quanto à parcela de coesão, a sua existência não foi considerada no cálculo do impulso. O efeito da existência de uma parcela coesiva diminui o valor do impulso das terras sobre o muro de suporte, em comparação com o impulso que se calcula considerando exclusivamente a componente friccional da resistência do terreno suportado.

A estabilidade externa do muro de gabiões é verificada em relação ao derrubamento e ao deslizamento. A condição de derrubamento corresponde à hipótese em que o muro roda, como um corpo rígido, em torno do seu vértice inferior na face do muro. Este cenário apenas ocorre nos termos em que é idealizado quando o terreno sob o referido vértice tem capacidade resistente para permitir tal movimento de corpo rígido do muro.

A verificação da estabilidade do muro ao deslizamento corresponde a considerar cenário em que o muro, accionado pelas terras que suporta, desliza ao longo da sua base, mais uma vez como um corpo rígido. Este cenário é fortemente plausível, de tal modo que geralmente é esta condição que condiciona o dimensionamento do muro.

A estabilidade interna do muro é avaliada verificando, no caso específico de muros formados por blocos, como os gabiões, o equilíbrio ao deslizamento e ao derrubamento segundo diferentes secções do muro. As forças actuantes são o impulso das terras suportadas acima da referida secção e o peso da parte do muro acima da mesma.

Do cálculo do impulso e do peso do muro resulta o conhecimento da força resultante, e respectiva localização. Com esta informação é verificada a segurança do muro relativamente à rotura de fundação. Para as condições específicas dos muros em apreço utiliza-se a equação geral da capacidade de carga devidamente ajustada, a qual se escreve na forma seguinte:

$$q_r = \frac{1}{2} \gamma * B' * N_\gamma$$

Onde:

γ - peso volúmico do terreno de fundação;

B' – largura da sapata, corrigida da excentricidade da carga actuante;

N_γ – coeficiente de capacidade de carga relativo ao peso volúmico do terreno de fundação.

Relativamente à equação geral, esta equação simplificada tem as seguintes particularidades:

- Adequa-se a fundação contínua;
- Não considera a coesão do terreno de fundação, o que é favorável,
- Não considera o efeito favorável do terreno entre a superfície do terreno e o plano de fundação;
- Considera exclusivamente a contribuição resistente do terreno imediatamente abaixo do muro.

Para a avaliação da segurança relativamente à rotura da fundação é utilizado coeficiente de segurança global $FS_g = 3$. O valor que compara com a carga admissível é a pressão uniforme aplicada à fundação ou três quartos da pressão máxima quando se considera diagrama trapezoidal.

Os muros de suporte M1 a M9 desenvolvem-se em encosta em socacos estabelecidos por escavação. Como ficou referido a propósito da análise das condições geotécnicas locais, admite-se que os terrenos nesta encosta apresentam diferentes características resistentes em sucessivas camadas com dez metros de espessura.

O cálculo do impulso das terras sobre cada um dos muros é feito usando a formulação expressa anteriormente. De seguida apresenta-se o resumo do cálculo para cada muro tipo, mas admitindo que todos eles se situam em camada com parâmetros resistentes:

[$c' = 25 \text{ kPa}$; $\phi' = 30^\circ$]

Como já referido, no cálculo não se considera o efeito favorável que resulta da existência de uma parcela coesiva.

H 9	X	X"		Fx (kN/m)	Fy (kN/m)
cota do coroamento (vértice int. tardoz)	210,90		m		
altura do muro	8,90		m		
inclinação do talude superior			15,00 °		
			0,262 rad		
peso volúmico da água			9,81		
pressão da água, pa			kN/m2		
terreno					
ângulo de resistência ao corte			30 °		
			0,524 rad		
coesão			0 kPa		
ângulo de resistência na interface					
a tardoz			27 °		
			0,471 rad		
na base			27 °		
			0,471 rad		
coeficiente de impulso activo, ka			0,6687		
peso volúmico do solo			20 kN/m3		
ângulo do impulso com a horizontal			47,6 °		
			0,830 rad		
impulso activo, Ia			529,1 kN/m	357,0	390,5
Peso volúmico do gabião			22 kN/m3		
Peso do muro			682,0 kN/m	0	682,0
soma das forças actuantes			kN/m	357,0	1072,5
Resistência ao deslizamento			kN/m	546,48	
Factor de segurança ao deslizamento	Fs,dz =	1,53			
Factor de segurança ao derrubamento	Fs,dr =	>>			

H 9		
Momentos em relação ao ponto de rotação		
devido ao impulso das terras	-919,5	kN.m/m
devido ao peso próprio do muro	-1603,7	kN.m/m
Reacção vertical	1072,5	kN/m
posição da reacção		
no referencial XX	-2,35	m
excentricidade em relação ao meio da base	0,40	m
dentro do núcleo central		
Acção sobre a fundação		
vertical	1072,5	kN/m
momento equivalente	426,25	kN.m/m
Diagrama de pressões aplicadas ao terreno		
q _{máx}	279,552	kN/m ²
q _{min}	110,461	kN/m ²
Verificação da segurança da fundação		
(51, p218)		
coeficiente de capacidade de carga		
N _q	18,4	
N _c	30,1	
N _γ	20,1	
largura efectiva da fundação	4,71	m
profundidade da fundação	0	m
capacidade resistente da fundação	865,8	kN/m ²
coeficiente de segurança global	3	
carga admissível da fundação	288,6	kN/m ²
verificação	OK!	

REGIÃO AUTÓNOMA DA MADEIRA
SECRETARIA REGIONAL DOS ASSUNTOS PARLAMENTARES E EUROPEUS
HOSPITAL CENTRAL DA MADEIRA
PROJETO DE EXECUÇÃO

H 8	X	X"		F _x (kN/m)	F _y (kN/m)
cota do coroamento (vértice int. tardoz)	203,84		m		
altura do muro	7,84		m		
inclinação do talude superior		15,00	°		
		0,262	rad		
peso volúmico da água		9,81			
pressão da água, pa			kN/m2		
terreno					
ângulo de resistência ao corte		30	°		
		0,524	rad		
coesão		0	kPa		
ângulo de resistência na interface					
a tardoz		27	°		
		0,471	rad		
na base		27	°		
		0,471	rad		
coeficiente de impulso activo, ka		0,6124			
peso volúmico do solo		20	kN/m3		
ângulo do impulso com a horizontal		44,6	°		
		0,779	rad		
impulso activo, Ia		376,7	kN/m	268,1	264,6
Peso volúmico do gabião		22	kN/m3		
Peso do muro		572,0	kN/m	0	572,0
soma das forças actuantes			kN/m	268,1	836,6
Resistência ao deslizamento			kN/m	426,29	
Factor de segurança ao deslizamento	F _{s,dz} =	1,59			
Factor de segurança ao derrubamento	F _{s,dr} =	>>			

H 8		
Momentos em relação ao ponto de rotação		
devido ao impulso das terras	-572,1	kN.m/m
devido ao peso próprio do muro	-1230,1	kN.m/m
Reacção vertical	836,6	kN/m
posição da reacção		
no referencial XX	-2,154	m
excentricidade em relação ao meio da base	0,3459	m
	dentro do núcleo central	
Acção sobre a fundação		
vertical	836,6	kN/m
momento equivalente	289,38	kN.m/m
Diagrama de pressões aplicadas ao terreno		
q _{máx}	236,78	kN/m ²
q _{min}	97,875	kN/m ²
Verificação da segurança da fundação		
(51, p218)		
coeficiente de capacidade de carga		
N _q	18,4	
N _c	30,1	
N _γ	20,1	
largura efectiva da fundação	4,31	m
profundidade da fundação	0	m
capacidade resistente da fundação	792,8	kN/m ²
coeficiente de segurança global	3	
carga admissível da fundação	264,3	kN/m ²
verificação	OK!	

REGIÃO AUTÓNOMA DA MADEIRA
SECRETARIA REGIONAL DOS ASSUNTOS PARLAMENTARES E EUROPEUS
HOSPITAL CENTRAL DA MADEIRA
PROJETO DE EXECUÇÃO

H 7	X	X"	Fx (kN/m)	Fy (kN/m)
cota decoroamento (vértice int. tardoz)	231,84	m		
altura do muro	6,84	m		
inclinação do talude superior		15,00 °		
		0,262 rad		
peso volúmico da água		9,81		
pressão da água, pa		kN/m2		
terreno				
ângulo de resistência ao corte		30 °		
		0,524 rad		
coesão		0 kPa		
ângulo de resistência na interface				
a tardoz		27 °		
		0,471 rad		
na base		27 °		
		0,471 rad		
coeficiente de impulso activo, ka		0,6046		
peso volúmico do solo		20 kN/m3		
ângulo do impulso com a horizontal		44,2 °		
		0,771 rad		
impulso activo, Ia		283,1 kN/m	203,0	197,4
Peso volúmico do gabião		22 kN/m3		
Peso do muro		462,0 kN/m	0	462,0
soma das forças actuantes		kN/m	203,0	659,4
Resistência ao deslizamento		kN/m	335,98	
Factor de segurança ao deslizamento	Fs,dz =	1,66		
Factor de segurança ao derrubamento	Fs,dr =	>>		

H 7

Momentos em relação ao ponto de rotação	
devido ao impulso das terras	-398,9 kN.m/m
devido ao peso próprio do muro	-902,6 kN.m/m
Reacção vertical	659,4 kN/m
posição da reacção	
no referencial XX	-1,974 m
excentricidade em relação ao meio da base	0,276 m
	dentro do núcleo central
Acção sobre a fundação	
vertical	659,4 kN/m
momento equivalente	182,2 kN.m/m
Diagrama de pressões aplicadas ao terreno	
q _{máx}	200,5 kN/m ²
q _{mín}	92,56 kN/m ²
Verificação da segurança da fundação	
(51, p218)	
coeficiente de capacidade de carga	
N _q	18,4
N _c	30,1
N _γ	20,1
largura efectiva da fundação	3,95 m
profundidade da fundação	0 m
capacidade resistente da fundação	726,4 kN/m ²
coeficiente de segurança global	3
carga admissível da fundação	242,1 kN/m ²
verificação	OK!

REGIÃO AUTÓNOMA DA MADEIRA
SECRETARIA REGIONAL DOS ASSUNTOS PARLAMENTARES E EUROPEUS
HOSPITAL CENTRAL DA MADEIRA
PROJETO DE EXECUÇÃO

H 6	X	X"		Fx (kN/m)	Fy (kN/m)
cota do coroamento (vértice int. tardo)	192,84		m		
altura do muro	5,84		m		
inclinação do talude superior		15,00	°		
		0,262	rad		
peso volúmico da água		9,81			
pressão da água, pa			kN/m2		
terreno					
ângulo de resistência ao corte		30	°		
		0,524	rad		
coesão		0	kPa		
ângulo de resistência na interface					
a tardo		27	°		
		0,471	rad		
na base		27	°		
		0,471	rad		
coeficiente de impulso activo, ka		0,5944			
peso volúmico do solo		20	kN/m3		
ângulo do impulso com a horizontal		43,6	°		
		0,761	rad		
impulso activo, Ia		203,0	kN/m	146,9	140,0
Peso volúmico do gabião		22	kN/m3		
Peso do muro		363,0	kN/m	0	363,0
soma das forças actuantes			kN/m	146,9	503,0
Resistência ao deslizamento			kN/m	256,3	
Factor de segurança ao deslizamento	Fs,dz =	1,74			
Factor de segurança ao derrubamento	Fs,dr =	>>			

H 6		
Momentos em relação ao ponto de rotação		
devido ao impulso das terras	-263,1	kN.m/m
devido ao peso próprio do muro	-638,0	kN.m/m
Reacção vertical	503,0	kN/m
posição da reacção		
no referencial XX	-1,791	m
excentricidade em relação ao meio da base	0,2086	m
	dentro do núcleo central	
Acção sobre a fundação		
vertical	503,0	kN/m
momento equivalente	104,92	kN.m/m
Diagrama de pressões aplicadas ao terreno		
q _{máx}	165,1	kN/m ²
q _{mín}	86,41	kN/m ²
Verificação da segurança da fundação		
(51, p218)		
coeficiente de capacidade de carga		
N _q	18,4	
N _c	30,1	
N _γ	20,1	
largura efectiva da fundação	3,58	m
profundidade da fundação	0	m
capacidade resistente da fundação	659,3	kN/m ²
coeficiente de segurança global	3	
carga admissível da fundação	219,8	kN/m ²
verificação	OK!	

H 5	X	X"		Fx (kN/m)	Fy (kN/m)
cota decoroamento (vértice int. tardoz)	192,90		m		
altura do muro	4,90		m		
inclinação do talude superior		15,00	°		
		0,262	rad		
peso volúmico da água		9,81			
pressão da água, pa			kN/m2		
terreno					
ângulo de resistência ao corte		30	°		
		0,524	rad		
coesão		0	kPa		
ângulo de resistência na interface					
a tardoz		27	°		
		0,471	rad		
na base		27	°		
		0,471	rad		
coeficiente de impulso activo, ka		0,5804			
peso volúmico do solo		20	kN/m3		
ângulo do impulso com a horizontal		42,8	°		
		0,747	rad		
impulso activo, Ia		139,1	kN/m	102,1	94,5
Peso volúmico do gabião		22	kN/m3		
Peso do muro		220,0	kN/m	0	220,0
soma das forças actuantes			kN/m	102,1	314,5
Resistência ao deslizamento			kN/m	160,3	
Factor de segurança ao deslizamento	Fs,dz =	1,57			
Factor de segurança ao derrubamento	Fs,dr =	>>			

H 5		
Momentos em relação ao ponto de rotação		
devido ao impulso das terras		-111,9 kN.m/m
devido ao peso próprio do muro		-292,1 kN.m/m
Reacção vertical		314,5 kN/m
posição da reacção		
no referencial XX		-1,285 m
excentricidade em relação ao meio da base		0,2153 m
		dentro do núcleo central
Acção sobre a fundação		
vertical		314,5 kN/m
momento equivalente		67,71 kN.m/m
Diagrama de pressões aplicadas ao terreno		
q _{máx}		149,98 kN/m ²
q _{mín}		59,697 kN/m ²
Verificação da segurança da fundação		
(51, p218)		
coeficiente de capacidade de carga		
N _q		18,4
N _c		30,1
N _γ		20,1
largura efectiva da fundação		2,57 m
profundidade da fundação		0 m
capacidade resistente da fundação		472,8 kN/m ²
coeficiente de segurança global		3
carga admissível da fundação		157,6 kN/m ²
verificação		OK!

Anexo 4

Análise de estabilidade de taludes repostos

A partir do “perfil geológico-geotécnico interpretativo K-L”, incluído no “Estudo Geológico-Geotécnico” foi construído o perfil de escavação J-J’. Este perfil é aquele que corresponde a maior altura de escavação, medida desde a crista do talude de escavação. Face a esta particularidade, foi estudada a estabilidade do talude de escavação, como representado na Figura 1, na qual já estão incluídos os muros de gabiões.

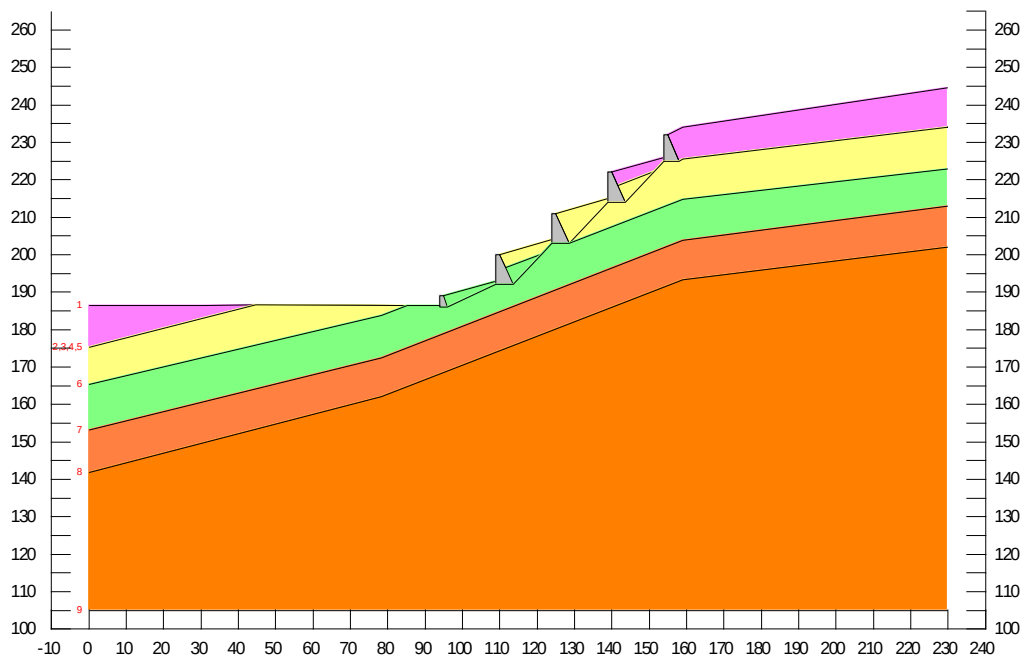


Figura 1 – Geometria final do talude de escavação (perfil J-J')

Para o efeito consideraram-se para o terreno o zonamento e os parâmetros de resistência expressos em tabela incluída nesta memória. Para os gabiões considerou-se: peso volúmico $p = 22 \text{ kN/m}^3$, porosidade $n = 0,3$, ângulo de resistência ao corte $\phi' = 40^\circ$ e coesão $c' = 80 \text{ kPa}$. A superfície de escorregamento a que corresponde o menor coeficiente de segurança global ($F_{Sg} \approx 1,5$) está representada na Figura 2.

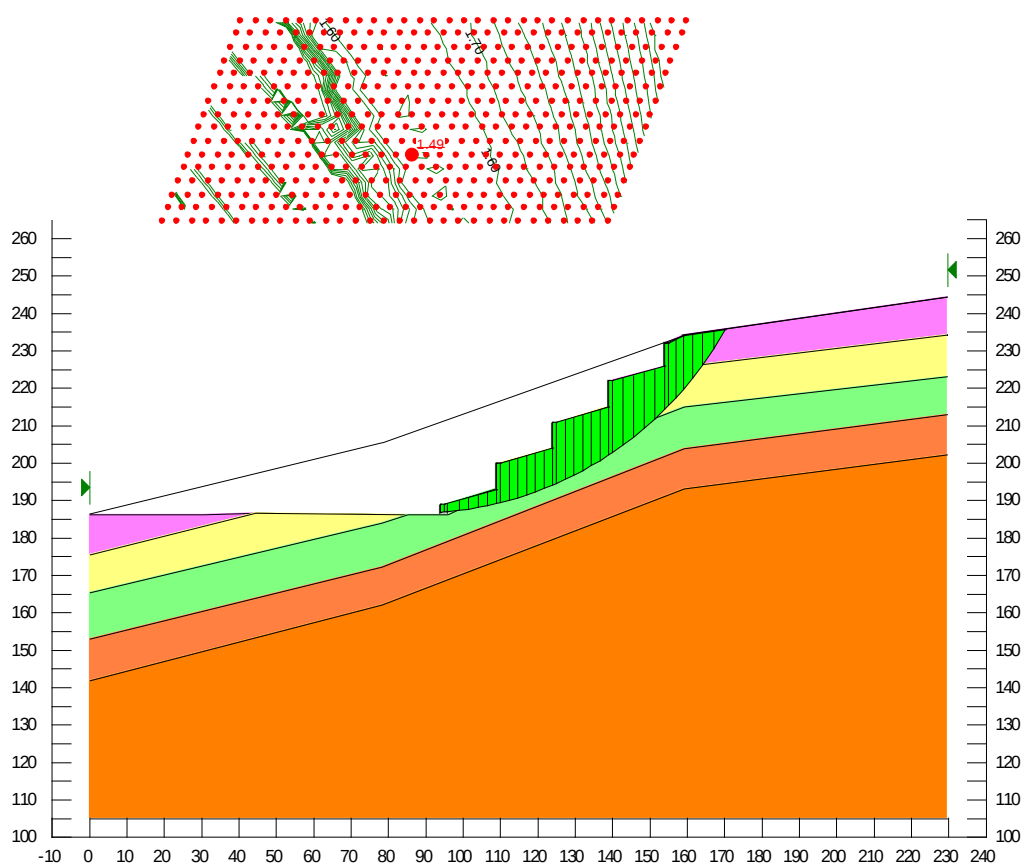


Figura 2 - Geometria final do talude de escavação (perfil J-J'). Potencial superfície de escorregamento mais desfavorável.

Sobre a mesma geometria de referência e com base nos mesmos pressupostos foi avaliada a estabilidade do talude na condição de estarem realizados os dois muros superiores e de ter sido completamente realizada a escavação para a construção do terceiro muro de contenção, contado a partir da crista do talude. O resultado está traduzido com a Figura 3.

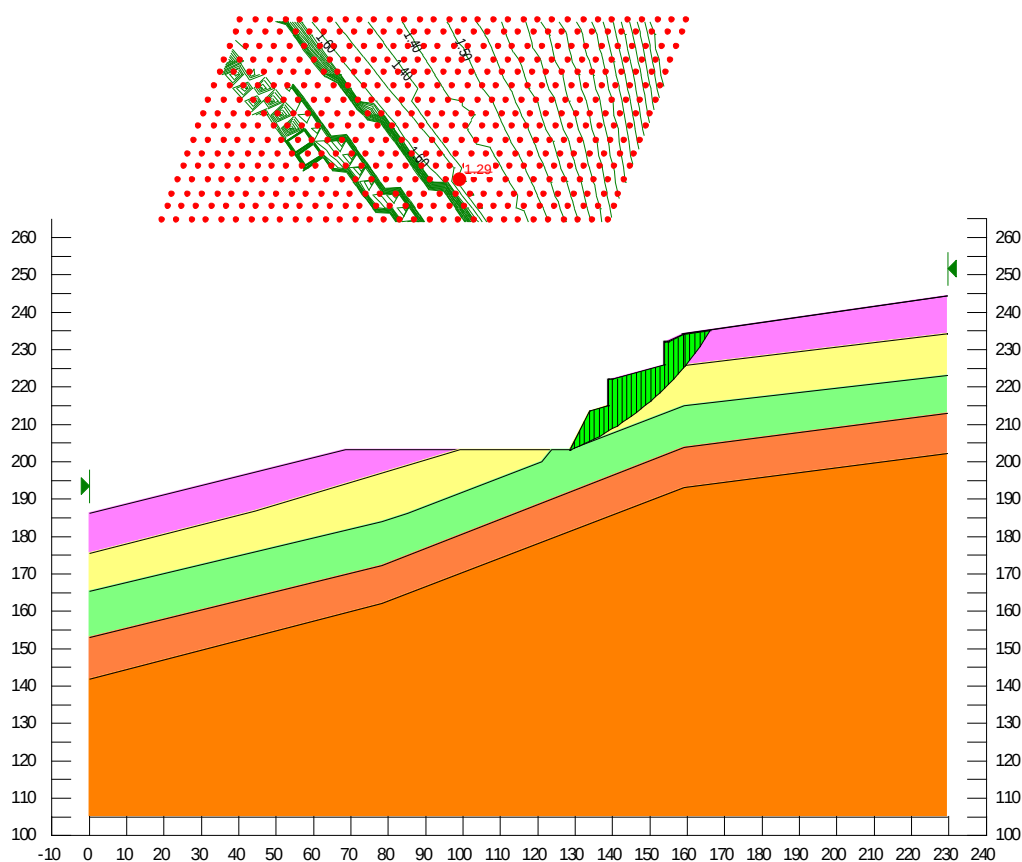


Figura 3 – Escavação para construção do terceiro muro de contenção. Potencial superfície de escorregamento mais desfavorável.

O coeficiente de segurança global associado à potencial superfície de escorregamento é $FSg \approx 1,3$. Este valor é consentâneo com a condição temporária desta geometria, pois que estará instalada apenas durante a construção do muro no terceiro nível, a contar da crista do talude. Acresce dizer que efectivamente a condição de segurança é um pouco superior à que é retratada através deste coeficiente de segurança pois, como se referir acima acerca do procedimento construtivo, a dimensão da frente de construção será restringida de maneira a não expor excessivamente o talude às intempéries durante a fase de construção de cada muro.