



Universidade de Aveiro Departamento de Engenharia Civil

2017

**Maria Inês Sampaio
e Silva Carvalho**

**Estágio na empresa Mota-Engil Perú S.A.:
Projeto geotécnico e formulação de misturas com
betume espuma**



**Maria Inês Sampaio
e Silva Carvalho**

**Estágio na empresa Mota-Engil Perú S.A.:
Projeto geotécnico e formulação de misturas com
betume espuma**

Relatório de Estágio apresentado à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizado sob a orientação científica do Professor Doutor Agostinho António Rocha Correia e Almeida da Benta, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, e supervisão do Mestre Luís Pedro da Costa Machado, Engenheiro da Empresa MEP – Mota-Engil Perú.

À minha família

o júri

presidente

Prof. Doutor Joaquim Miguel Gonçalves Macedo
Professor Auxiliar da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Agostinho António Rocha Correia e Almeida da Benta
Professor Auxiliar da Universidade de Aveiro

Engenheiro Jorge Filipe Ribeiro dos Santos
Especialista da Mota-Engil – Engenharia e Construção, S.A.

agradecimentos

No final de mais uma etapa quase concluída, não posso deixar de relembrar e agradecer a todos aqueles que estiverem presentes, ajudaram e contribuíram, proporcionando-me uma das fases mais feliz e importante da minha vida. Agradeço de uma forma sincera e carinhosa a todos os que dela fizeram parte.

Ao Prof. Doutor Agostinho Benta, meu orientador, por ter aceite e embarcado nesta aventura de acompanhar um estágio no estrangeiro, incentivando-me e acompanhando toda a etapa, partilhando o seu saber e por toda ajuda prestada.

Ao Mestre Luís Machado, Engenheiro da empresa Mota-Engil Perú, meu orientador de estágio, por me ter recebido na sua equipa como se dela fizesse parte, por toda a disponibilidade, paciência e confiança que depositou em mim ao longo de todo o estágio.

Um enorme obrigada a toda a equipa que trabalhou diretamente comigo ao longo do estágio, Gary, Ruben, Júlio, Gustavo, Marco, David, Miguel, Yerson e Eduardo, pela compreensão inicial enquanto não dominava a língua e por me terem recebido tão bem. Um agradecimento especial ao Gary por toda a partilha de conhecimento e por todas as horas de trabalho em conjunto.

À Ana e ao Jorge por me terem proporcionado a oportunidade de realizar um estágio no estrangeiro, por me terem recebido em vossa casa com tanto amor e por me terem dado das melhores experiencias que vivi até hoje.

Marco, um enorme obrigada por toda a paciência, força e ajuda. A distância era muita e o fuso horário bastante diferente, mas mesmo assim nunca deixaste de estar lá para me ajudar, ouvir e principalmente fazeres-me acreditar que tudo é possível.

À Inga, amiga de sempre, por todo o apoio que me deu ao longo destes últimos meses. Apesar de todos os obstáculos nada nos pára.

Por fim, e não menos importante, aos meu queridos pais e irmão, que nunca me fizeram desistir em momento algum, estiveram sempre lá com palavras de força e esperança. Obrigada mãe e pai por toda a confiança depositada em mim e por nunca me limitarem os meus sonhos.

Um grande e sincero obrigada a todos!

palavras-chave

Estágio, geotecnia, muros de suporte, ancoragens, aterro, betume-espuma

resumo

O presente relatório tem como propósito apresentar o estágio curricular realizado ao longo de 6 meses para a obtenção do grau Mestre em Engenharia Civil pela universidade de Aveiro.

O estágio curricular foi realizado na empresa MEP – Mota-Engil Perú S.A e teve como principal tema a implementação de projetos geotécnicos e a formulação de misturas com betume-espuma.

Após uma contextualização e apresentação das motivações para a realização deste estágio, o presente relatório apresenta os três temas com maior relevância para o mesmo. O primeiro tema diz respeito a um projeto geotécnico, sendo abordadas todas as fases de dimensionamento de muros de contenção e a sua integração no software Plaxis. O segundo tema consiste num projeto estrutural em que são estudadas duas soluções para a construção de um muro ancorado. Por fim, no ultimo tema é apresentado um estudo de formulação de misturas com betume-espuma, com o objetivo de demonstrar as suas potencialidades de estabilização para as camadas base dos pavimentos.

Para além de todos os conhecimentos obtidos associados aos projetos realizados ao longo do estágio, este possibilitou a perceção do funcionamento de uma empresa, assim como a preparação para uma futura inserção no mercado de trabalho.

keywords

Internship, geotechnics, retaining wall, anchors, soil landfill, foamed bitumen

abstract

The present report aims to present the curricular internship done for a period of 6 months in order to obtain the Civil Engineering Master's Degree issued by University of Aveiro.

The curricular internship was done at MEP – Mota-Engil Perú S.A. and its main goal was the conception of geotechnical projects as well as the formulation of foamed bitumen mixes.

After a brief contextualization and the presentation of the motivations behind the internship, the three most relevant themes of the document are presented. The first theme concerns a geotechnical project, in which all the phases of the scaling of retaining walls are described as well as their integration in Plaxis software. The second theme consists of a structural project in which two solutions for the construction of an anchored wall are presented. Finally, the last theme is a study of foamed bitumen mixes and the verification of their benefits in the stabilization of the materials in pavements' base-layers.

In addition to all the knowledge acquired during the development of all the projects, this internship allowed me to better understand how a company works and helped to prepare for the future integration in the work market.

Índice Geral

Índice Geral	XV
Índice de Figuras	XIX
Índice de Tabelas	XXI
Nomenclatura.....	XXIII
Lista de acrónimos.....	XXV
Capítulo 1. Introdução	3
1.1. Contextualização.....	3
1.2. Motivação	3
1.3. Objetivos	4
1.4. Estrutura do Relatório de Estágio	4
1.5. Apresentação da Empresa	5
1.6. Cronograma dos Trabalhos acompanhados	7
Capítulo 2. Acompanhamento do Projeto Geotécnico	11
2.1. Introdução Teórica.....	11
2.1.1. História Geológica.....	11
2.1.2. Estratigrafia	13
2.1.3. Geomorfologia de Lima.....	16
2.1.4. Distribuição dos solos na cidade de Lima	17
2.1.5. Composição geológica da província de Lurín	19
2.2. Dimensionamento Geotécnico das cortinas de contenção de caves	20
2.2.1. Características gerais do Projeto.....	20
2.2.2. Enquadramento geológico	21
2.2.3. Caracterização geotécnica do projeto	23
2.2.4. Dimensionamento geotécnico de cortinas de contenção	24

2.2.4.1.	Contenção lateral do Terreno.....	25
2.2.4.2.	Modelação em Plaxis.....	32
2.2.4.3.	Identificação das zonas em estudo.....	34
2.3.	Resultados obtidos em cada zona de estudo.....	36
2.3.1.	Estudo 1 - Zona A e Zona B1.....	36
2.3.2.	Estudo 2 – Zona B2 e E.....	38
2.3.3.	Estudo 3 – Zona D.....	40
2.3.4.	Quantificação dos materiais necessários para execução da contenção das caves.....	42
2.4.	Considerações Finais do dimensionamento.....	43
Capítulo 3.	Projeto de uma plataforma para instalação de um aterro provisório.....	47
3.1.	Introdução ao projeto.....	47
3.2.	Projeto de execução das plataformas de trabalhos para a construção do muro ancorado.....	47
3.3.	Plataforma de trabalhos para a execução do muro de contenção.....	49
3.4.	Dimensionamento da plataforma de trabalhos.....	51
3.4.1.	Dimensionamento estrutural.....	52
3.4.2.	Dimensionamento geotécnico.....	62
3.5.	Considerações Finais.....	73
Capítulo 4.	Estabilização de solos e materiais reciclados com betume-espuma nas camadas base de pavimentos.....	77
4.1.	Introdução ao Estudo.....	77
4.2.	Betume-Espuma.....	80
4.2.1.	Equipamento para produção de betume-espuma.....	80
4.2.2.	Produção do betume-espuma.....	81
4.2.3.	Caracterização do betume.....	83
4.3.	Procedimento para a formulação de misturas com betume-espuma.....	83
4.3.1.	Otimização das propriedades do betume-espuma.....	83

4.3.2.	Caracterização dos agregados.....	86
4.3.3.	Determinação do conteúdo ótimo de betume	89
4.3.4.	Determinação do conteúdo ótimo de humidade da mistura	89
4.4.	Análises de Resultados	91
4.4.1.	Betume-Espuma	91
4.4.2.	Agregados.....	94
4.4.3.	Formulação da mistura	95
4.5.	Conclusões	99
Capítulo 5.	Considerações Finais	103
Referências Bibliográficas.....		106

Índice de Figuras

Figura 1 –Laboratório Geotécnico da Empresa Mota-Engil Perú S.A.....	6
Figura 2 – Localização da cidade de Lima (Moncayo <i>et al.</i> , 1992).....	13
Figura 3 – Estratigrafia da área de Lima (Artica, 2014).....	14
Figura 4 – Mapa geomorfológico do Perú (Artica, 2014).	16
Figura 5 - Linha Costeira da cidade de Lima (Artica, 2014).....	17
Figura 6 - Distribuição dos solos da cidade de Lima (Artica, 2014).....	18
Figura 7 - Distribuição de depósitos eólicos (Artica, 2014).....	19
Figura 8 - Vista em Planta e 3D do museu e parque estacionamento.	20
Figura 9 - Localização da zona de estudo (Vela, P., 2014).	21
Figura 10 - Vista em Planta da topografia do terreno (Vela, P., 2014).	21
Figura 11 - Vista da topografia do terreno em estudo (Vela, P., 2014).....	22
Figura 12 - Representação do Corte A-A, B-B e Nível Freático.....	23
Figura 13 - Cortinas de estacas secantes.	26
Figura 14 - Demonstração do processo construtivo das estacas secantes.	27
Figura 15 - Ancoragem pré-esforçada tipo (Matos Fernandes, 1990).....	29
Figura 16 - Condicionamentos a respeitar na localização de ancoragens pré-esforçadas (Matos Fernandes, 1990).	30
Figura 17 - Estudo dos limites a construir e nível freático.....	34
Figura 18 - Esquema das diferentes zonas de estudo.	35
Figura 19 - Modelação em Plaxis do Estudo 1.....	37
Figura 20 - Resultados em Plaxis do deslocamento da cortina para o Estudo 1.	37
Figura 21 - Modelação em Plaxis do Estudo 2.....	39
Figura 22 - Resultados em Plaxis do deslocamento da cortina para o Estudo 2.	39
Figura 23 - Modelação em Plaxis do Estudo 3.....	41
Figura 24 - Resultados em Plaxis do deslocamento da cortina para o Estudo 3.	41
Figura 25 - Localização da poça de filtração.....	48
Figura 26 - Planeamento para a construção do aterro provisório e rampa de acesso.	49
Figura 27 - Disposição geral no local projeto da ponte em betão armado.	50
Figura 28 - Disposição em planta da ponte em betão armado.....	50
Figura 29 - Modelo estrutural da ponte modelada em Plaxis.....	53
Figura 30 - Diagrama de Momentos fletores nas Vigas Principais (1376 kN.m).	55
Figura 31 - Diagrama de Forças cortantes nas Vigas principais (502 kN).....	55

Figura 32 - Diagrama de Forças axiais nas Vigas principais (2836 kN).....	55
Figura 33 - Desenho do reforço da viga principal.....	55
Figura 34 - Diagrama de Momentos fletores na laje maciça.....	56
Figura 35 - Desenho do reforço da laje maciça.....	56
Figura 36 - Esquema das fundações da ponte em betão armado.....	57
Figura 37 - Distribuição de tensões no terreno (kgf/cm ²).	58
Figura 38 - Diagrama de Momentos fletores transversais na laje horizontal.....	58
Figura 39 - Diagrama de Momentos fletores longitudinais na laje horizontal.....	59
Figura 40 - Esquema da armadura de reforço da sapata.....	60
Figura 41 - Distribuição das vigas metálicas na plataforma em Voladizo.....	61
Figura 42 - Equipamento de Perfuração Micro-perfuradora Soilmec Modelo SM-20. .	62
Figura 43 - Equipamento de Compactação Vibratório BOMAG, modelo BM 211 D-40.	62
Figura 44 - Pendente de Estabilidade Natural de inclinação de 40° (FS=1.25).....	63
Figura 45 - Projeção do talude do aterro com a pendente de estabilidade natural.	63
Figura 46 - Análise da Estabilidade do aterro sem reforço (FS = 0.563).....	64
Figura 47 - Análise da Estabilidade Estática do aterro com reforço (FS=1.506).....	65
Figura 48 - Geometria e cargas externas no talude típico do aterro provisório.....	65
Figura 49 - Disposição de reforços (geogrelhas) no talude do aterro.....	71
Figura 50 - Secção transversal da plataforma de betão armado com aterro finalizado. .	72
Figura 51 - Vista em corte da plataforma em betão armado com perfuradora em operações.	72
Figura 52 - Produção de betume-espuma (Wirtgen GMBH, 2001).	79
Figura 53 - Laboratório portátil Wirtgen WLB 10.....	80
Figura 54 - Escala e balde utilizado para a medição da taxa de expansão e tempo de meia- vida.	81
Figura 55 - Esquema da medição dos parâmetros do betume espuma (Acuña, 2011)...	84
Figura 56 - Classificação dos materiais granulares para estabilização com betume-espuma (Akeroyd e Hicks, 1988).	87
Figura 57 - Misturadora móvel, Wirtgen WLM 30.....	88
Figura 58 - Processo de formulação da mistura: Moldagem de provetes, cura e roturas mediante a tração indireta.....	90
Figura 59 - Gráfico da determinação do índice para a formação de espuma - Razão de Expansão vs. Tempo de meia-vida (Machado <i>et al.</i> , 2016).	92

Figura 60 - Gráfico da determinação do conteúdo ótimo de água para a formação de espuma a T=160°C (Machado <i>et al.</i> , 2016).....	93
Figura 61 - Gráfico das curvas granulométricas dos agregados.....	95
Figura 62 - Gráfico dos resultados da resistência à Tração Indireta em condições secas (Machado <i>et al.</i> , 2016).....	96
Figura 63 - Gráfico dos resultados da resistência conservada em porcentagem (Machado <i>et al.</i> , 2016).....	97
Figura 64 – “Coeficientes estruturais” recomendados (Manual de Carreteras del MTC,).....	98

Índice de Tabelas

Tabela 1 -Cronograma de atividades realizadas ao longo do estágio.....	7
Tabela 2 - Parâmetros da areia para modelação em Plaxis.	24
Tabela 3 - Classificação da rocha através do critério de Hoek Brown.....	25
Tabela 4 - Parâmetros do maciço rochoso calcário para modelação em Plaxis.	25
Tabela 5 - Parâmetros das estacas secantes.....	28
Tabela 6 - Tabela resumo do Estudo 1.	38
Tabela 7 - Tabela resumo do Estudo 2.	40
Tabela 8 - Tabela resumo do Estudo 3.	42
Tabela 9 - Quantidade de material para a execução das cortinas de estacas moldadas..	42
Tabela 10 - Parâmetros geométricos de dimensionamento das vigas principais.....	54
Tabela 11 - Parâmetros geométricos de dimensionamento para a laje maciça.	56
Tabela 12 - Valores de coeficientes de redução.	69
Tabela 13 - Exigências do Filler Ativo.....	88
Tabela 14 - Valores da Taxa de Expansão e Tempo de meia-vida para diferentes porcentagens de água e temperatura (Machado <i>et al.</i> , 2016).....	91
Tabela 15 - Resumo das condições ótimas do betume-espuma.....	93
Tabela 16 - Caracterização dos agregados.	94

Nomenclatura

Letras maiúsculas latinas

A	Área
C	Fator global por superfície do reforço
Ca	Coesão entre o solo e a geomalha
E	Módulo de elasticidade
E_x	Taxa de expansão
F^*	Fator de fricção por arrancamento
FS	Fator de segurança
GSI	Geological strength index
I	Inércia
K	Matriz de rigidez
K_0	Coeficiente de impulso em repouso
L	Comprimento
Le	Longitude do reforço na zona resistente
Q	Forças nódais
Rc	Rácio de cobertura de reforço
Rf	Fator de redução da resistência por degradação, dano de instalação e agente externos
RF_{CR}	Fator de redução por assentamentos e deflexões
RF_D	Fator de redução por degradação química e biológica
RF_{ID}	Fator de redução por dano na instalação do reforço
S_y	Espaçamento vertical do reforço
T_{al}	Resistência nominal à tração
$T_{máx}$	Carga amplificada aplicada no reforço
T_{ult}	Resistência última à tensão
W	Módulo de flexão

Letras minúsculas latinas

mi	Parâmetro do módulo de Hoek Brown
q	Deslocamentos nodais
s	Espaçamento
h	Altura
re	Recobrimento
d	Altura útil
t	Espessura
$t_{1/2}$	Tempo de meia-vida
z	Profundidade desde a superfície do aterro
q_s	Sobrecarga dos equipamentos
k_r	Coefficiente do impulso horizontal
f'_c	Valor de cálculo da tensão de cedência à compressão do betão
f'_y	Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço
Y_P	Fator de carga para tensão vertical do aterro

Letras minúsculas gregas

ν	Coefficiente de <i>Poisson</i>
φ	Ângulo de atrito interno
\emptyset	Fator de resistência por arrancamento
Y_{unsat}	Peso volúmico não saturado
Y_{sat}	Peso volúmico saturado
Y_r	Peso unitário do solo do aterro
σ_{ci}	Resistência à compressão simples
σ_h	Tensão horizontal exercida pelo aterro
σ_v	Tensão vertical exercida pelo aterro
ϕ	Diâmetro
δ	Ângulo de fricção entre o solo e a geomalha

Lista de acrónimos

ABGE	Agregados Britados de Granulometria Extensa
BC	Betume Convencional
BE	Betume-Espuma
CONOCO	Continental Oil Company
ITS	Resistência à Tração Indireta
MEP	Mota – Engil Perú S.A.
MUNA	Museu Nacional de Arqueologia del Perú
RAP	Recycled Asphalt Pavement
WLB 10	Laboratório Portátil Wirtgen

Capítulo 1

Introdução

Capítulo 1. Introdução

1.1. Contextualização

1.2. Motivação

1.3. Objetivos

1.4. Estrutura do Relatório de Estágio

1.5. Apresentação da Empresa

1.6. Cronograma dos trabalhos acompanhados

Capítulo 1. Introdução

O presente capítulo faz uma breve introdução ao documento, a apresentação do estágio realizado na empresa de acolhimento, Mota-Engil Perú S.A., e uma breve apresentação da atividade da empresa. É também apresentado um cronograma com todas as atividades realizadas ao longo do estágio.

1.1. Contextualização

O presente documento tem como finalidade a apresentação do estágio curricular previsto no plano curricular do Mestrado Integrado em Engenharia Civil, realizado no ano letivo de 2015/2016.

O estágio curricular realizou-se na empresa Mota-Engil Perú S.A. (MEP) e teve duração compreendida entre os meses de fevereiro e agosto de 2016, com o principal objetivo de desenvolver competências no âmbito da elaboração de projetos relacionados com a área de geotecnia e outras áreas relacionadas com a Engenharia Civil.

Dado o estágio ter sido realizado no Perú, e apenas no segundo semestre, o período de trabalho teve que ser condensado durante esses 6 meses. Respeitando o regulamento de estágio do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, que estabelece 20 horas semanais, o horário de estágio foi definido de acordo com o horário de funcionamento da empresa, de segunda a sexta-feira, 9 horas por dia, totalizando 45 horas semanais.

1.2. Motivação

A base motivacional impulsionadora da realização de um estágio curricular, em detrimento das outras duas opções, dissertação ou projeto, deve-se ao facto do estágio curricular ser feito numa empresa, onde são postos à prova os conhecimentos e competências adquiridas ao longo dos 5 anos do curso de Engenharia Civil.

A grande motivação adicional foi a oportunidade de realizar o estágio noutro país, onde os conceitos, a língua e os métodos utilizados são distintos. Deste modo, o estágio

curricular foi uma notável oportunidade para a aquisição de novos conhecimentos na área de Engenharia Civil, mais propriamente na área geotécnica, assim como para a aprendizagem de novos conceitos aplicados num país da América Latina. Adicionalmente, a realização deste estágio pode vir a ser uma vantagem para a futura inserção no mercado de trabalho.

1.3. Objetivos

A realização do estágio curricular teve como objetivo a aprendizagem de novos conceitos e a aplicação de metodologias usadas nas diversas áreas da Engenharia Civil utilizadas no Perú.

O estágio na MEP desenvolveu-se da seguinte forma: integração na equipa de trabalho da área técnica, divisão de Engenharia, possibilitando o acompanhamento e a realização de projetos atribuídos a essa área; a realização de uma visita à obra localizada na Base Naval de Callao; o acompanhamento e a realização de ensaios laboratoriais e, finalmente, a participação em duas conferências.

Para a realização de todas as atividades descritas anteriormente, foi necessária uma prévia aprendizagem de novas ferramentas informáticas, softwares, conceitos e, principalmente, o conhecimento da legislação aplicada no Perú.

1.4. Estrutura do Relatório de Estágio

O presente relatório encontra-se dividido em 5 capítulos, que se distinguem pelos diversos conteúdos que neles são abordados.

Neste primeiro capítulo, é feita uma breve introdução ao documento, uma apresentação do estágio e da empresa Mota-Engil Perú.

No capítulo 2 “Acompanhamento de um projeto geotécnico” são apresentadas as ferramentas essenciais para a realização do projeto, os resultados obtidos e as respetivas conclusões. O dimensionamento geotécnico trata-se da construção de muros de contenção temporários para o projeto “Museo Nacional de Arqueologia del Perú”.

No capítulo 3 “Acompanhamento de um projeto de uma plataforma para a instalação provisória de um aterro” é apresentada uma proposta técnica para a construção de um

muro ancorado condicionada pela existência de uma lagoa de filtração, na base do talude a ancorar. São apresentados todos os procedimentos de dimensionamento, assim como os seus respetivos resultados.

No capítulo 4 “Estabilização de solos e materiais reciclados com betume-espuma nas camadas base de pavimentos” é apresentado o estudo em laboratório da formulação de um betume-espuma com as condições ótimas e exigidas para a estabilização de solos e materiais reciclados, os resultados dos materiais estabilizados e a demonstração das potencialidades da técnica com betume-espuma.

Por fim, no capítulo 5 “Considerações Finais” são apresentadas todas as considerações conclusivas acerca do presente relatório, tal como o estágio realizado na empresa Mota-Engil Perú S.A.

1.5. Apresentação da Empresa

O Grupo Mota-Engil é uma multinacional com atividade centrada na construção e gestão de infraestruturas, segmentada pelas áreas de Engenharia e Construção, Ambiente e Serviços, Concessões de Transporte, Energia e Mineração.

A Mota-Engil desenvolve um vasto leque de atividades associado à conceção, construção, gestão e operação de infraestruturas, detendo uma longa e reconhecida experiência, associada a um elevado *know-how* técnico para o desenvolvimento de diversas áreas.

É líder em Portugal e com uma posição consolidada no ranking dos 30 maiores grupos europeus de construção. A Mota-Engil marca presença em 3 continentes e 22 países, repartidos por 3 áreas geográficas – Europa, África e América Latina.

A Mota-Engil marca presença na América Latina desde 1998, tendo iniciado a sua atividade na região através do Peru, efetuando ao longo dos últimos 17 anos um investimento crescente no desenvolvimento das suas competências técnicas que permite hoje à Mota-Engil Peru ser uma empresa de referência neste mercado. Acreditando no potencial da América Latina, o Grupo promoveu a expansão da sua presença para mercados como México, Brasil, Colômbia, Chile, República Dominicana e Paraguai.

Projeto geotécnico e formulação de misturas com betume-espuma

O Grupo entrou no Perú em 1998, com a aquisição da empresa Translei, constituída em 1986 e direcionada para a prestação de serviços de engenharia relacionados com movimentação de terras e trabalhos inerentes à exploração de concessões mineiras.

Em 2010, a Translei passou a ser designada por Mota-Engil Perú, iniciando um processo de diversificação de atividades, não só no âmbito Engenharia e Construção como também na área portuária.

Atualmente, a Mota-Engil Perú é uma das empresas com maiores competências técnicas especializadas na área da Engenharia e Construção.

Em 2012, a Mota-Engil Perú S.A. implementou na sua sede um Laboratório central, no qual são executados ensaios de solos, agregados, rochas, betuminosos e betões, aplicados a obras de estradas, edificações, minas e hidráulicas. Atualmente, o laboratório (Figura 1) tem a capacidade de executar e dar resposta a várias empresas que trabalham na área da construção por todo o Perú.



Figura 1 –Laboratório Geotécnico da Empresa Mota-Engil Perú S.A.

1.6. Cronograma dos Trabalhos acompanhados

Ao longo dos 6 meses de estágio foram propostos o acompanhamento e a elaboração de diferentes projetos relativos às distintas áreas da Engenharia Civil. No cronograma seguinte são apresentados os trabalhos realizados (Tabela 1).

Tabela 1 -Cronograma de atividades realizadas ao longo do estágio.

Atividades	Fevereiro	Março	Abril	Maiο	Junho	Julho
1						
2						
3						
4						
5						
6						
7						
8						
9						

A descrição das atividades está apresentada por ordem de acontecimento:

- (1) Dimensionamento geotécnico para a construção de muros de contenção temporários para obra do “Museo Nacional de Arqueologia del Perú”.
- (2) Dimensionamento geotécnico para a estabilização de taludes para a construção de caves para a obra " Aeroporto Callao - Holiday Inn".
- (3) Participação na conferência "Investigación Geotécnica para la red del metro subterráneo de Lima".

Projeto geotécnico e formulação de misturas com betume-espuma

- (4) Breve análise do desgaste de uma estrada ao longo de 40 anos, tendo como objetivo apresentar a metodologia mais eficaz para a conservação e a reabilitação da mesma.
- (5) Participação na conferência " Swiss Quality - In Natural Risk Management".
- (6) Realização de ensaios laboratoriais “Estudo e classificação do tipo de solo predominante na cidade de Lima”.
- (7) Visita de inspeção à obra "Ampliación y Mejoramiento de los Servicios del Astillero del Arsenal Naval de la Marina de Guerra del Perú en la Base Naval del Callao".
- (8) Acompanhamento de um projeto estrutural: dimensionamento de uma plataforma de trabalhos para a construção de um muro ancorado.
- (9) Desenvolvimento de um Projeto de estabilização de solos e materiais reciclados com betume-espuma nas camadas base de pavimentos.

Apesar de terem sido realizadas todas as atividades descritas anteriormente, apenas serão detalhadas no relatório de estágio as que apresentam maior relevância e maior conteúdo de estudo.

Capítulo 2

*Acompanhamento do
projeto geotécnico*

Capítulo 2. Acompanhamento do projeto geotécnico

2.1. Introdução Teórica

2.1.1. História Geológica

2.1.2. Estratigrafia

2.1.3. Geomorfologia de Lima

2.1.4. Distribuição dos solos na cidade de Lima

2.1.5. Composição geológica da província de Lurín

2.2. Dimensionamento geotécnico das cortinas de contenção de caves

2.2.1. Características gerais do projeto

2.2.2. Enquadramento geológico

2.2.3. Caracterização geotécnica do projeto

2.2.4 Dimensionamento geotécnico das cortinas de contenção

2.3 Resultados obtidos para cada zona de estudo

2.3.1. Estudo 1 - Zona A e Zona B

2.3.2. Estudo 2 – Zona B2 e E

2.3.3. Estudo 3 – Zona D

2.3.4. Quantidades necessárias de material para execução da contenção das caves

2.4. Considerações Finais do projeto

Capítulo 2. Acompanhamento do Projeto Geotécnico

O presente capítulo aborda todas as fases para o acompanhamento do projeto geotécnico com finalidade de elaborar uma proposta comercial. Está dividido em dois subcapítulos principais, em que o primeiro consiste numa introdução teórica referente ao estudo da origem e dos tipos de solos existentes na cidade de Lima e de Lurín, tornando-se, deste modo, mais fácil a compreensão dos contextos geotécnicos necessários para o projeto. O segundo subcapítulo aborda o desenvolvimento do dimensionamento geotécnico, que consiste na construção de muros de contenção temporários para a obra do "Museo Nacional de Arqueologia del Peru (MUNA)".

2.1. Introdução Teórica

2.1.1. História Geológica

A história geológica da região do Perú consiste no desenrolar dos ciclos de sedimentação e tectónicos das Eras do Paleozoico, Mesozoico e Cenozoico. A primeira Era foi afetada pela tectónica hercínica e as duas últimas pelas fases tectónicas do ciclo orogénico andino. Com o conhecimento da história geológica é possível determinar os acontecimentos mais importantes da orogenia andina no centro do país, à qual está ligada a evolução do geossinclinal andino (Moncayo *et al.*, 1992).

Considera-se que durante quase toda a Era do Mesozoico formou-se a parte geossinclinal andina. Até então, seria no fundo do mar que se acumulavam as espessas camadas de sedimentos misturados com material vulcânico proveniente de intensas emissões vulcânicas ocorridas em alto mar. No início da orogenia andina, nos finais do período Cretácico, a posição dos continentes alterou-se devido ao aumento dos volumes vulcânicos sedimentares mesozoicos. Paralelamente, entre os períodos do Cretácico e o fim do Terciário, ocorreu a intrusão dum gigantesco batólito costeiro, que intuiu os sedimentos da bacia de sedimentar da área em estudo (Artica, 2014).

Assim, as bacias dos rios que cruzavam a área em estudo encontravam-se assentes sobre rochas de origem ígnea e sedimentar, cujas idades correspondem à Era Jurássica e Cretácico

Inferior. Durante este período de tempo, ocorreram intensas atividades vulcânicas provocando grande alteração das marés, o que levou à deposição de corpos lavares misturados com xistos e calcários, resultando dessa atividade importantes formações do substrato da cidade, as formações Santa Rosa, Puente Inga, Ventanilla, Cerro blanco, entre outros (Artica, 2014).

Em alto mar depositaram-se sedimentos calcários que deram origem às formações Marcavilca, Pamplona e Atocongo. Durante o Cretácico Superior, iniciou-se o levantamento da Cordilheira Ocidental dos Andes e, dada intensa atividade magmática e vulcânica, as rochas existentes deformaram-se, formando a estrutura conhecida como o anticlinal de Lima. Os eventos anteriormente referidos tiveram uma influência drástica e irreversível sobre a fisiografia, clima e o desenvolvimento da flora e da fauna. No final do período do Terciário, o nível do mar começou a descer, ficando parte dos continentes emersos e aparecendo à superfície os primeiros “solos de Lima”. Durante o Quaternário, com o recuo máximo do mar e a deposição de sedimentos transportados pelos rios principais, formaram-se os solos aluvionares sobre os quais, na Era Moderna, foi construída a cidade de Lima. Atualmente, Lima encontra-se numa fase de aparente equilíbrio entre os processos erosivos e de deposição (Artica, 2014).

2.1.2. Estratigrafia

Lima é a capital do Perú e localiza-se na zona ocidental (Figura 2).

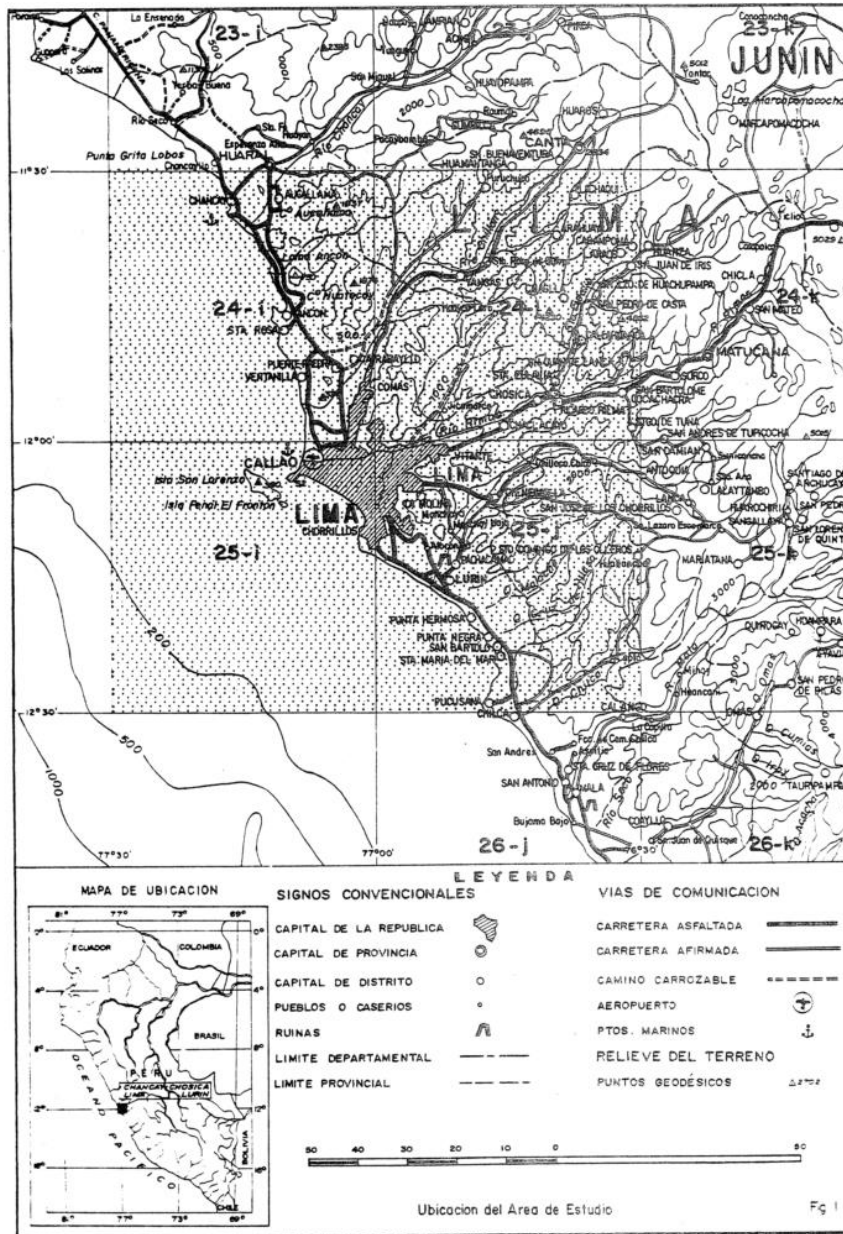


Figura 2 – Localização da cidade de Lima (Moncayo *et al.*, 1992).

Assim, estratigraficamente, na área metropolitana de Lima distinguem-se quatro ciclos de sedimentação que vão desde o Jurássico até ao Cretácico Superior (Figura 3).

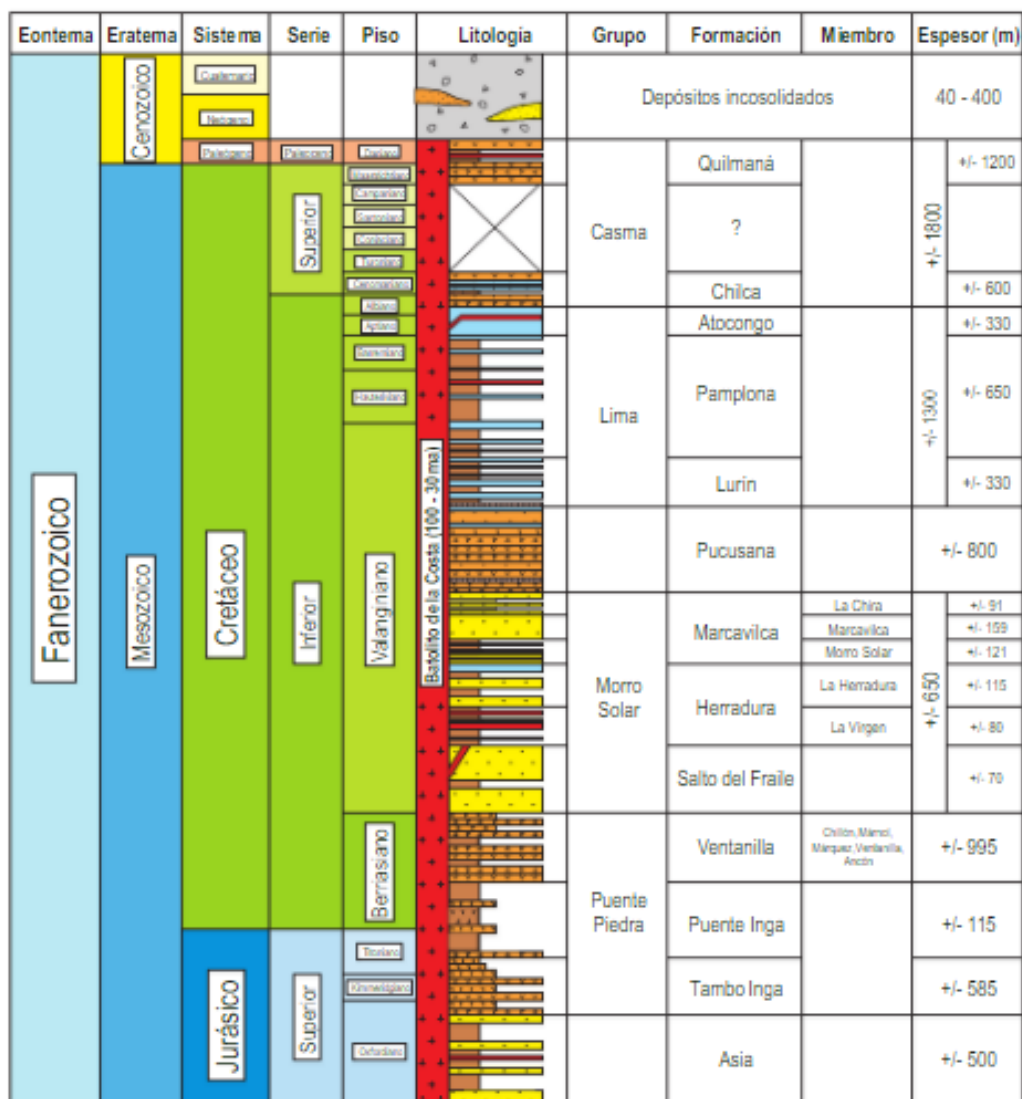


Figura 3 – Estratigrafia da área de Lima (Artica, 2014).

As rochas e sedimentos que fazem parte da área da cidade de Lima formaram-se seguindo a seguinte ordem do mais antigo para o mais recente (Artica, 2014).

A camada estratigráfica mais recente formou-se no período Quaternário, mais propriamente na série Holeceno. Dado que a área de estudo se encontra na zona costeira, centro da província de Lima, conclui-se que os estratos mais recentes são constituídos por depósitos quaternários, isto é, depósitos eólicos, marinhos, aluvionares o colovionares (Moncayo *et al.*, 1992).

A cidade de Lima é maioritariamente constituída por rochas sedimentares, ígneas e depósitos de solos inconsolidados, cujas idades vão desde o Jurássico ao Quaternário Recente.

Localmente, a unidade morfológica onde assenta maior parte da área da cidade corresponde às encostas e cristas marginais da Cordilheira dos Andes, de topografia íngreme. O solo está conformado por depósitos coluvionares de cascalhos, areias, argilas e siltes, depositados sobre rochas calcárias metamorfizadas (Artica, 2014).

Os depósitos marinhos são constituídos por depósitos costeiros, caracterizados por materiais clásticos transportados pelos rios e depositados no mar que, posteriormente, foram submetidos à ação erosiva das ondas e distribuídos pelas correntes marítimas de deriva.

Os depósitos aluvionares formam os cones aluvionares do rio Rímac e riachos adjacentes que atualmente se encontram secos. A litologia destes depósitos vista através de terraços fluviais, cortes e perfurações, corresponde a conglomerados constituídos por uma superfície heterométrica e de diferentes litologias, predominando os conglomerados vulcânicos e intrusivos, cascalhos angulosos de cones aluvionares, areias com diferentes granulometrias e, por fim, em menos quantidade, siltes e argilas. Todos estes materiais encontram-se interdigitados (Moncayo *et al.*, 1995).

Os depósitos coluvionares são produto de uma dinâmica de encostas muito acentuadas, tendo como agentes erosivos o vento, a água das chuvas e a gravidade. Estes agentes, que levaram à origem de um material constituído por cascalhos e areias sub-angulosas mal calibradas, geralmente estão cobertos parcialmente por areias eólicas. Estes depósitos apresentam um elevado risco geológico, dado que as encostas são potenciais pontos de deslizamento de blocos e rochas de grande dimensões (Moncayo *et al.*, 1992).

Por fim, os depósitos eólicos serão referidos posteriormente no subcapítulo 2.1.5, uma vez que a área do projeto em estudo é formada pelos mesmos.

2.1.3. Geomorfologia de Lima

As características geomorfológicas presentes na área de Lima são o resultado de processos tectónicos, plutónicos e sedimentares, originando a modelação das características morfoestruturais da região. Entre as formas estruturais que controlaram a modelação da região, é importante referir o anticlinal de Lima, os blocos falhados produto do deslocamento regional, a erosão, a influência dos rios principais (Chancay, Chillón, Rimac e Lurín) e a deposição de areias eólicas em grandes extensões. Foram estes fatores que deram a forma atual do relevo a Lima (Koei, 2014).

As várias características geomorfológicas estão classificadas em várias unidades geomorfológicas (Figura 4).

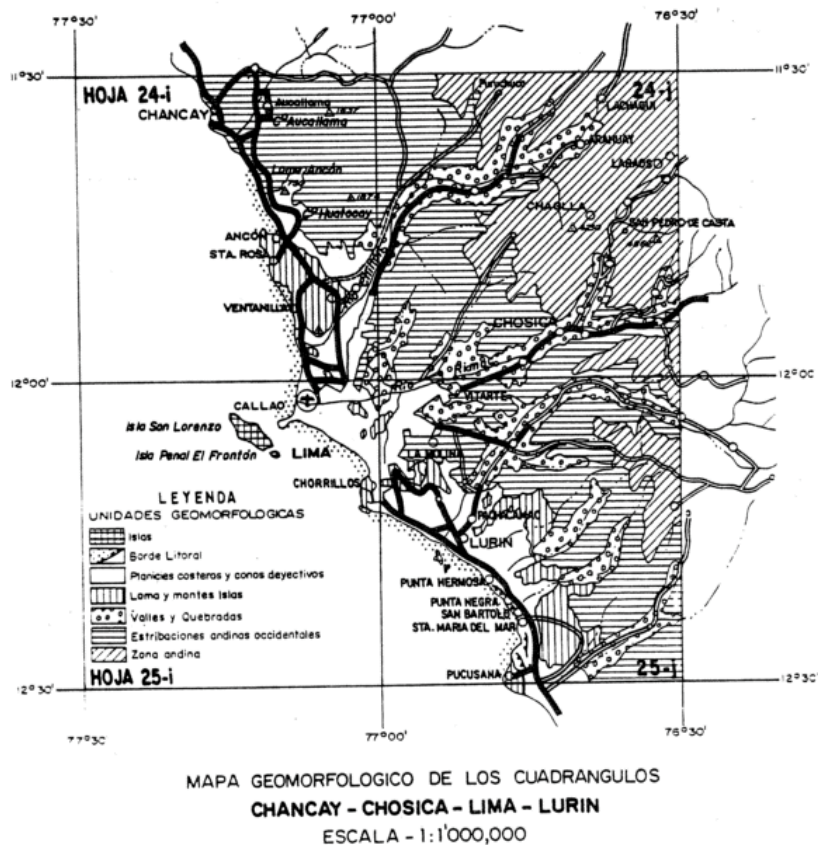


Figura 4 – Mapa geomorfológico do Perú (Artica, 2014).

A cidade de Lima está inserida na unidade geomorfológica de Planícies costeiras e cones de dejeção (Artica, 2014).

Esta zona está compreendida entre a orla costeira (“borde litoral”) e os contrafortes da cordilheira ocidental (“Estribaciones de la Cordillera Occidental”) constituída por uma estreita faixa paralela à linha costeira (Figura 5), adquirindo maior amplitude nos vales Chancay, Chillón, Rimac e Lurín (Moncayo *et al.*, 1992).



Figura 5 - Linha Costeira da cidade de Lima (Artica, 2014).

2.1.4. Distribuição dos solos na cidade de Lima

Na maior parte da área central de Lima e distritos vizinhos como Miraflores, San Isidro e Rímac, os solos são constituídos por materiais granulares grossos, sedimentares de aspeto uniforme e podem classificar-se como conglomerados de cantos irregulares, cascalhos, areias e siltes mal calibrados, os clastos na sua totalidade são ígneos e pertencem ao grande cone de dejeção do rio Rímac (Gil, 1989).

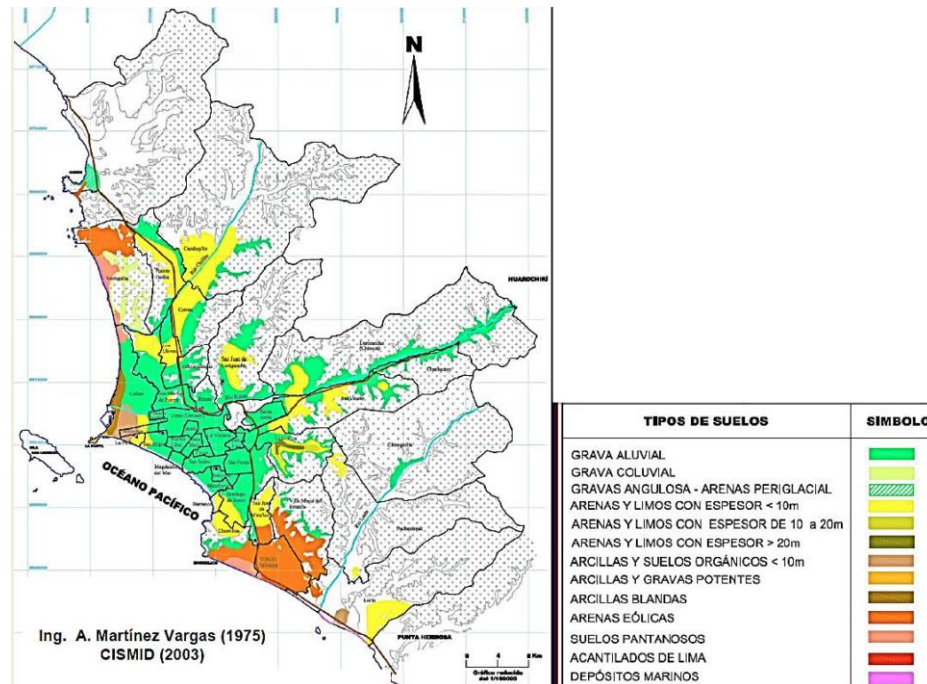


Figura 6 - Distribuição dos solos da cidade de Lima (Artica, 2014).

A distribuição dos solos aluvionares da zona metropolitana de Lima é feita da seguinte forma:

- Cascalho aluvionar (“Grava aluvial”);
- Cascalho coluvionar (“Grava Coluvial”);
- Areias e siltes menos de 10 m (“Arenas y limos menores que 10 m”);
- Areias e siltes entre os 10 e 20 m (“Arenas y Limos entre 10 y 20 m”);
- Areias e Siltes maiores que 20 mm (“Arenas y Limos mayores que 20 m”);
- Argilas e solos orgânicos menores que 10m (“Arcillas y Suelos orgânicos menores que 10 m”);
- Cascalho e argilas fortes (“Gravas y Arcillas potentes”);
- Argilas brandas (“Arcillas blandas”);
- Areias eólicas (“Arenas eólicas”);
- Solos Pantanosos (“Suelos Pantanosos”);
- Depósitos marinhos (“Depósitos marinos”)

2.1.5. Composição geológica da província de Lurín

A área em estudo localiza-se em Lurín, província de Lima, que se encontra a 20 km para Sul da cidade de Lima. Assim sendo, o tipo de solos existente nesta zona difere do que constitui a cidade de Lima.

Lurín encontra-se na zona litoral, sendo o seu terreno constituído por amplas superfícies cobertas por cascalhos e areias, provenientes do transporte e sedimentação dos rios Rímac e Lurín, assim como por areias vindas das praias transportadas pelos ventos que ocorrem com direção SO e NE (Artica, 2014).

Os depósitos eólicos são constituídos por areias movediças de grão fino a médio, originadas da degradação das rochas e depósitos eólicos antigos, e quando se depositam adotam a forma de dunas. As dunas cobrem parcialmente as encostas das montanhas ou algumas planícies aluvionares e/ou depósitos coluvionares, alcançando maior deposição em depressões e desníveis topográficos, finando com um relevo de ondulações e cristas (Moncayo *et al.*, 1992).

Conclui-se, desta forma, que a distribuição dos solos desta zona trata-se de depósitos eólicos (Figura 7).



Figura 7 - Distribuição de depósitos eólicos (Artica, 2014).

2.2. Dimensionamento Geotécnico das cortinas de contenção de caves

O presente subcapítulo apresenta o dimensionamento de cortinas de contenção para a obra do “Museo Nacional de Arqueologia del Perú”, tendo em conta todos os fatores que condicionam a construção do mesmo.

2.2.1. Características gerais do Projeto

As características gerais do projeto compreendem as seguintes edificações: o museu nacional, constituído por um edifício de 4 pisos de altura e duas 2 caves com 58 168 m², e um parque de estacionamento e serviços que será subterrâneo e terá 2 pisos com 17 140 m² (Figura 8).

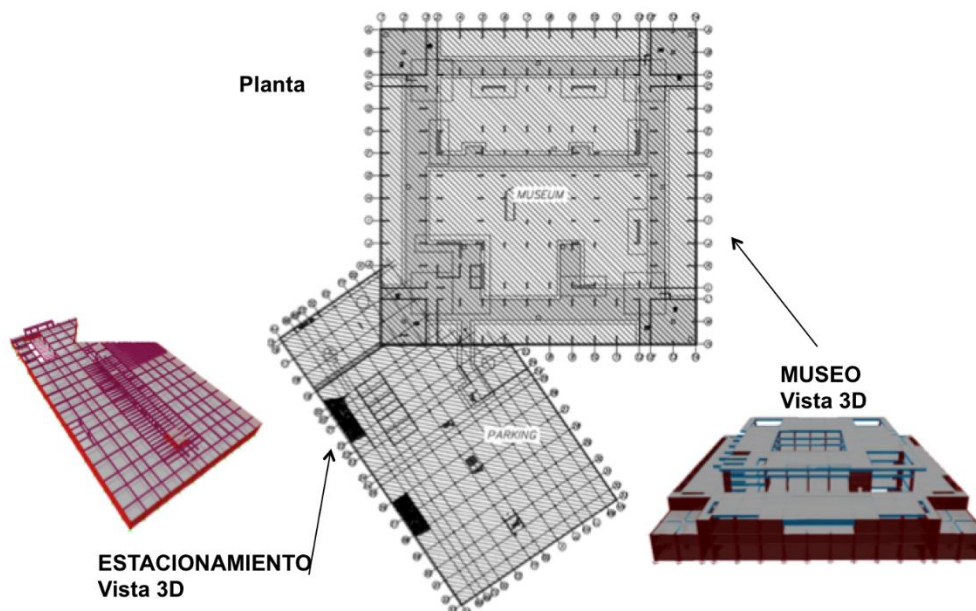


Figura 8 - Vista em Planta e 3D do museu e parque estacionamento.

O terreno em estudo onde será construído o museu localiza-se no quilómetro 26.5 na antiga estrada Panamericana Sul, perto do Museu de Sitio del Santuário de Pachacamac, no distrito de Lurín, província e departamento de Lima (Figura 9).



Figura 9 - Localização da zona de estudo (Vela, P., 2014).

2.2.2. Enquadramento geológico

O lugar em estudo apresenta uma topografia ondulada de base rochosa e coberta por dunas de areia, apresentando também uma outra zona constituída apenas por rocha (Figura 10).

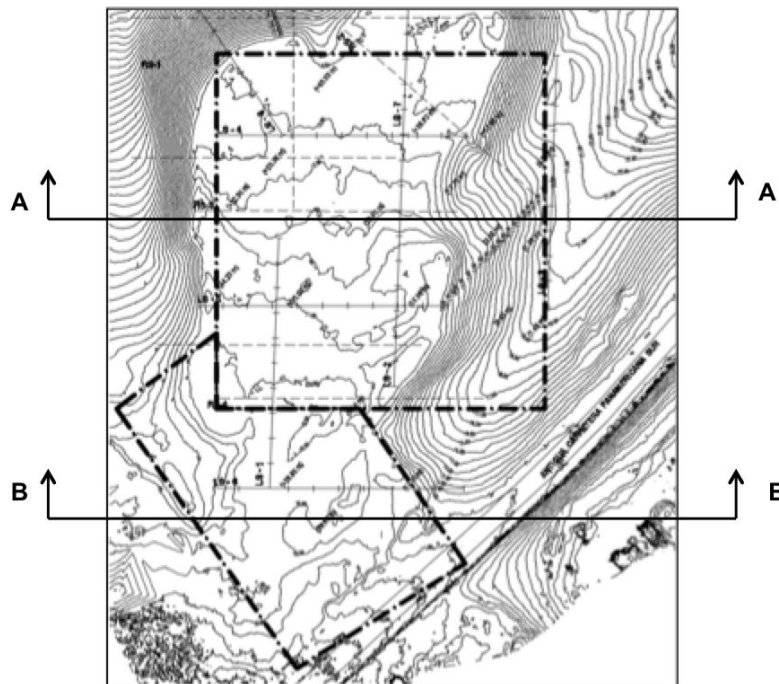


Figura 10 - Vista em Planta da topografia do terreno (Vela, P., 2014).

Na área de estudo em questão, foram os depósitos eólicos que modelaram o relevo atual do terreno, formando o solo e subsolo. A zona a Nordeste da área em estudo é constituída por altas colinas de altura entre 25 m e 30 m em relação ao nível base do terreno. Tal como se observa na Figura 11, constata-se a existência de dunas, compostas por areia solta, constituídas por grãos de quartzo, por pequenos fragmentos de siltes e calcário. Os depósitos eólicos foram depositados numa base rochosa constituída por rocha calcária (Vela, P., 2014).



Figura 11 - Vista da topografia do terreno em estudo (Vela, P., 2014).

2.2.3. Caracterização geotécnica do projeto

O Corte A-A diz respeito à topografia onde vai ser construído o museu, tal como é possível observar na Figura 12, e o parque de estacionamento e serviços será construído no local representado pelo corte B-B.

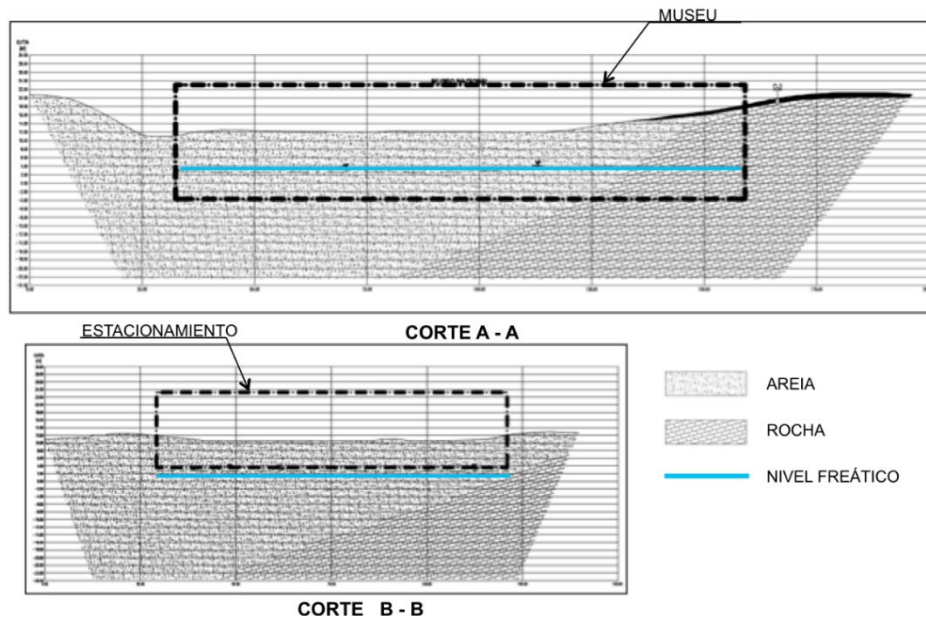


Figura 12 - Representação do Corte A-A, B-B e Nível Freático.

Um dos fatores mais importantes a ter em consideração no início do estudo foi o nível freático existente na zona, devido à presença de um reservatório aquífero do rio de Lurín. Foi necessário rebaixá-lo localmente para a construção das caves, ter em consideração o impulso que a água provoca nos muros e, por fim, a impermeabilização dos mesmos.

Numa primeira análise ao projeto, verificam-se a partir da representação dos cortes (Figura 12) diferentes situações a analisar.

Numa breve análise ao corte A-A relativo ao museu, identificam-se 4 situações possíveis:

1. Nível freático acima do nível das escavações;
2. Escavação em areia, o que torna necessário a construção de muros ancorados;
3. Escavação em areia e rocha;
4. Escavação em rocha.

Em relação ao corte B-B, é possível observar que não irá apresentar problemas no que diz respeito ao nível freático, pois este apresenta-se abaixo do nível da escavação.

Após a análise inicial, iniciou-se o dimensionamento geotécnico recorrendo à modelação em Plaxis.

2.2.4. Dimensionamento geotécnico de cortinas de contenção

Para a modelação em Plaxis fez-se uma pesquisa prévia dos tipos de solos existentes na zona a construir, de forma a conhecerem-se os parâmetros dos materiais necessários para a modelação. Assim, foi necessário recorrer-se ao documento “*Estudios Complementarios de geotecnia “Mejoramiento integral del servicio de interpretación del patrimonio cultural Mediante creación del Museo Nacional del Perú en el distrito de Lurín provincia de Lima”*” fornecido pela empresa MEP.

Após a análise do documento, concluiu-se que o terreno existente é constituído por areia e rocha calcária, esta última apresentando-se mediantemente fraturada. Deste modo, foi possível a construção das Tabelas 2, 3 e 4, sendo apresentados todos os parâmetros necessários para a modelação dos diferentes casos em estudo, descritos anteriormente.

Tabela 2 - Parâmetros da areia para modelação em Plaxis.

ϕ	36
K_0	0.41
γ_{unsat} (kN/m ³)	18.37
γ_{sat} (kN/m ³)	19.8
Modelo de comportamento	Mohr-Coulomb
Tipo de drenagem	Drenado
E (kN/m ²)	150 E3
v	0.3

Tabela 3 - Classificação da rocha através do critério de Hoek Brown.

σ_{ci} (kN/m²)	3.65 E4
mi	10
GSI	60
ϕ (m)	0.7

Tabela 4 - Parâmetros do maciço rochoso calcário para modelação em Plaxis.

ϕ	50
K₀	0.23
γ_{unsat} (kN/m³)	21
γ_{sat} (kN/m³)	22
Modelo de comportamento	Mohr-Coulomb
Tipo de drenagem	Drenado
E (kN/m²)	8.00E5
v	0.384

Os parâmetros de deformabilidade do maciço rochoso foram obtidos a partir de resultados de prospeção geofísica para maciços da mesma formação geológica, que indicaram valores de Modulo de Elasticidade de 569 MPa e 987 MPa e, respetivamente, os seus coeficientes de poisson com valores de 0.38 e 0.36.

2.2.4.1. Contenção lateral do Terreno

A contenção lateral de solos é necessária quando a superfície lateral de um maciço possui uma inclinação, relativamente à horizontal, maior da que conseguiria sem o suporte.

De acordo com o autor Jorge Cunha (2009), define-se cortina como:

“As cortinas são muros ou paredes de espessura relativamente reduzida, de aço, betão armado ou madeira, suportadas por ancoragens, escoras ou impulsos passivos do terreno. A resistência à flexão destas estruturas desempenha uma função significativa na contenção do terreno, sendo a contribuição do seu peso insignificante.”

A utilização de cortinas de suporte é indicada para a construção de caves ou em que o nível freático presente relevância para o estudo. A impermeabilidade da parede, a não descompressão do solo e a possibilidade de se atingir maiores profundidades, são consideradas como as grandes vantagens da utilização deste método. No entanto, a necessidade de equipamentos específicos e o recurso a mão-de-obra qualificada, que encarecem este procedimento, são desvantagens da sua utilização. Para além disso, é necessário que o terreno da obra seja suficientemente amplo para que a maquinaria se movimente, pois, este método exige a utilização de equipamentos pesados (Cunha, J, 2009). No estudo em questão o terreno apresenta uma superfície arenosa e livre de edificações, preparado deste modo para a construção das edificações previstas para o local.

Uma vez que o terreno em estudo apresenta nível freático acima da cota de escavação, é necessária a construção de uma cortina de estacas secantes (Figura 13).

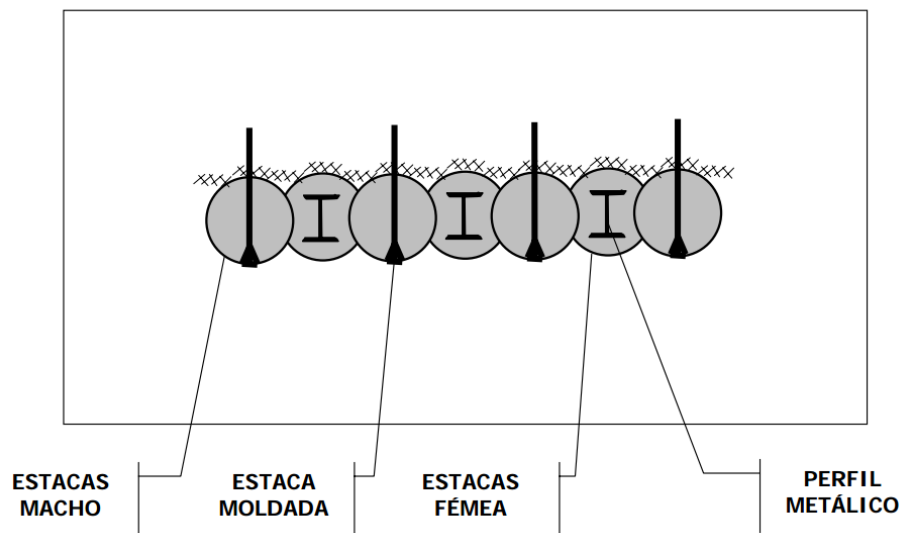


Figura 13 - Cortinas de estacas secantes.

O processo construtivo da cortina de estacas moldadas apresenta as seguintes fases (Figura 14):

- Preparação de uma plataforma de trabalhos;
- Eventual execução de muros-guia;

Capítulo 2. Acompanhamento do projeto geotécnico

- Execução das estacas secundárias com a profundidade necessária, recorrendo a tecnologia adequada, a partir da cota da plataforma de trabalho;
- Betonagem das estacas secundárias;
- Execução das estacas primárias com a profundidade necessária, recorrendo a tecnologia adequada, a partir da cota da plataforma de trabalho;
- Colocação das armaduras nas estacas primárias;
- Realização de ensaios nas estacas;
- Escavação e perfuração das ancoragens.

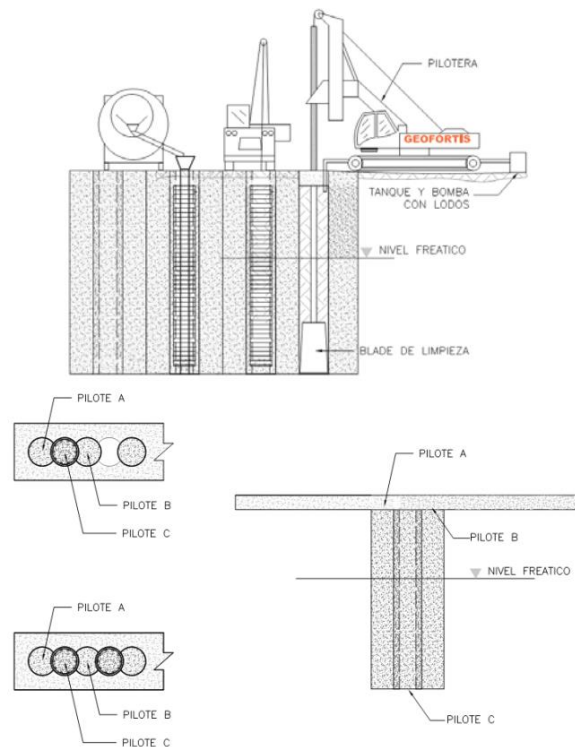


Figura 14 - Demonstração do processo construtivo das estacas secantes.

Tabela 5 - Parâmetros das estacas secantes.

f_c (MPa)	28
E (GPa)	25
Φ (mm)	800
s (m)	1.3
A (m²)	0.50
E×A (kN/m)	9.6×10 ⁶
I (m⁴)	0.02
E×I (kNm²/m)	375000
W (kN/m/m)	9.26
v	0.15

O carácter económico e o elevado nível de segurança que as cortinas de estacas secantes ancoradas oferecem, fazem com que este método tenha uma grande procura atualmente. A aplicação de ancoragens nas cortinas é um processo benéfico que faz com que haja uma redução significativa dos seus esforços de flexão e dos seus deslocamentos (Cunha, J, 2009).

Uma vez apresentadas as soluções mais vantajosas para o estudo, a solução a utilizar para a escavação é precisamente a de cortinas de estacas secantes recorrendo a ancoragens.

O tipo de solo que constitui o terreno em estudo é um dos vários fatores a ter em consideração na execução de cortinas ancoradas, uma vez que estes podem apresentar diferentes características, como por exemplo, serem granulares ou coesivos. Em relação aos solos coesivos, visto estes possuírem uma reduzida aderência e grande compressibilidade, a aplicação de ancoragens neste tipo de solo não é tão eficaz (Cunha, J, 2009).

Segundo o autor Jorge Cunha (2009), ancoragem em Geotecnia “considera-se como qualquer elemento estrutural que é capaz de transmitir a um estrato portante um esforço de tração que lhe é aplicado.”

Na figura 15 é feita uma descrição esquemática destes elementos.

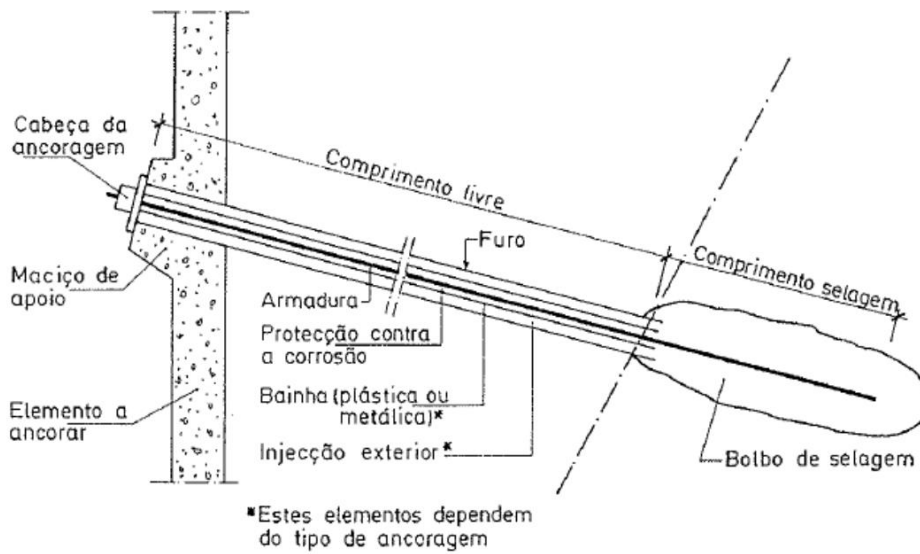


Figura 15 - Ancoragem pré-esforçada tipo (Matos Fernandes, 1990).

As ancoragens devem exibir um bom comportamento mecânico bem como uma longa durabilidade, pois o seu principal elemento resistente, a armadura, encontra-se enterrada e a sua inspeção é praticamente impossível. Assim, não é possível averiguar o seu estado de conservação ao longo do tempo, podendo existir corrosão por se encontrar num local adverso. A rutura de uma ancoragem devido à corrosão pode ter consequências nefastas, visto que pode originar o colapso de toda a estrutura.

A distinção entre uma ancoragem provisória e uma definitiva prende-se com a sua “vida útil”. Se esta não exceder os dois anos, estamos perante uma ancoragem provisória. Caso contrário considera-se como definitiva (Cunha. J, 2009). Neste caso em estudo as ancoragens aplicadas serão de efeito provisório.

Para além dos fatores relativos ao comportamento mecânico dos materiais no dimensionamento de uma ancoragem pré-esforçada, é também necessário ter em consideração os fatores geométricos que condicionam o modo de colocação das ancoragens no terreno, que são a inclinação e os comprimentos totais da ancoragem.

Teoricamente, a posição ideal de uma ancoragem seria na horizontal, uma vez que os impulsos das terras apenas são horizontais. De um ponto de vista prático, esse processo não é exequível devido a questões relacionadas com a execução do furo e da introdução das

caldas. Inclinações inferiores a 10° – 15° não são viáveis, sendo que o valor mais utilizado se encontra entre os 20° e os 45° (Cunha, J, 2009).

Os intervalos de valores das alturas a ter em consideração, desde a superfície do terreno à zona de selagem das ancoragens, variam consoante a existência de estruturas na vizinhança da escavação. Neste estudo, para este intervalo de valores das alturas, considera-se o de um terreno descampado uma vez que não existem construções nas proximidades.

É também importante referir que os estratos mais resistentes e adequados para a aplicação do bolbo de selagem, na maior parte dos casos, se encontram em profundidades inferiores às da cabeça da ancoragem (Cunha, J, 2009).

A colocação das ancoragens deve obedecer a vários requisitos, indicados por Littlejohn (1972) e Ostermayer (1976) como é representado na Figura 16.

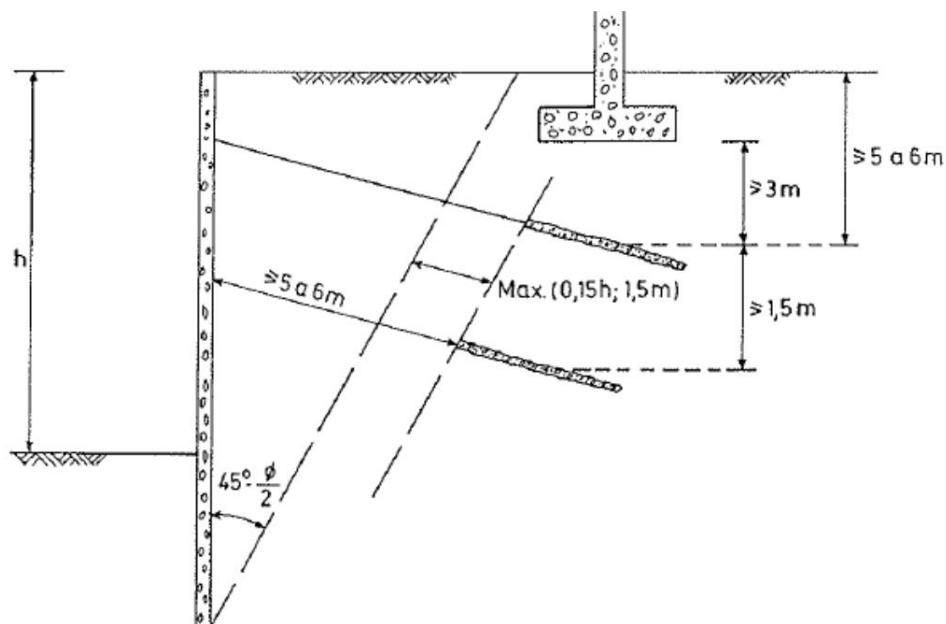


Figura 16 - Condicionamentos a respeitar na localização de ancoragens pré-esforçadas (Matos Fernandes, 1990).

Analisando a Figura 16, a profundidade mínima das zonas de selagem deve estar compreendida entre 5 a 6 metros de profundidade e a distância mínima às fundações vizinhas deverá ser de 3 metros. Adicionalmente, a instalação dos bolbos de selagem deverá ser sempre feita fora da cunha dos impulsos ativos. Os dois requisitos mencionados anteriormente são de extrema importância uma vez que as elevadas pressões de injeção da calda poderão interferir com elementos próximos. A distância mínima de afastamento entre

os bolbos deverá ser de 1.5 metros, devido à possibilidade de interferência por via das pressões exercidas no maciço pela calda sob pressão. Finalmente, o comprimento livre da ancoragem não deverá ser inferior a 5-6 metros.

Consoante os equipamentos disponíveis, o diâmetro das ancoragens rondará os 10-15 cm, no entanto este valor poderá sofrer alterações na sua seção no momento da injeção da calda sobre pressão.

Deve-se salientar que o comprimento do bolbo de selagem não deverá ser inferior a 3 metros (Cunha, J, 2009).

Após o estudo do tipo de ancoragens a utilizar e dos condicionalismos a respeitar na sua aplicação e localização, optou-se pelo uso de ancoragens de 8 cabos e com os seguintes parâmetros:

- **Zona do Museu**

Ancoragens 8 cabos		Bolbo de Selagem	
E/cabo (GPa)	195	E (GPa)	250
A (mm²)	1120	φ (m)	0.15
E×A (kN)	218400	s (m)	3.9
s (m)	3.9	T_{máx} (kN/m)	140

- **Zona Estacionamento**

Ancoragens 8 cabos		Bolbo de Selagem	
E/cabo (GPa)	195	E (GPa)	250
A (mm²)	1120	φ	0.15
E×A (kN)	218400	s (m)	3.9
s (m)	3.9	T_{máx} (kN/m)	140

2.2.4.2. *Modelação em Plaxis*

Antes de se iniciar o processo de modelação feito para os diferentes casos de estudo, foi necessária uma breve introdução ao método dos elementos finitos no programa Plaxis.

O método dos Elementos Finitos é, atualmente, considerado um auxiliar imprescindível no ramo da geotecnia, uma vez que apresenta resultados fiáveis e precisos do comportamento das estruturas.

Segundo Fortunato (1994), este método pode sintetizar-se em cinco passos principais:

- (1) **Discretização do meio contínuo**, isto é a passagem pela divisão em pequenas porções do espaço físico em estudo, o que é conseguido através de elementos tratados individualmente, com propriedades físicas e mecânicas eventualmente distintas e com uma formulação própria, dependendo do tipo de elemento usado.
- (2) **Seleção das funções de forma**, em que o comportamento do elemento é definido pelas funções de forma que constituem a definição da variação das incógnitas no interior de cada elemento em função da variação nodal dessas mesmas incógnitas. Pode obter-se uma maior aproximação da solução numérica dum meio contínuo diminuindo a dimensão dos elementos, e conseqüentemente, aumentando o seu número ou aumentando o grau de funções de interpolação. Neste aspeto, é importante a referência ao conceito de elementos isoparamétricos, amplamente divulgado, e no qual se admite que a variação dos deslocamentos no interior do elemento pode ser expressa pelas mesmas funções, de forma que são utilizadas para a definição da geometria do elemento.
- (3) **Formulação das equações**. São utilizados diferentes métodos para a formulação das equações que regem o comportamento dos sistemas. Entre eles estão os métodos variacional e residual. Métodos residuais, como o método Galerkin, são em geral apropriados ao tratamento de problemas com equações lineares e não lineares. No método dos deslocamentos, em que as incógnitas a determinar são os deslocamentos em cada elemento, as equações que

conduzem à sua obtenção são formuladas usando métodos variacionais baseados no princípio da energia potencial mínima.

Estes processos conduzem sempre à equação que rege o comportamento de um sistema solicitado por um conjunto de forças exteriores:

$$[K]\{q\} = \{Q\}$$

Na equação apresentada, $[K]$ representa a matriz rigidez, $\{Q\}$ representa o valor das forças nodais, e por fim, $\{q\}$ representa o valor dos deslocamentos nodais. O método dos deslocamentos é o mais utilizado para resolver os problemas geotécnicos. Este proporciona um número de equações e largura de banda na matriz rigidez inferior ao preconizado por outros métodos. Por outro lado, este método apresenta a vantagem de estabelecer funções de aproximação que satisfazem as condições de compatibilidade.

- (4) **Formação da matriz rigidez global**, será calculada uma matriz rigidez $[K]$, para os elementos constituintes da estrutura. Essa matriz é obtida das leis constitutivas dos materiais e das funções de interpolação. É importante referir que neste processo se assegura a condição física fundamental de manter a estrutura contínua, que é o mesmo que dizer que existe compatibilidade de deslocamentos nos pontos nodais em elementos adjacentes. O sistema de equações diferenciais tem uma só solução, se se impuserem as condições de fronteira do domínio.
- (5) **Determinação das incógnitas do sistema**. Nos métodos dos deslocamentos, as incógnitas serão os deslocamentos. Com os conhecimentos destes valores, poder-se-á calcular as tensões e as deformações. O software Plaxis utilizado na modelação fundamenta-se no método dos elementos finitos em duas dimensões. A malha existente no programa é unicamente triangular. Por um lado, pode-se utilizar a configuração de 6 nós por elemento ou, em alternativa, 15 nós por elemento. A malha pode ser refinada em 5 níveis designados por muito grosseira, grosseira, média, fina e muito fina. Em alternativa, pode também optar-se por refinar a malha em zonas concretas do solo ou na interface solo-estrutura. No estudo em questão, a simulação que se vai efetuar aconselha

que o refinamento da malha se faça junto da cortina de estacas secantes e o terreno.

2.2.4.3. Identificação das zonas em estudo

Como referido anteriormente, e fazendo uma análise à topografia do terreno, foi possível concluir a existência de várias soluções a analisar para as edificações a construir. No caso da edificação do museu, Corte A-A, observaram-se três casos de estudo. O primeiro refere-se à escavação em areia, o segundo diz respeito a uma escavação numa zona de transição entre areia e rocha e, por fim, no terceiro caso apresenta-se uma zona apenas constituída por rocha. Este último caso não se considerou no estudo, uma vez que não é necessária a contenção lateral do terreno. Na edificação do parque de estacionamento, Corte B-B, a escavação realizou-se em areia.

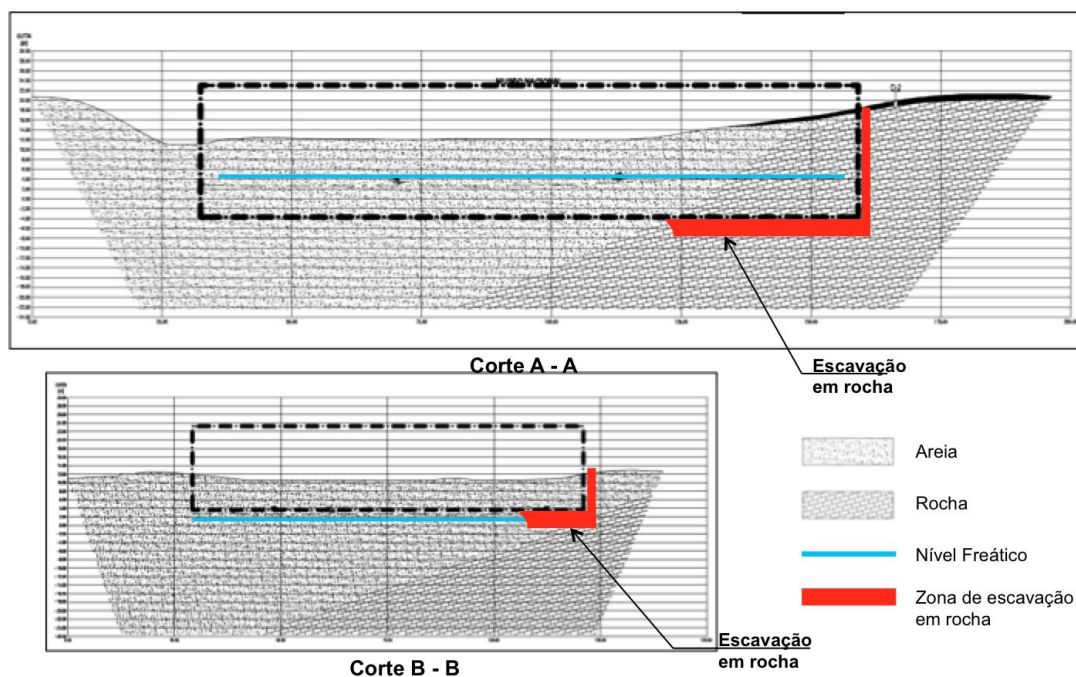


Figura 17 - Estudo dos limites a construir e nível freático.

Após o estudo da topografia do terreno, foi possível a construção de um esquema (Figura 18), concluindo-se quais os diferentes casos de estudo a considerar para cada edificação.

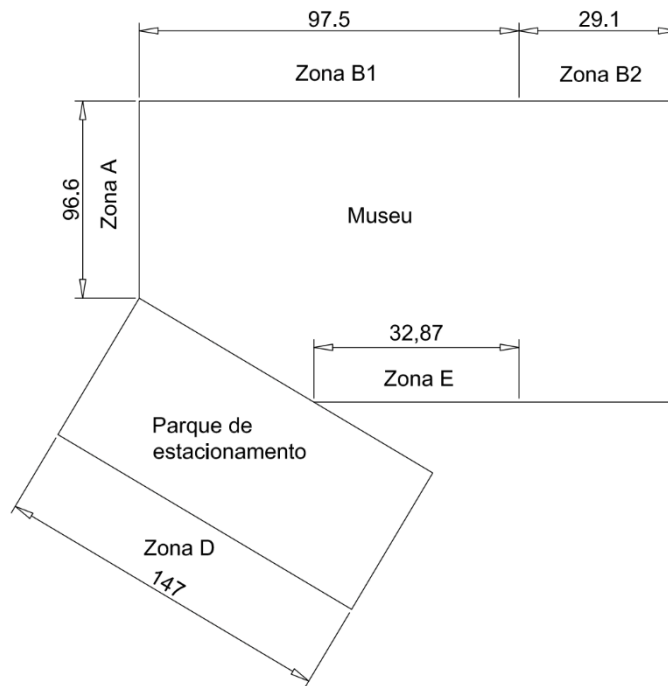


Figura 18 - Esquema das diferentes zonas de estudo.

Analisando o esquema elaborado, determinaram-se as diferentes zonas existentes no estudo, tendo cada uma delas uma solução a estudar.

As Zonas A e B1 pertencem ao museu e têm um desenvolvimento de 96.6 m e 97.5 m respetivamente. O tipo de terreno que constitui estas zonas é areia e apresenta nível freático acima do nível das escavações. (Estudo 1)

As Zonas B2 e E, que também pertencem ao museu, têm um desenvolvimento de 29.1 m e 32.87 m respetivamente. O tipo de terreno presente nestas zonas é de transição, pois é constituído por areia e rocha, e apresenta nível freático acima do nível das escavações. (Estudo 2)

Por fim, a Zona D, que pertence a um dos lados do parque de estacionamento, apresenta um desenvolvimento de 147 m. O tipo de terreno presente nessa zona é constituído por areia, mas apresenta, em comparação com as zonas A e B1, o nível freático abaixo do nível das escavações. (Estudo 3)

Os restantes lados do esquema não identificados representam a zona constituída por rocha, não sendo necessária a contenção lateral do terreno.

Concluindo-se a análise do esquema, e feita a identificação das diferentes zonas de estudo possíveis, realizou-se o dimensionamento geotécnico de cada zona descrita anteriormente.

2.3. Resultados obtidos em cada zona de estudo

2.3.1. Estudo 1 - Zona A e Zona B1

Para o Estudo 1, modelou-se em Plaxis uma solução que fosse possível a contenção lateral do terreno, sendo a cravação da cortina de estacas secantes em areia. Procedeu-se às seguintes fases construtivas como demonstradas na Figura 19:

- Fase 1. Primeira escavação do terreno e estabilização do talude;
- Fase 2. Execução das estacas secantes;
- Fase 3. Rebaixamento do nível freático;
- Fase 4. Segunda escavação do terreno;
- Fase 5. Aplicação do primeiro nível de ancoragens;
- Fase 6. Ativação e pré-esforço do primeiro nível de ancoragens;
- Fase 7. Terceira escavação do terreno;
- Fase 8. Ativação e pré-esforço do primeiro nível de ancoragens;
- Fase 9. Aplicação da sobrecarga (equipamentos).

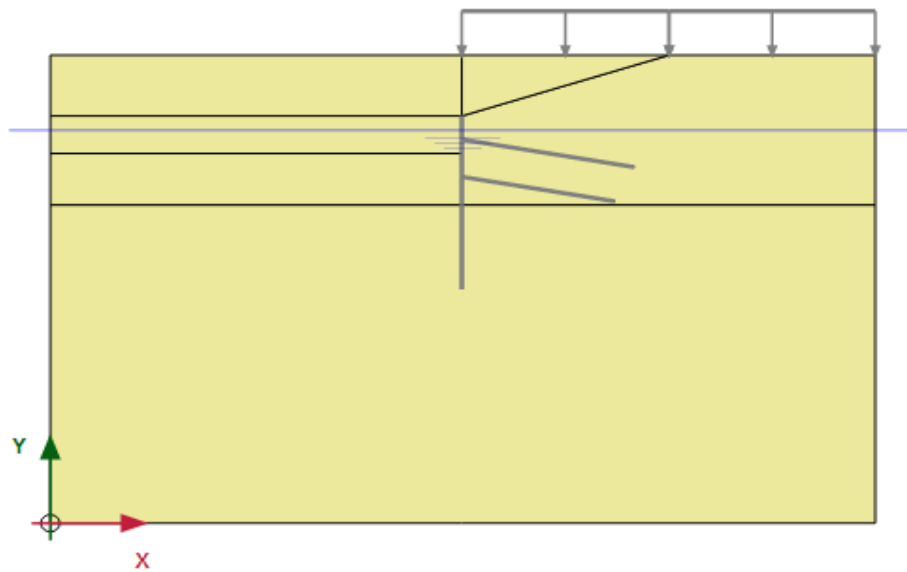


Figura 19 - Modelação em Plaxis do Estudo 1.

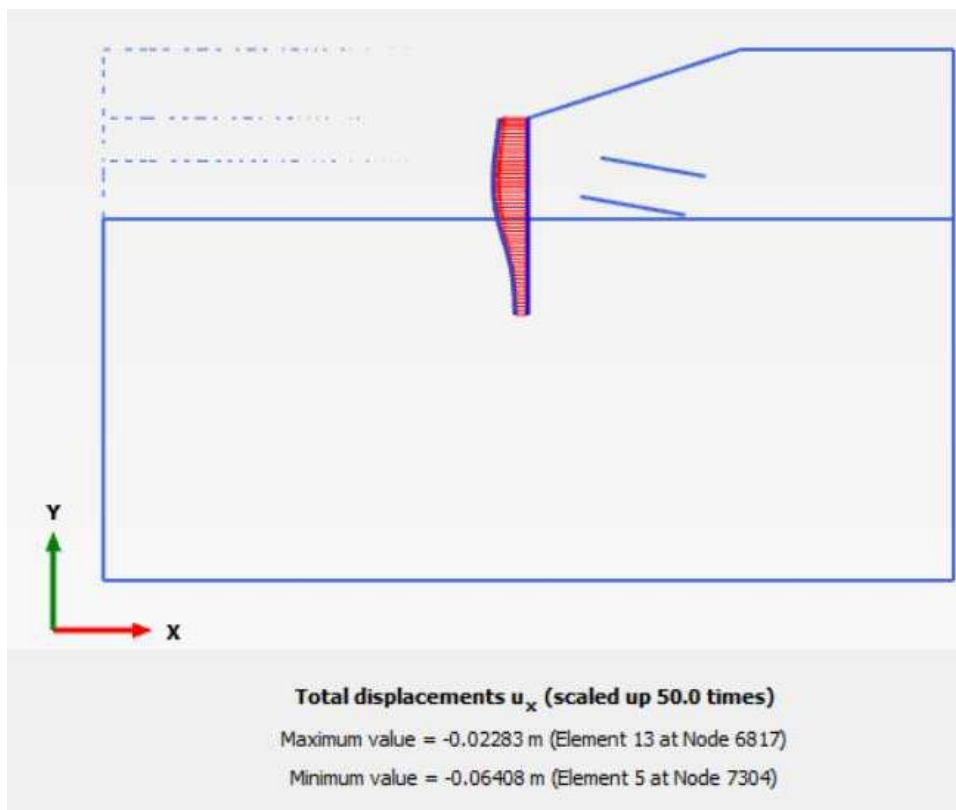


Figura 20 - Resultados em Plaxis do deslocamento da cortina para o Estudo 1.

Conclui-se que para o estudo 1 foi necessário a aplicação de 2 níveis de ancoragens, com o valor máximo de deslocamento da cortina de 6.4 cm (Figura 20). Este valor respeita os deslocamentos totais recomendadas em cortinas de estacas secantes.

Foram compilados, deste modo, todos os valores resumo (Tabela 6), concluindo-se que a cortina de estacas secantes será cravada em areia.

Tabela 6 - Tabela resumo do Estudo 1.

Resumo	Estacas secantes	Estacas armadas	Comprimento livre de Ancoragem 1º Nível	Bolbo de ancoragem 1º Nível	Comprimento livre de Ancoragem 2º Nível	Bolbo de ancoragem 2º Nível
Altura (m)	10.5	18.5	-	-	-	-
Comprimento	-	-	7	10	5	10
Força kN	-	-	1200	-	1200	-

2.3.2. Estudo 2 – Zona B2 e E

Para o estudo 2, modelou-se em Plaxis uma solução possível para a contenção lateral do terreno, sendo a cravação da cortina de estacas secantes em areia e rocha. Procederam-se às seguintes fases construtivas demonstradas na Figura 21:

- Fase 1. Primeira escavação do terreno e estabilização do talude;
- Fase 2. Execução das estacas secantes;
- Fase 3. Rebaixamento do nível freático;
- Fase 4. Segunda escavação do terreno;

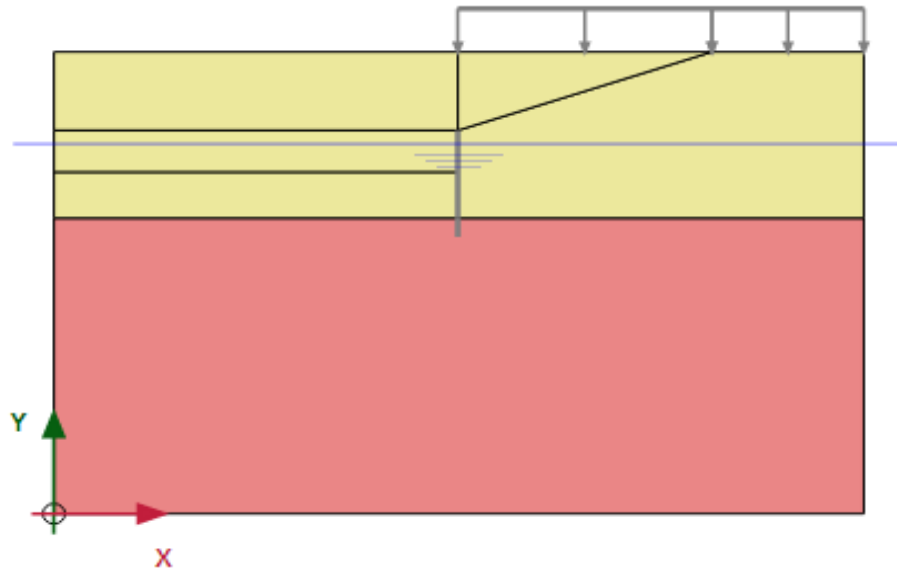
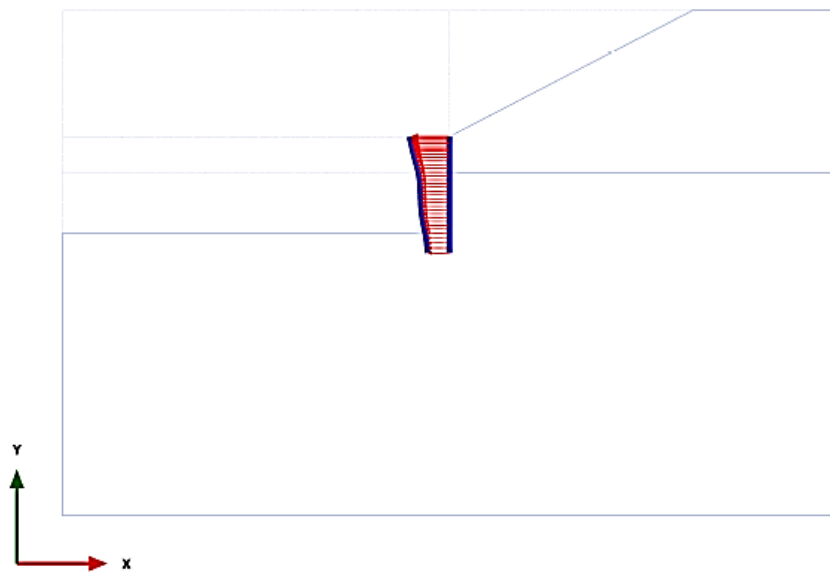


Figura 21 - Modelação em Plaxis do Estudo 2.



Total displacements u_x (scaled up 500 times)
Maximum value = $-4.516 \cdot 10^{-3}$ m (Element 8 at Node 4339)
Minimum value = $-8.189 \cdot 10^{-3}$ m (Element 1 at Node 3013)

Figura 22 - Resultados em Plaxis do deslocamento da cortina para o Estudo 2.

Conclui-se que para o estudo 2 não foi necessária a aplicação de ancoragens, sendo apenas necessária a estabilização do talude. Apresenta um deslocamento da estaca bastante reduzido (Figura 22), respeitando os deslocamentos totais recomendados em cortinas de estacas secantes.

Após a análise do estudo, compilaram-se todos os valores numa tabela resumo (Tabela 7), concluindo-se que a cortina de estacas secantes foi cravada em areia e rocha.

Tabela 7 - Tabela resumo do Estudo 2.

Zona mais gravosa com areia e rocha	Estacas secantes	Estacas armadas
Altura (m)	10.5	11.5

2.3.3. Estudo 3 – Zona D

Para o estudo 3, modelou-se em Plaxis uma solução possível para a contenção lateral do terreno, sendo a cravação da cortina de estacas secantes em areia e com nível freático abaixo do nível das escavações. Procedeu-se às seguintes fases construtivas demonstradas na Figura 23:

- Fase 1. Execução das estacas secantes;
- Fase 2. Primeira escavação do terreno;
- Fase 3. Segunda escavação do terreno;
- Fase 4. Aplicação da sobrecarga (equipamentos);

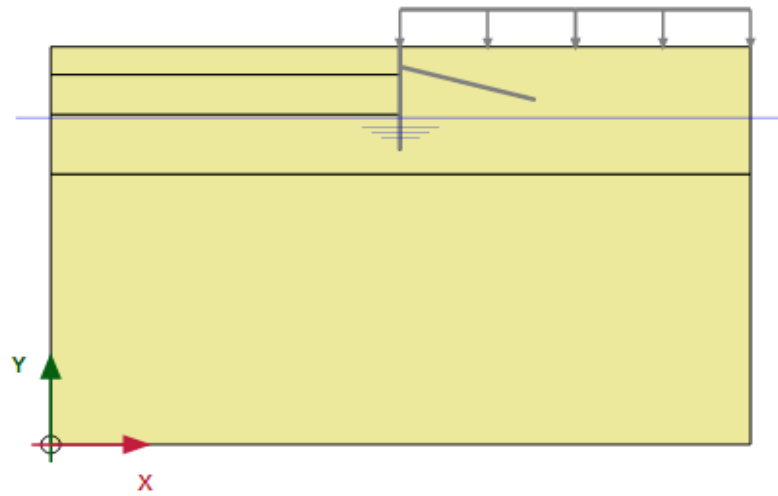


Figura 23 - Modelação em Plaxis do Estudo 3.

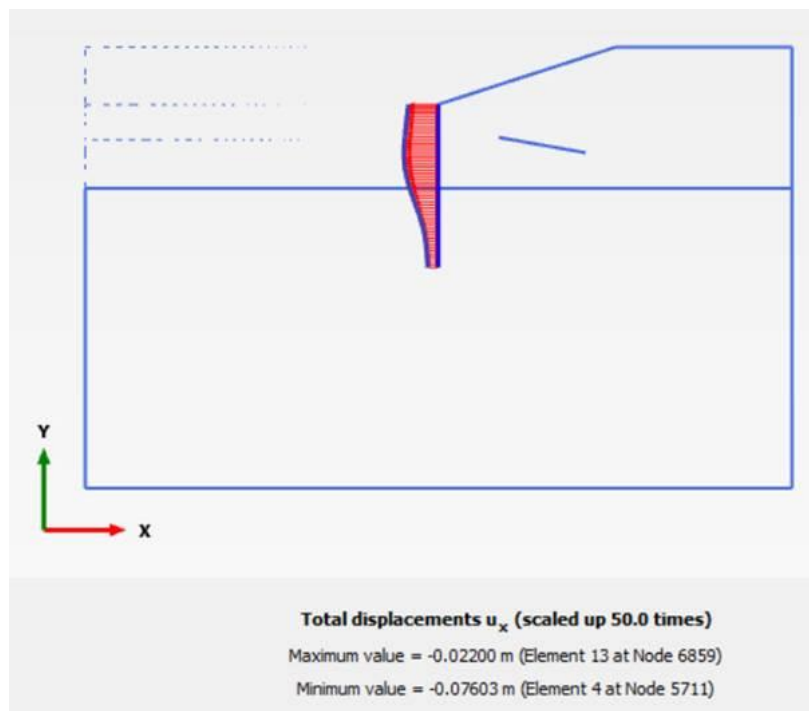


Figura 24 - Resultados em Plaxis do deslocamento da cortina para o Estudo 3.

Conclui-se que para o estudo 3 é necessária a aplicação de 1 nível de ancoragens, que apresenta o valor máximo de deslocamento da cortina de 7,6 cm (Figura 24). Este valor respeita os deslocamentos totais recomendadas em cortinas de estacas secantes.

Após a análise do estudo, foram compilados todos valores numa tabela resumo (Tabela 8), concluindo-se que a cortina de estacas secantes foi cravada em areia.

Tabela 8 - Tabela resumo do Estudo 3.

Resumo	Estacas secantes	Estacas armadas	Comprimento livre de Ancoragem 1º Nível	Bolbo de Ancoragem 1º Nível
Altura (m)	10.5	13.0	-	-
Comprimento	-	-	7	10
Força kN	-	-	1200	-

2.3.4. *Quantificação dos materiais necessários para execução da contenção das caves*

Uma vez que o objetivo deste dimensionamento geotécnico das cortinas de contenção de caves teve um carácter orçamental, foi necessário o cálculo das quantidades de material a usar em obra para a execução da contenção das caves. Analisados todos os casos de estudo do projeto, procedeu-se à contagem do material representado na Tabela 9, permitindo ao departamento orçamental da MEP a realização de uma proposta comercial.

Tabela 9 - Quantidade de material para a execução das cortinas de estacas moldadas

Zonas de estudo	Nº Estacas armadas	Nº Estacas secantes	Comprimento de estacas armadas (m)	Comprimento de estacas secantes (m)	Quantidade Total (estacas armadas) (m)	Quantidade Total (estacas secantes) (m)
A	75	76	18.5	10.5	1388	798
B1	75	75	18.5	10.5	1388	788
D	113	114	13	10.5	1469	1197
B2	13	13	11.5	10.5	150	137
E	12	13	11.5	10.5	138	137

Estimou-se que para a construção das caves são necessárias 288 estacas armadas, em que a sua quantidade total é de 4533 m, e 291 estacas secantes com uma quantidade total de 3057 m.

2.4. Considerações Finais do dimensionamento

Terminada a análise dos diferentes casos em estudo, conclui-se que para uma primeira análise do projeto, para a contenção dos terrenos laterais, obteve-se diferentes soluções para as distintas zonas em estudo, sendo o tipo de material e as condições do nível freático os fatores que variam de caso para caso.

Conclui-se que na zona A e B1, o nível freático é que faz variar a estabilidade, e por essa razão, na zona das paredes das caves do museu é necessária a contenção com dois níveis de ancoragem. Já nas paredes do parque de estacionamento e serviços zona D, o tipo de material é o mesmo, mas uma vez que o nível freático se apresenta abaixo do nível das escavações. Esta estabilidade é conseguida através da aplicação de apenas um nível de ancoragens. Nas zonas B1 e E, que apresentam um terreno transitório de areia e rocha, a profundidade da cortina de estacas secantes é menor, uma vez que a base desta é cravada em rocha, tendo assim maior estabilidade. A solução necessária para este caso trata-se apenas da estabilidade dos taludes, não sendo necessária a contenção lateral dos terrenos com uso de ancoragens. Por fim, a zona de rocha não foi considerada para o estudo uma vez que esta apresenta elevada estabilidade.

Uma vez que o objetivo do dimensionamento realizado apresentava um carácter orçamental, após os diferentes estudos, foram obtidas as quantidades necessárias para posteriormente passar ao departamento dos orçamentos da empresa MEP.

Capítulo 3

*Projeto de uma plataforma de
suporte de um aterro*

Capítulo 3. Projeto de uma plataforma de suporte de um aterro provisório

3.1. Introdução ao projeto

3.2. Projeto de execução da plataforma de trabalhos para a construção do muro ancorado

3.3. Plataforma de trabalhos para execução do muro ancorado

3.4. Dimensionamento da plataforma de trabalhos

3.4.1. Dimensionamento estrutural

3.4.2. Dimensionamento geotécnico

3.5. Considerações finais do projeto

Capítulo 3. Projeto de uma plataforma para instalação de um aterro provisório

O presente capítulo aborda todas as fases para o acompanhamento de um projeto de uma estrutura de betão destinada a permitir a execução de uma plataforma de trabalhos para a construção de um muro ancorado, com o objetivo de dar resposta a um problema proposto pelo cliente. Está dividido em cinco subcapítulos, em que o primeiro consiste numa introdução ao projeto. O segundo subcapítulo aborda a proposta de execução da plataforma de trabalhos para a construção do muro ancorado. O terceiro faz uma breve introdução aos elementos que constituem a plataforma de trabalhos. O quarto apresenta todas as metodologias de dimensionamento e respetivos resultados da plataforma de trabalhos, assim como os seus desenhos. Por fim, o quinto subcapítulo retrata todas as considerações finais a ter no projeto executado.

3.1. Introdução ao projeto

O projeto em estudo procura uma proposta técnica para a construção de um muro ancorado condicionada pela existência de uma lagoa de filtração, na base do talude a ancorar. Esta proposta técnica localiza-se no distrito de San Marcos, província de Huari, Departamento de Ancash, Perú.

Dada existência desta lagoa de filtração onde se pretendia construir o muro ancorado, foi necessário o estudo de várias soluções que conseguissem ultrapassar esse obstáculo.

Ao longo deste capítulo, serão apresentadas todas as soluções que fazem face ao problema proposto pelo cliente.

3.2. Projeto de execução das plataformas de trabalhos para a construção do muro ancorado

Para um melhor conhecimento do projeto, foi necessário um estudo prévio do terreno de forma a definir quais os procedimentos a seguir para a construção do muro ancorado.

Como se referiu anteriormente, a grande condicionante à construção do muro foi a existência de uma lagoa de filtração, que impedia o acesso frontal ao muro a construir (Figura 25).

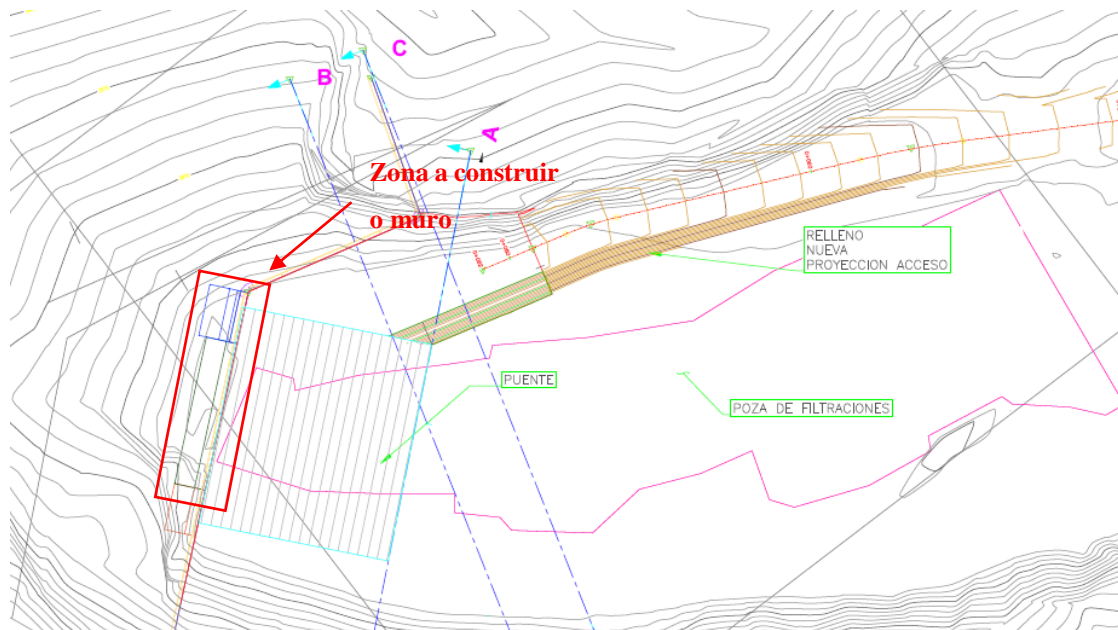


Figura 25 - Localização da poça de filtração.

Como forma de solucionar este problema, foi proposto o dimensionamento de uma plataforma que servisse de base aos equipamentos de perfuração, para a aplicação das ancoragens.

Uma vez que o muro foi construído de baixo para cima, e as ancoragens foram instaladas a cotas muito superiores à cota da ponte de betão armado a construir com carácter definitivo, foi necessário o dimensionamento geotécnico de um aterro reforçado provisório e de uma rampa de acesso ao mesmo (Figura 26).

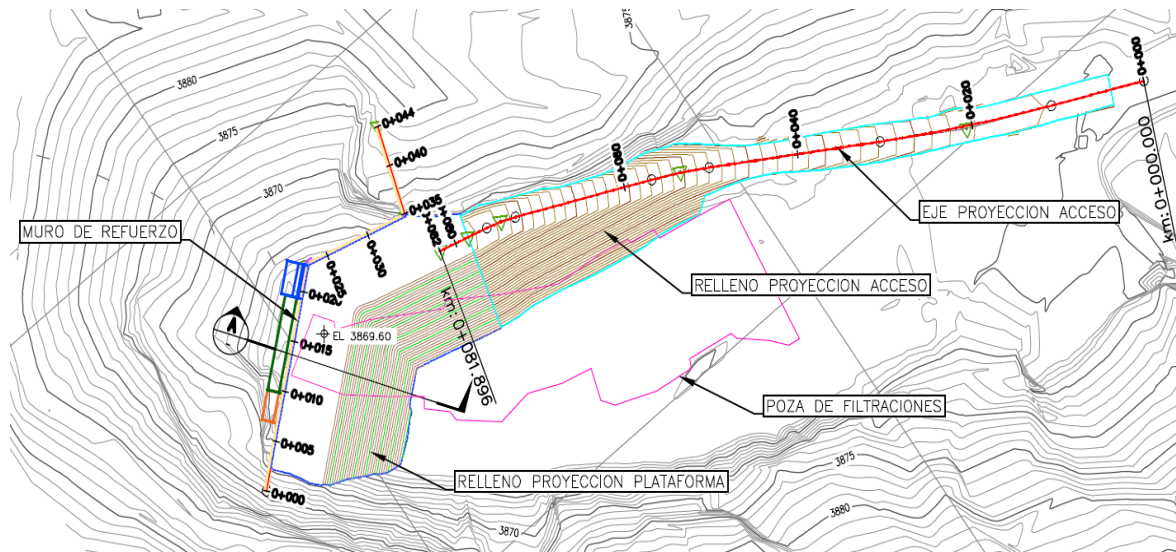


Figura 26 - Planeamento para a construção do aterro provisório e rampa de acesso.

3.3. Plataforma de trabalhos para a execução do muro de contenção

Como solução ao problema descrito no subcapítulo 3.2, propôs-se a construção de uma plataforma de trabalhos em solo reforçado sobre uma estrutura em betão armado (ponte).

A ponte em betão armado ocupa aproximadamente uma área de 10.0 m × 10.0 m (Figura 27 e 28), e terá como objetivo principal permitir o acesso frontal ao muro a construir e suportar o aterro reforçado que, posteriormente, será carregado pelos equipamentos de perfuração.

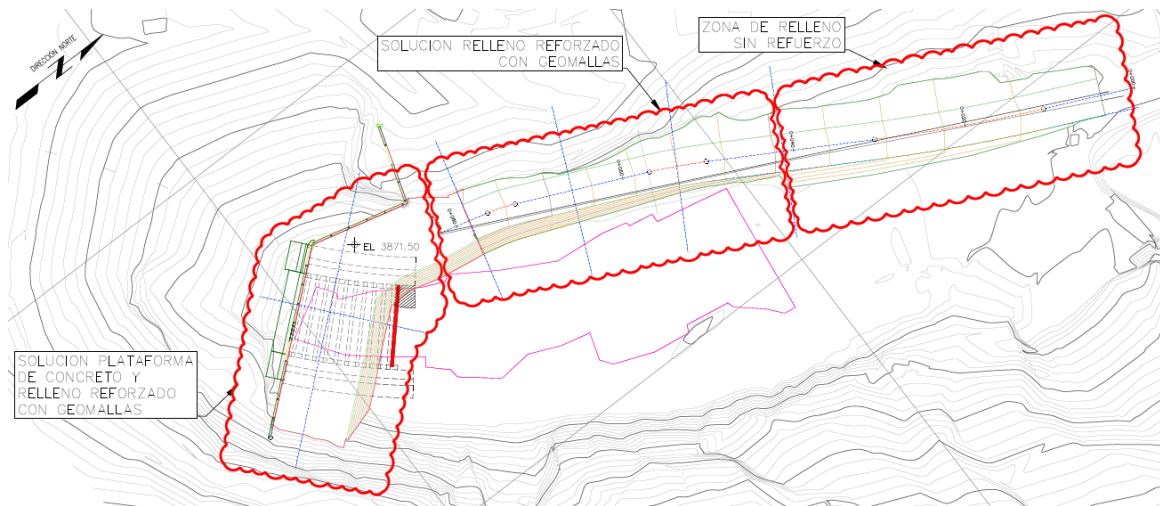


Figura 27 - Disposição geral no local projeto da ponte em betão armado.

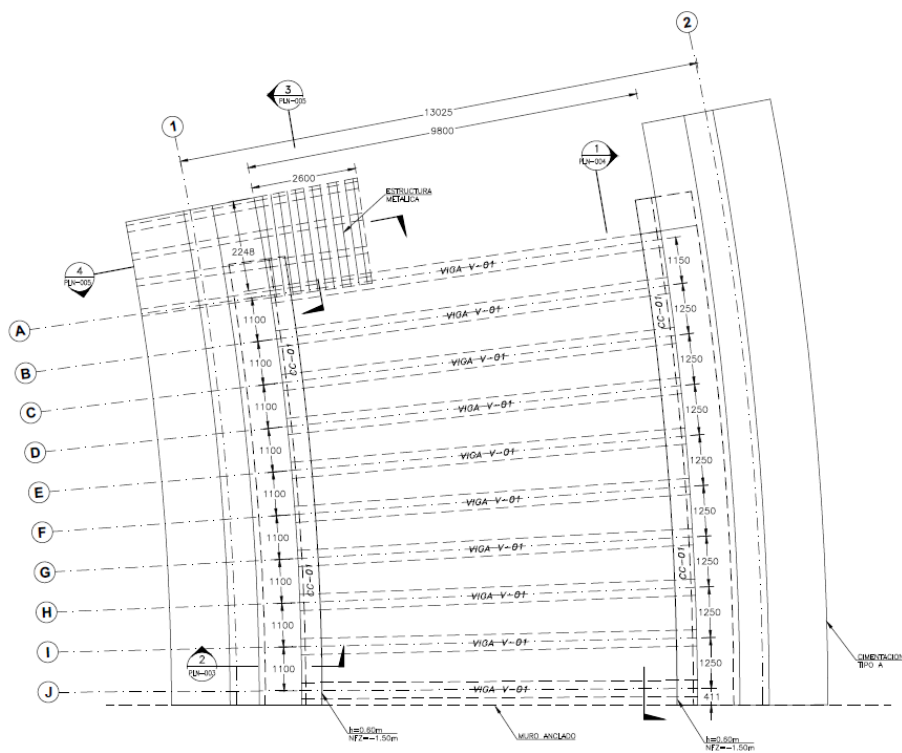


Figura 28 - Disposição em planta da ponte em betão armado.

Conforme indicado anteriormente, para a execução das ancoragens foi necessária a construção de um aterro reforçado de nível variável, desde a base do muro e com uma altura máxima de 10.0 m.

3.4. Dimensionamento da plataforma de trabalhos

No dimensionamento da plataforma de trabalhos foram utilizadas as seguintes normas e manuais:

- (1) Norma Técnica de Cargas E-020 del RNE.
- (2) Norma Técnica de Suelos y Cimentaciones E-050 del RNE.
- (3) Norma Técnica de Concreto Armado E-060 del RNE.
- (4) Norma Técnica de Estructuras Metálicas E-090 del RNE.
- (5) Manual de Diseño de Puentes MTC.
- (6) AASHTO LRFD American Association of State Highway and Transportation Officials - Standard Specification for Highway Bridges Bridge Design.

Complementarmente às normas utilizadas anteriormente referidas, foi ainda necessário o uso das seguintes normas:

- (1) ACI 318-05 American Concrete Institute - Building Code Requirements for Structural Concrete.
- (2) 2010 AISC Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-10)
- (3) AISC Steel Construction Manual 14th Edition.

Antes de se passar ao dimensionamento da plataforma de trabalhos, foi necessário fazer uma breve introdução às ações a utilizar no dimensionamento. As ações são classificadas como ações permanentes e ações variáveis.

As ações permanentes são aquelas que assumem valores constantes ou com pequena variação em torno do seu valor médio durante toda, ou praticamente toda, a vida da estrutura.

Consideram-se como ações permanentes os pesos próprios dos elementos estruturais e não estruturais da construção, os pesos dos equipamentos fixos, os impulsos das terras, certos casos de pressão hidrostática, os pré-esforços e os efeitos de retração do betão e dos assentamentos de apoios.

Consideram-se como ações variáveis as sobrecargas, as ações do vento, sismos, variações da temperatura, da neve, dos atritos em aparelhos de apoio e, em geral, as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas.

3.4.1. Dimensionamento estrutural

Como já referido anteriormente, o dimensionamento estrutural diz respeito à solução da ponte em betão armado que tem como objetivo principal permitir o acesso frontal ao muro a construir e suportar o aterro reforçado. Esta estrutura suporta, no caso mais desfavorável, o aterro de 10.00m de altura e sobrecarga dos equipamentos que trabalharão em cima dele.

Assim sendo, antes de se iniciar o dimensionamento da mesma, foi necessário fazer um pequeno estudo e determinar quais os materiais a utilizar para a execução do projeto, que estão relacionados com as vigas, lajes maciças e sapatas de betão-armado.

(1) Betão armado:

- Peso específico do betão armado : 23.6 kN/m³
- Resistência do betão aos 28 dias (f^c) : 28.0 MPa
- Esforço de fluência do aço de reforço (f_y) : 420 MPa

(2) Recobrimento:

- Vigas e lajes : 4.0 cm
- Sapatas : 7.5 cm

(3) Vigas e perfis metálicos:

- Peso específico do aço ASTM A-992 : 76.97 kN/m³

Capítulo 3. Projeto de uma plataforma para instalação de um aterro provisório

- Módulo de Elasticidade : 200E3 MPa
- Esforço de fluência (f_y) : 344.74 MPa
- Esforço último de Tração : 448.16 MPa

Obtidos todos os valores necessários para o dimensionamento, procedeu-se à análise estrutural da ponte em betão armado. Para se realizar a análise das condições e solicitações de carga, foi necessário elaborar um modelo em SAP2000 (Figura 29) no qual se simulou o comportamento da ponte em betão armado em conjunto com as suas sapatas.

As cargas consideradas para a modelação no programa foram:

Cargas permanentes, em que se considerou a carga própria da estrutura, peso próprio das vigas de betão armado, a laje maciça e as sapatas.

Sobrecarga do aterro provisório construído sobre a ponte em betão armado. O tipo de material do aterro é um *Rockfill* com um peso específico aproximado de 21 kN/m^3 , a altura do aterro provisório será de 10.0 m, sendo o peso de 210 kN/m^2 aplicado sobre a plataforma.

Peso próprios dos equipamentos, em que se considerou o peso dos equipamentos de trabalho que se encontram sobre o aterro provisório.

Para fins do projeto, apresenta-se o dimensionamento estrutural da ponte em betão armado, na zona onde se encontra mais carregada.

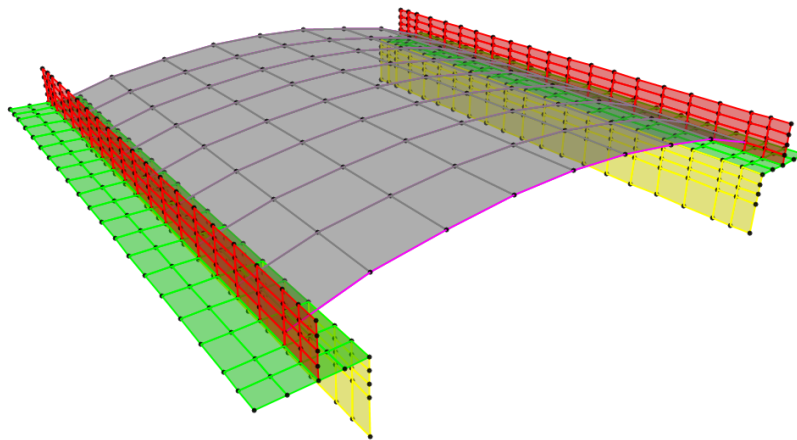


Figura 29 - Modelo estrutural da ponte modelada em Plaxis.

Realizada a modelação da ponte em betão armado, em SAP2000, foi possível o dimensionamento dos elementos que a constituem, apresentando os seus diagramas de dimensionamento e os respetivos desenhos de reforço. Estes são a viga principal, a laje maciça, as sapatas e a plataforma metálica em Voladizo.

Viga principal

As vigas têm uma secção de 40x90 cm e os recobrimentos mínimos de acordo com a *Norma Peruana E.060*, e apresentam a seguinte altura útil para o dimensionamento à flexão e ao corte:

Tabela 10 - Parâmetros geométricos de dimensionamento das vigas principais.

h (cm)	r_e (cm)	d (cm)
90	5	81.5

Em que:

h: Altura da viga.

r_e: Recobrimento parte exterior, betão exposto ao solo. (r = 4 para $\phi \leq 5/8''$ e r = 5 Para $\phi > 5/8''$).

d: Altura útil para momentos positivos M₊.

Tal como visto anteriormente, a resistência do betão aos 28 dias é de $f'c = 28$ MPa e o esforço de fluência do aço é de $f_y = 420$ MPa.

Nas Figuras 30, 31 e 32 estão representados os diagramas das forças internas que foram extraídos do Software SAP2000 v17.3.0 para a condição mais desfavorável.

Capítulo 3. Projeto de uma plataforma para instalação de um aterro provisório

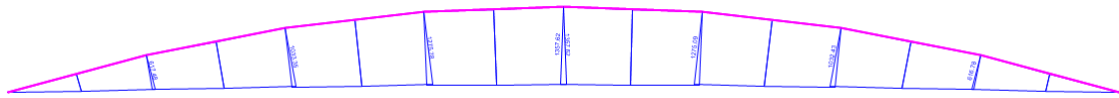


Figura 30 - Diagrama de Momentos fletores nas Vigas Principais (1376 kN.m).

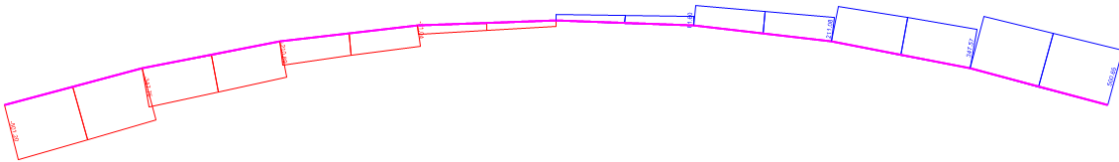


Figura 31 - Diagrama de Forças cortantes nas Vigas principais (502 kN).

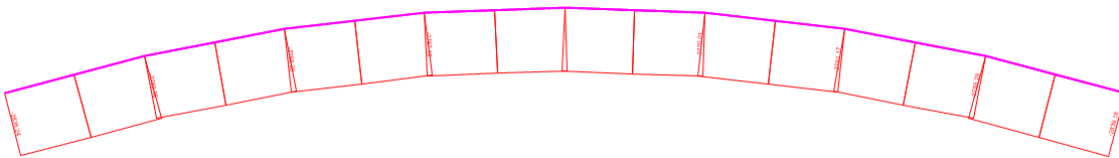


Figura 32 - Diagrama de Forças axiais nas Vigas principais (2836 kN).

O desenho do reforço da viga principal é apresentado na Figura 33.

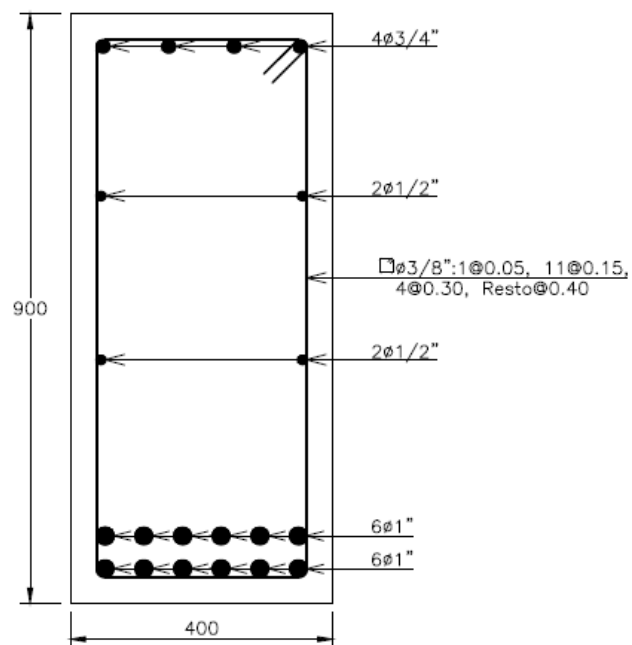


Figura 33 - Desenho do reforço da viga principal.

Laje Maciça

A laje tem uma espessura de 20 cm e os recobrimentos mínimos de acordo com a *Norma Peruana E.060*. Apresenta os seguintes parâmetros geométricos para o dimensionamento à flexão e ao corte (Tabela 11):

Tabela 11 - Parâmetros geométricos de dimensionamento para a laje maciça.

t (cm)	r _e (cm)	d (cm)
20	3	17

Em que:

t: Espessura da laje.

r_e: Recobrimento. (r = 4 para $\phi \leq 5/8''$ y r = 5 Para $\phi > 5/8''$).

d: Altura útil para o Momento.

Para a obtenção do diagrama de momentos (Figura 34), recorreu-se ao programa Ftool.



Figura 34 - Diagrama de Momentos fletores na laje maciça.

O desenho do reforço da laje maciça é apresentado na Figura 35.

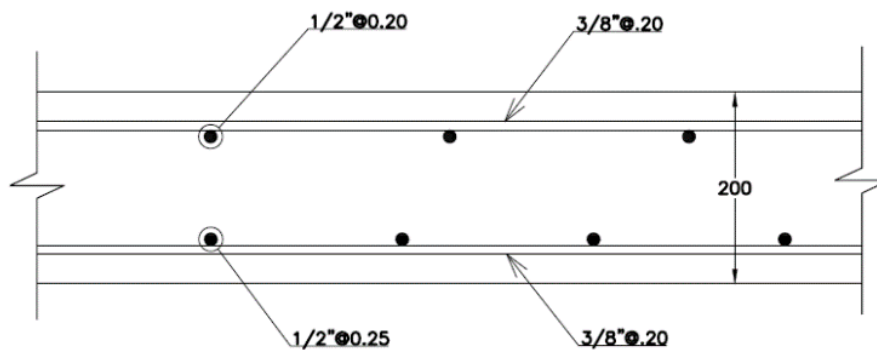


Figura 35 - Desenho do reforço da laje maciça.

Sapatas

A modelação das sapatas realizou-se fazendo o uso de elementos tipo frame e shell, distribuindo as cargas pelos elementos tipo frame. Para além disso, foi feita a interseção solo-fundação atribuindo os parâmetros do coeficiente de reação para rochas fraturadas, na qual se supôs exclusivamente que a reação de um ponto depende apenas do seu deslocamento (Modelo de Winkler o do Coeficiente de reação). Devido à interferência com a fundação de outras estruturas e a limitação de espaço, decidiu fazer-se a união de ambas as sapatas. De acordo com isso, a sapata da plataforma de betão armado apresenta uma configuração como a indicada na Figura 36.

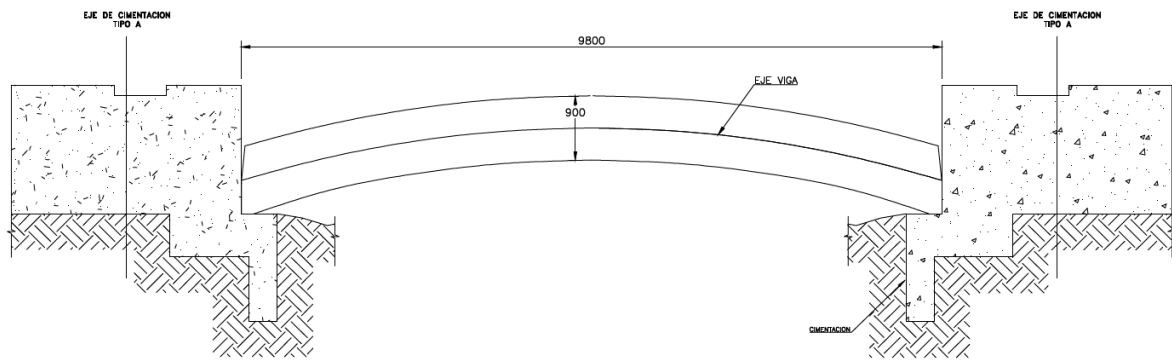


Figura 36 - Esquema das fundações da ponte em betão armado.

Posteriormente, foram apresentados os diagramas dos momentos fletores, forças cortantes e tensões transmitidas ao terreno em ambos os sentidos, de acordo com os estados limites apresentados para o dimensionamento em betão armado, e a verificação das tensões admissíveis transmitidas ao terreno.

Após a modelação, procedeu-se à verificação das pressões através do software SAP2000. O valor máximo obtido foi de 18.5 kg/cm^2 , o que requereu a confirmação do valor de capacidade de carga admissível no terreno.

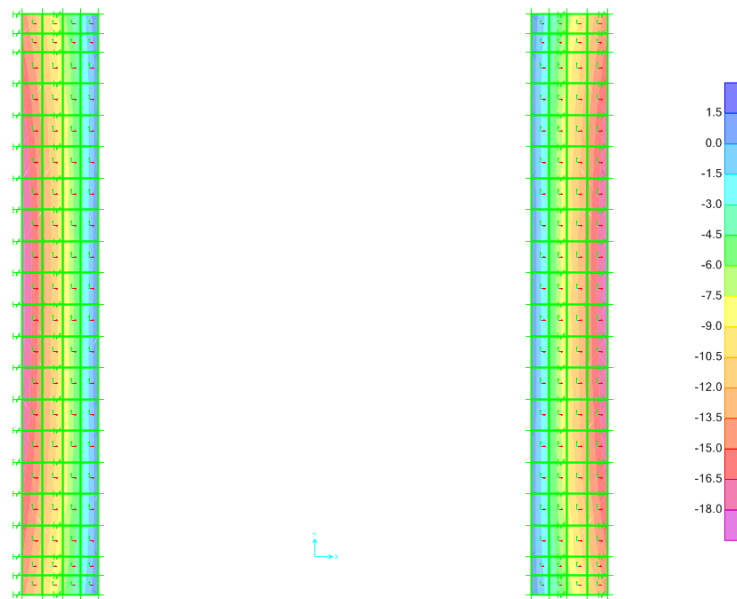


Figura 37 - Distribuição de tensões no terreno (kgf/cm²).

Procedeu-se ao dimensionamento da armadura por flexão (Momento transversal) da laje horizontal, analisando-se a zona central da laje horizontal. Através da combinação crítica dos diagramas de momentos fletores máximos $M_u (+)$ e $M_u (-)$ obteve-se:

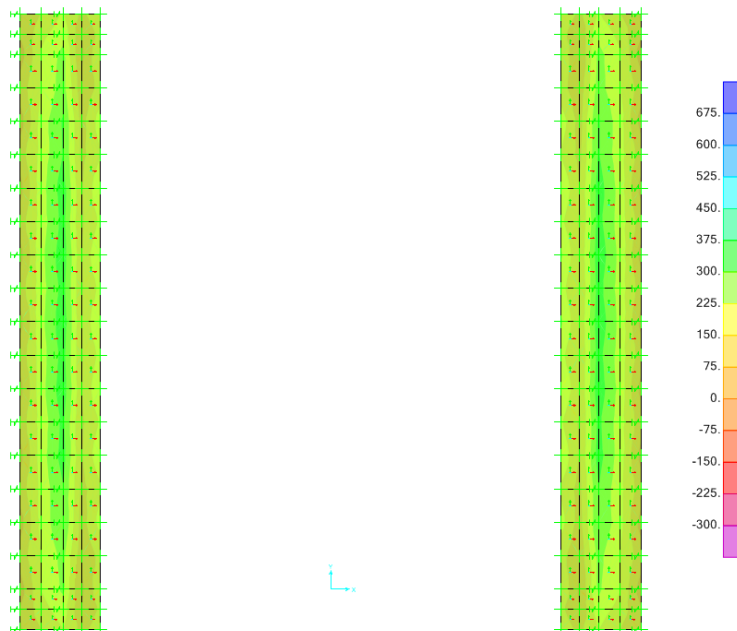


Figura 38 - Diagrama de Momentos fletores transversais na laje horizontal.

Posteriormente, procedeu-se ao dimensionamento da armadura por flexão (Momento Longitudinal) de laje horizontal, analisando-se a zona central da laje horizontal, e através da combinação crítica dos diagramas de momentos fletores máximos $M_u (+)$ e $M_u (-)$ obteve-se:

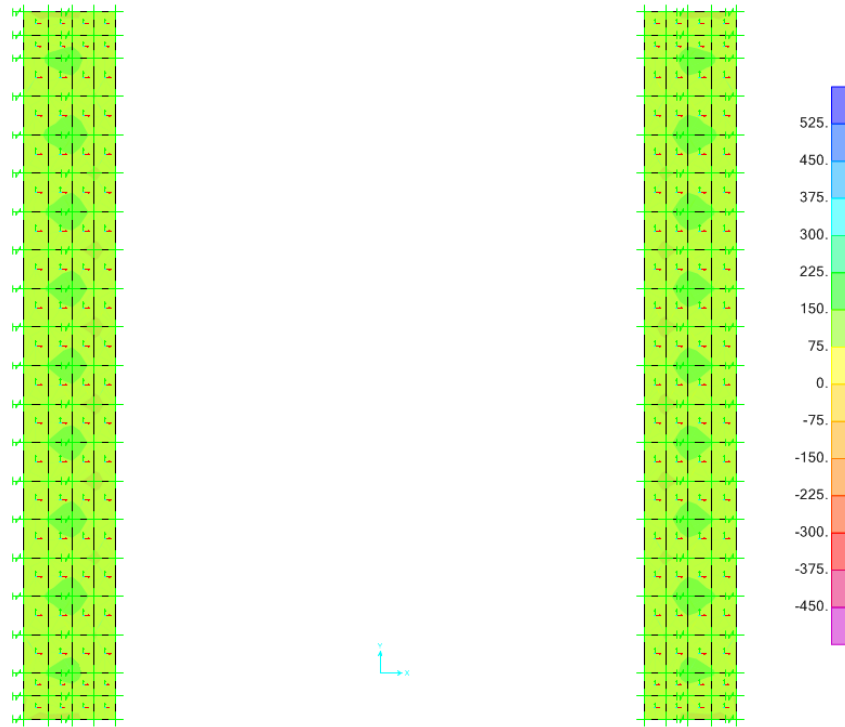


Figura 39 - Diagrama de Momentos fletores longitudinais na laje horizontal.

O desenho do reforço para as sapatas é apresentado na figura 40:

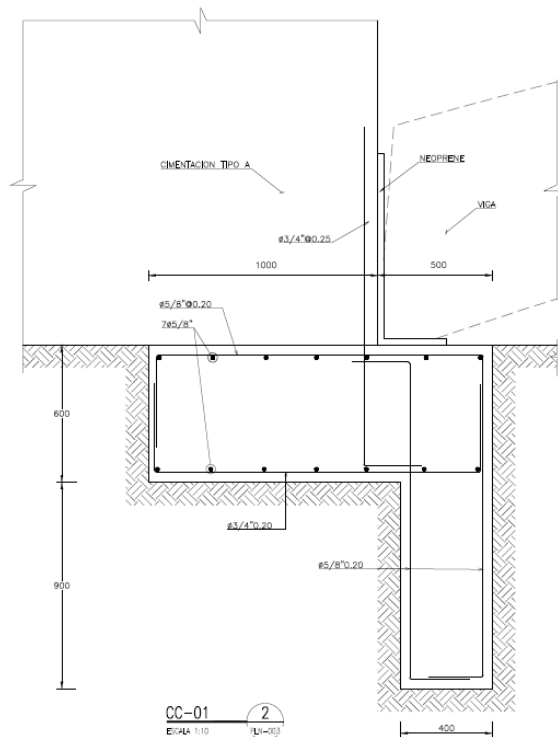


Figura 40 - Esquema da armadura de reforço da sapata.

Plataforma metálica em Voladizo

Devido às restrições de espaço relacionadas com a localização de uma comporta metálica na zona do *Seepage*, não foi possível a extensão da plataforma de betão armado no extremo contrário ao muro de contenção, sugerindo-se como solução para esse tramo uma plataforma em Voladizo.

A geometria sugerida presente na Figura 41 representa as vigas metálicas espaçadas de 0.75m, com uma longitude em volado de 2.60m.

Capítulo 3. Projeto de uma plataforma para instalação de um aterro provisório

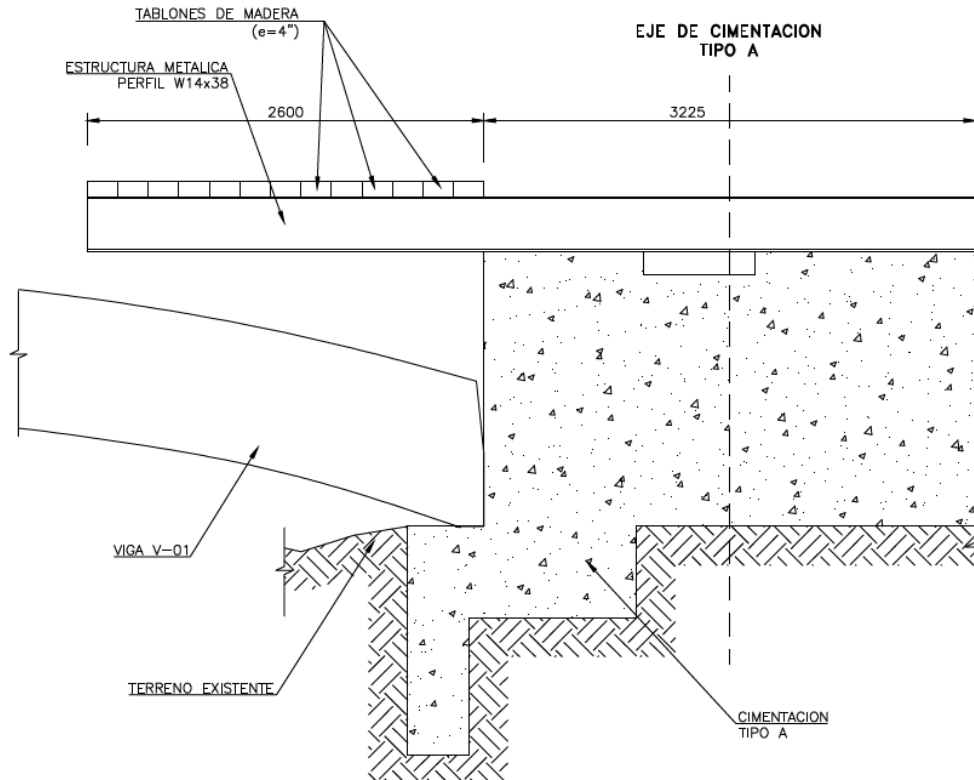


Figura 41 - Distribuição das vigas metálicas na plataforma em Voladizo.

A plataforma metálica, na sua zona mais carregada, suportará uma altura de aterro de 8.00 m numa das suas extremidades. Nesta condição, foi feita a análise e dimensionamento dos perfis.

3.4.2. Dimensionamento geotécnico

O dimensionamento geotécnico diz respeito ao aterro provisório a construir sobre a ponte em betão armado, dimensionada anteriormente. Como tal, foi necessário definir as ações a utilizar no dimensionamento do aterro.

Ações permanentes referem-se a todas as cargas provenientes do peso próprio dos elementos colocados sobre o solo, ou diretamente sobre as sapatas concluindo-se, portanto, que são cargas fixas. O peso do aterro é uma carga fixa, sendo este um Rockfill com um peso unitário de 21 kN/m³.

Ações variáveis referem-se a todas as cargas que intervêm e são variáveis no tempo, como o peso de ocupantes e os equipamentos descritos nas Figura 42 e 43.



Figura 42 - Equipamento de Perfuração Micro-perfuradora Soilmec Modelo SM-20.



Figura 43 - Equipamento de Compactação Vibratório BOMAG, modelo BM 211 D-40.

Capítulo 3. Projeto de uma plataforma para instalação de um aterro provisório

Dada a geometria do aterro provisório, foi necessário analisar a sua estabilidade e verificar a necessidade de reforço e a estabilidade do talude.

Para localizar as zonas em conflito, tanto na rampa de acesso como na plataforma de trabalhos, projetou-se em planta o talude do aterro provisório. A pendente de estabilidade natural é obtida mediante a análise da estabilidade, apontando para uma inclinação de 40° e um fator de segurança de 1.25 (Figura 44).

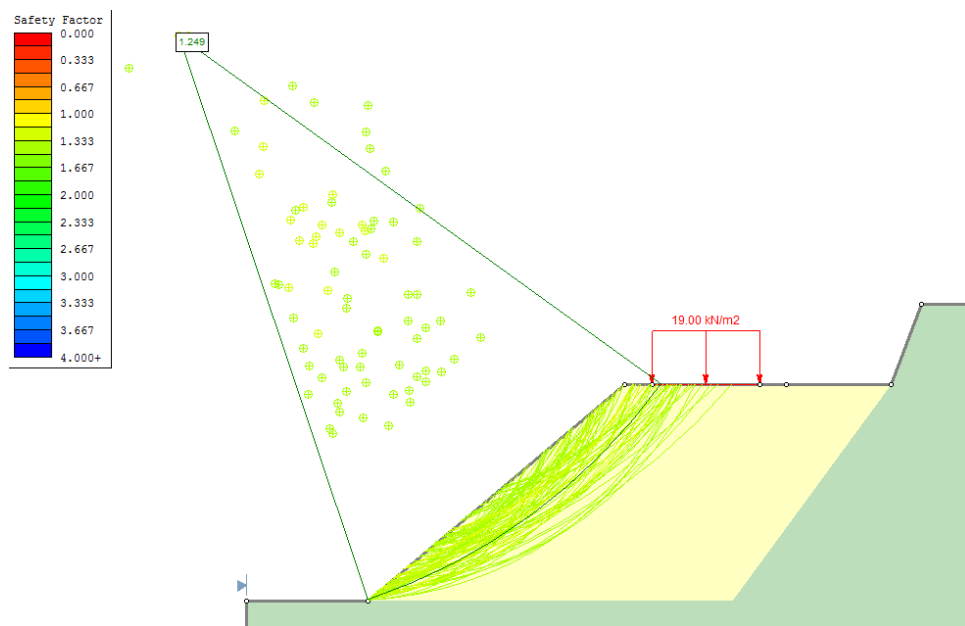


Figura 44 - Pendente de Estabilidade Natural de inclinação de 40° (FS=1.25).

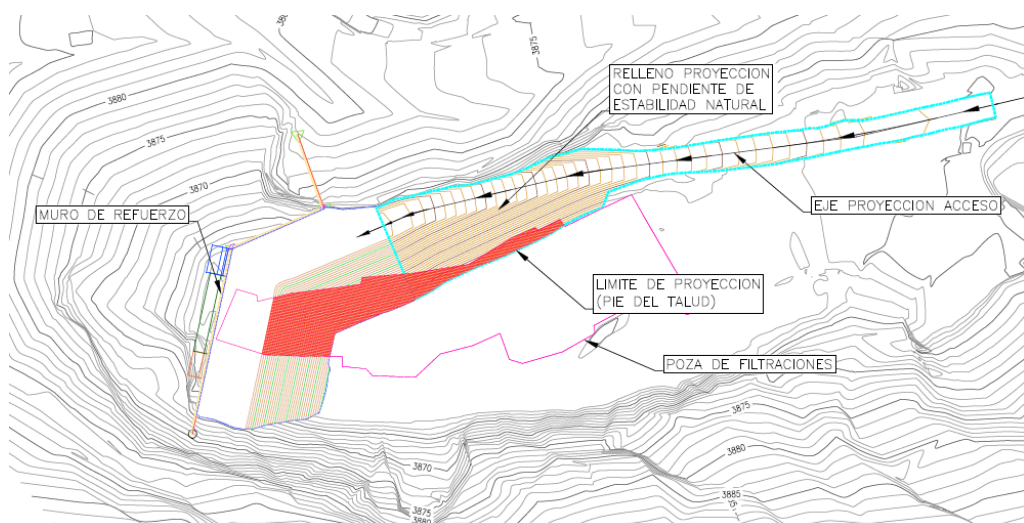


Figura 45 - Projeção do talude do aterro com a pendente de estabilidade natural.

Como se pode observar na Figura 45, a zona a vermelho é a área de interferência onde é necessário reforçar o talude para incrementar a sua pendente.

Como exemplo, apresenta-se a avaliação da estabilidade para a situação mais desfavorável onde o talude deve assumir um ângulo de 79° , para que se garanta pelo menos 1.0m de distância entre o seu pé e o limite da lagoa de filtrações.

Para esta geometria, verificou-se o fator de segurança sem reforço, obtendo-se valores inferiores aos mínimos requeridos para condições provisórias.

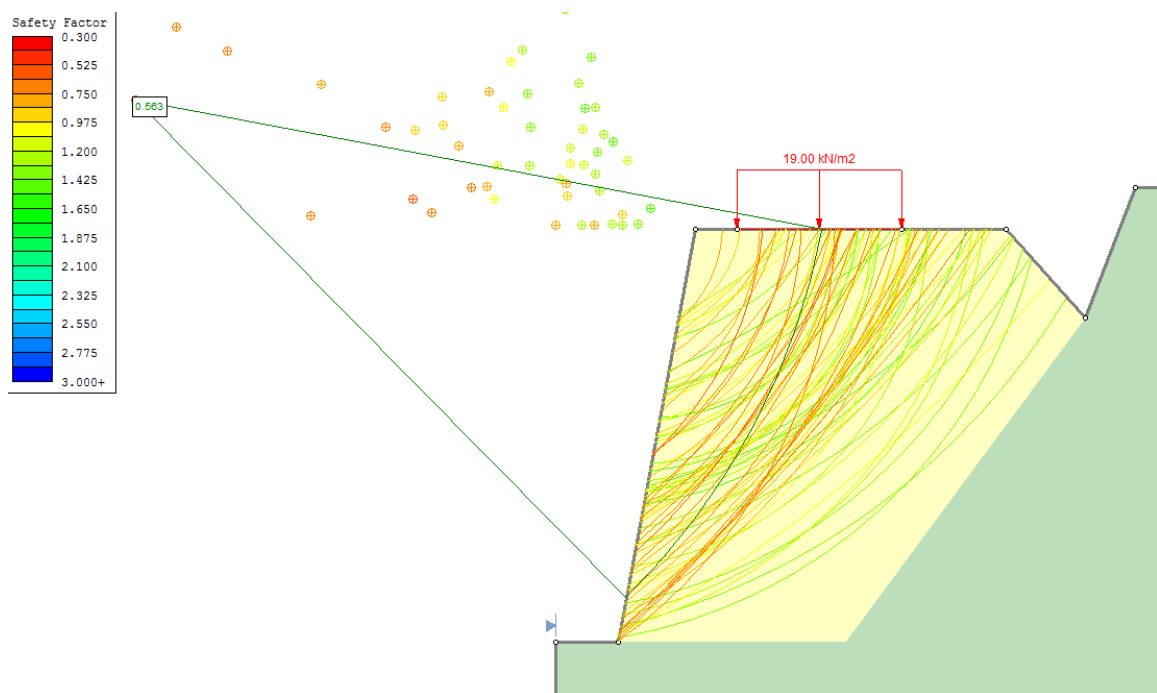


Figura 46 - Análise da Estabilidade do aterro sem reforço (FS = 0.563).

Baseado nos resultados apresentados na Figura 46, conclui-se que é necessário reforçar o talude. Como tal, recorreu-se à introdução de geomalhas com separação vertical de 1.00m (Figura 47).

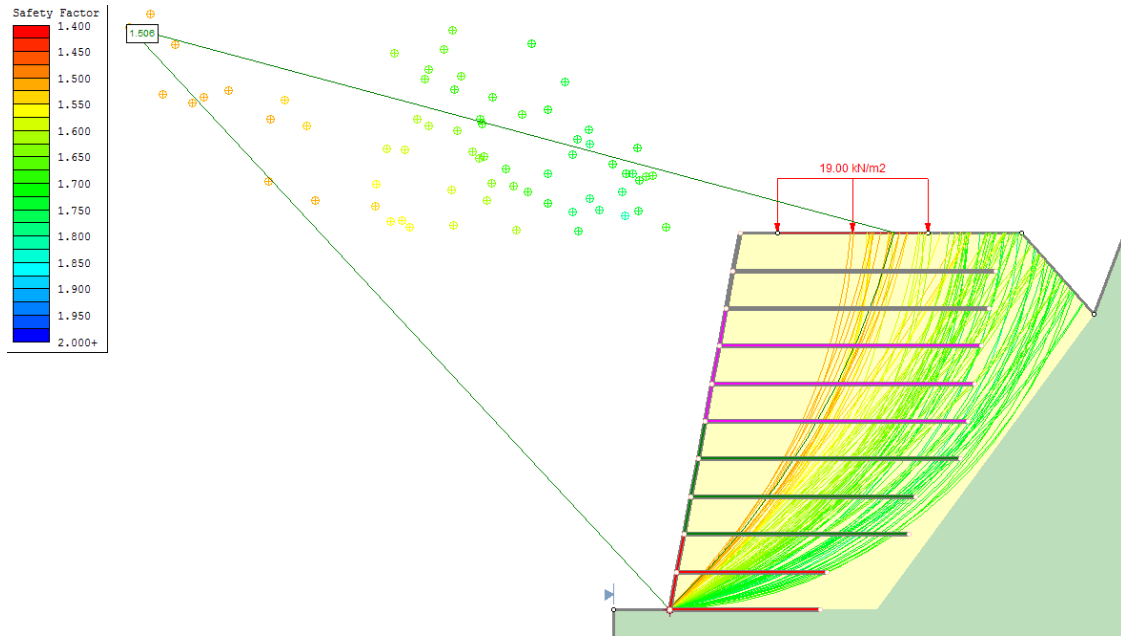


Figura 47 - Análise da Estabilidade Estática do aterro com reforço (FS=1.506).

Uma vez verificada a estabilidade global, é necessário obter os esforços a que estão submetidos os reforços propostos para se apresentar a análise para o maior esforço. Utilizou-se o método simplificado proposto na norma *AASHTO Bridge Design Specifications 2012*.

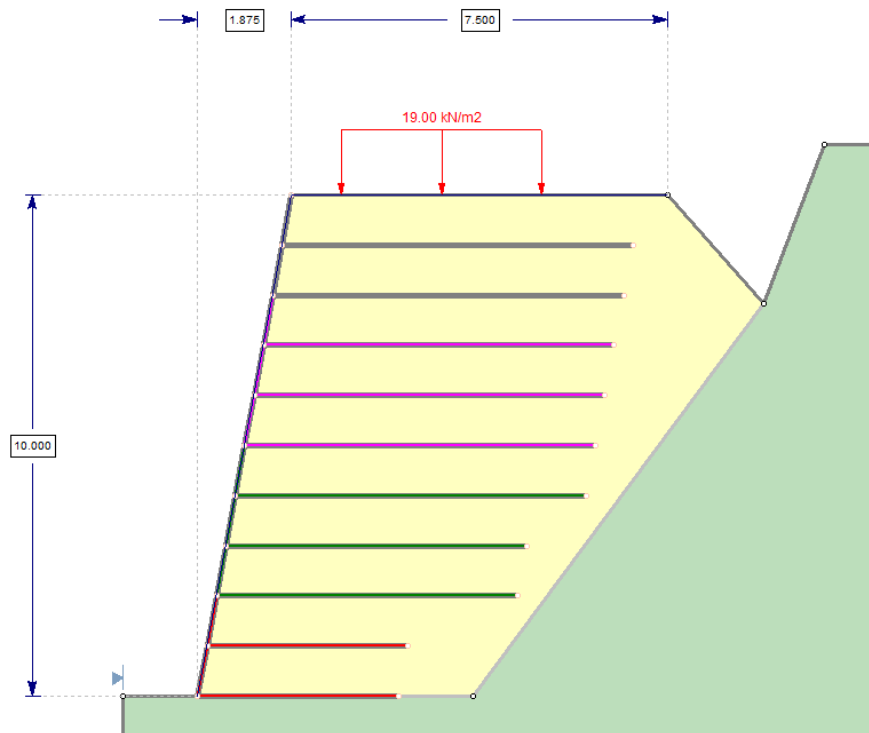


Figura 48 - Geometria e cargas externas no talude típico do aterro provisório.

Esforço Máximo Vertical:

$$\sigma_v = \gamma_r \times z + q_s \quad (\text{kPa})$$

Em que:

σ_v : Tensão vertical exercida pelo aterro (kPa)

γ_r : Peso unitário do solo do aterro (kN/m³)

z : Profundidade desde a superfície do aterro (m)

q_s : Sobrecarga dos equipamentos (kN/m²)

$$\sigma_v = 21 \times 10 + 19 = 229 \text{ kPa}$$

Esforço horizontal:

$$\sigma_H = \gamma_p \times (\sigma_v \times K_r) \quad (\text{kPa})$$

Em que:

σ_h : Tensão horizontal exercida pelo aterro (kPa)

γ_p : Fator de carga para tensão vertical do aterro.

k_r : Coeficiente de impulso horizontal.

Para este caso geotécnico, o valor de k_r é igual ao coeficiente de impulso ativo (k_a)

$$k_r = k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_f}{2} \right)$$

$$k_r = 0.283$$

Conclui-se que:

$$\sigma_H = 1.35 \times (229 \times 0.283) = 87.49 \text{ (kPa)}$$

Cálculo da carga de tração máxima no reforço:

$$T_{\max} = \sigma_H \times S_v \text{ (kN/m)}$$

Em que:

σ_h : Tensão horizontal exercida pelo aterro (kPa)

S_v : Espaçamento vertical do reforço (m)

$$T_{\max} = 87.49 \times 1.00 = 87.49 \text{ (kN/m)}$$

Uma vez obtidos os esforços máximos, verticais e horizontais, passou-se ao dimensionamento do reforço nas condições:

1. Dimensionamento do reforço por arrancamento:

$$L_e \geq \frac{T_{\max}}{\emptyset \times F^* \times \alpha \times \sigma_v \times C \times R_c} \text{ (kN/m)}$$

Em que:

L_e : Longitude do reforço na zona resistente (m)

T_{\max} : Carga amplificada aplicada no reforço (kPa)

\emptyset : Fator de Resistência por arrancamento.

F^* : Fator de fricção por arrancamento.

α : Fator de correção por efeito de escala

σ_v : Esforço vertical não amplificado ao nível do reforço (zona resistente) (kPa)

C : Fator global por superfície de reforço.

R_c : Rácio de cobertura de reforço

Para geomalhas, o fator de fricção por arrancamento (F^*) é:

$$F^* = 0.67 \times \tan \varphi_f$$

$$F^* = 0.452$$

Por outro lado, temos:

$$L_e \geq \frac{87.49}{0.9 \times 0.452 \times 0.8 \times 166 \times 2 \times 1}$$

$$L_e \geq 0.59 \text{ m}$$

Segundo a normativa AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2012, a longitude mínima do reforço será igual a 70% da altura do aterro ($H=10.00\text{m}$).

$$L_t = L_a + L_e \geq 0.70 \times H$$

$$L_t \geq 7.00 \text{ m}$$

Dado que o terreno de fundação é do tipo rochoso, o reforço na base pode ser acordado a um mínimo de $0.40H$ (FHWA-NHI-10-024).

$$L_{base} \geq 0.40 \times H$$

$$L_{base} \geq 4.00 \text{ m}$$

2. Dimensionamento do reforço por tração:

Determinação da resistência nominal do reforço a longo prazo:

$$T_{al} = \frac{T_{ult}}{RF} \text{ (kN/m)}$$

Em que:

T_{ult} : Resistência última à tensão, valor medio mínimo do rolo (MARV) (kN/m)

RF: Fator de redução da resistência por degradação, dano de instalação e agentes externos.

$$RF = RF_{ID} \times RF_{CR} \times RF_D$$

RF_{ID} : Fator de redução por dano na instalação do reforço.

RF_{CR} : Fator de redução por assentamentos e deflexões.

RF_D : Fator de redução por degradação química e biológica.

Para taludes reforçados com geomalhas, os valores de fatores de redução, segundo FHWA-NHI-10-025, são os valores típicos tais como:

Tabela 12 - Valores de coeficientes de redução.

Tipo de Material	RF_{ID}	RF_{CR}	RF_D
Geomalhas Tipo PET (Polyester)	1.20 a 1.45	1.60 a 2.50	1.10 a 2.00
Geomalhas PET Acrílico	1.30 a 2.05	1.60 a 2.50	1.10 a 2.00
Geotêxtil	1.40 a 2.20	4.00 a 5.00	1.10 a 2.00

Sendo o material de geomalha proposto um MACGRID WG 20 (Geomalha tecida de Polyester), e sendo as condições de utilização provisórias consideraram-se os valores mínimos.

$$RF = 1.20 \times 1.60 \times 1.10$$

$$RF = 2.11$$

A resistência última da geomalha proposta é de 220 kN/m. Assim sendo, a resistência nominal do reforço é:

$$T_{al} = \frac{220}{2.11} = 104.27 \text{ (kN/m)}$$

Verifica-se que a resistência nominal do reforço é superior a carga máxima amplificada:

$$T_{max} \leq \emptyset \times T_{al} \times R_c \text{ (kN/m)}$$

Em que:

T_{\max} : Carga amplificada aplicada no reforço (kPa).

φ : Fator de Resistência à tensão

T_{al} : Resistência nominal à tensão do reforço a longo prazo

R_C : Rácio de cobertura de reforço

$$T_{\max} \leq 0.90 \times 104.27 \times 1.0$$

$$T_{\max} \leq 93.84 \text{ kN/m}$$

3. Longitude da sobreposição superior:

$$L_d \geq \frac{S_v \times \sigma_v \times FS}{4 \times (Ca + \gamma \times Z \times \tan\delta)} \quad (\text{m})$$

Em que:

S_v : Espaçamento vertical do reforço. (m)

σ_v : Tensão vertical provocada pelo aterro. (kPa)

F_s : Fator de segurança.

Ca : Coesão entre o solo e a geomalha. (kPa)

γ_v : Peso unitário do solo do aterro. (kN/m³)

z : Profundidade desde a superfície do aterro (m)

δ : Ângulo de fricção entre solo e geogrelha.

$$L_d \geq \frac{1.00 \times 229 \times 1.3}{4 \times (0 + 21 \times 9.5 \times \tan 34^\circ)} = 0.55 \text{ (m)}$$

Sendo o valor obtido inferior ao da longitude mínima, considerou-se uma longitude mínima da sobreposição superior de 1.20 m, de acordo a FHWA NHI-10-025.

Deste modo, apresenta-se a distribuição de longitudes das geomalhas de reforço no talude típico do aterro provisório (Figura 49).

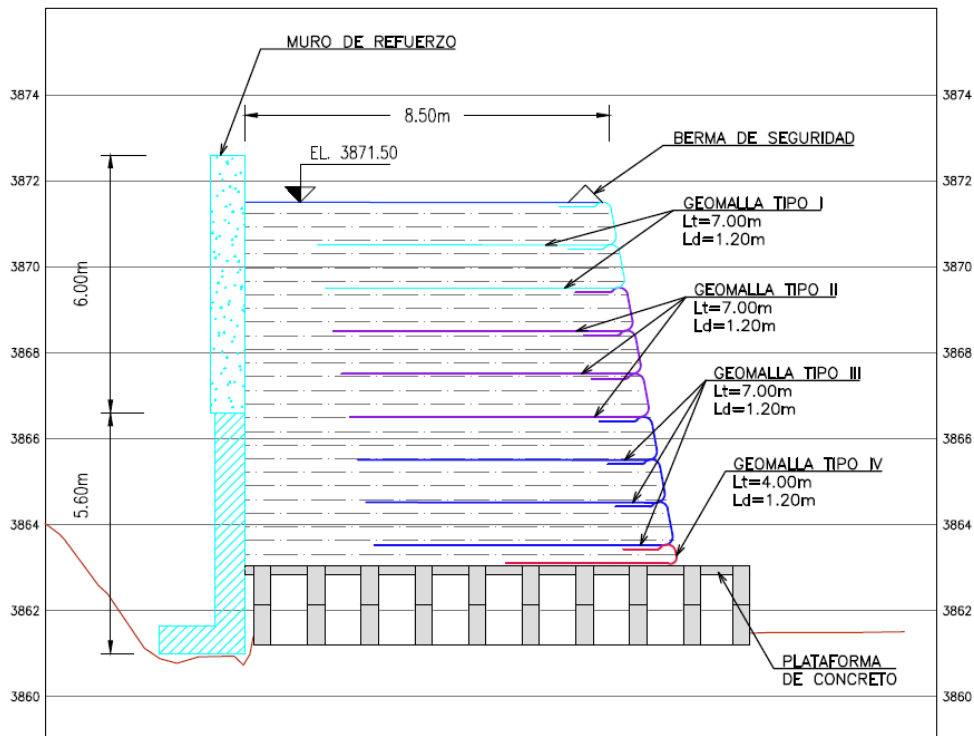


Figura 49 - Disposição de reforços (geogrelhas) no talude do aterro.

Com base no dimensionamento da plataforma de trabalhos, ponte em betão armado e aterro reforçado provisório, apresentam-se os desenhos dos respetivos elementos estruturais que constituem a estrutura em betão armado e os reforços com geomalhas aplicados no aterro provisório.

Apresentam-se, deste modo, os desenhos finais da plataforma de trabalhos (Figuras 50 e 51).

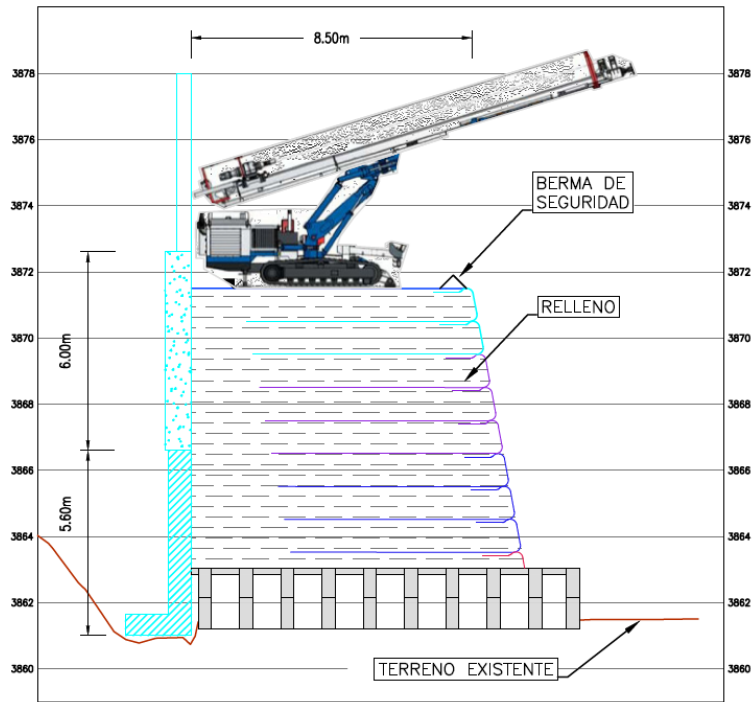


Figura 50 - Seção transversal da plataforma de betão armado com aterro finalizado.

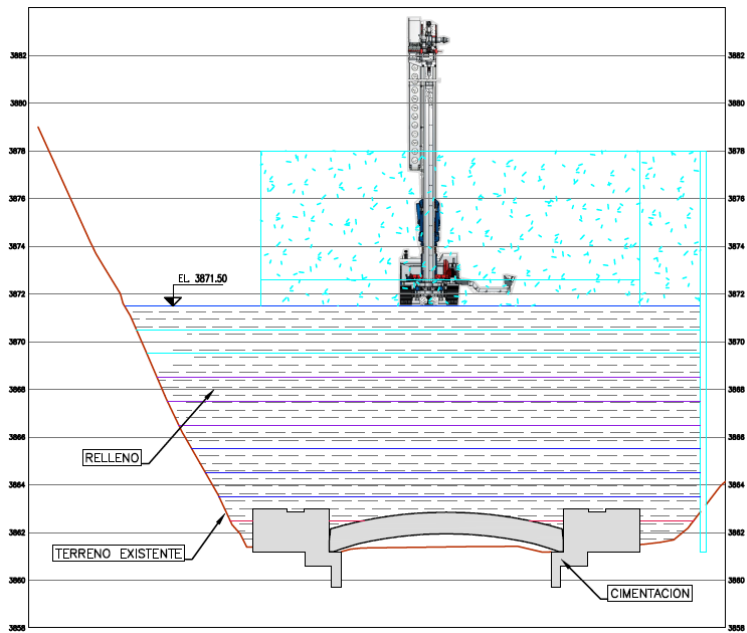


Figura 51 - Vista em corte da plataforma em betão armado com perfuradora em operações.

3.5. Considerações Finais

Após a conclusão dos dimensionamentos da plataforma em betão armado e do dimensionamento do aterro provisório, tornam-se pertinentes algumas considerações sobre o estudo acima descrito, e algumas considerações a ter em conta durante a execução da obra.

A fundação da plataforma deverá ser feita obrigatoriamente sobre a rocha e todo material solto deverá ser removido na sua totalidade, aprofundado a fundação.

A primeira camada de aterro a construir é composta por um material granular e terá uma espessura mínima de 15 cm, para proteção da estrutura.

A capacidade carga admissível assumida foi de 20.0 kg/cm², a qual será necessária a comprovação no terreno.

A tensão no terreno, devido às cargas aplicadas, não deverá exceder a capacidade admissível assumida.

As vigas principais de betão armado não deverão apoiar diretamente nas sapatas, sem antes ser feita a aplicação de neopreno na zona de contacto.

Para efeitos da presente análise, não se consideraram cargas de impacto nem movimentos da base.

Não se considerou uma análise sísmica devido ao carácter temporário da estrutura, uma vez que após a construção do muro de contenção, ficará apenas no local a plataforma de betão armado para efeitos de passagem sem o aterro provisório.

O aterro provisório que se construirá sobre a plataforma, é do tipo de rockfill com um peso específico aproximado de 21 kN/m³ e os equipamentos que trabalham na plataforma serão, um cilindro 10 ton – BOMAG BW211D-40, uma micro-perfuradora SM-20 SOILMEC. É de salientar que, caso as condições em obra sejam mais favoráveis que as indicadas é necessário reanalisar a estrutura.

Verificou-se que o reforço proposto para a estabilidade do talude do aterro provisório cumpre os requisitos recomendados pelas normas. As suas dimensões nas zonas críticas são:

Projeto geotécnico e formulação de misturas com betume-espuma

Comprimento total de 7.00 m, espaçamento vertical de 1.00 m, e com uma sobreposição superior de 1.20 m.

Deverá assegurar-se que se mantenha um comprimento mínimo de 1.00 m entre o pé do talude e a lagoa de filtrações, para assegurar que o material superficial que se possa soltar do talude não ingresse na mesma, evitando possíveis contaminações.

Foram configuradas 4 zonas na rampa, de acesso cada uma com um tipo de distribuição de reforço devido a sua altura variável.

Capítulo 4

*Estabilização de solos e materiais
reciclados com betume-espuma*

Capítulo 4. Estabilização de solos e materiais reciclados com betume-espuma nas camadas base de pavimentos

4.1. Objetivo do Estudo

4.2. Betume-Espuma

4.2.1. Equipamento para a produção de betume-espuma

4.2.2. Produção do betume-espuma

4.2.3. Caracterização do betume

4.3. Procedimento para formulação da mistura com betume-espuma

4.3.1. Otimização das propriedades do betume-espuma

4.3.2. Características dos agregados

4.3.3. Determinação do conteúdo ótimo de betume

4.3.4. Determinação do conteúdo ótimo de humidade

4.4. Análises de Resultados

4.4.1. Betume-espuma

4.4.2. Agregados

4.4.3. Formulação da mistura

4.5. Conclusões

Capítulo 4. Estabilização de solos e materiais reciclados com betume-espuma nas camadas base de pavimentos

O presente capítulo aborda todas as fases do estudo de estabilização de solos e materiais reciclados com betume-espuma para camadas de bases de pavimentos, e está dividido em 5 subcapítulos. No primeiro subcapítulo é feita uma abordagem ao estudo, demonstrando qual o seu objetivo principal, a apresentação dos principais conceitos de betume-espuma, o impacto das reciclagens com esta técnica e uma breve introdução à história do betume-espuma. O segundo subcapítulo retrata os procedimentos a seguir para a formulação em laboratório do betume-espuma. No terceiro, é apresentada a formulação da mistura, apresentando os procedimentos básicos a seguir para a formulação da mesma. No quarto subcapítulo são representados os resultados obtidos. Por fim, no quinto subcapítulo apresentam-se as considerações finais sobre este estudo.

É importante referir que após terminada a parte prática do estudo, foi organizado um artigo com o nome “Estabilización de suelos y materiales reciclados con asfalto espumado para utilización en capas de base de pavimento”, redigido pela equipa responsável pelo projeto e com a colaboração da autora. Esse artigo serviu de referência para a redação deste capítulo.

4.1. Introdução ao Estudo

A demonstração da técnica do betume-espuma como estabilização de materiais para as camadas de base dos pavimentos é o principal objetivo deste estudo. Neste, são indicados os principais requisitos a cumprir na sua formulação, as características ótimas dos materiais a estabilizar, as principais características a exigir ao material estabilizado e, é feita a análise dos fatores condicionantes do desempenho da mistura, permitindo correlacionar os resultados de Resistência a Tração Indireta com os resultados de Resistência Conservada.

No Laboratório Central da Mota-Engil Peru S.A., foram produzidas 10 formulações de estabilização utilizando diferentes tipos de materiais, com betume-espuma, sendo feita a sua análise de resultados. Foram formuladas misturas com materiais típicos da camada base,

tout-venant ou ABGE (Agregados britados de granulometria extensa) e RAP (do inglês *Recycled Asphalt Pavement*).

Uma vez que as técnicas de estabilização de solos permitem o reaproveitamento de materiais que se tornariam resíduos, diminuindo a mobilização de grandes volumes de materiais, estas apresentam claras vantagens para a viabilidade económica das construções e para a diminuição do seu impacto no meio ambiente (Machado *et al.*, 2016).

O betume-espuma é uma técnica utilizada há relativamente pouco tempo, que permite produzir misturas betuminosas de um modo muito distinto das técnicas tradicionais. As misturas produzidas com betume-espuma (BE) apresentam um comportamento similar aos das misturas produzidas com betumes convencionais (BC), mas diferem na sua estrutura interna. Apresentam também vantagens em relação às misturas produzidas por técnicas convencionais, sendo as mais importantes as de carácter económico e ambiental.(Acuña, 2011)

A origem do betume-espuma remonta ao ano de 1956, data em que, na Universidade estatal de Iowa, o professor Ladis Csanyi, primeiro investigador a detetar a potencialidade do uso de betume-espuma em misturas betuminosas, utilizou um processo de vapor para a formação da espuma. As primeiras aplicações realizadas foram em estradas estatais de Iowa (USA), posteriormente em localidades como Arizona (USA) em 1960 e em Nipawin (Canadá) em 1962. Esta tecnologia foi posteriormente melhorada pela organização Mobil Oil em 1968, a qual adquiriu os direitos da patente de invenção ao professor Ladis Csanyi e desenvolveu a primeira câmara de expansão onde se mistura água fria com betume quente e se gera espuma, transformando-se assim num processo prático, económico e menos perigoso.

Desde 1970, a tecnologia da Mobil Oil de betume-espuma foi utilizada em vários projetos de estabilização em vários países, como por exemplo, na Austrália, África do Sul, Inglaterra, Alemanha, França, Egito e outros. Simultaneamente, em 1979, a Continental Oil Company (CONOCO) obteve os direitos de comercialização nos Estados Unidos da América e desenvolveu um laboratório portátil de betume-espuma para facilitar o estudo desta nova tecnologia. Desde então desenvolveram-se vários estudos no Norte dos Estados Unidos (Colorado, Dakota do Norte, Virgínia, Pensilvânia e Michigan Oklahoma).

Nos anos 90, a empresa Mobil Oil perdeu os direitos da patente e desde então iniciou-se uma nova era de investigação e implementação do betume-espuma, originando outros sistemas de espumado, entre os quais se destaca o método escandinavo “Nesotec”, atualmente utilizado na Noruega, Suécia e Finlândia (Thenoux & Jamet, 2002).

A produção de betume espuma é um processo físico de expansão, gerado por dispersão de betume quente em pequenas gotas de água, ambos injetados a uma determinada pressão, dentro de uma câmara de expansão, formando deste modo espuma (Figura 52). A espuma formada, em contacto com os agregados à temperatura ambiente, desintegra-se gerando milhares de partículas de betume que se misturam com as partículas dos agregados (Thenoux & Jamet, 2002).

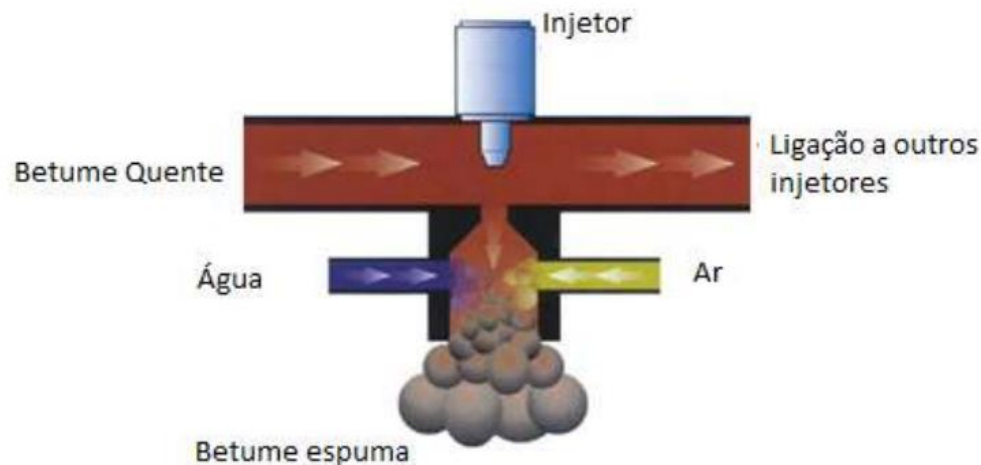


Figura 52 - Produção de betume-espuma (Wirtgen GMBH, 2001).

Segundo Machado *et al.* (2016) o betume-espuma é normalmente composto por 97,5% de betume e 2,5% de água. No estado expandido, a água propaga-se como vapor e a massa restante apresenta uma estrutura morfológica de betume e ar, sendo esta aproximadamente 95% do volume total da espuma. A produção de espuma provoca no betume uma redução considerável da viscosidade e aumenta as suas propriedades de aderência, tornando-o apto para a mistura com os agregados finos e húmidos.

A expansão do betume é realizada diretamente no local onde será misturado com o material a estabilizar, devido ao curto período de vida da espuma. Assim, apenas será necessário o transporte do betume para esse local (Machado *et al.*, 2016).

4.2. Betume-Espuma

4.2.1. Equipamento para produção de betume-espuma

Para a produção de betume-espuma em laboratório é utilizado um equipamento específico, neste caso foi usado um Laboratório Portátil Wirtgen WLB 10 (Figura 53), equipamento propriedade do Laboratório Central da Mota-Engil Peru S.A.

São necessários 3 elementos fundamentais para a produção do betume-espuma, sendo eles o betume, o ar pressurizado e a água à temperatura ambiente. O laboratório inclui um reservatório para a água e uma bomba que faz a pressurização do ar. A produção do betume-espuma foi feita misturando estes dois últimos elementos com betume, fazendo com que este se expanda e origine espuma.



Figura 53 - Laboratório portátil Wirtgen WLB 10.

Na produção da espuma foi necessário controlar os principais fatores que influenciam as propriedades do betume-espuma:

- (1) A Temperatura do betume;
- (2) A quantidade de água adicionada ao betume;

- (3) A Pressão sob a qual o betume é injetado na câmara de expansão, baixas pressões (menor que 3 bar) afetam negativamente a taxa de expansão e o tempo de meia-vida;
- (4) O betume a utilizar.

O betume foi colocado dentro de uma panela previamente aquecida, tanto nas suas laterais como no fundo, de forma a aquecer e a manter quente o betume. A temperatura é pré-selecionada num o regulador. Todo o sistema possui resistências que controlam a temperatura pré-selecionada pelo regulador, fazendo o betume circular desde a panela onde foi depositado até a câmara de expansão, mantendo uma temperatura regular.

A água, transportada desde o reservatório, é submetida a pressões de ar pressurizado até chegar à câmara de expansão. O ajuste do volume de água desejado efetua-se através de um medidor de caudais.

Além do laboratório portátil, também foram necessários um balde e uma escala, para se realizar a medição do tempo de meia-vida e da taxa de expansão (Figura 54).



Figura 54 - Escala e balde utilizado para a medição da taxa de expansão e tempo de meia-vida.

4.2.2. Produção do betume-espuma

A produção de betume-espuma é relativamente simples pois trata-se de um processo físico, regido por leis básicas da termodinâmica (Thenoux & Jamet, 2002).

O betume-espuma produz-se mediante um processo no qual se injeta com ajuda de ar pressurizado uma pequena quantidade de água fria (1% - 2% do peso do betume) a betume quente (160° C- 180°C) dentro de uma câmara de expansão, gerando espontaneamente espuma (Acuña, 2011).

O aparecimento da espuma ocorre devido ao fenómeno de expansão que se dá imediatamente após o contacto das pequenas gotas de água fria com o betume quente, produzindo-se uma violenta transferência de energia entre o betume quente e as gotas de água, que provoca uma elevação da temperatura da água (até esta atingir os 100°C) e forma vapor. Esta transferência energética gera, de uma forma instantânea, vapor e uma expansão explosiva do betume. As bolhas de vapor são forçadas a incorporarem-se no betume ainda na câmara de expansão.

Após a incorporação do vapor no betume, este é expelido da câmara de expansão através de uma válvula de saída.

Devido às baixas condutividades térmicas do betume e da água, as bolhas de betume podem manter-se em equilíbrio por poucos segundos (10-30 seg.). Este processo ocorre para uma grande quantidade de bolhas. À medida que a espuma arrefece, e atinge a temperatura ambiente, o vapor das bolhas condensa-se causando o colapso e a desintegração da espuma. A desintegração das bolhas produz milhares de gotas de betume que, ao voltarem a ligar-se, recuperam o seu volume inicial sem alterar significativamente as propriedades reológicas originais do betume (Thenoux & Jamet, 2002).

Segundo alguns autores, o processo do betume-espuma pode ser comparável ao de um padeiro que bate um ovo, que é viscoso, transformando-o numa espuma de menor viscosidade antes de a misturar com farinha (Jenkins, Van de Ven, & Groot, 1999).

Para a produção da mistura com betume-espuma, os agregados devem ser incorporados enquanto o betume se encontra em estado de espuma. As bolhas de betume, ao desintegrarem-se na presença dos agregados, aglutinam-se mesmo com as partículas mais finas (especialmente com as frações menores que 0.075 mm) produzindo uma mistura de betume com agregado fino, processo que se denomina por dispersão do betume. Deste processo resulta uma pasta de filler e betume que atua como mástique entre as partículas grossas. Este processo de dispersão é considerado por muitos autores como fundamental para

a obtenção das propriedades mecânicas da mistura com betume-espuma (Thenoux & Jamet, 2002).

4.2.3. Caracterização do betume

No processo de formação de espuma foi utilizado um betume PEN 85/100, tendo em conta que este apresenta melhores qualidades no que diz respeito à facilidade de formação de espuma.

Em laboratório foram realizados os ensaios de “Anel e bola”, o ensaio de viscosidade dinâmico e o ensaio de penetração a 25° C, de forma a confirmar as informações dadas na ficha técnica.

4.3. Procedimento para a formulação de misturas com betume-espuma

O procedimento básico para a formulação da mistura com betume-espuma resume-se aos seguintes passos:

1. Otimização das propriedades do betume-espuma;
2. Caracterização dos agregados;
3. Determinação do conteúdo ótimo de humidade da mistura;
4. Determinação do conteúdo ótimo de betume.

4.3.1. Otimização das propriedades do betume-espuma

Para se encontrar o ponto ótimo da espuma, com as características exigidas no estudo, foi necessário realizar no laboratório portátil WLB 10 vários ensaios, com 12 combinações, entre 3 temperaturas (160, 170, 180°C) e 4 percentagens de água (1.5, 2.0, 2.5 e 3.0).

Para compreender melhor em que consistem os ensaios para a formação de espuma é necessário apresentar alguns conceitos importantes, tais como:

- Taxa de expansão (Ex) - é a medida da viscosidade do betume espuma e é definida como a razão entre o máximo volume atingido no estado de espuma e o volume de betume original.
- Tempo de meia-vida ($t_{1/2}$) - é uma medida que representa a estabilidade do betume espuma, ou seja, o tempo, em segundos, em que a espuma se esbate até metade do volume máximo expandido.

Os parâmetros mencionados anteriormente assumem uma importância substancial na formulação do betume-espuma, uma vez que a Taxa de expansão indica a trabalhabilidade da espuma e a sua capacidade de recobrir e se misturar com os agregados. O Tempo de meia-vida, por sua vez, indica o tempo aproximado disponível para a mistura do betume-espuma com os agregados antes da espuma colapsar (Machado *et al.*, 2016).

Na figura 55 é apresentado um esquema que demonstra como se relacionam e se medem a Taxa de expansão e o Tempo de meia-vida.

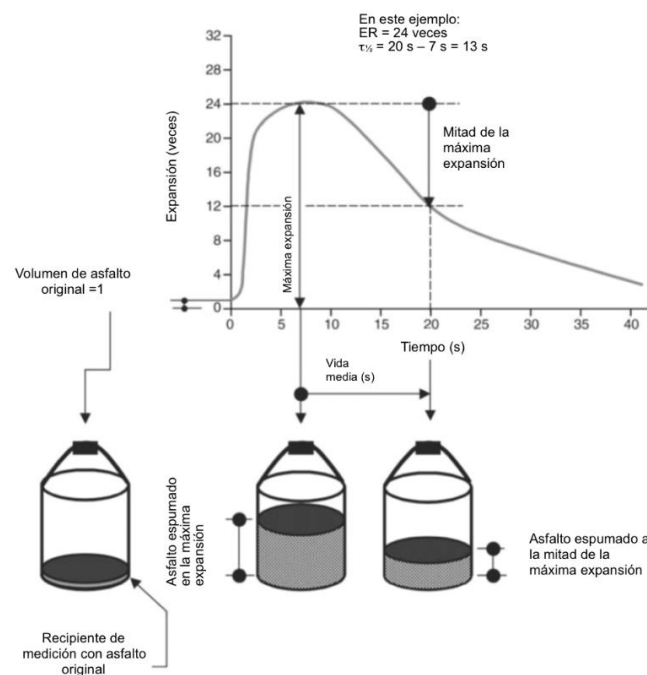


Figura 55 - Esquema da medição dos parâmetros do betume espuma (Acuña, 2011).

De acordo com o autor Thenoux & Jamet (2002), a Taxa de expansão e o Tempo de meia-vida são parâmetros que dependem de muitos fatores, sendo os principais:

- Temperatura do betume: as propriedades da espuma da maioria dos betumes melhoram com temperaturas mais altas. Espumas aceitáveis conseguem-se com temperaturas superiores a 149°C;
- Quantidade de água injetada;
- Pressão a que o betume é injetado na câmara de expansão, pois baixas pressões (menores que 3 bar) afetam negativamente tanto a Taxa de expansão como o Tempo de meia-vida;
- Viscosidade do betume.

Sendo os principais fatores para a formação de espuma a temperatura e a quantidade de água, a Taxa de expansão adquire valores mais altos quando o betume apresenta temperaturas altas e grandes quantidade de água o que, conseqüentemente, diminui o Tempo de meia-vida. Assim sendo, a melhor espuma é geralmente considerada aquela que otimiza tanto a Taxa de expansão como o Tempo de meia-vida, isto é, a que consegue um melhor balanço entre ambas as propriedades.

Desta forma, para otimizar estas duas propriedades, é necessária a construção e análise de um gráfico com diferentes quantidades de água e temperaturas e os respetivos valores de Taxa de expansão e Tempo de meia-vida.

Utilizou-se como critério de aceitação as propriedades mínimas para uma estabilização efetiva indicadas no documento EG-2013 - *Manual de Carretaras: Especificaciones de Técnicas Generales para Construcción del Ministerio de Transportes y Comunicaciones de Perú (MTC)*.

- Taxa de Expansão (Ex) ≥ 10 vezes
- Tempo de meia-vida ($t_{1/2}$): ≥ 8 segundos

Caso estes dois requisitos não sejam cumpridos, é necessário descartar o betume utilizado, uma vez que não é adequado para o processo de espuma.

4.3.2. Caracterização dos agregados

As amostras recolhidas para o estudo foram inicialmente subdivididas em:

- Três amostras de material fresado de pavimento e base existente (50/50);
- Uma amostra da camada de desgaste recolhida da via;
- Três amostras de material de pedreira de rio com percentagem de finos entre os 5 e 10%;
- Três amostras de material de pedreiras de rio com percentagens de finos entre 11 e 20%.

Devido à utilização dos diversos materiais mencionados anteriormente, e uma vez que estes apresentam extensa variedade, é necessário que sejam caracterizados considerando dois parâmetros essenciais, que são a sua distribuição granulométrica e o índice de plasticidade.

Todos os materiais em estudo foram previamente caracterizados através da sua análise granulométrica, Limites de Atterberg, Densidade de Partículas Secas, Densidade de Partículas Saturadas, Densidade Aparente, Proctor Modificado e Azul de Metileno, no caso da existência de materiais plásticos.

Como referência, utilizou-se a classificação granulométrica desenvolvida por Akeroyd e Hicks para Mobil Oil em 1988 (Figura 56). Nesta classificação, a zona A representa a granulometria do material que apresenta melhor comportamento quando estabilizado com betume-espuma, sendo este mais apropriado para estradas de tráfego pesado. O material situado na zona B tem um pior comportamento comparado com o da zona A, mas poderá ser apropriado em estradas de tráfego leve. Em caso de necessidade da sua aplicação em estradas de tráfego pesado, recomenda-se o seu melhoramento mediante da adição de agregados mais grossos. Por último, os materiais que se situam na zona C, pela sua reduzida quantidade de finos, não são apropriados para as estabilizações com betume-espuma (Machado *et al.*, 2016).

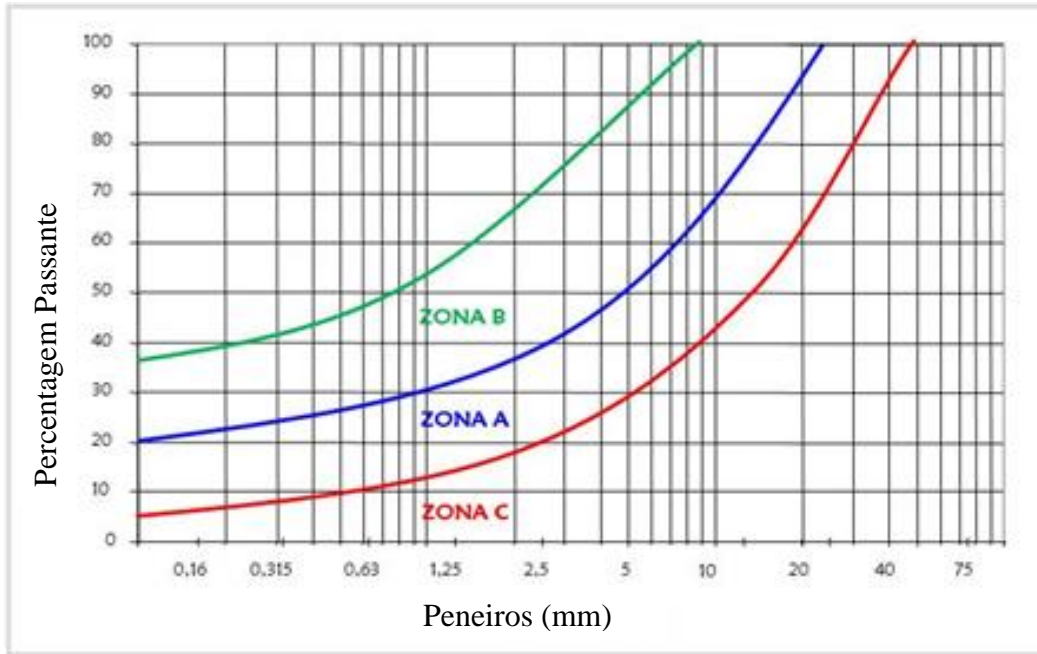


Figura 56 - Classificação dos materiais granulares para estabilização com betume-espuma (Akeroyd e Hicks, 1988).

De uma maneira específica, o conteúdo de finos é um parâmetro de grande importância e na generalidade deve encontrar-se acima dos 5%, para assegurar a dispersão do betume-espuma na mistura com os agregados (Ruckel *et al.*, 1982).

Usualmente, a estabilização de solos com betume-espuma é realizada em combinação com uma pequena quantidade de filler ativo em função do índice de plasticidade dos finos dos agregados.

O índice de plasticidade é um indicador da capacidade que os finos têm para se misturarem com o betume-espuma (Wirtgen GMBH, 1998). Dependendo dos valores que alcança, este índice recomenda o uso de pequenas quantidades de cimento ou cal de acordo com a classificação, como mostra a Tabela 13.

Tabela 13 - Exigências do Filler Ativo.

Índice de Plasticidade < 10	Índice de Plasticidade 10 - 16	Índice de Plasticidade > 16
Adicionar 1.0% de Cimento Portland	Adicionar 1.0% de Cal Hidráulica	Tratar previamente com 2.0% de Cal Hidráulica

Definidas as características ideais para o betume-espuma e as características dos agregados, realizou-se a mistura com 10 tipos de materiais distintos, com uma misturadora móvel de circulação forçada com duplo eixo, Wirtgen WLM30 (Figura 57).

Após caracterizadas as condições ótimas para a formulação do betume-espuma, programou-se a máquina WLB 10, introduziu-se a boca de saída do laboratório na misturadora descrita anteriormente, e procedeu-se à mistura do betume-espuma com os agregados durante aproximadamente 30 segundos.



Figura 57 - Misturadora móvel, Wirtgen WLM 30.

4.3.3. Determinação do conteúdo ótimo de betume

Terminado o processo de mistura entre os agregados e o betume-espuma, e para determinar o conteúdo ótimo de betume, foram preparados no mínimo 5 provetes de mistura com diferentes quantidades de betume (1% - 3% de betume), com a finalidade de avaliar o comportamento de cada um dos provetes através da tração indireta. Os ensaios foram determinados em condições secas e saturadas.

O conteúdo ótimo de betume-espuma determinou-se utilizando a curva de resistência à tração indireta (ITS) vs. a quantidade de betume injetado. Moldaram-se provetes de Marshall (100 mm por 63.5 mm de espessura), compactados com 75 golpes, no compactador de Marshall. Antes de se submeter os provetes ao ensaio de tração indireta, estes foram curados durante 72 horas na estufa a 40° C para o estado seco. O estado saturado obtém-se a partir da submersão dos provetes em água durante 24 horas a 25° C (Thenoux & Jamet, 2002).

Este tipo de ensaio é o mais adequado para caracterizar o material estabilizado no que diz respeito à resistência e à durabilidade dos materiais.

4.3.4. Determinação do conteúdo ótimo de humidade da mistura

O conteúdo de humidade durante o processo de mistura e compactação é considerado por muitos autores como o critério de formulação mais importante nas misturas com betume-espuma, devido à interferência que esta provoca nas partículas finas durante a dispersão do betume.

Baixos conteúdos de água impedem a dispersão da espuma e comprometem a sua trabalhabilidade e compactação, uma vez que o excesso de humidade influencia o tempo de cura, reduz a densidade e a resistência mecânica da mistura.

Para a formulação da mistura recomenda-se um conteúdo ótimo de humidade de 75% da humidade ótima de compactação obtida mediante o ensaio Proctor Modificado (Thenoux & Jamet, 2002).



Figura 58 - Processo de formulação da mistura: Moldagem de provetes, cura e roturas mediante a tração indireta.

4.4. Análises de Resultados

4.4.1. Betume-Espuma

Para se atingir os valores ótimos para aplicar em obra, foi necessário fazer o estudo de otimização dos valores num laboratório portátil de forma a atingir-se os requisitos.

Na Tabela Nº 14 apresentam-se os resultados da Taxa de expansão e Tempo de meia-vida obtidos, fazendo combinações de temperaturas (160-180°C) do betume com diversas percentagens de água (1.5–3.0%), com a finalidade de se encontrar o melhor índice para formação de espuma.

Tabela 14 - Valores da Taxa de Expansão e Tempo de meia-vida para diferentes percentagens de água e temperatura (Machado *et al.*, 2016).

Percentagem de Água (%)	T = 160°C		T = 170°C		T = 180°C	
	Expansão (vezes)	Meia-vida (segundos)	Expansão (vezes)	Meia-vida (segundos)	Expansão (vezes)	Meia-vida (segundos)
1.5	7.7	12.6	9.7	8.0	11.7	6.8
2.0	11.7	9.4	13.3	7.0	14.7	6.3
2.5	16.0	6.0	16.7	5.7	17.3	5.3
3.0	19.7	4.5	21.0	4.0	23.3	4.0

Com base nos dados da Taxa de expansão e o Tempo de meia-vida para diferentes percentagens de água e temperatura, procedeu-se a construção do gráfico representado na Figura 59.

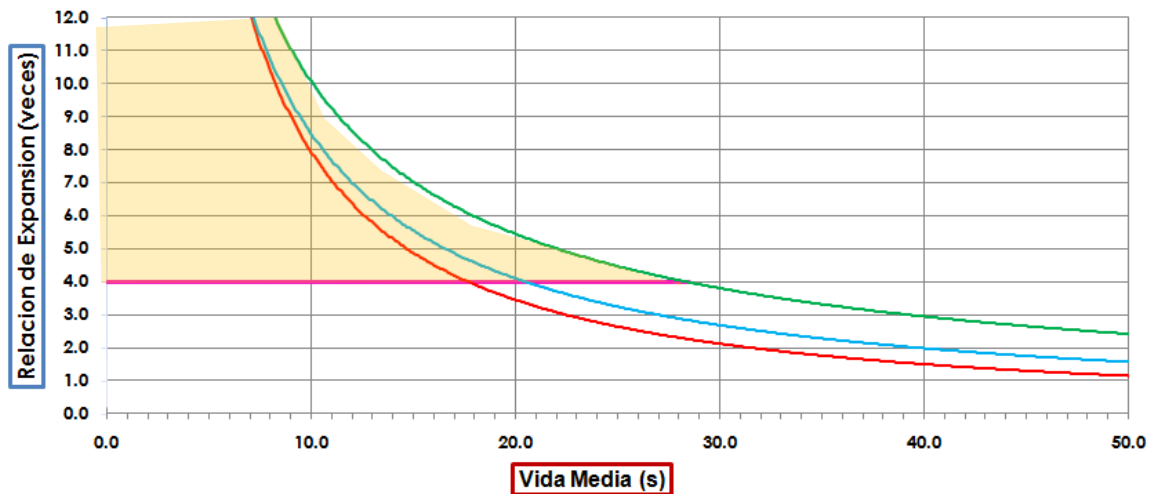


Figura 59 - Gráfico da determinação do índice para a formação de espuma - Razão de Expansão vs. Tempo de meia-vida (Machado *et al.*, 2016).

O índice para a formação de espuma é definido pela área abaixo das curvas formadas pelos valores da Taxa de expansão e o Tempo de meia-vida ou tempo de colapso. A curva que se obtém deste gráfico corresponde à curva de colapso, que é um indicador de tempo disponível para a mistura com os agregados. Conclui-se assim que o índice para a formação de espuma é determinado pela maior área delimitada pela curva de colapso, formada pelo o eixo das ordenadas e a reta que corresponde ao valor mínimo da Taxa de expansão aceitável (4.0 vezes) para se obter misturas com propriedades consideradas como aceitáveis. Deste modo, a maior área é delimitada pela curva de 160°C (curva a verde), concluindo-se que o índice para a formação de espuma previsto é de 160°C.

Posteriormente à determinação do índice para a formação de espuma, foi necessário determinar o valor ótimo de conteúdo de água a acrescentar ao betume-espuma.

Encontrada a temperatura ótima, o conteúdo de água ótimo é definido com base no intervalo dado pelos limites inferiores exigidos para a Taxa de expansão e o Tempo de meia-vida. Usualmente, utiliza-se o método gráfico como descrito na Figura 60.

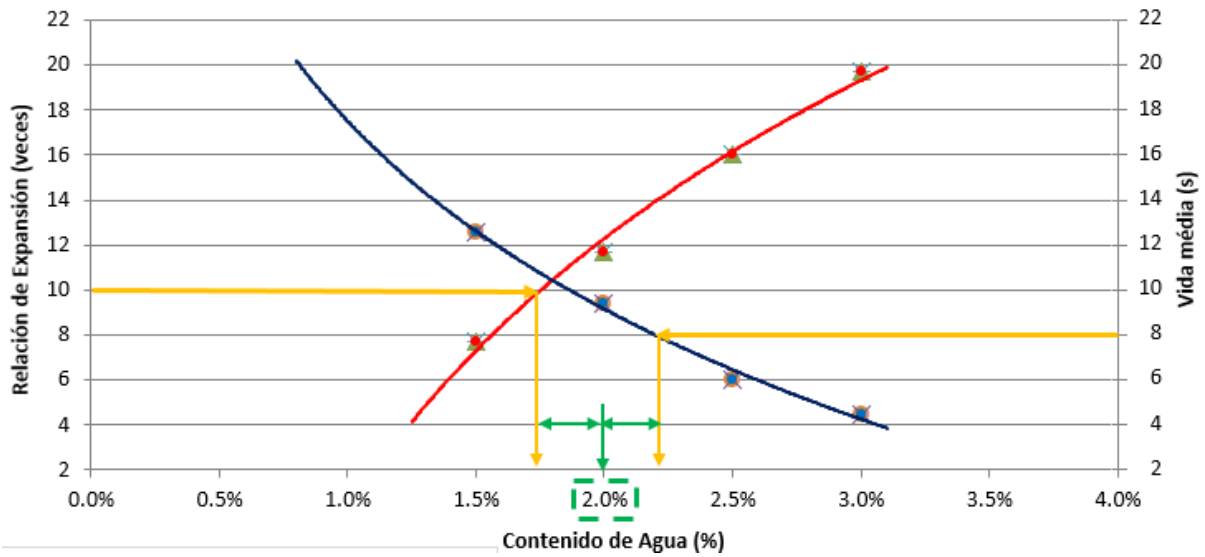


Figura 60 - Gráfico da determinação do conteúdo ótimo de água para a formação de espuma a T=160°C (Machado *et al.*, 2016).

Dividindo os dois valores obtidos por áreas iguais, conclui-se que o valor ótimo de conteúdo de água para se formar espuma é de (2%) para uma temperatura de 160°C.

Finalmente, após a obtenção de todos os parâmetros necessários para as condições ótimas para a formação de espuma, foi possível construir uma tabela resumo, Tabela N° 15, com os parâmetros ideais para a obtenção de um betume-espuma compatível com os requisitos exigidos pela obra.

Tabela 15 - Resumo das condições ótimas do betume-espuma.

Condições Ótimas para a formação de espuma	
Betuminoso	PEN 85/100
Temperatura	160° C
% ótima de conteúdo água para formação de espuma	2.00 %
Valor médio da Taxa de Expansão	11.7 > 10 vezes
Valor médio do Tempo de meia-vida	9.4 > 8 segundos

4.4.2. Agregados

As características dos agregados utilizados nas formulações das misturas que estão apresentadas na Tabela N° 16 são a granulometria, o índice de plasticidade e valor de azul de metileno.

Tabela 16 - Caracterização dos agregados.

Amostra	Origem	Granulometria (%)			Índice de Plasticidade (%)	Azul de Metileno mg/g
		Cascalho	Areia	Finos		
A0951/16	RAP + Base (50/50)	61.0	30.0	9.0	NP	--
A0953/16	RAP + Base (50/50)	67.0	27.0	6.0	NP	--
A0955/16	RAP + Base (50/50)	61.5	31.5	7.0	NP	--
A0958/16	Pedreira (Canto Rodado)	51.0	39.0	10.0	NP	--
A0959/16	Pedreira (Canto Rodado)	44.0	47.0	7.0	NP	--
A0960/16	Pedreira (Canto Rodado)	50.0	39.0	11.0	NP	--
A0925/16	Pedreira (Canto Rodado)	38.0	54.0	8.0	NP	--
A0927/16	Pedreira (Canto Rodado)	36.0	50.0	14.0	NP	--
A0928/16	Pedreira (Canto Rodado)	44.0	39.0	17.0	NP	--
A1157/16	Afirmado	54.0	32.0	14.0	6.0	23.5 mg/g

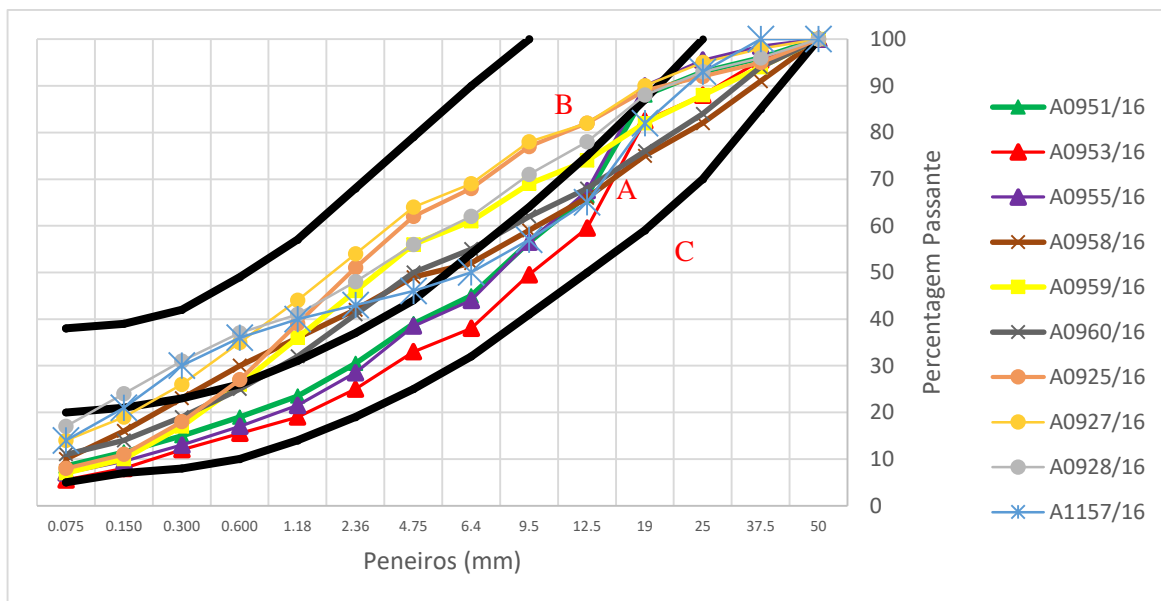


Figura 61 - Gráfico das curvas granulométricas dos agregados.

A partir das curvas formadas pelos autores Akeroyd e Hicks, em 1988, presentes na Figura 56, recriaram-se as curvas da classificação granulométrica desenvolvidas pelos mesmos, representadas a preto no gráfico da Figura 61, e procedeu-se à sobreposição das curvas granulométricas integrais de cada amostra.

Como é possível verificar, os materiais em estudo encontram-se entre as Zonas A e B, sendo possível concluir que estes estão aptos para a estabilização com betume-espuma.

Para este caso em concreto, o estudo dos agregados e pavimentos indica que os materiais a reciclar no seu conjunto apresentam um índice de plasticidade não plástico (NP), o que corresponde à incorporação de 1.0% de cimento Portland, como apresentado na Tabela 13.

4.4.3. Formulação da mistura

Terminado todo o procedimento para a formulação da mistura com betume-espuma, determinados os valores ótimos das propriedades exigidas para a formulação da espuma, caracterizados os agregados, determinado o conteúdo ótimo de humidade da mistura e o conteúdo ótimo de betume, procedeu-se à análise dos resultados da formulação da mistura.

Como referido anteriormente, a formulação da mistura com betume-espuma realizou-se com base em ensaios de tração indireta em condições húmidas e secas. Podendo, deste modo, determinar-se a resistência conservada através dos resultados obtidos para as distintas condições.

Nas figuras 62 e 63 estão representados os resultados dos ensaios de tração indireta em condições secas e da resistência conservada.

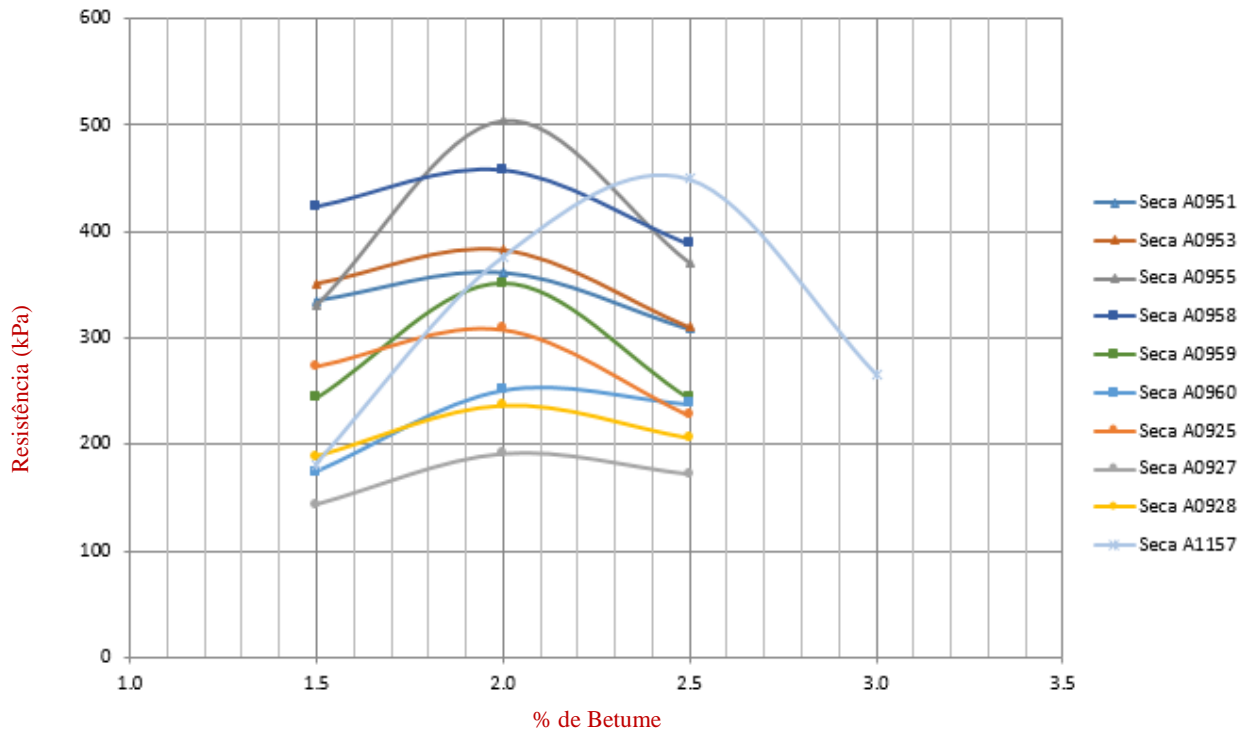


Figura 62 - Gráfico dos resultados da resistência à Tração Indireta em condições secas (Machado *et al.*, 2016).

Após a análise do gráfico representado na Figura 63, conclui-se que existe uma grande variação nos resultados das resistência à tração indireta em condições secas. Para o cálculo da resistência de cada amostra, o valor ótimo usado em percentagem de betume é 2.0% e os seus valores estão compreendidos entre 200 kPa, valor mínimo apresentado pela amostra A0927, e um valor máximo de 500 kPa para amostra A0955.

Comparando os resultados das resistências à tração indireta de cada amostra em estudo com as suas respectivas análises granulométricas, verifica-se que as amostras que apresentam uma maior percentagem de cascalho, como é o caso da amostra A0955, com uma resistência aproximada de 500 kPa e da amostra A0958, com uma resistência aproximada de 450 kPa, apresentam maiores valores de resistência, podendo-se concluir que as percentagens de cascalho influenciam positivamente o resultado da resistência em condições secas.

Adicionalmente, a presença de materiais do pavimento triturado (RAP) aumenta a competência estrutural da mistura.

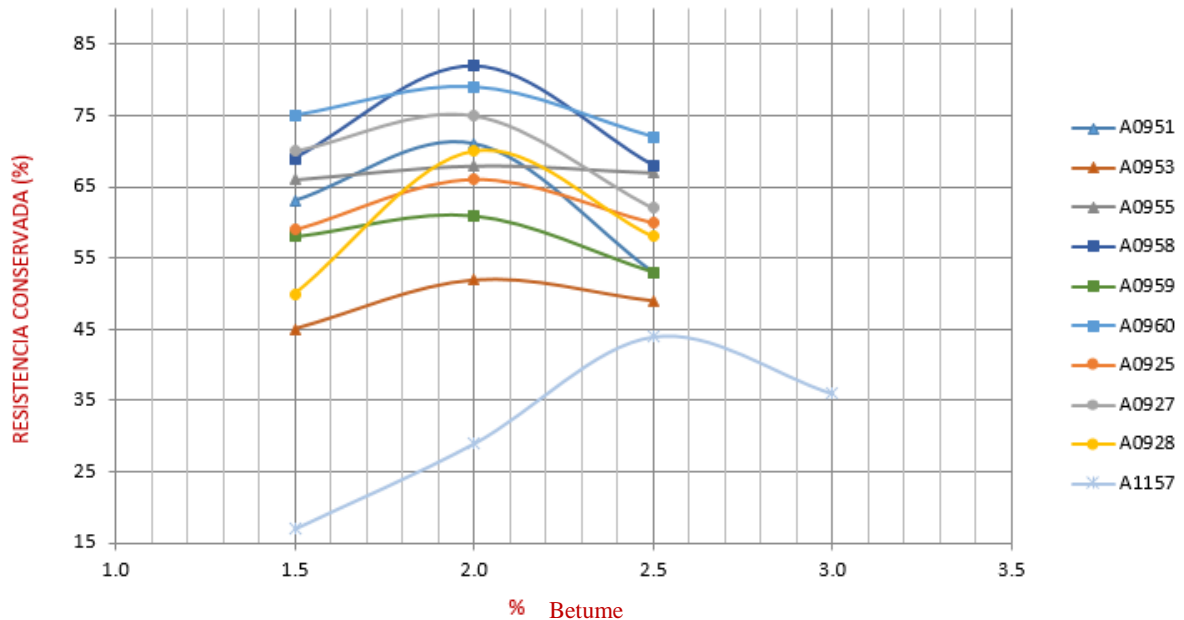


Figura 63 - Gráfico dos resultados da resistência conservada em percentagem (Machado *et al.*, 2016).

Após a análise do gráfico representado na Figura 63, e fazendo uma comparação com os resultados obtidos da resistência à tração indireta no estado seco, conclui-se que apresentam uma diferente distribuição dos resultados.

Os resultados da resistência conservada variam entre 44% e aproximadamente 80%, sendo o valor mínimo representado pela amostra A1157, e o máximo pela amostra A0959. Verifica-se também que as maiores perdas de resistência em condições húmidas são apresentadas pelos agregados com menor percentagem de finos, com valores inferiores a 8%, como se pode verificar nas amostras A0953, que apresenta uma percentagem de finos de 6%, e A0959, com uma percentagem de finos de 7%.

O valor mínimo da resistência conservada é representado pela amostra A1157. Como referido anteriormente, o valor da resistência conservada é menor nos agregados com reduzida percentagem de finos e, uma vez que esta amostra em comparação com as outras apresenta o maior valor de percentagem de finos (14%), esta torna-se uma exceção. Esta amostra apresenta, um índice de plasticidade 6 e elevada atividade dos finos, como se pode verificar no resultado do ensaio de Azul de metileno. A plasticidade da fração fina faz com

que a amostra tenha um desempenho diferente das outras amostras, apresentando um conteúdo de betume ótimo de 2.5%, uma elevada resistência em condições secas, com um valor aproximado de 450 kPa, mas uma perda substancial na resistência conservada em condições húmidas, com um valor de 44%.

Na Figura 64 é apresentada a tabela que relaciona os resultados dos valores da tração indireta em condições secas e os “coeficientes estruturais” usados no dimensionamento de estruturas de pavimentos. De acordo com a relação apresentada nesta tabela, os valores da resistência à tração indireta obtidos nos resultados já demonstrados apresentam um intervalo de valores entre 200 kPa e 500 kPa, obtendo-se para cada um dos valores, respetivamente, “coeficientes estruturais” entre 0.21 e 0.35.

pro cm	0,051				0,063	0,083	0,103	0,120	0,140
pro Inch	0,13				0,16	0,21	0,26	0,30	0,35
COEFICIENTES ESTRUCTURALES DESPUÉS DE LA ESTABILIZACION									
RANGOS REPRESENTATIVOS DE RIGIDEZ									
Rigidez Inicial Fase 1 (MPa)	500				750	1000	1500	2000	3000
Rigidez Permanente Fase 2 (MPa)	250				450	600	800	1000	1500
Resistencia a la tracción Indirecta (kPa)	100				150	200	300	400	500
CARACTERÍSTICAS ESPERADAS DEL MATERIAL (DESPUÉS DE LA ESTABILIZACIÓN)									
Nota:	1. Para un tráfico de diseño mayor a 300.000 ESALs la resistencia a la tracción Indirecta (ITS) siempre debería obtenerse a partir de un diseño de mezclas en laboratorio. 2. Ver la tabla de abajo para una Razón de Tensiones adecuada (TSR)								

Figura 64 – “Coeficientes estruturais” recomendados (Manual de Carreteras del MTC.).

4.5. Conclusões

A estabilização dos materiais recuperados com vista à sua reutilização em estruturas de pavimentos apresenta várias vantagens, nomeadamente na redução de custos de produção e na redução ambiental.

Os resultados apresentados neste trabalho validam o betume-espuma como uma técnica de estabilização e melhoramento de materiais para base ou sub-base de pavimentos, demonstrando que permite alcançar parâmetros mínimos estabelecidos pelas guias e normas peruanas e internacionais para o dimensionamento de estruturas de pavimentos.

Conclui-se que esta técnica permite uma maior eficácia quando aplicada à reciclagem das camadas betuminosas que se apresentam no final da sua vida útil, evitando deste modo, a necessidade de serem retiradas e transportadas para vazadouros. Verificou-se também que a introdução de RAP no processo melhora substancialmente o comportamento da mistura, uma vez que apresenta uma maior percentagem de cascalho, aumentando, deste modo, o valor da resistência à tração indireta em condições secas. Por outro lado, em condições húmidas, uma menor percentagem de finos altera substancialmente a estabilidade da mistura.

Apesar de vários autores apenas salientarem a necessidade da introdução de cal hidráulica para materiais com índice de plasticidade superior a 10, verificou-se neste estudo que, para casos de agregados com percentagem de finos com plasticidade inferior a 10, mas com elevado valor de azul de metileno, a mistura apresenta uma redução significativa de resistência conservada em condições húmidas. Por este motivo, para materiais com características plásticas, recomenda-se o ensaio de azul de metileno com a finalidade de estabelecer a necessidade de um tratamento com cal, anteriormente, à estabilização com betume-espuma.

É importante referir que o betume utilizado para a formação de espuma é compatível com os requisitos mínimos exigidos, uma vez que os parâmetros para as condições ótimas do betume-espuma, que são a Taxa de expansão e o Tempo de meia-vida, são superiores aos valores mínimos exigidos como critério de aceitação das propriedades mínimas para a estabilização efetiva, indicados no documento EG-2013 - *Manual de Carretaras*:

Especificaciones de Técnicas Generales para Construcción del Ministerio de Transportes y Comunicaciones de Perú (MTC).

Foi possível confirmar a validade da classificação de materiais granulares estabilizados com betume-espuma definida por Akeroyd & Hicks, 1988, verificando-se que quanto mais perto a granulometria dos agregados estiver da zona A, melhor é o comportamento da mistura, sendo mais eficaz em estradas com tráfego pesado.

Capítulo 5

Considerações Finais

Capítulo 5. Considerações Finais

Capítulo 5. Considerações Finais

Após a realização do relatório de estágio e a apresentação dos três temas mais relevantes realizados ao longo dos 6 meses de estágio na empresa MEP, conclui-se que a realização do estágio permitiu a oportunidade de dominar uma nova língua, adquirir novos conhecimentos na área de Engenharia Civil, mais propriamente na área geotécnica, e a aprendizagem de novos conceitos aplicados num país da América Latina

O acompanhamento e a realização dos projetos atribuídos possibilitaram a aprendizagem de diversas ferramentas informáticas, procedimentos de trabalhos da empresa e a familiarização com novas normas e legislações. Todas as competências adquiridas permitiram a realização com sucesso de todos os trabalhos, estudos e projetos propostos.

A escolha da apresentação dos três temas abordados no relatório de estágio deveu-se à oportunidade de aprofundar diferentes temas de três ramos distintos da Engenharia Civil. O primeiro diz respeito a um dimensionamento geotécnico, o segundo a um dimensionamento estrutural, e o terceiro retrata um conceito de reciclagem de pavimentos com betume-espuma. É de salientar que com o estudo de três temas bastantes distintos, foi possível aprofundar e adquirir novos conhecimentos, ferramentas informáticas, assim como normas, leis e metodologias.

O projeto dos muros ancorados foi o primeiro projeto elaborado, e teve como principal objetivo a introdução a um estudo geotécnico e um primeiro contacto com as ferramentas necessárias. Este teve um carácter orçamental, uma vez que o dimensionamento pedido serviu para fazer a estimativa de quantidades de material necessário para a construção das caves dos MUNA. Deste modo, após o dimensionamento, e analisados todos os casos de estudo do projeto, procedeu-se à estimativa do material, que permitiu a realização de uma proposta comercial.

O projeto de uma plataforma de suporte de um aterro teve como grande objetivo ultrapassar um obstáculo proposto pelo cliente, uma vez que as condições existentes no local não permitiam a construção de um muro ancorado. Deste modo, procedeu-se ao dimensionamento de uma plataforma de trabalhos para os equipamentos, composta por uma ponte e um aterro reforçado, permitindo que fosse construído o muro ancorado proposto.

Por fim, abordou-se o tema de uma solução de reciclagem com betume-espuma, em que o seu principal objetivo foi validar o betume-espuma como uma técnica de estabilização e melhoramento de materiais para base ou sub-base de pavimentos, demonstrando que este alcança parâmetros mínimos estabelecidos pelas guias e normas peruanas e internacionais para o dimensionamento de estruturas de pavimentos.

Além dos três projetos abordados, foram propostos outros assuntos e temáticas que contribuíram para um maior conhecimento, permitindo o domínio de alguns assuntos que não foram referidos neste relatório de estágio, mas que podem ser utilizados em situações futuras.

A oportunidade de colaborar em trabalhos laboratoriais foi essencial para um melhor conhecimento geotécnico do tipo de solo existente na cidade de Lima. Desta forma, houve a oportunidade de conhecer todos os ensaios laboratoriais realizados no laboratório de engenharia, assim como a aprendizagem das suas normas, procedimentos e execução dos mesmos.

Após a realização dos ensaios, foi feita uma visita à obra "Ampliación y Mejoramiento de los Servicios del Astillero del Arsenal Naval de la Marina de Guerra del Perú en la Base Naval del Callao", com a finalidade de uma inspeção dos trabalhos ao encargo da empresa Mota-Engil Peru S.A., possibilitando uma breve introdução ao tema de fiscalização de obra.

A participação em conferencias permitiu a aprendizagem de novos assuntos e a abordagem de novos conceitos. No caso da conferência "Investigación Geotécnica para la red del metro subterráneo de Lima", foram abordados os principais temas problemáticos existentes nas construções realizadas na cidade de Lima. O tipo de solo existente nessa zona requer um bom estudo prévio e uma boa investigação geotécnica antes do início da obra.

A integração numa equipa de trabalho na empresa MEP, permitiu o domínio da capacidade de comunicação e do trabalho em equipa, assim como uma maior organização e sentido de responsabilidade. Como tal, a realização deste estágio pode vir a ser uma vantagem para a futura inserção no mercado de trabalho.

Referências

Bibliográficas

Referências Bibliográficas

- Acuña, M. J. (2011). *¿Qué es el asfalto espumado, se puede utilizar en Costa Rica? Vol 2. N° 13, 5, Costa Rica.*
- Artica, J. (2014). *Geología y Geomorfología de Lima. The Americas.* Universidad Nacional Mayot de San Marcos, Lima.
- Cunha, J (2009). *Projecto de contenção, Escavação e Estruturas de uma Estação de metro. FEUP, Porto,*
- Fortunato, E.(1994). *Escavações Escoradas em Maciços Argilosos Moles. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP.*
- Gil, A. C. (1989). *Los suelos de Lima de viviendas, 3, Lima-Peru.*
- GMBH, W. (2001). *Laboratory-scale foamed bitumen plant WLB 10.* Germany.
- Jenkins, K., Van de Ven, M., & Groot, J. de. (1999). *Characterisation of foamed bitumen. 7 Conference on Asphalt Pavements for Southern Africa, p. 18.* Southern Africa.
- Koei, C. N. (2014). *Estudio de impacto detallado del proyecto de sistemas de agua potable y alcantarillado, sectorizacion, rehabilitacion y actualizacion de Catastro.* Lima.
- Machado, L., Duran, G., & Santos, J., (2016). *Estabilización de suelos y materiales reciclados con asfalto espumado para utilización en capas de base de pavimento.* Documento interno da MEP S.A.Peru.
- Moncayo, O., Vidal, J., & Velásquez, C. (1992). *BOLETIN N° 043A- Geología - Cuadrangulo de Lima, Lurín, Chancay y Chosica.pdf (A: Carta Geológica Nacional No. 43).* Lima - Peru.
- Moncayo, O., Vidal, J., & Velásquez, C. (1995). *Boletin N°55 Carta Geológica Nacional (Serie A No. 55).* Peru.
- Matos Fernandes, M. (1990). *Estruturas de Suporte de Terras. FEUP, Porto.*
- Plaxis, (2002). *Tutorial Manuel Version 8. Deft University of Technology & Plaxis, The Netherlands.*

Ruckel P.J., Acott S.M. y Bowering R. H., (1982). *Foamed asphalt paving mixtures: preparation of design mixes and treatment of test specimens, Transportation Research Board (Transportation Research Record 911)*, Washington DC.

Thenoux, G., & Jamet, A. (2002). Tecnología del asfalto espumado foamed asphalt technology. *Revista Ingeniería de Construcción*, pp. 84–92, Chile.

Thenoux Z., Guillermo (Ingeniero Civil, MSc, P., & Jamet A., A. (Ingeniero C. (2002). *Tecnología del Asfalto Espumado y Diseño de Mezcla. Revista Ingeniería de Construcción Pontificia*, Vol 17, Chile.

Vela, P. (2014). Estudio de Mecánica de Suelos para el Museo Nacional de Pachacamac. Lima.

Websites consultados:

www.mota-engil.pe/ (accedido a 6/11/2016)

www.mota-engil.pe/laboratorio/ (accedido a 6/11/2016)

Softwares utilizados:

SAP2000 : 2016

Plaxis 2D : 2015

Slide : 2015