

ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

LAURA VERNECK BITENCOURT DE TOLEDO

**USO DE GEOEXPANDIDO EM ATERROS SOBRE SOLOS MOLES COM
APLICAÇÃO EM UM ATERRO DE ENCONTRO DE UM VIADUTO**

São Paulo

2019

LAURA VERNECK BITENCOURT DE TOLEDO

**USO DE GEOEXPANDIDO EM ATERROS SOBRE SOLOS MOLES COM
APLICAÇÃO EM UM ATERRO DE ENCONTRO DE UM VIADUTO**

Trabalho de Formatura apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Maurício Abramento
Coorientador: Prof. Dr. José Orlando Avesani Neto

São Paulo

2019

LAURA VERNECK BITENCOURT DE TOLEDO

**USO DE GEOEXPANDIDO EM ATERROS SOBRE SOLOS MOLES COM
APLICAÇÃO EM UM ATERRO DE ENCONTRO DE UM VIADUTO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Curso de Engenharia Civil da Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo, como
parte dos requisitos necessários à obtenção do
título de Engenheiro Civil.

Avaliado em ____/____/____

Prof. Dr. Maurício Abramento (Orientador)

Prof. Dr. José Orlando Avesani Neto (Coorientador)

Prof.^a. Dr.^a Maria Eugênia Gimenez Boscov

São Paulo
2019

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Roseli Verneck Bitencourt de Toledo e Benedito Alairde de Toledo, pelo apoio e incentivo incondicionais e por serem minhas inspirações e minha força durante toda a minha jornada acadêmica.

Ao Thiago César Augusto, por todo o companheirismo e ajuda desde o início da graduação até o último dia de finalização deste trabalho.

Aos meus amigos, dos mais diversos grupos, pelo carinho demonstrado e por torcerem sempre por mim.

Aos incontáveis professores que passaram pelo meu caminho e deixaram a sua marca, contribuindo para que eu valorizasse sempre o estudo e a dedicação.

À Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, por todas as oportunidades de desenvolvimento intelectual e pessoal e pelas possibilidades de contato com pessoas brilhantes.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Maurício Abramento, e ao meu coorientador, Prof. Dr. José Avesani Neto, por toda a contribuição, apoio e ensinamentos.

Ao Grupo Isorecort, pelo suporte com dados técnicos e de mercado sobre o geoexpandido.

Ao Sr. Cláudio Sanches, da empresa Aterro Armado – Engenharia e Contenções Ltda., pelo suporte com dados de custos de obra.

RESUMO

O presente trabalho visa explorar o uso de aterros leves com geoexpandido como alternativa para a construção de obras rodoviárias em regiões de solos moles. Para isso, foi feita uma revisão bibliográfica de aterros sobre solos moles, levantando os principais problemas de estabilidade e recalques a serem controlados, bem como as patologias mais comuns nos pavimentos rodoviários cuja origem está em problemas no solo mole de fundação. Além disso, foram apontadas as soluções construtivas mais comuns, entre elas o aterro leve, e depois foi feito um aprofundamento sobre o material geossintético chamado de geoexpandido (ou geofoam, em inglês). A partir do conhecimento das suas características e propriedades, foi possível compreender suas aplicações geotécnicas e foi feito o estudo da viabilidade da técnica construtiva em um projeto específico. Foi elaborado um projeto de aterro de encontro de um viaduto com a solução de geoexpandido, baseado em uma obra existente que foi originalmente construída com um método tradicional. Foi possível explorar o roteiro de cálculo do método de referência e as adaptações necessárias, com os cálculos de recalque e estabilidade, incluindo a análise de capacidade de carga do geoexpandido e o seu dimensionamento. Por fim, concluiu-se que o geoexpandido seria tecnicamente viável para a obra analisada. As estimativas de custos indicam que ele é 6,8% mais caro do que o método tradicional, mas existem muitos custos indiretos que poderiam ser reduzidos. As principais vantagens seriam a rapidez de execução, a diminuição dos custos com manutenção e a eliminação dos riscos à fundação do viaduto por efeito Tschebotarioff e atrito negativo.

Palavras-chave: Aterro sobre solos moles; Aterro leve; Geoexpandido; Geofoam; EPS

ABSTRACT

The present work seeks to explore the use of geofoam lightweight fill embankments as an alternative for the construction of roadway over soft soils. Therefore, it was made a literature review of embankment over soft soils, focusing on the main stability problems and settlements, as well as the most common pathologies in roadway pavements whose origin is in soft soil foundation problems. In addition, the most common constructive solutions were pointed out, including the light embankment, and then specific review on the geofoam. Analyzing its characteristics and properties, it was possible to understand its geotechnical applications and it was made the feasibility study of the construction technique in a specific project. A bridge abutment embankment project was designed with the geofoam, based on an existing construction that was originally built using a traditional method. It was possible to explore the reference calculation method guide and the necessary adaptations, through the stress and stability calculations, including the geofoam load capacity analysis. Finally, it was concluded that geofoam would be technically feasible for the embankment analyzed. Cost estimates indicate that it is 6.8% more expensive than the traditional method but there are many indirect costs that could be reduced. The main advantages would be the execution speed, reduced maintenance costs and the elimination of risks related to Tschebotarioff effect and negative friction on the viaduct foundation.

Keywords: Embankment over soft soil; Lightweight fill embankment; Geofoam; EPS-block geofoam

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Seção geológica na várzea do rio Pinheiros, São Paulo - SP (campus da USP).....	19
Figura 2 - Seção geológica em Várzea Paulista - SP.....	19
Figura 3 - Perfil geotécnico da Avenida Jaguaré, São Paulo - SP	20
Figura 4 - Seção geológica esquemática - Via dos Imigrantes, SP.....	21
Figura 5 - Perfil geotécnico da Baixada Santista, SP	22
Figura 6 - Diferenciação dos tipos de recalques	25
Figura 7 - Profundidade de investigação insuficiente	26
Figura 8 - Superposição de tensões.....	27
Figura 9 - Atrito negativo em estacas devido ao recalque do solo mole	28
Figura 10 - Efeito Tschebotarioff	29
Figura 11 - Modos de ruptura de aterros sem reforço: (A) deslizamento lateral do aterro, (B) ruptura da fundação e (C) ruptura global aterro-fundação.	30
Figura 12 - Exemplo de trinca longitudinal longa.....	32
Figura 13 - Exemplo de trincas couro de jacaré	33
Figura 14 - Exemplo de fissura transversal	34
Figura 15 - Desenho esquemático de uma fissura de canto	35
Figura 16 - Exemplo de uma fissura de canto	35
Figura 17 - Representação esquemática das rodeiras de pequeno raio	36
Figura 18 - Representação esquemática das rodeiras de grande raio.....	37
Figura 19 - Desenho esquemático de um escalonamento	39
Figura 20 - Exemplo de escalonamento ou degrau nas juntas.....	39
Figura 21 - Cronologia das patologias e soluções propostas para o aterro do km 196 da ferrovia do aço.....	40
Figura 22 - Desaprumo de edifícios do condomínio Anêmona, em Ubatuba - SP	41
Figura 23 - Ruptura das estacas por Efeito Tschebotarioff	43
Figura 24 - Soluções construtivas de aterros sobre solos moles	44
Figura 25 - Aceleração de recalques com sobrecarga temporária.....	46
Figura 26 - Ilustração de bermas de equilíbrio	48
Figura 27 - Exemplo esquemático de aterro rodoviário leve com geoexpandido	50
Figura 28 - Pérola de poliestireno antes e depois de sofrer pré-expansão	51

Figura 29 - Os estágios de produção do EPS: pérolas, grânulos expandidos e bloco moldado	56
Figura 30 - Blocos de EPS armazenados em obra.....	57
Figura 31 - Gráficos Tensão x Deformação do EPS para diferentes valores de peso específico.....	60
Figura 32 – Correlação entre a resistência ao cisalhamento interno do EPS e a massa específica.....	62
Figura 33 - Grampo usado para aumentar a resistência ao cisalhamento entre blocos de EPS.....	63
Figura 34 - Chapas dentadas usadas para aumentar a resistência ao cisalhamento entre blocos de EPS	64
Figura 35 - Ensaio de Absorção de água com submersão por 24h	66
Figura 36 - Ensaio de Absorção de água em amostras retiradas de aterros antigos	66
Figura 35 - Ruptura de aterro na duplicação da BR 101 em Pernambuco por flutuação durante alagamento	68
Figura 36 - Resultados de resistência à compressão a 10% de deformação de amostras retiradas de aterros antigos na Noruega.....	69
Figura 37 - Proteção do geoexpandido com geomembrana.....	70
Figura 38 – Componentes que fazem parte de um aterro com geoexpandido	73
Figura 39 - Aplicação do geoexpandido em aterros rodoviários leves sobre solos moles	75
Figura 40 - Aplicação do geoexpandido em aterros para duplicação de rodovias....	76
Figura 41 - Aplicação do geoexpandido em aterros ferroviários.....	77
Figura 42 - Aplicação do geoexpandido em aterros de encontros de pontes e viadutos	78
Figura 43 - Aplicação do geoexpandido em estabilização de encostas.....	79
Figura 44 - Aplicação do geoexpandido para alívios de tensões em estruturas de contenção	79
Figura 45 - Aplicação do geoexpandido no corpo de barragens ou diques	80
Figura 46 - Perfil longitudinal parcial do aterro original	82
Figura 47 - Perfil longitudinal do aterro original	83
Figura 48 - Seção transversal crítica do aterro projetado	84
Figura 49 - Seção longitudinal com visão lateral da distribuição dos blocos de EPS (em metros) a) aterro completo b) detalhamento.....	85

Figura 50 - Esquema de forças para a verificação da resistência à flutuação	92
Figura 51 – Esquema de forças para a verificação do risco de deslizamento por pressão hidrostática	93
Figura 52 - Esquema de forças para a verificação da resistência ao tombamento por pressão hidrostática	94
Figura 53 - Esquema para a verificação da resistência ao deslizamento pela ação do vento	95
Figura 54 - Resultado da estabilidade global do aterro	97
Figura 55 - Carga de tráfego para dimensionamento do geoexpandido	99
Figura 56 - Tensão vertical no topo do maciço de EPS em função da carga de tráfego aplicada na superfície de um pavimento asfáltico de 61 cm, para diferentes espessuras de camada de asfalto.....	100
Figura 57 - Esquema de sobreposição de tensões espreiadas pelo método de proporção 2V:1H	102
Figura 58 – Tensão vertical no topo do maciço de EPS em função da carga de tráfego aplicada na superfície de um pavimento asfáltica de 61 cm com uma laje de concreto entre os blocos de EPS e o pavimento, para diferentes espessuras de camada de asfalto.....	110

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Consistência da argila em função do índice de consistência	21
Tabela 2 - Consistência da argila em função do NSPT	21
Tabela 3 - Consistência da argila em função da resistência à compressão simples.	22
Tabela 4 - Requisitos de propriedades físicas do geofoam segundo a norma ASTM D 6817	61
Tabela 5 - Variáveis geométricas do aterro.....	84
Tabela 6 - Resumo das cargas aplicadas no solo mole	87
Tabela 7 - Resultados de recalque primário.....	88
Tabela 8 - Recalques totais.....	89
Tabela 9 - Propriedades adotadas para o solo.....	96
Tabela 10 - Resultados da análise de risco de deslizamento por pressão hidrostática no contexto da estabilidade interna.....	97
Tabela 11 - Verificação do risco de deslizamento por carga de vento no contexto da estabilidade interna	98
Tabela 12 - Carga de tráfego ao longo da profundidade	103
Tabela 13 - Dimensionamento do geoexpandido	104
Tabela 14 - Custos aproximados da obra original	105
Tabela 15 - Custo dos blocos de geoexpandido	107
Tabela 16 - Custo total do aterro com geoexpandido.....	108
Tabela 17 - Dimensionamento do geoexpandido – comparação com e sem laje de concreto	111

LISTA DE SÍMBOLOS

IC = índice de plasticidade

LL = limite de liquidez

w = teor de umidade

LP = limite de plasticidade

ΔH_p = recalque por adensamento primário

H = espessura inicial da camada compressível

e_0 = índice de vazios inicial in situ, na profundidade de interesse

C_r = índice de recompressão

C_c = índice de compressão

σ'_{vm} = tensão de pré-adensamento do solo

σ'_0 = tensão efetiva vertical inicial in situ

σ'_f = tensão efetiva vertical final

C_α = coeficiente de compressão secundária

$\Delta \varepsilon$ = variação de deformação

ΔH = variação da espessura da camada

H_0 = espessura inicial da camada

q_u = capacidade de carga do solo

c = coesão do solo

N_c, N_q, N_γ = fatores de capacidade de carga

γ = peso específico do solo

D_f = profundidade onde está apoiado o aterro

b_b = largura da base do aterro

E = módulo de elasticidade ou módulo de Young

σ_e = limite de elasticidade

ν = coeficiente de Poisson

τ = resistência ao cisalhamento

σ_n = tensão normal aplicada na interface

μ = coeficiente de atrito = $\tan \delta$

δ = ângulo de atrito

H = altura total do aterro

b = largura do aterro

h_{EPS} = altura do maciço de EPS

h_{pav} = espessura total do pavimento

h_{areia} = espessura da camada de areia

p_{traf} = sobrecarga de tráfego

L = comprimento do aterro

$\Delta\sigma'$ = acréscimo de tensão vertical efetiva no solo causado pelo aterro

h = espessura da camada analisada

M = módulo confinante

$\Delta\sigma$ = acréscimo de tensão vertical total no solo causado pelo aterro

z = profundidade

$\Delta\sigma_{sup}$ = acréscimo de tensão vertical total causado pelo aterro que chega na superfície do solo mole

α_M = parâmetro dado em função do índice de tipo de comportamento do solo, I_c , e do valor normalizado da resistência do cone, Q_t

q_t = valor corrigido da resistência do cone

σ_o = tensão vertical total inicial

ΔH_s = recalque por compressão secundária

Δz = espessura da camada

t = tempo

t_p = duração do recalque primário

T = Fator Tempo

c_v = coeficiente de adensamento

H_d = maior distância de percolação da água

k = permeabilidade do solo

ΔH = recalque total

δ = ângulo de atrito

$\sigma_{pav,sup}$ = carga causada pelo pavimento, transferida para a superfície do solo mole

$\sigma_{traf,sup}$ = carga causada pelo tráfego, transferida para a superfície do solo mole

σ_{pav} = carga causada pelo pavimento

σ_{traf} = carga causada pelo tráfego

b_t = largura do topo do aterro

$\Delta\sigma$ = acréscimo de tensão vertical total no solo mole causado pelo aterro

γ_{EPS} = peso específico do EPS

FS = fator de segurança

P_{EPS} = peso do aterro de EPS

P_{pav} = peso do pavimento

γ_w = peso específico da água

h_w = altura do nível d'água

R_p = componente horizontal da pressão hidrostática

p_U = pressão causada diretamente pelo vento na lateral do aterro

V = velocidade do vento

θ_U = ângulo de inclinação do talude que é atingido diretamente pelo vento

p_D = pressão de sucção presente no lado oposto ao da incidência direta do vento

θ_D = ângulo de inclinação do talude oposto ao que recebe a incidência direta do vento

R_U = força causada diretamente pelo vento na lateral do aterro

R_D = força causada pela sucção no lado oposto ao da incidência direta do vento

$\Delta\sigma_{traf,maj}$ = sobrecarga de tráfego majorada

A_c = área circular de aplicação da carga distribuída através do sistema de pavimentação

L = menor dimensão do retângulo equivalente à área A_c

B = maior dimensão do retângulo equivalente à área A_c

P_{comb} = carga combinada para a sobreposição de tensões

$\Delta\sigma_{traf}(z)$ = carga de tráfego calculada ao longo da profundidade, z

B_{comb} = dimensão combinada dos retângulos onde as cargas que serão sobrepostas estão aplicadas

L_{comb} = outra dimensão combinada dos retângulos onde as cargas que serão sobrepostas estão aplicadas

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	20
2. SOLOS MOLES.....	21
2.1. Definição e Identificação	21
2.2. Origens geológicas e ocorrência no Brasil.....	22
3. ATERROS SOBRE SOLOS MOLES.....	27
3.1. Introdução	27
3.2. Recalques em solos moles	27
3.2.1. Tipos de recalques	27
3.2.2. Principais causas de recalques excessivos	30
3.3. Estabilidade	33
3.3.1. Modos de ruptura.....	33
3.3.2. Análises de estabilidade	34
3.4. Patologias	35
3.4.1. Fissuras e trincas.....	35
3.4.2. Ondulações em pistas	39
3.4.3. Deformações do tipo “Rodeiras de grande raio”	40
3.4.4. Desnível em encontros de pontes e viadutos	41
3.4.5. Desestabilização de fundações de pontes e viadutos	42
3.4.6. Afundamentos.....	42
3.4.7. Escalonamento ou degrau nas juntas de pavimentos de concreto	42
3.4.8. Exemplos de patologias em aterros sobre solos moles	43
3.5. Soluções construtivas de aterros	47
3.5.1. Substituição do solo mole	48
3.5.2. Sobrecargas temporárias	49
3.5.3. Drenos verticais	50
3.5.4. Bermas de equilíbrio	51

3.5.5. Aterro sobre elementos de estacas.....	52
3.5.6. Aterro reforçado com geossintéticos.....	52
3.5.7. Aterros leves.....	53
4. GEOEXPANDIDO	55
4.1. Definição e Fabricação.....	55
4.2. Histórico	57
4.3. Características e Propriedades Técnicas.....	59
4.3.1. Comportamento do geoexpandido.....	59
4.3.2. Massa específica	59
4.3.3. Compressão.....	59
4.3.4. Cisalhamento	62
4.3.5. Fluência.....	65
4.3.6. Absorção de água.....	65
4.3.7. Flutuabilidade.....	67
4.3.8. Durabilidade.....	68
4.3.9. Proteções.....	69
4.3.10. Impactos Ambientais.....	71
4.4. Processo construtivo e Componentes.....	71
4.5. Dimensionamento	73
4.6. Aplicações geotécnicas.....	74
4.6.1. Aterros leves sobre solos moles	74
4.6.2. Encontros de pontes e viadutos.....	77
4.6.3. Estabilização de encostas.....	78
4.6.4. Alívio de tensões em estruturas de contenção.....	79
4.6.5. Barragens e diques.....	80
5. PROJETO DE ATERRO DE ENCONTRO DE UM VIADUTO	81
5.1. Introdução	81
5.2. Apresentação do aterro.....	81

5.2.1.	Seção transversal	83
5.2.2.	Seção longitudinal	84
5.2.3.	Componentes	86
5.2.4.	Cargas aplicadas	86
5.3.	Verificação de Recalques	87
5.3.1.	Recalques por adensamento primário	87
5.3.2.	Recalques por compressão secundária.....	88
5.3.3.	Recalque total.....	89
5.4.	Verificação das Estabilidades Externa e Global	89
5.4.1.	Capacidade de carga do solo de fundação	90
5.4.2.	Resistência à flutuação.....	91
5.4.3.	Deslizamento e tombamento por pressão hidrostática	92
5.4.4.	Deslizamento e tombamento por carga de vento	94
5.4.5.	Estabilidade global do aterro	96
5.5.	Verificação da Estabilidade Interna do Aterro	97
5.5.1.	Deslizamento por pressão hidrostática.....	97
5.5.2.	Deslizamento por carga de vento	98
5.5.3.	Capacidade de carga.....	98
5.6.	Configuração final do aterro.....	104
5.7.	Comparação de custos	105
5.7.1.	Custos da obra original.....	105
5.7.2.	Custos do aterro com geoexpandido	106
5.7.3.	Comparação	108
6.	CONCLUSÃO	112
	ANEXO 1 – Resultados dos ensaios CPTU	114

1. INTRODUÇÃO

Solos moles normalmente apresentam desafios construtivos pela sua baixa capacidade de suporte e alta deformabilidade. No Brasil eles são bastante recorrentes, sobretudo ao longo da costa e próximos aos grandes rios, regiões tradicionalmente de grande ocupação. Obras extensas, como as construções rodoviárias, frequentemente passam por regiões com esse tipo de solo.

Alternativas comuns para viabilizar a construção sobre solos moles são os aterros, que agem como intermediários entre o solo e a obra final. Existem diversos métodos construtivos que visam garantir a estabilidade dos aterros e controlar os recalques do próprio aterro e do solo de fundação abaixo. Com a escolha do método adequado é possível evitar as patologias causadas por problemas no solo de fundação que, em aterros rodoviários, podem comprometer o conforto e até a segurança dos motoristas. Entre as alternativas disponíveis, o aterro leve com geoexpandido surge como uma opção eficiente, otimizada, de execução rápida e com baixo impacto no entorno da obra e no meio ambiente. Ele parte do princípio de diminuir as cargas permanentes aplicadas sobre o solo ao diminuir a massa específica do material usado no corpo do aterro, diferentemente de outras técnicas que buscam reforçar o solo de fundação ou o próprio aterro. O geoexpandido se encaixa perfeitamente nessa ideia, entre outros pontos, por sua massa específica ser cerca de 1% da massa específica dos solos usados para o mesmo fim e também por possuir resistência à compressão adequada e deformação desprezível quando submetida ao nível de cargas praticadas em aterros rodoviários, como será demonstrado ao longo do trabalho.

Além da descrição do material, é importante demonstrar a aplicabilidade do aterro com geoexpandido e exemplificar seus cálculos. Para isso foi escolhida uma obra real construída com um método tradicional e a partir dela foi feito o dimensionamento teórico com o geoexpandido, a fim de avaliar a sua viabilidade. Trata-se de um aterro de encontro de um viaduto e os cálculos foram feitos a partir de um manual de projeto internacional, com as adaptações necessárias. Os resultados permitiram algumas comparações, como as aproximações de custos, e diversas vantagens do material se destacaram.

2. SOLOS MOLES

2.1. Definição e Identificação

Solos moles têm origem sedimentar e são normalmente argilas moles ou areias argilosas fofas cuja fração argila se sobrepõe e define as principais características do material. Suas características em relação às propriedades de engenharia são: baixa capacidade de suporte, baixa permeabilidade e elevada compressibilidade. A elevada compressibilidade gera recalques elevados e, aliada à baixa permeabilidade, faz que os recalques sejam tardios, com adensamentos que podem durar anos. A baixa capacidade de suporte prejudica enormemente a estabilidade de obras e aterros construídos sobre os solos moles.

De acordo com Pinto (2006), a identificação dos solos moles pode ser feita através do índice de consistência, da resistência à penetração e da resistência à compressão simples.

O Índice de Consistência, definido na equação (1), deve ser inferior a 0,5. A Tabela 1 mostra a classificação de solos segundo o índice de consistência.

$$IC = \frac{LL - w}{LL - LP} \quad (1)$$

Tabela 1 - Consistência da argila em função do índice de consistência

Índice de consistência	Consistência da argila
< 0,5	Mole
0,5 a 0,75	Média
0,75 a 1	Rija
> 1	Dura

Fonte: adaptado de PINTO (2006)

A resistência à penetração, definida no ensaio SPT como o número de golpes do martelo necessários para cravar os últimos 30cm, divididos em 2 trechos de 15 cm, deve ser inferior a 5 para o solo ser classificado como mole. A Tabela 2 mostra a classificação completa em função do número de golpes (N_{SPT}).

Tabela 2 - Consistência da argila em função do N_{SPT}

N_{SPT}	Consistência da argila
< 2	Muito mole
3 a 5	Mole

6 s 10	Consistência média
11 a 19	Rija
> 19	Muito rija

Fonte: adaptado de PINTO (2006)

Já em um ensaio de compressão simples, o resultado de resistência deve ser inferior a 25 kPa em solos moles, como indica a Tabela 3.

Tabela 3 - Consistência da argila em função da resistência à compressão simples

Resistência (kPa)	Consistência da argila
< 25	Muito mole
25 a 50	Mole
50 a 100	Consistência média
100 a 200	Rija
200 a 400	Muito rija
> 400	Dura

Fonte: adaptado de PINTO (2006)

2.2. Origens geológicas e ocorrência no Brasil

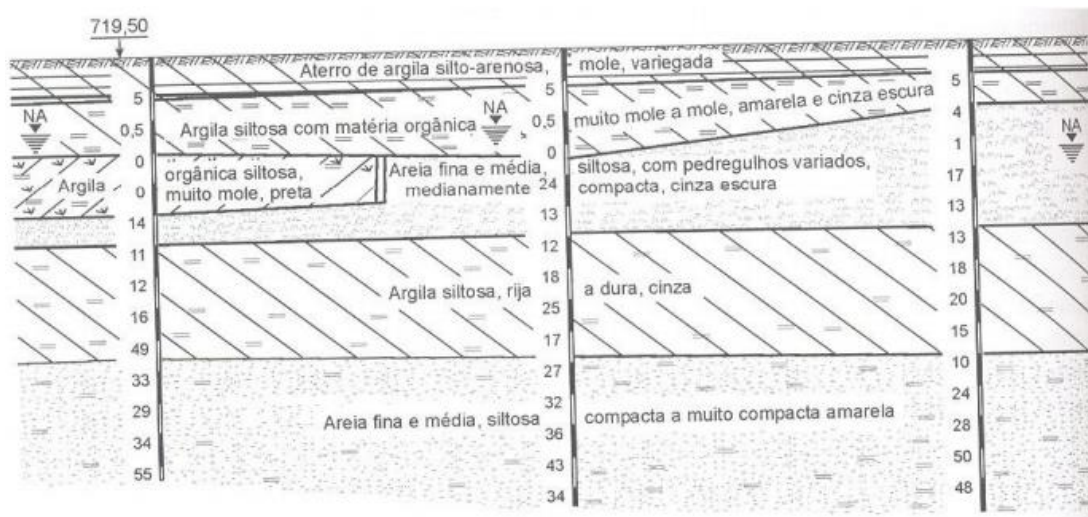
As deposições que originaram os solos moles são geologicamente recentes, do período Quaternário. Segundo Massad (2010), as características dos tipos de deposição são: meio de deposição (água doce, salgada ou salobra); processo de deposição (fluvial ou marinho); ou local de deposição (várzeas ou planícies de inundação, praias, canais de mar, etc.). A fim de separar os solos geograficamente, pode-se classificá-los pelo processo de deposição.

Solos moles de origem fluvial (aluviões)

Com ocorrência em todo o território brasileiro, os solos moles de origem fluvial são consequência de deposições de sedimentos nas regiões alagáveis pelas cheias dos rios. Argila e silte, por serem mais finos, sedimentam nas regiões mais baixas e ao longo do tempo formam estratificações, às vezes intercaladas com camadas de areia fina, resultando em perfis com grande heterogeneidade vertical. Como os rios brasileiros são fortemente meandantes, com erosão na margem côncava e deposição na convexa, a camada também é heterogênea horizontalmente, resultando em solos de difícil investigação geotécnica. Segundo Massad (2010), a espessura das camadas dos aluviões fluviais está entre 1 e 7 m. Podemos ter como exemplos de ocorrência o Pantanal matogrossense, bacias do Alto Xingu, regiões do alto e médio rio São Francisco, áreas de igapós do Amazonas, etc. Na região de São Paulo, ocorrem, por

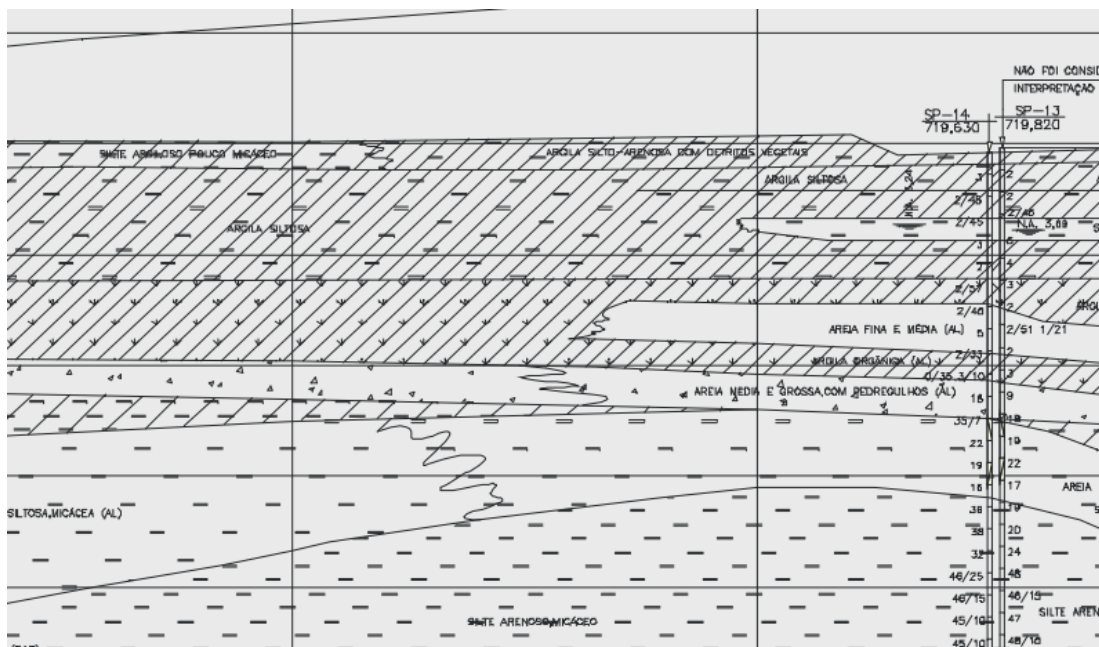
exemplo, nas várzeas de rios que cortam a cidade de Taubaté e a cidade de São Paulo, onde há também depósitos de turfa nas várzeas do rio Paraíba do Sul na bacia de Taubaté. A Figura 1, a Figura 2 e a Figura 3 mostram perfis geológicos de solos moles aluvionares em São Paulo.

Figura 1 - Seção geológica na várzea do rio Pinheiros, São Paulo - SP (campus da USP)



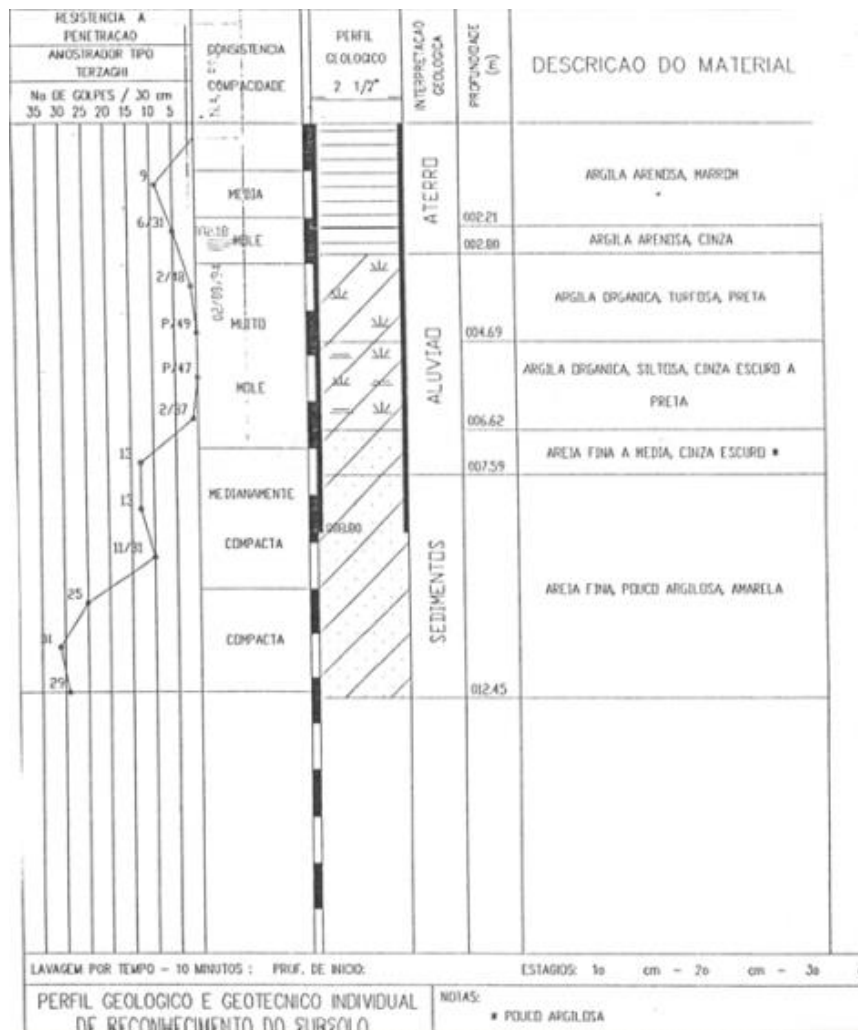
Fonte: Massad (2003)

Figura 2 - Seção geológica em Várzea Paulista - SP



Fonte: Arquivo da Prof.^a Heloísa Helena Silva Gonçalves

Figura 3 - Perfil geotécnico da Avenida Jaguaré, São Paulo - SP



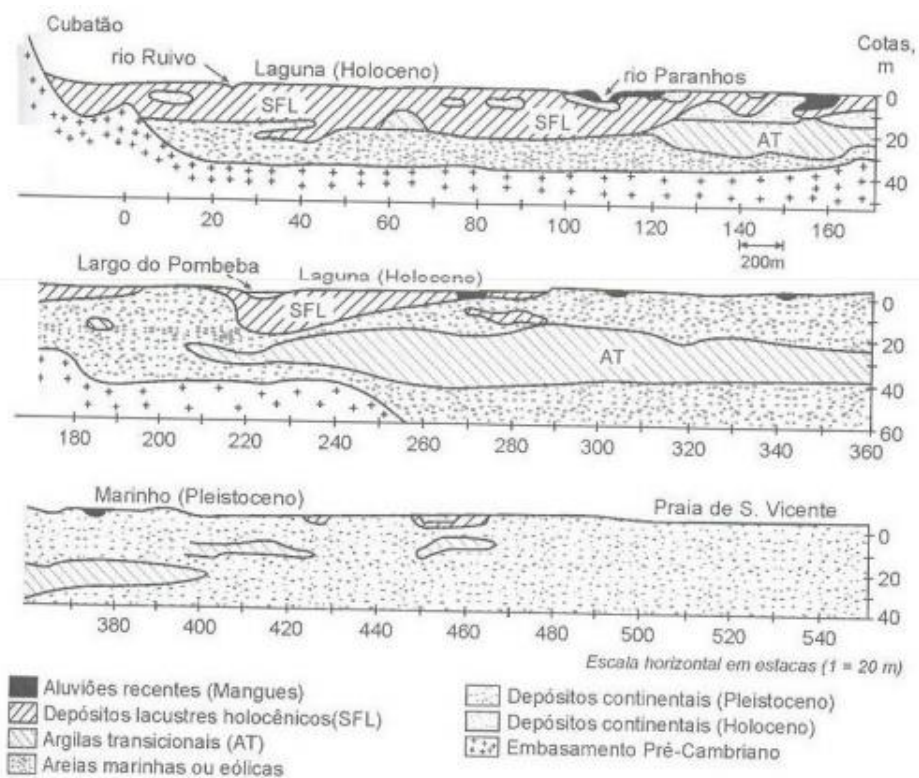
Fonte: Arquivo da Prof.^a Heloísa Helena Silva Gonçalves

Solos moles de origem marinha

Os solos moles do litoral brasileiro foram formados na última era glacial durante dois ciclos de sedimentação com um processo erosivo muito intenso entre eles. Segundo Massad (2010), o primeiro ciclo deu origem a um tipo de sedimento argiloso ou arenoso, na base, e arenoso no topo. Durante a última glaciação o processo erosivo removeu grande parte desses sedimentos, por vezes até o embasamento rochoso. Depois da glaciação o nível do mar subiu e afogou os vales escavados pela rede hidrográfica de então, preenchendo lagunas e baías, onde ocorreu deposição. O solo resultante nesses lugares é composto de sedimentos marinhos, às vezes formados pelo retrabalho dos sedimentos do primeiro ciclo, areias e argilas, às vezes por sedimentação em águas paradas ou tranquilas. Essa história geológica permite entender por que as argilas do primeiro ciclo de sedimentação podem ser fortemente sobreadensadas. As espessuras das camadas de solos moles marinhos chegam a 70

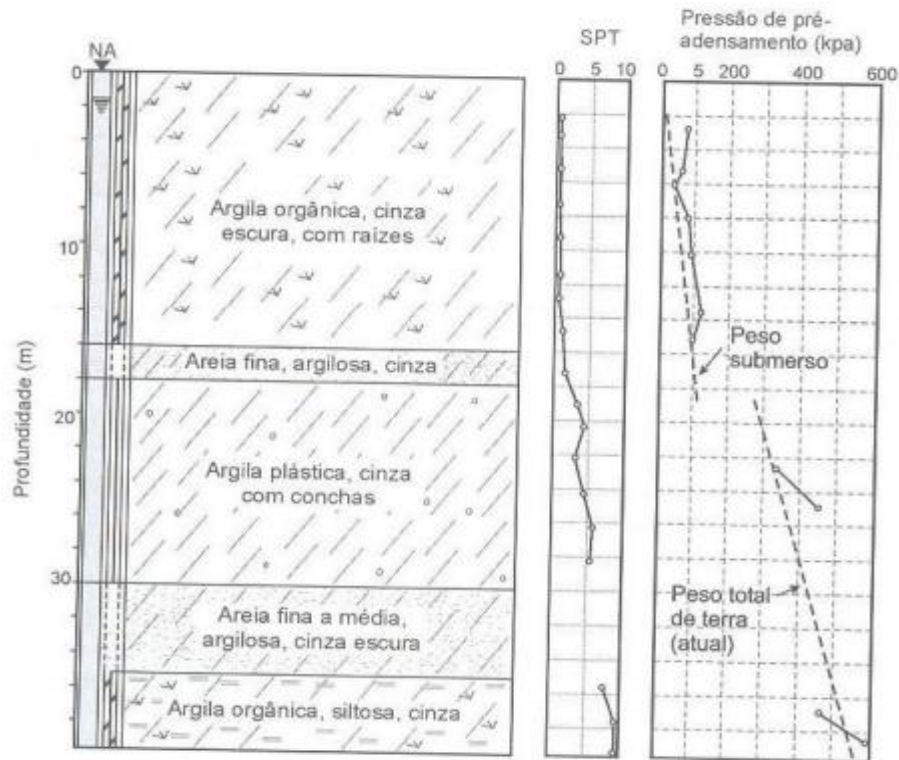
m. A Figura 4, a Figura 5 e a Figura 7 abaixo trazem alguns exemplos de ocorrência de solos moles marinhos.

Figura 4 - Seção geológica esquemática - Via dos Imigrantes, SP



Fonte: Massad (2003)

Figura 5 - Perfil geotécnico da Baixada Santista, SP



Fonte: Massad (2003)

Concluindo, como resultado de suas origens geológicas, os solos moles estão presentes em toda a extensa costa brasileira e nas regiões próximas aos rios, compreendendo uma grande parte do território nacional. Estas áreas são as mais ocupadas e urbanizadas, o que implica na presença de muitos edifícios e obras de infraestrutura solicitando o solo.

3. ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

3.1. Introdução

Uma das formas de viabilizar uma obra sobre solo mole é a construção de um aterro com material competente como preparação para receber a obra final. A construção do aterro em si oferece muitos desafios e os principais problemas são a estabilidade dos aterros logo após a construção e os recalques ao longo do tempo, assuntos que serão explorados nos itens a seguir. Durante a construção do aterro existem, ainda, preocupações específicas quanto ao: tráfego dos equipamentos de construção; amolgamento da superfície do terreno, devido ao lançamento do aterro; e riscos de ruptura durante a construção, o que pode colocar pessoas em risco e provocar danos aos equipamentos (MASSAD, 2010).

Em obras extensas como aterros rodoviários e ferroviários é muito provável que nos deparemos com trechos de solo mole, devido à sua grande ocorrência no território brasileiro. Por isso optou-se por focar este trabalho na análise de aterros rodoviários sobre solos moles.

Nos aterros rodoviários extensos inevitavelmente há interface com obras de arte. Nos aterros de acesso a pontes e viadutos pode-se listar como problemas que merecem atenção: a estabilidade das fundações das obras de arte, inclusive considerando esforços horizontais do aterro; os recalques diferenciais entre as obras de arte e os aterros de encontro, com a possibilidade de formação dos indesejáveis “degraus” junto às pontes e viadutos; e os efeitos colaterais no estaqueamento, tais como empuxos de terra e atrito negativo (MASSAD, 2010).

Como consequência das dificuldades explicitadas, observa-se uma série de patologias associadas a este tipo de obra ao longo do tempo. Também serão apresentadas aqui as principais patologias em aterros rodoviários sobre solos moles, com citação de exemplos em obras, e as principais soluções construtivas que podem ser empregadas para viabilizar as obras.

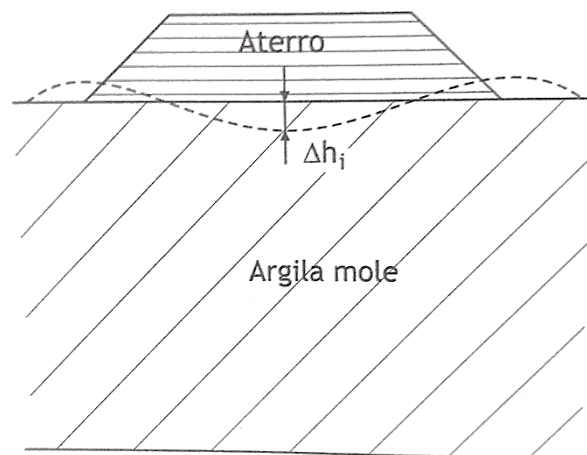
3.2. Recalques em solos moles

3.2.1. Tipos de recalques

Os recalques em um solo submetido a carregamento podem ser divididos em recalques imediatos, recalques por adensamento primário e recalques por compressão secundária.

O recalque imediato é dado pela acomodação das partículas em um tempo curto logo após o carregamento e ocorre sem variação do teor de umidade do solo. Normalmente ele tem pequena magnitude se comparado com os recalques por adensamento primário e compressão secundária, principalmente em aterros de dimensões elevadas em comparação com a camada de solo mole abaixo. Ele ocorre durante a construção e por isso não impacta no pavimento, porém, pode ser considerado no recalque total quando o aterro é instalado em contato com infraestrutura já existente e deseja-se um nível final específico do aterro, com significativa precisão.

Figura 6 - Esquema de deslocamentos que ocorrem no recalque imediato



Fonte: Poulos e Davis (1974) apud Almeida e Marques (2014)

O recalque por adensamento primário, por outro lado, ocorre pela saída de água do solo e consequente redução de volume. Quando um carregamento é aplicado no solo, inicialmente este é suportado somente pela água, graças à sua rigidez maior do que a do solo, e a pressão neutra aumenta de valor igual ao da carga aplicada. Com o tempo, a diferença de pressão faz com que a água saia do solo, dissipando o excesso de pressão neutra e transferindo a carga para o esqueleto do solo, através do aumento da tensão efetiva. A mudança na tensão efetiva causa deformação vertical, por diminuição de volume. Os recalques por adensamento primário são lentos nas argilas devido à sua baixa permeabilidade, podendo levar meses ou anos.

O estudo da curva de tensão x deformação obtida em ensaios oedométricos permite o cálculo do recalque primário com a equação (2). Os parâmetros – como índices de compressão, C_c , e recompressão, C_r , – também são obtidos dos ensaios de adensamento. Além disso, essas deformações também podem ser obtidas de correlações com outros ensaios, especialmente de campo.

$$\Delta H_p = \frac{H}{1 + e_0} \left(C_r \cdot \log \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_0} + C_c \cdot \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_{vm}} \right) \quad (2)$$

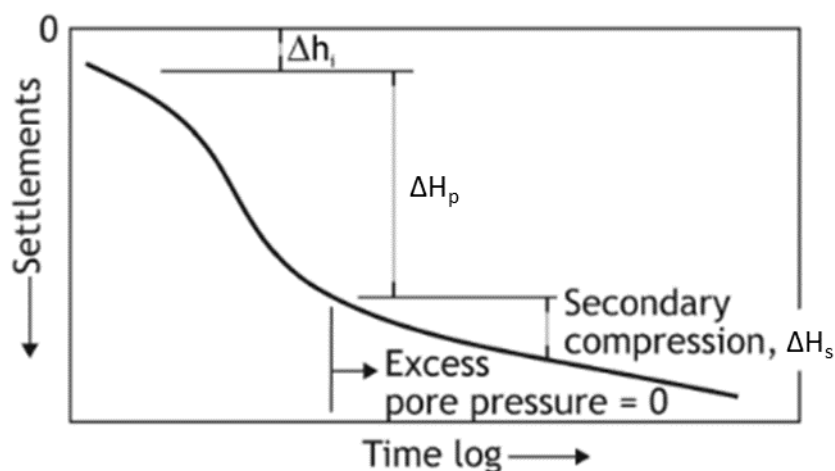
O recalque por compressão secundária é definido por Pinto (2006) como a compressão lenta que continua após o desenvolvimento dos recalques previstos na teoria do adensamento (os recalques primários). Ele está ligado ao rearranjo dos grãos sob tensão constante e não à dissipação de pressão neutra, por isso a nomenclatura de compressão secundária é mais adequada do que a de adensamento secundário, como é muitas vezes encontrado na literatura. A abordagem tradicional considera que a compressão secundária começa somente após o fim do recalque primário, mas outras abordagens mais completas reconhecem que durante um período no fim do recalque primário já começam a se desenvolver os recalques por compressão secundária.

O ensaio de adensamento também fornece o coeficiente de compressão secundária, C_α (equação (3)), com o qual é possível fazer o cálculo pela abordagem tradicional.

$$C_\alpha = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta \log_{10} t} = \frac{\Delta H / H_0}{\Delta \log_{10} t} \quad (3)$$

Na curva de recalques em função do logaritmo do tempo é possível visualizar, em função das mudanças de inclinação, o recalque imediato (Δh_i), o recalque por adensamento primário (ΔH_p) e, considerando a abordagem tradicional, o recalque por compressão secundária (ΔH_s) ocorrendo depois da dissipação do excesso de pressão neutra (Figura 7).

Figura 7 - Diferenciação dos tipos de recalques



Fonte: adaptado de Rixner; Kreaemer; Smith (1986)

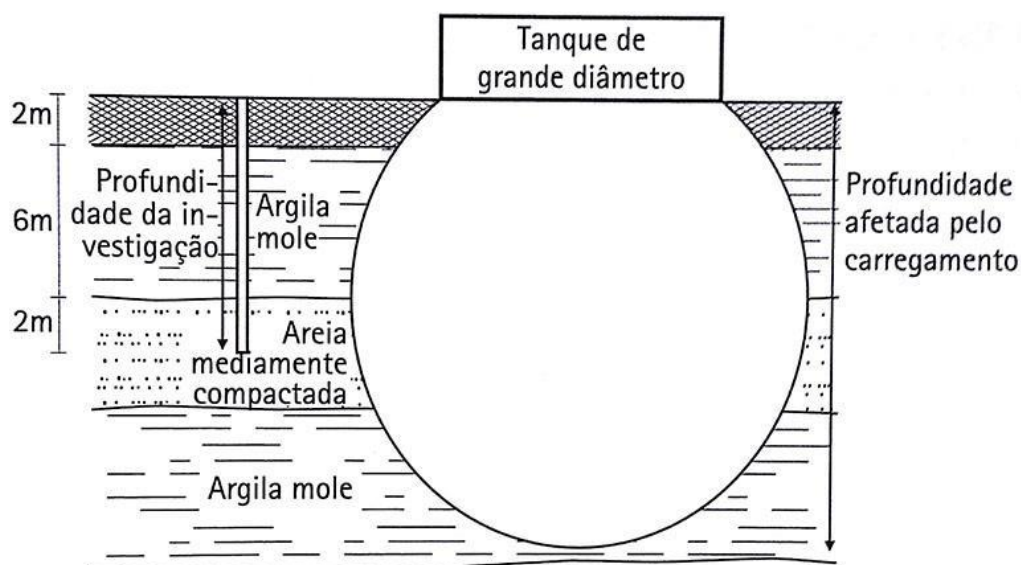
3.2.2. Principais causas de recalques excessivos

Algumas situações propiciam a intensificação dos recalques, que podem superar os limites aceitáveis, e devem ser evitadas ou monitoradas.

Deficiência na investigação geotécnica

Informações incompletas ou equivocadas sobre o perfil do subsolo levam a adoção de soluções construtivas inadequadas para o aterro. Em obras de pequeno porte ocorre muitas vezes a ausência completa de investigações geotécnicas. Apesar disso normalmente não ocorrer em obras rodoviárias, nelas as investigações podem ser incompletas principalmente por motivos de custos. Pode ser feito um número insuficiente de sondagens que não detecta satisfatoriamente a heterogeneidade do solo, deixando de detectar camadas de solo compressível, por exemplo. Além disso os ensaios podem ser feitos em profundidade insuficiente, abrangendo uma região menor do que a atingida pela distribuição de tensões do carregamento estudado (Figura 8).

Figura 8 - Profundidade de investigação insuficiente



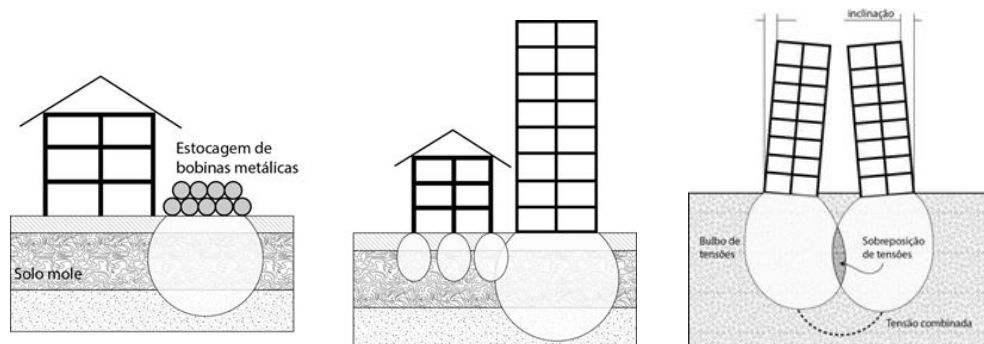
Fonte: Milititsky, Consoli e Schnaid (2008)

Superposição de pressões

A distribuição de tensões ao longo da profundidade de uma carga aplicada na superfície ocorre com aumento da área atingida, formando um bulbo de tensões. Por isso o conjunto de carregamentos de uma obra e do seu entorno deve ser considerado dentro do maciço de solo para prever as possíveis interferências e sobreposições de tensões entre carregamentos próximos. Caso não seja considerado, a carga real

aplicada em uma determinada profundidade pode ser maior do que a prevista e os recalques observados podem ser também maiores, levando a patologias ou mesmo à ruptura. A Figura 9 mostra um exemplo em edificações construídas sobre solo mole e o mesmo fenômeno ocorre em aterros rodoviários sobre solo mole.

Figura 9 - Superposição de tensões



Fonte: adaptado de Milititsky, Consoli e Schnaid (2008)

Rebaixamento do lençol freático

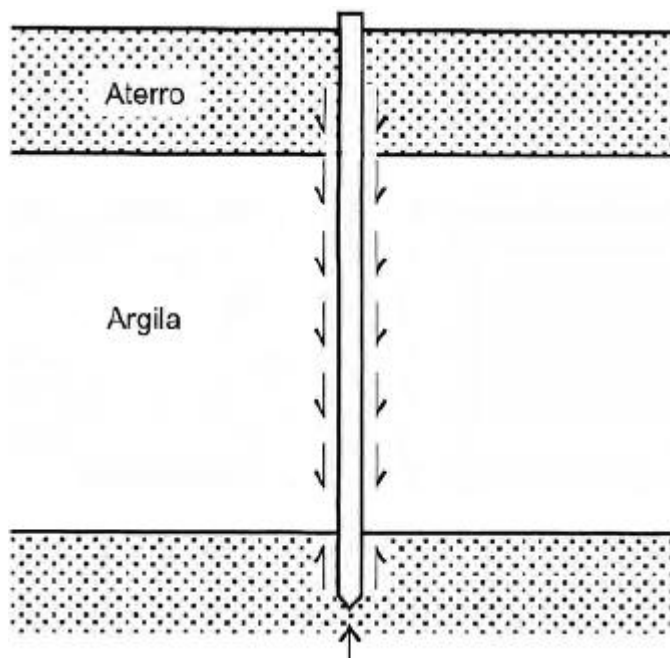
Ao realizar o rebaixamento de um lençol freático em um ponto, os efeitos podem ser sentidos em todo o entorno. O rebaixamento diminui a pressão neutra aplicada pela água no solo o que, com a manutenção da tensão total, causa aumento da tensão efetiva. A variação da tensão efetiva é a responsável por todos os efeitos possíveis de ocorrerem por variação de tensões no solo, como compressão, distorção e resistência ao cisalhamento (PINTO, 2006), além de adensamento. Assim, o rebaixamento do lençol freático pode aumentar a tensão efetiva atuante no solo e causar recalques mesmo sem nenhuma alteração na carga aplicada.

Atrito negativo

O atrito lateral entre o solo e a estaca ocorre ao longo do fuste quando há deslocamento relativo entre eles. Quando o solo sofre um recalque maior do que a estaca, o atrito é negativo, ou seja, orientado para baixo. Isso faz com que o solo em torno do fuste da estaca aja como um carregamento e não como parte da resistência às cargas aplicadas. Ele causa esforço normal extra na estaca e deve ser considerado corretamente para a previsão adequada de recalques e mesmo de estabilidade. O caso mais comum e significativo aparece quando estacas de fundação atravessam uma camada de solo mole sobre a qual foi depositado um aterro (Figura 10). As cargas do aterro e da obra final adensam o solo mole, causando recalques, e provocando atrito negativo nas estacas tanto ao longo do aterro quanto no solo mole. No caso de aterros rodoviários o atrito negativo precisa ser considerado principalmente em aterros

de encontro de pontes e viadutos, quando há proximidade com as estacas das obras de arte.

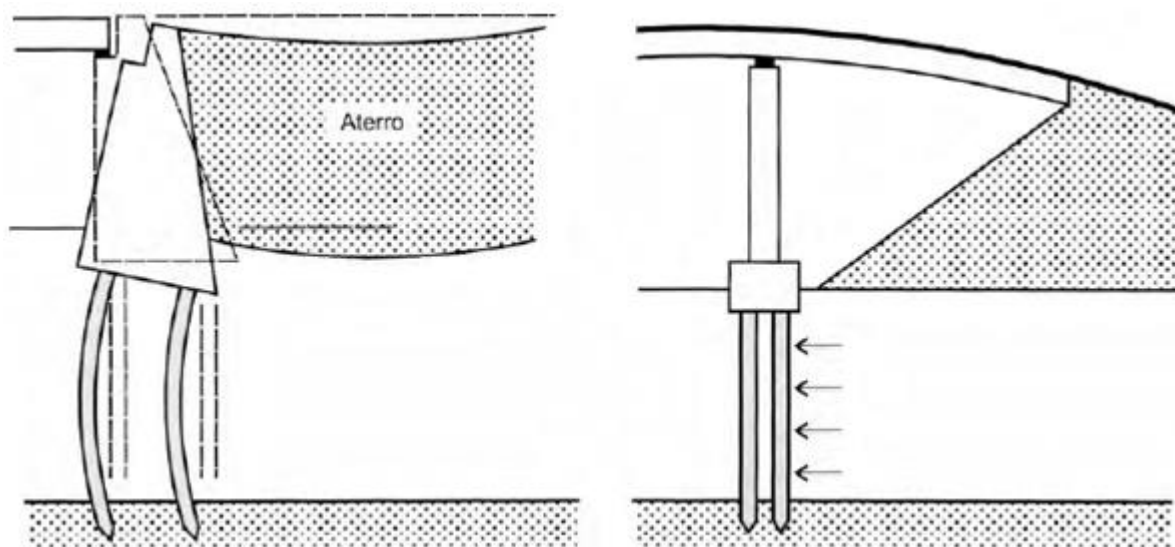
Figura 10 - Atrito negativo em estacas devido ao recalque do solo mole



Fonte: adaptado de Velloso e Lopes (2011)

Efeito Tschebotarioff

Sabe-se que carregamentos verticais aplicados na superfície se distribuem no maciço de solo segundo um bulbo de tensões e em cada ponto as tensões podem ser expressas com componentes verticais e horizontais. No caso de solos compressíveis sujeitos a carregamentos, as componentes horizontais das tensões podem ser particularmente prejudiciais para estacas de fundações próximas, se não previstas. Isso porque as estacas são normalmente projetadas para resistirem a cargas axiais e, portanto, cargas horizontais no seu fuste causam esforços de flexão não previstos. Essa aplicação de sobrecargas assimétricas é conhecida como Efeito Tschebotarioff e em aterros rodoviários é mais preocupante na interface com obras de arte com fundações profundas, quando o aterro de encontro é construído sobre solo mole (Figura 11). As principais formas de evitar ou minimizar os efeitos são a remoção do solo mole, quando possível; o pré-carregamento do solo mole com drenos verticais para diminuir sua compressibilidade; o reforço com geogrelha na base do aterro; o reforço das estacas para resistirem à flexão ou o uso de aterro leve, diminuindo a sobrecarga aplicada.

Figura 11 - Efeito Tschebotarioff

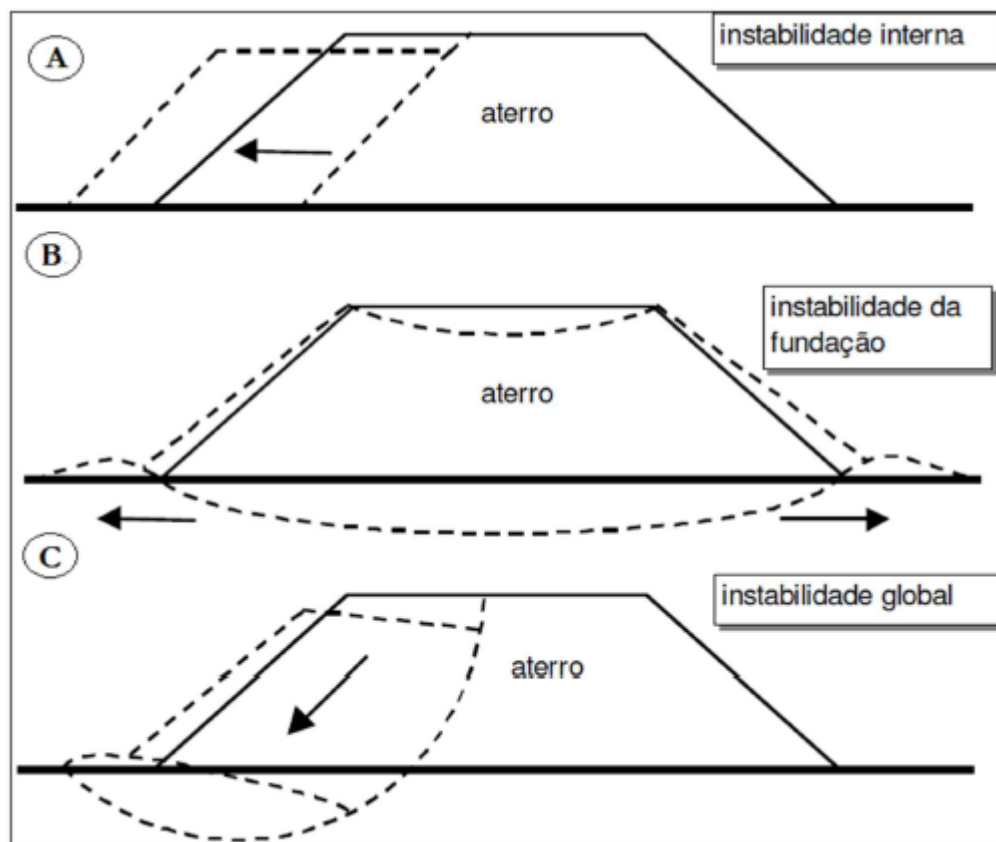
Fonte: adaptado de Veloso e Lopes (2011)

3.3. Estabilidade

3.3.1. Modos de ruptura

As análises de estabilidade visam impedir o rompimento do aterro, que pode se dar por três modos: (i) ruptura do corpo do aterro sem envolver a argila mole da fundação (ii) ruptura da fundação argilosa por um problema de capacidade de carga (iii) ruptura global do conjunto aterro-fundação. A Figura 12 exemplifica essas rupturas.

Figura 12 - Modos de ruptura de aterros sem reforço: (A) deslizamento lateral do aterro, (B) ruptura da fundação e (C) ruptura global aterro-fundação.



Fonte: Almeida e Marques (2014)

No caso de aterro sobre solo mole, em geral, a ruptura da fundação e a ruptura global são as críticas e precisam ser examinadas. A ruptura da fundação faz parte das análises da estabilidade externa do aterro e a ruptura global, da estabilidade global.

3.3.2. Análises de estabilidade

Estabilidade externa

A estabilidade externa ao aterro faz referência à capacidade de carga do solo de fundação. Nessa análise o aterro é considerado apenas como carregamento, ou seja, não contribui com a sua resistência. A ruptura ocorre quando as tensões solicitantes – devido ao carregamento do aterro – excedem a capacidade de carga do solo. A fórmula geral de capacidade de carga de um solo, segundo Terzaghi, é dada pela equação (4)

$$q_u = c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + \gamma \cdot b \cdot N_\gamma \quad (4)$$

Os fatores de capacidade de carga N_c , N_q e N_γ estão relacionados, respectivamente, com a coesão, a sobrecarga e o atrito.

Conhecendo a capacidade de carga do solo é possível estimar a altura máxima de aterro – e consequentemente a carga – que pode ser construído sobre ele. Se for necessário um aterro maior, é necessário buscar soluções, como a construção em etapas, um reforço do solo de fundação ou a solução em aterro leve.

Estabilidade global

A estabilidade global abrange a interação entre o aterro e o solo mole de fundação. Ela é avaliada com métodos de equilíbrio limite e assume-se que a ruptura se dá ao longo de uma superfície, que pode ser circular ou não, e que o fator de segurança é constante em qualquer ponto dela. A ideia do equilíbrio limite é a determinação do equilíbrio da massa de solo delimitada por essa superfície de ruptura e para isso são usados diversos métodos. Os mais comuns são: Bishop simplificado (1995), Janbu simplificado (1968), Spencer (1967) e Morgenstern e Price (1965). Hoje são comumente usados programas computacionais de cálculo de estabilidade de taludes para essas análises. A norma DNER-PRO 381 (Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias) indica fatores de segurança de 1,2 a 1,4, de acordo com a classe do aterro, para análise de estabilidade global de aterros sobre solos moles utilizando os métodos citados.

3.4. Patologias

Os movimentos decorrentes do adensamento dos solos moles podem provocar a ocorrência de falhas, evidenciadas por desnivelamentos, fissuras, desaprumos, deformações, etc. O estudo dessas patologias evidencia os problemas enfrentados na vida útil da obra e contribui para a escolha das soluções construtivas adequadas para cada caso.

A seguir serão listadas as principais patologias decorrentes dos recalques dos solos moles, com foco para as que aparecem em pavimentos asfálticos ou de concreto instalados sobre aterros rodoviários.

3.4.1. Fissuras e trincas

As fissuras e trincas são aberturas na superfície dos materiais que podem ter causas diversas e são as ocorrências mais comuns e que mais chamam a atenção em obras de engenharia.

Em obras rodoviárias, as movimentações da base podem gerar aberturas nas superfícies asfálticas ou de concreto. É feita uma classificação entre fissura e trinca

com critério visual: quando a abertura é perceptível a olho nu apenas à distância inferior a 1,5m, é chamada de fissura, quando pode ser vista a distâncias maiores, é chamada de trinca (BERNUCCI et.al., 2008).

As trincas podem ser isoladas ou interligadas. As isoladas são classificadas em transversais curtas ou transversais longas, longitudinais curtas ou longitudinais longas, ou ainda de retração. As trincas longitudinais longas podem ser resultantes, entre outros fatores, de recalques diferenciais no solo de fundação. A Figura 13 mostra um exemplo.

Figura 13 - Exemplo de trinca longitudinal longa



Fonte: Bernucci et al. (2008)

Entre as trincas interligadas, a trilha tipo couro de jacaré também pode ser causada e/ou intensificada por recalques diferenciais no solo de fundação. Ela se caracteriza por não seguir um padrão de reflexão geométrico como as chamadas trincas de bloco, como mostra a Figura 14 .

Figura 14 - Exemplo de trincas couro de jacaré



Fonte: Bernucci et al. (2008)

Com menores dimensões do que as trincas, as fissuras lineares podem ser transversais, longitudinais ou diagonais e em pavimentos de concreto elas dividem as placas em duas ou três partes. Quando as fissuras dividem a placa em quatro ou mais partes, o defeito é denominado de "placa dividida". As fissuras transversais (Figura 15) podem ser causadas por insuficiência de suporte do solo de fundação, assim como as fissuras diagonais, que podem ser ainda resultado da formação simultânea de fissuras transversais e longitudinais.

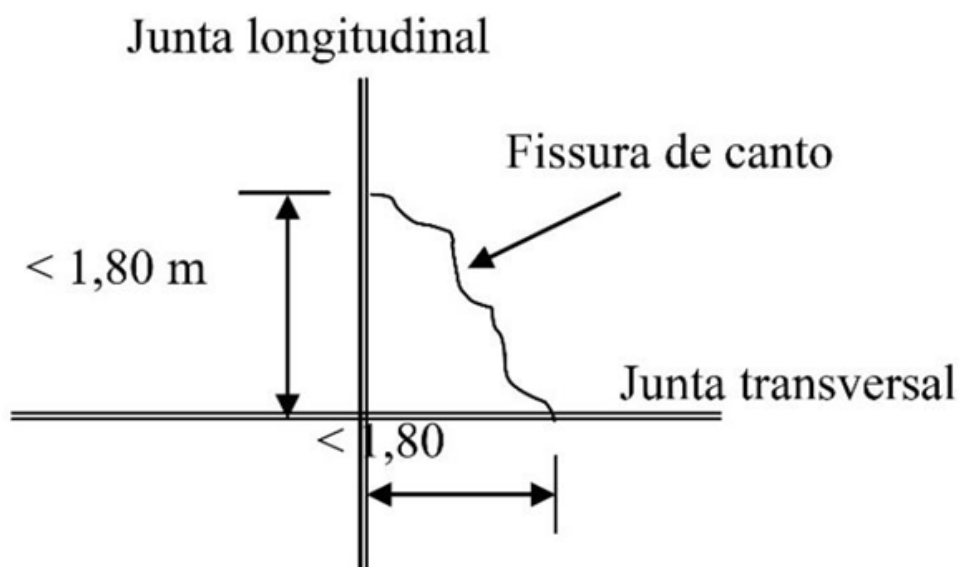
Figura 15 - Exemplo de fissura transversal



Fonte: Vitória (2006)

Também nas placas de pavimento de concreto podem acontecer as fissuras de canto, que interceptam as juntas a uma distância de, no máximo, 1,8 m das bordas ou juntas do pavimento. Entre diversas causas possíveis está o recalque diferencial do solo de fundação. A Figura 16 e a Figura 17 mostram, respectivamente, um desenho esquemático da fissura de canto e um exemplo.

Figura 16 - Desenho esquemático de uma fissura de canto



Fonte: DNIT, 2010.

Figura 17 - Exemplo de uma fissura de canto



Fonte: Giublin, 2015.

3.4.2. Ondulações em pistas

Ondulações são deformações transversais ao eixo da pista com depressões intercaladas de elevações, causadas, entre outros fatores, por recalques diferenciais no solo. Elas são medidas em termos de comprimentos de onda (distância entre cristas ou entre vales), cuja ordem de grandeza é o metro. Não devem ser confundidas com corrugações, que possuem o mesmo padrão geométrico, mas os comprimentos de onda são da ordem dos centímetros ou dezenas de centímetro e as causas são

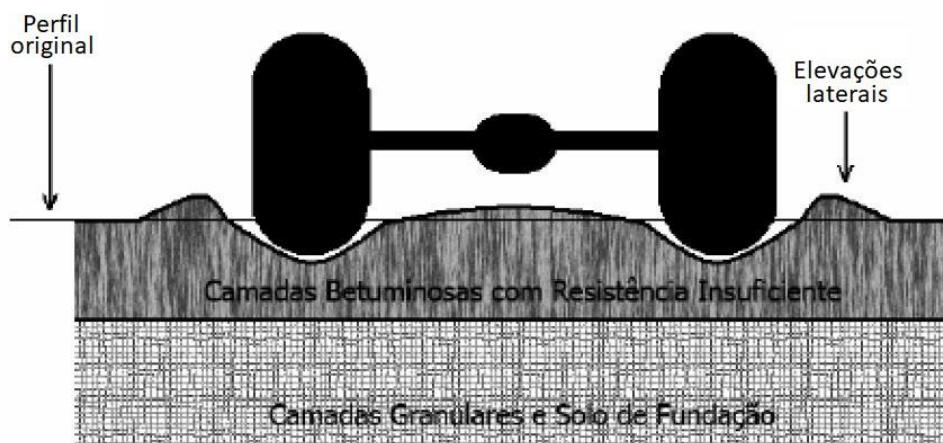
diferentes. As ondulações são patologias facilmente perceptíveis por motoristas e afetam o conforto da via.

3.4.3. Deformações do tipo “Rodeiras de grande raio”

As rodeiras de pequeno ou grande raio são deformações permanentes no pavimento asfáltico que se desenvolvem nas áreas de passagem das rodas dos veículos transversalmente ao eixo da pista.

As rodeiras de pequeno raio são resultado de camadas betuminosas com resistência insuficiente à deformação plástica e somente esta parte é atingida, não ocorrendo deformação no solo de fundação, como mostra a Figura 18.

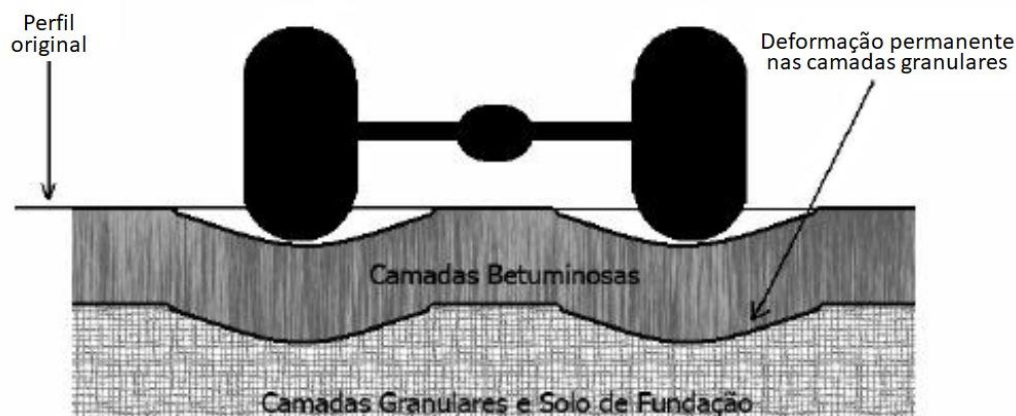
Figura 18 - Representação esquemática das rodeiras de pequeno raio



Fonte: Santucci (2001)

Por outro lado, as rodeiras de grande raio têm origem justamente no assentamento do solo de fundação. Quando o solo tem baixa capacidade de suporte, como é o caso nos solos moles, ele pode deformar com a solicitação dos veículos e causar a deformação da camada betuminosa. A Figura 19 mostra esquematicamente as rodeiras de grande raio.

Figura 19 - Representação esquemática das rodeiras de grande raio



Fonte: Santucci (2001)

Se as rodeiras atingirem valores de profundidade elevados podem levar à perda de controle direcional dos veículos, comprometendo a segurança da pista. Essa alteração geométrica prejudica também a capacidade de drenagem do pavimento, favorecendo o acúmulo de água, reduzindo a aderência entre pneu e revestimento asfáltico e prejudicando, mais uma vez, a segurança de circulação dos veículos e, conseqüentemente, dos seus condutores e ocupantes (SOARES, 2008).

3.4.4. Desnível em encontros de pontes e viadutos

Nos trechos das obras viárias próximos às obras de arte é necessária a construção de um aterro de encontro para permitir o acesso de uma parte à outra. Quando construído sobre solo compressível a diferença de rigidez entre o aterro e a estrutura de concreto pode fazer com que os recalques nas vias cheguem à ordem do décímetro ou mesmo metro, enquanto nas pontes e viadutos este é da ordem do milímetro, próximo a zero. Portanto, é necessário controlar os recalques dos aterros de encontro para evitar o desnível em relação à ponte, conhecido como “degrau”, que compromete o conforto do motorista e pode chegar a comprometer a segurança, demandando grande quantidade de recursos para manutenção.

Alguns autores tentam estabelecer um valor máximo aceitável de desnível, que define um limite a partir do qual seriam necessárias ações de remediação. Leonhardt (1979) comenta sobre um gradiente máximo de 1/200 para pontes e Ha, Seo e Briaud (2002) afirmam que um gradiente de 1/125 é suficiente para causar grave desconforto aos motoristas, mas este fator varia de acordo com volume e velocidade do tráfego.

Segundo o Departamento de Estradas e Rodagem do Estado de São Paulo (DERSP, 2005), é necessário adotar uma estrutura rígida sobre o aterro de acesso, denominada laje de aproximação, que vise atenuar os efeitos de recalques diferenciais na interface entre a ponte e a via.

3.4.5. Desestabilização de fundações de pontes e viadutos

As movimentações nos solos moles não são somente verticais, são também horizontais e podem gerar deslocamentos e tensões nas áreas ao redor. No caso de aterros de acesso a pontes e viadutos, é necessário estudar as fundações das obras de arte quanto à resistência às tensões horizontais causadas pelas possíveis movimentações do depósito abaixo do aterro, considerando a possibilidade de efeito Tschebotarioff e de atrito negativo, caso contrário pode ocorrer desestabilização levando a diversas patologias ou até, em caso extremo, a ruptura.

3.4.6. Afundamentos

Afundamento é uma deformação permanente caracterizada por depressão da superfície do pavimento asfáltico. Existem dois tipos: afundamento plástico, causado pela fluência do revestimento asfáltico e onde ocorre compensação volumétrica por levantamento lateral, e afundamento por consolidação, causado por recalques acentuados no solo de fundação. Quando os afundamentos ocorrem com extensões até 6 m são chamados de “afundamentos locais”. Quando ocorrem com extensões contínuas maiores são chamados de “afundamentos de trilhas de roda”.

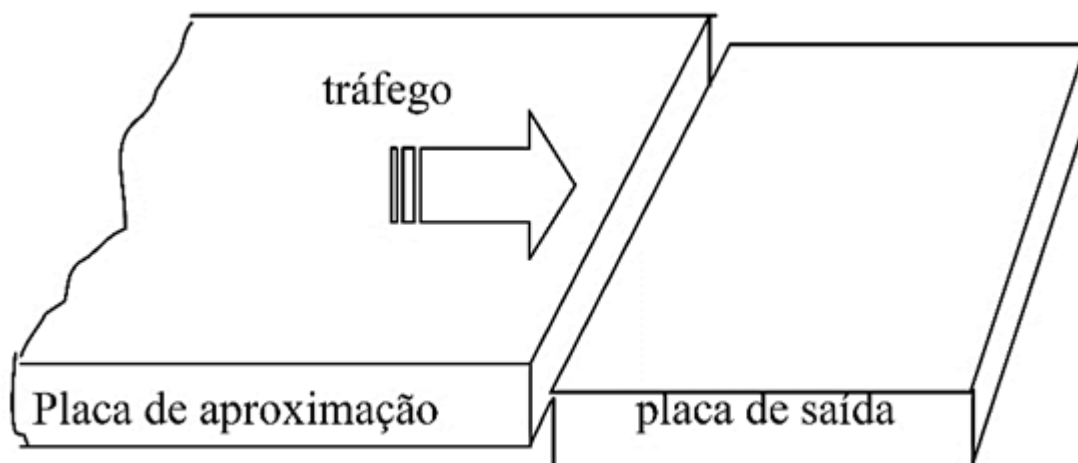
3.4.7. Escalonamento ou degrau nas juntas de pavimentos de concreto

Deslocamentos verticais diferentes entre placas de concreto adjacentes formam degraus na região das juntas. As causas principais são a deficiência nos elementos de transmissão de cargas entre placas e os recalques diferenciais no solo de fundação.

Além de reduzir o conforto e a segurança do tráfego e provocar danos nos veículos, estes degraus contribuem, de forma significativa, para a redução da vida útil do pavimento.

A Figura 20 esquematiza o mecanismo de escalonamento e a Figura 21 mostra um exemplo prático.

Figura 20 - Desenho esquemático de um escalonamento



Fonte: DNIT (2010)

Figura 21 - Exemplo de escalonamento ou degrau nas juntas



Fonte: Giublin (2015)

3.4.8. Exemplos de patologias em aterros sobre solos moles

Aterro do km 196 na ferrovia do aço

Um aterro ferroviário de altura máxima de 26 m foi construído sobre uma camada de solo mole no km 196 da Ferrovia do Aço no município de Conceição da Barra de Minas, em Minas Gerais. Este trecho é um dos mais importantes da malha ferroviária brasileira por escoar a maior parte do minério de ferro de Minas Gerais para os portos do Rio de Janeiro e São Paulo.

A construção do aterro iniciou-se em 1980 e durante toda a sua existência ele apresentou recalques e movimentações que caracterizam um processo de ruptura,

mas sem a ocorrência de ruptura global. Ao longo do tempo foram realizados pequenos serviços de manutenção para recuperação dos taludes, o que manteve o aterro estável até 2010, quando apareceu uma grande trinca na plataforma. Desde então diversas soluções de engenharia foram executadas em caráter emergencial, para que não houvesse ruptura e nem o fluxo da ferrovia fosse paralisado, incluindo reforços no aterro, obras de contenção, rebaixamento do lençol freático, bermas de equilíbrio e até alteração do traçado original. A Figura 22 mostra os principais problemas e soluções adotadas a partir de 2010.

Figura 22 - Cronologia das patologias e soluções propostas para o aterro do km 196 da ferrovia do aço



Fonte: Silva V. E. (2015)

Nas áreas adjacentes ao aterro há solo mole e sob o aterro há um bolsão de solo muito mole a mole de espessura razoável. Além disso há também um aquífero artesianos na região, o que contribui com as movimentações. Diante das condições geotécnicas e hidrológicas uma solução adequada seria a construção de um viaduto, mas na época optou-se pela realização do aterro. As patologias resultantes geraram altos custos de manutenção, reparação e monitoramento, além dos riscos e dos transtornos, que perdurarão por toda a vida útil da obra.

Ruptura de estacas em aterro no condomínio Anêmona, em Ubatuba - SP

O condomínio residencial Anêmona, entregue aos moradores em março de 2001, está localizado na cidade de Ubatuba, litoral de São Paulo. O bloco B do condomínio foi construído sobre um aterro de aproximadamente dois metros para prevenir que o edifício sofresse as consequências de possíveis transbordamentos de um córrego próximo. A fundação do edifício é feita em estacas cravadas pré-moldadas de concreto armado com 30 cm de diâmetro, atingindo uma profundidade média de 25 m abaixo do nível inicial do terreno (SOUZA, 2003).

No início de 2001 ocorreu um deslocamento vertical de aproximadamente 30 cm em todo o piso do estacionamento sob o edifício. Segundo Souza (2003), os responsáveis acreditaram ser apenas uma compactação exagerada do aterro e foi acrescentado mais solo até atingir a cota de projeto novamente.

Depois de algumas semanas, em 17 de maio de 2001, o edifício desabou parcialmente, cedendo cerca de dois metros até a laje do teto do pavimento térreo apoiar no solo sob o aterro, o que causou um desaprumo de 2,5 m entre o topo e a base. A Figura 23 mostra a configuração após o desabamento.

Figura 23 - Desaprumo de edifícios do condomínio Anêmona, em Ubatuba - SP



Fonte: Maffei Engenharia apud Souza (2003)

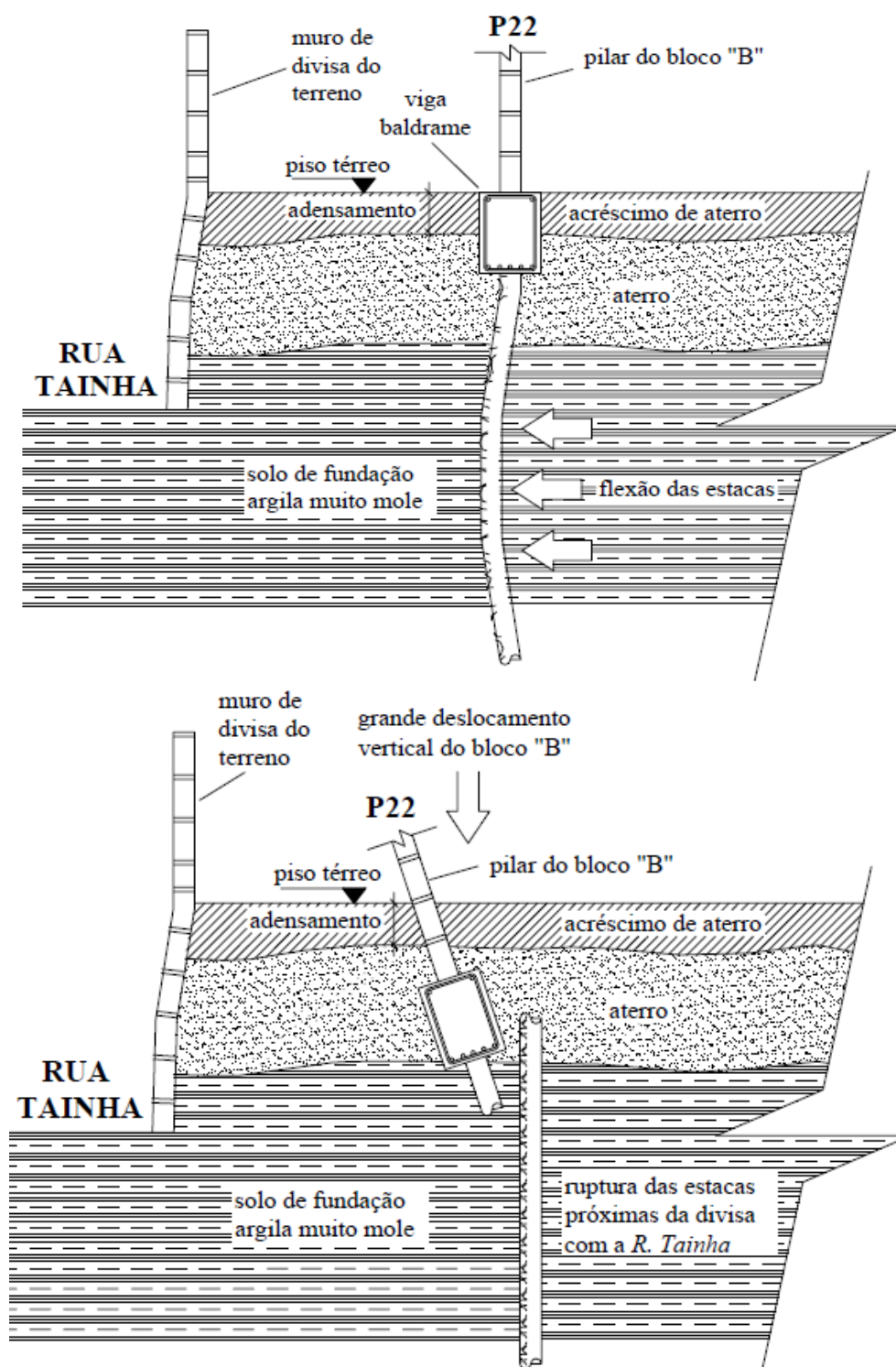
O pavimento térreo foi destruído, mas Souza (2003) afirma que “surpreendentemente os demais pavimentos da estrutura mantiveram-se íntegros, sem grandes fissuras ou avarias graves”.

As sondagens feitas após o desabamento localizaram uma primeira camada de solo arenoso pouco compacto com espessura variando de 10 m na frente do terreno a 2 m

no fundo e logo abaixo uma camada de argila siltosa muito mole, que alcançava aproximadamente 25m de profundidade.

O acréscimo de aterro feito depois do deslocamento de 30 cm, semanas antes da ruptura, acelerou o processo de adensamento do solo mole que já estava em estágios avançados e que gerava tensões horizontais elevadas nas estacas de fundação, que não haviam sido dimensionadas para tal. O resultado é chamado de “Efeito Tschebotarioff”, como explicado no item 3.2.2, e atingiu todas as estacas próximas ao fundo do terreno, área com a maior espessura de solo mole e consequentemente os maiores adensamentos e cargas horizontais. As estacas perderam estabilidade e romperam por flexo-compressão, levando à ruína do edifício por ruptura do seu sistema de sustentação. O mesmo processo pode ocorrer em fundações profundas de pontes e viadutos sujeitas a cargas horizontais causadas por aterros de encontro se estes estiverem sobre solo mole. A Figura 24 esquematiza o processo de ruptura das estacas por carregamento lateral.

Figura 24 - Ruptura das estacas por Efeito Tschebotarioff



Fonte: Souza (2003)

3.5. Soluções construtivas de aterros

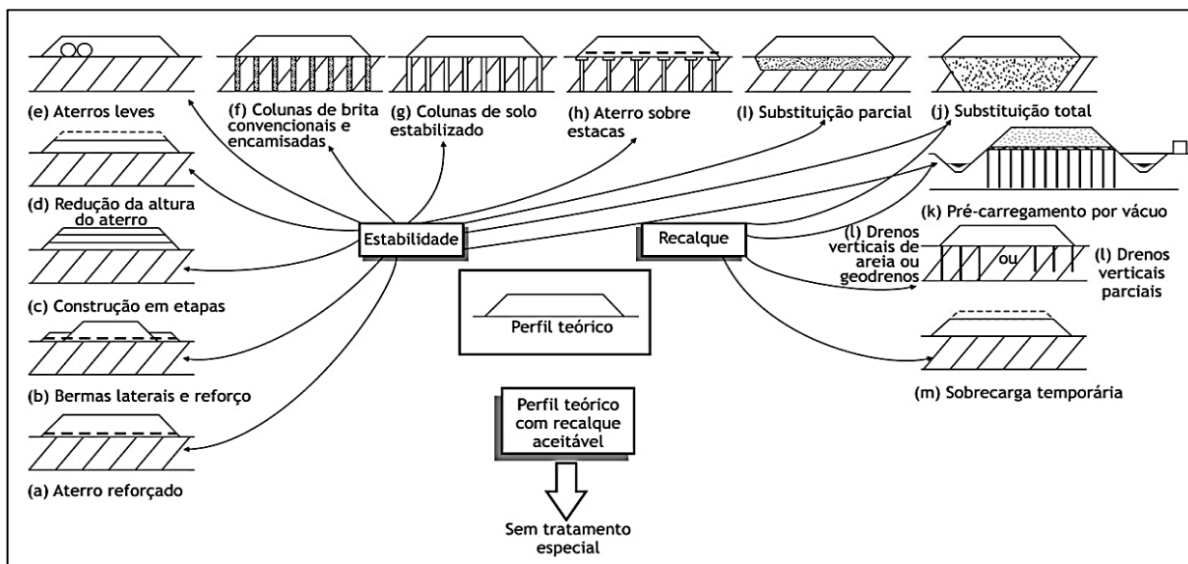
Existem diversas técnicas para evitar as patologias em aterros sobre solos moles, tanto técnicas construtivas quando de recuperação de obras já afetadas. Em relação às soluções construtivas de aterro, elas partem de diferentes abordagens: ações

sobre o aterro (reforço do aterro, construção em etapas, etc.), ações sobre o solo mole da base (estaqueamento da base, substituição parcial ou total, etc) ou redução das cargas a serem aplicadas (aterros leves).

A escolha do método construtivo é uma etapa essencial e leva em conta: características geotécnicas; características hidrológicas; disponibilidade de materiais e equipamentos; utilização prevista, incluindo a vizinhança; impactos ambientais; prazos; custos, etc.

A Figura 25 apresenta um resumo dos métodos construtivos de aterros sobre solos moles; parte deles atua no controle de estabilidade, parte no controle de recalques, e muitos nos dois pontos. O mais usual é a adoção de soluções combinadas.

Figura 25 - Soluções construtivas de aterros sobre solos moles



Fonte: Leroueil (1997) apud Futai (2010)

A seguir, são descritos, de forma sucinta, alguns destes processos construtivos.

3.5.1. Substituição do solo mole

O solo mole pode ser removido total ou parcialmente e substituído por material com maior capacidade de suporte e menor compressibilidade, diminuindo ou eliminando recalques e aumentando o fator de segurança quanto à ruptura. O processo inclui a remoção do solo mole, seu transporte e disposição em 'bota fora', o transporte do material de empréstimo até o local e seu lançamento, o que pode implicar em custos altos ou até inviabilidade, dependendo da disponibilidade de material de empréstimo na região e/ou dos custos de transporte. A remoção normalmente pode se mostrar viável apenas para pequenas espessuras, até no máximo 3 m de profundidade.

A remoção do material mole se faz geralmente por um dos processos seguintes:

- escavação e deslocamento mecânico (total ou parcial);
- remoção por meio de bombas de sucção ou dragas;
- deslocamento por explosivos, que liquefazem o solo mole.

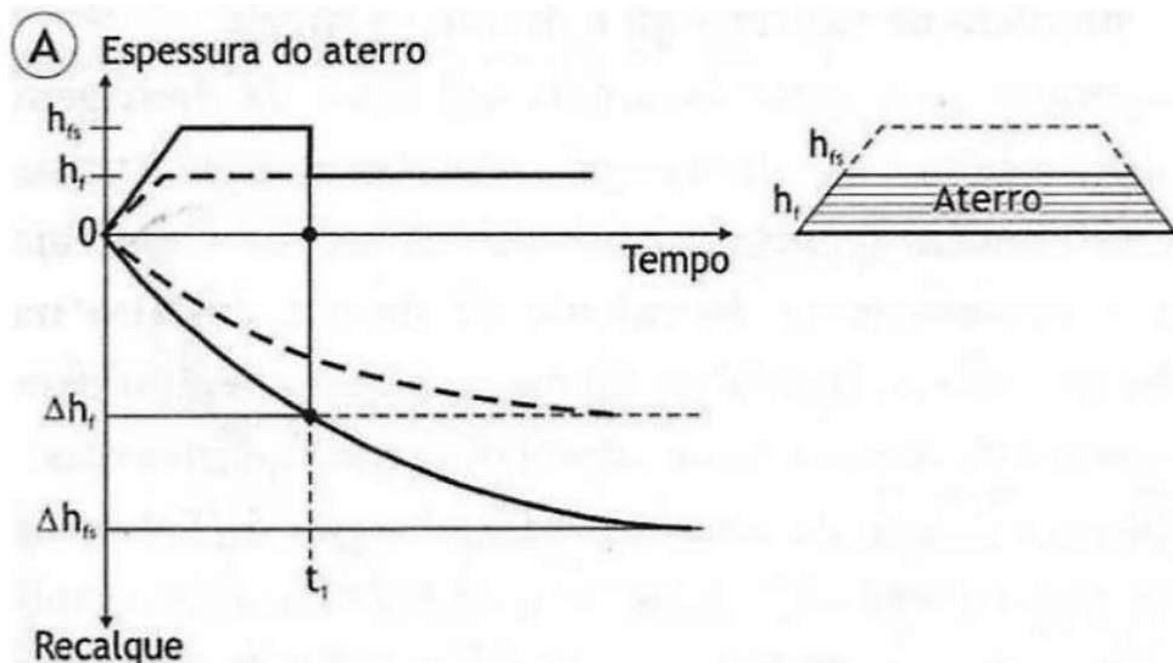
Uma das desvantagens dos métodos de substituição e deslocamento é a dificuldade no controle de qualidade, pois não há garantia da remoção uniforme do material mole, o que pode causar recalques diferenciais e riscos de acidentes.

Atualmente tem sido feita uma forma de substituição parcial onde é substituído o solo somente nas laterais abaixo das seções transversais de aterros rodoviários. O meio se mantém com solo mole e convive-se com certo nível de recalque, mas as laterais são substituídas por material com maior capacidade de suporte, principalmente nas regiões abaixo dos taludes, interceptando a superfície de ruptura potencial do aterro. Especialmente em duplicações esta alternativa se torna interessante para evitar maiores movimentações de terra próximas ao aterro já existente, o que pode gerar impactos negativos. Isso tem se mostrado eficiente até 3 ou 4 m de profundidade, pela viabilidade da escavação.

3.5.2. Sobrecargas temporárias

Nesta técnica, para submeter temporariamente o solo mole à uma carga maior do que a que ele receberá durante a vida útil da obra, constrói-se inicialmente um aterro com altura maior do que a necessária. Dessa forma os recalques são acelerados, já que o excesso de carga acelera o adensamento.

Figura 26 - Aceleração de recalques com sobrecarga temporária



Fonte: Almeida e Marques (2010)

Na Figura 26 podemos ver o gráfico de recalque em função do tempo que explica o funcionamento da técnica de sobrecargas temporárias. Para o caso sem sobrecarga (linha tracejada), os recalques seriam estabilizados quando fosse atingida a deformação de Δh_f . Já para o caso com sobrecarga temporária (linha cheia), os recalques tendem a estabilizar quando atingirem o valor Δh_{fs} . Coloca-se a sobrecarga no instante $t = 0$ e ela é mantida até o instante em que os recalques atinjam o valor Δh_f , que na Figura 26 corresponde à $t = t_1$. Em seguida, a sobrecarga é retirada. Dessa forma, o valor do recalque para o aterro sem sobrecarga, no tempo infinito, já foi atingido de forma antecipada e, conseqüentemente os recalques cessam, mesmo com o alívio de carga.

Como é necessário um volume maior de material de empréstimo, a dificuldade de encontrar material disponível aumenta, assim como o custo, já alto, de transporte. Além disso, os prazos necessários para o adensamento do solo e a estabilização dos recalques são longos, devido à baixa permeabilidade do solo mole.

3.5.3. Drenos verticais

No processo de adensamento a água percorre um caminho vertical de comprimento igual à espessura da camada de solo mole, ou no mínimo, igual à metade da espessura, se a camada inferior tiver permeabilidade alta. A instalação de drenos

verticais diminui o caminho a ser percorrido pela água dentro do solo, que será no máximo igual à metade da distância entre drenos, e também torna esse caminho predominantemente horizontal. Como o coeficiente de permeabilidade horizontal é geralmente superior ao vertical e o caminho diminui muito, o tempo de adensamento cai drasticamente, contribuindo positivamente para os prazos da obra e para diminuição de custos com manutenção, já que recalques tardios causam patologias. Os drenos verticais são comumente usados com sobrecargas temporárias e o acréscimo de carga acelera a expulsão da água dos poros.

Inicialmente os drenos verticais usados eram os de areia, hoje existem os geodrenos, que apresentam produtividade muito maior (cravação de cerca de 2 km por dia) e tem maior resistência aos movimentos da camada argilosa provocados pelo adensamento. Os geodrenos ou drenos fibroquímicos têm formas de tiras, com seção transversal retangular, de 100 x 3 mm². No interior das tiras existem canais para dar escoamento às águas, que correspondem a mais de 70% da área da sua seção transversal. A instalação das tiras requer o emprego de equipamentos especiais, de grande produção, pois o espaçamento entre drenos costuma ser pequeno.

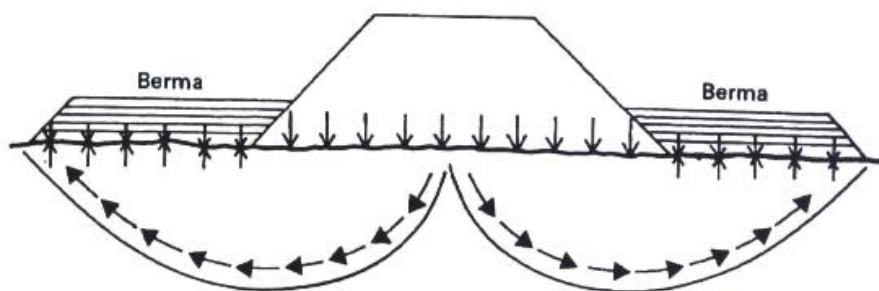
A viabilidade deste método depende essencialmente de propriedades do solo, como a pressão de pré-adensamento e os coeficientes de adensamento, além disso os recalques por adensamento primário precisam ser suficientemente superiores aos valores de adensamento secundário, já que é sobre o primário que os drenos atuam.

3.5.4. Bermas de equilíbrio

Bermas de equilíbrio são elementos utilizados para garantir a estabilidade global do conjunto formado pelo solo mole e pelo aterro, de modo que a estrutura compense os momentos desestabilizantes e aumente o fator de segurança Figura 27.

Cabe salientar que restrições de espaço e de material disponível podem inviabilizar o uso de bermas de equilíbrio, já que se trata de uma solução geométrica.

Figura 27 - Ilustração de bermas de equilíbrio



Fonte: Almeida e Marques (2010)

3.5.5. Aterro sobre elementos de estacas

Nos aterros construídos sobre estacas estas atuam como elementos rígidos capazes de absorver uma parcela elevada das cargas causadas pelo aterro e transmiti-las às camadas mais resistentes do subsolo, abaixo do solo mole. O aterro pode ser apoiado sobre estacas ou colunas dos mais variados materiais.

A distribuição das cargas para as estacas pode ser feita através da utilização de capitéis, geogrelhas ou lajes presentes no topo das estacas, entre o solo mole e o aterro. Esse tipo de solução minimiza ou até mesmo, elimina os recalques e melhora a estabilidade do aterro. Além disso, possui a grande vantagem de possibilitar o alteamento do aterro em uma única etapa, minimizando o tempo de execução (ALMEIDA e MARQUES, 2014).

Essa metodologia executiva também pode ser utilizada com colunas granulares que, além de produzirem menores deslocamentos horizontais e verticais do aterro em comparação ao aterro convencional, também promove a dissipação do excesso de poropressão por drenagem radial, assim como explicado no uso de drenos verticais, acelerando os recalques e aumentando a resistência ao cisalhamento do solo de fundação (ALMEIDA e MARQUES, 2014)

3.5.6. Aterro reforçado com geossintéticos

Os geossintéticos são elementos diversos obtidos a partir de polímeros sintéticos. Estes elementos são utilizados em obras de terra exercendo, basicamente, funções de reforço, drenagem, filtração, separação, proteção e controle de erosão.

A técnica de reforço de aterros consiste na inclusão de geogrelha na base do aterro. Esse material possui elevada resistência e rigidez e tem como objetivo maximizar o fator de segurança do sistema em termos da estabilidade global e distribuir melhor as tensões (ALMEIDA e MARQUES, 2014).

3.5.7. Aterros leves

A magnitude dos recalques primários dos aterros sobre solos moles depende da carga gerada pelo aterro construído. Por isso, a diminuição do peso do aterro através do uso de materiais leves reduz significativamente os recalques produzidos.

Essa abordagem difere das anteriores ao não atuar sobre o solo mole ou reforçar o aterro, e sim diminuir a causa dos problemas, essencialmente as cargas atuantes. A solução construtiva em aterro leve, que consiste no uso de materiais com massa específica inferior à do solo no corpo do aterro, tem como vantagem adicional a melhoria das condições de estabilidade desses aterros (ALMEIDA e MARQUES, 2014) e a diminuição expressiva dos custos de manutenção.

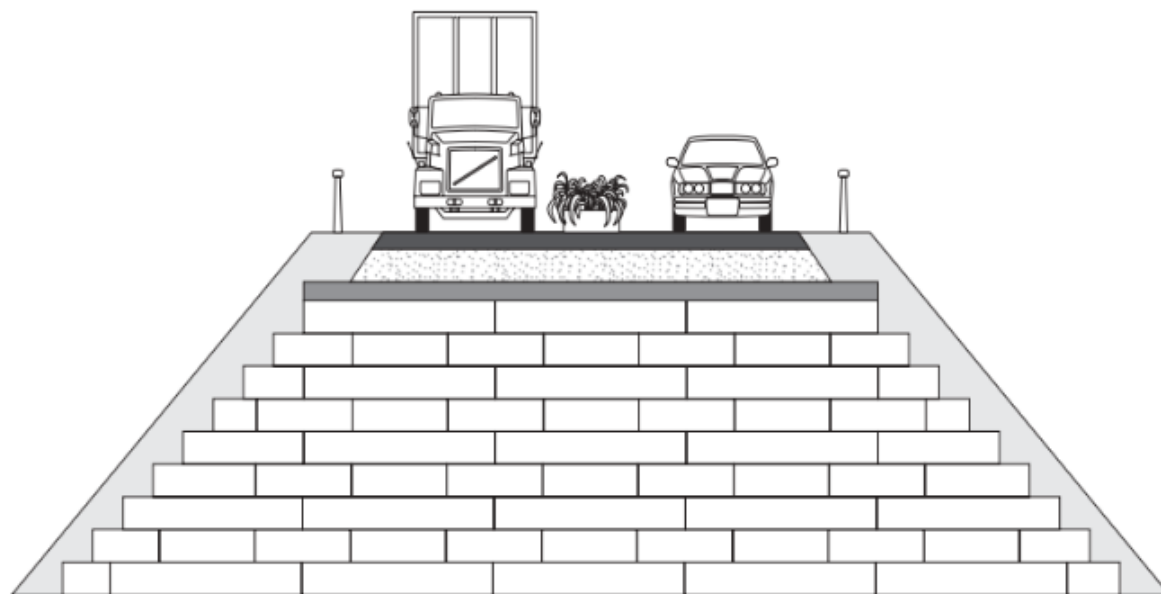
Historicamente materiais residuais de outros processos foram usados como material de preenchimento em aterros leves como serragem e resíduos de cascas de árvores, resíduos da produção de concreto celular e de argila expandida. Esses materiais de origem residual estão sujeitos ao mercado do produto do qual eles se originam e estão disponíveis enquanto a própria indústria de sua produção não encontra outros usos para eles, por isso normalmente não são viáveis durante muito tempo.

Entre todos, o material mais utilizado para esse método tem sido o poliestireno expandido (EPS), pois, comparado aos demais materiais, é o de menor peso específico (15 a 30 kgf/m³) e combina alta resistência (70 a 250 kPa) e baixa compressibilidade (módulo de elasticidade de 1 a 11 MPa) (ALMEIDA e MARQUES, 2014). O EPS quando aplicado em geotecnia é chamado de geoexpandido e apresenta diversas vantagens adicionais:

- Facilidade e rapidez de construção;
- Eliminação da etapa de adensamento;
- Diminuição da área necessária nas laterais da rodovia porque o EPS permite taludes mais inclinados;
- Redução de tensões horizontais em pilares de cabeceiras de pontes devido ao seu baixo coeficiente de Poisson;
- Propriedades bem definidas por ser manufaturado;
- Excelente durabilidade, etc.

A Figura 28 mostra o esquema de um aterro rodoviário feito com blocos de EPS.

Figura 28 - Exemplo esquemático de aterro rodoviário leve com geoexpandido



Fonte: Martins (2005)

4. GEOEXPANDIDO

Entre as soluções construtivas possíveis para aterros rodoviários sobre solos moles, o aterro leve com geoexpandido foi aprofundado neste trabalho.

4.1. Definição e Fabricação

Geoexpandido é um produto geossintético feito de material celular rígido obtido a partir de polímero expandido. O polímero mais usado é o Poliestireno Expandido, conhecido pela sigla internacional EPS segundo a norma DIN ISO-1043/78. No Brasil o material é popularmente conhecido como “Isopor”, marca registrada da empresa Knauf Isopor Ltda. Pode-se dizer que o geoexpandido é a aplicação do “Isopor” na engenharia geotécnica. Ele é referenciado igualmente como geoexpandido, geofoam (seu nome em inglês) ou como EPS, o seu material de origem.

O EPS é formado a partir de pequenas esferas de poliestireno obtidas a partir do petróleo chamadas de pérolas. Elas contêm pentano como agente expensor em seu interior. Na primeira etapa de fabricação do EPS as pérolas são aquecidas por contato com vapor de água e sofrem pré-expansão aumentando até 50 vezes seu volume inicial. A Figura 29 mostra a diferença do material antes e depois da pré-expansão.

Figura 29 - Pérola de poliestireno antes e depois de sofrer pré-expansão



Fonte: ABRAPEX (2006) apud Avesani Neto (2008)

O granulado resultante é armazenado temporariamente para estabilização térmica e química. Depois o material é aquecido novamente dentro de moldes provocando a soldagem dos grânulos entre si e formando uma peça monolítica e rígida, com até 98% do seu volume preenchido por ar e apenas 2% por poliestireno. No processo é possível controlar a densidade do material resultante, que pode ser usado para diferentes aplicações. A Figura 30 mostra as pérolas iniciais, as expandidas e o bloco final de geoexpandido.

Figura 30 - Os estágios de produção do EPS: pérolas, grânulos expandidos e bloco moldado



Fonte: BASF (2019)

Para aplicações geotécnicas o EPS se apresenta em blocos de grandes dimensões, por exemplo de 4,00x1,50x1,00 ou 2,00x1,25x1,00m. A Figura 31 mostra alguns blocos de geoexpandido prontos.

Figura 31 - Blocos de EPS armazenados em obra



Fonte: BASF (2019)

Por se tratar de um produto manufaturado, o comportamento do geoexpandido apresenta uma previsibilidade muito superior ao dos materiais normalmente usados em aterros tradicionais, o que configura mais uma de suas vantagens.

4.2. Histórico

Entre 1965 e 1976 um grande projeto de pesquisa sobre o congelamento de solos foi realizado na Noruega, onde o inverno rigoroso causava o congelamento da água presente em aterros e pavimentos rodoviários. Entre outros materiais de isolamento

térmico estudados para aplicação em estradas e rodovias, como espuma de vidro e poliestireno extrudado, foi estudado também o poliestireno expandido, pensado para ser usado em camadas de 5 a 10 cm sob o pavimento. Neste estudo foi construída uma boa base sobre suas propriedades básicas, como resistência, características de deformação, fadiga e durabilidade, a partir do que se concluiu que o EPS tem resistência adequada para ser aplicado sob pavimentos rodoviários.

Como a Noruega tem longa tradição de aterros leves feitos com diversos materiais, como serragem, resíduos da indústria madeireira e resíduos da produção de concreto celular, foi natural a ideia de testar o poliestireno expandido em camadas maiores para ser aplicado como material de preenchimento em aterros leves.

Depois de um período curto de estudo e projeto, o primeiro aterro leve com geoexpandido foi construído em 1972. Tratava-se de um aterro rodoviário adjacente a uma ponte nos arredores de Oslo que sofria com excesso de recalques. O subsolo da área era formado por uma camada de 3 m de turfa sobre uma camada de 10 m de argila mole marinha. O objetivo era encontrar uma solução que pudesse elevar a rodovia cerca de 0,8 a 1,2 m e manter o nível ao longo do tempo. Uma camada superficial de solo mole foi removida e foram acrescentadas duas camadas de 0,5 m cada de blocos de EPS.

Um programa de monitoramento foi mantido depois da construção do aterro e foi observado um recalque de apenas 8 cm em 1979 e nenhum recalque foi observado até 1982, configurando a obra como um sucesso. Diversos aterros leves com EPS foram realizados na Noruega ao longo da década seguinte, até que o material foi apresentado internacionalmente na Conferência Internacional de Construções Rodoviárias em Oslo, em junho de 1985, o que desencadeou o uso significativo do geoexpandido em outros países. No Japão, a primeira obra foi realizada em 1985 e apenas uma década depois o país já era responsável por 50% do consumo de blocos de EPS no mundo. Nos EUA o uso começou também na década de 80 e aumentou drasticamente na década de 90, com a grande produção acadêmica sobre o assunto e a divulgação em conferências de geotecnia.

Atualmente existem quatro manuais de projeto usados internacionalmente: um publicado na Noruega, um nos Estados Unidos, um desenvolvido no Japão e um vigente na União Europeia.

4.3. Características e Propriedades Técnicas

4.3.1. Comportamento do geoexpandido

As propriedades mecânicas do geoexpandido envolvem a resposta do material em termos de tensão e deformação quando submetido a cargas. As principais propriedades, necessárias para os cálculos de projeto, são:

- As propriedades do geoexpandido quando submetido a tensões verticais, envolvendo compressão, deformação e fluência. Essa informação é usada durante a fase de análise da estabilidade interna para determinar a resistência à compressão adequada do EPS empregado.
- As propriedades de cisalhamento na interface entre blocos de EPS e na interface de blocos de EPS com outros materiais. Essa informação é usada tanto na análise da estabilidade interna quanto externa.

4.3.2. Massa específica

Durante o processo de fabricação do EPS é possível controlar a massa específica do material resultante, de acordo com a aplicação pretendida. No caso do geoexpandido, o mais comum é encontrar blocos com massa específica entre 15 e 40 kg/m³, sendo 20 kg/m³ a massa específica mínima recomendada em projetos rodoviários, o que é cerca de 1% da massa específica de solos normalmente usados em aterros.

A massa específica é a propriedade mais importante do EPS e mostra uma boa correlação com propriedades mecânicas relevantes para a aplicação geotécnica, como resistência à compressão, resistência ao cisalhamento e absorção de água. O aumento da massa específica resulta, geralmente, em melhoria dessas propriedades. Graças a isso, e a simplicidade de execução do ensaio, ela é comumente usada como controle de qualidade no recebimento de blocos na obra.

4.3.3. Compressão

O EPS é um material termoplástico e apresenta comportamento visco-elástico quando submetido a carregamentos. A curva de tensão x deformação, mostrada na Figura 32, pode ser dividida em um trecho linear inicial, que mostra o comportamento elástico do material; um trecho não linear de transição, que ocorre próximo a 2% de deformação, e um segundo trecho linear que representa o comportamento plástico. O módulo tangente do trecho linear inicial é chamado de módulo de Young ou módulo de

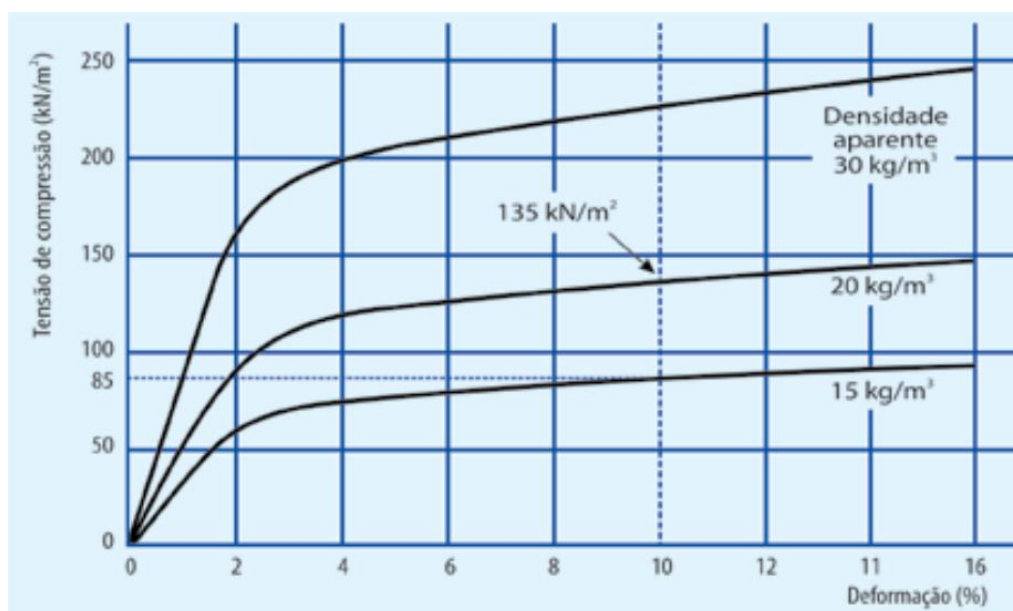
elasticidade (E) e a resistência equivalente a uma deformação de 1% é chamada de limite de elasticidade (σ_e).

Não é definida uma ruptura para o material no sentido tradicional de ruptura física, mas limitam-se as deformações a 1% em sua aplicação como geoexpandido para garantir que ele trabalhe no regime elástico. Caso as cargas ultrapassem o limite elástico, o geoexpandido começará a deformar plasticamente e, em aterros rodoviários, isso pode se refletir no revestimento asfáltico na forma de trilhas de rodas, como explicado no item 3.4.

Ensaio de carga permanente demonstraram que ao limitar as deformações a 1%, ou seja, ao aplicar cargas que deformem o material somente até 1%, as cargas por fluência também são consideradas controladas. Assim, as deformações por compressão dos blocos de geoexpandido (por carga estática, por carga dinâmica e por fluência) são consideradas desprezíveis.

Na Figura 32 também pode-se ver que a inclinação dos trechos lineares da curva aumenta com a densidade, ou seja, quanto maior é a densidade menor é a deformação para uma dada tensão.

Figura 32 - Gráficos Tensão x Deformação do EPS para diferentes valores de peso específico



Fonte: BASF (2019)

A norma ASTM D 6817 estabelece os requisitos de resistência à compressão para diferentes classes de blocos de EPS, de acordo com a densidade, como mostra a Tabela 4. Esta resistência de projeto é a equivalente a uma deformação de 1% e está dentro das cargas usuais para aterros rodoviários.

Tabela 4 - Requisitos de propriedades físicas do geofoam segundo a norma ASTM D 6817

Type	EPS12	EPS15	EPS19	EPS22	EPS29	EPS39	EPS46
Density, min., kg/m ³ [lb/ft ³]	11.2 [0.70]	14.4 [0.90]	18.4 [1.15]	21.6 [1.35]	28.8 [1.80]	38.4 [2.40]	45.7 [2.85]
Compressive Resistance, min., kPa [psi] at 1 % strain	15 [2.2]	25 [3.6]	40 [5.8]	50 [7.3]	75 [10.9]	103 [15.0]	128 [18.6]
Flexural Strength, min., kPa [psi]	69 [10.0]	172 [25.0]	207 [30.0]	240 [35]	345 [50.0]	414 [60.0]	517 [75.0]
Oxygen index, min., volume %	24.0	24.0	24.0	24.0	24.0	24.0	24.0

Fonte: adaptado da norma ASTM D 6817

A norma brasileira ABNT NBR 11752 (Materiais celulares de poliestireno para isolamento térmico na construção civil e refrigeração industrial – Especificação) trata do material EPS, mas não aborda sua aplicação em geotecnia, por isso não contempla todas as propriedades mais importantes para o geoexpandido. Durante a elaboração deste trabalho está em processo de desenvolvimento uma norma brasileira específica para o geoexpandido, que deve preencher esta lacuna.

Carregamento cíclico

Em aterros rodoviários o geoexpandido está submetido a solicitações estáticas, pelas camadas de solo e pavimento acima dele, e a solicitações dinâmicas, pelo tráfego de veículos. Segundo Avesani Neto (2008), enquanto o material é submetido a cargas dinâmicas dentro da fase elástica ele praticamente não sofre deformação acumulada. Quando submetido a cargas cíclicas acima do limite elástico, dentro da fase plástica, o material sofre plastificação excessiva, com deformações que podem chegar a 20%. Portanto as cargas dinâmicas também devem ser mantidas abaixo do limite de elasticidade.

Coefficiente de Poisson

Analisar o coeficiente de Poisson (ν) é importante na aplicação geotécnica do EPS porque ele indica a tensão lateral aplicada pelo geoexpandido, quando submetido a cargas verticais, em elementos estruturais que podem ser adjacentes ao aterro. Dentro do limite de elasticidade o coeficiente de Poisson é relativamente baixo, da

ordem de 0,1, e frequentemente é considerado nulo para fins de projeto. Isso reforça a vantagem do uso do geoexpandido atrás de estruturas de contenção ou próximo a fundações de pontes, por exemplo.

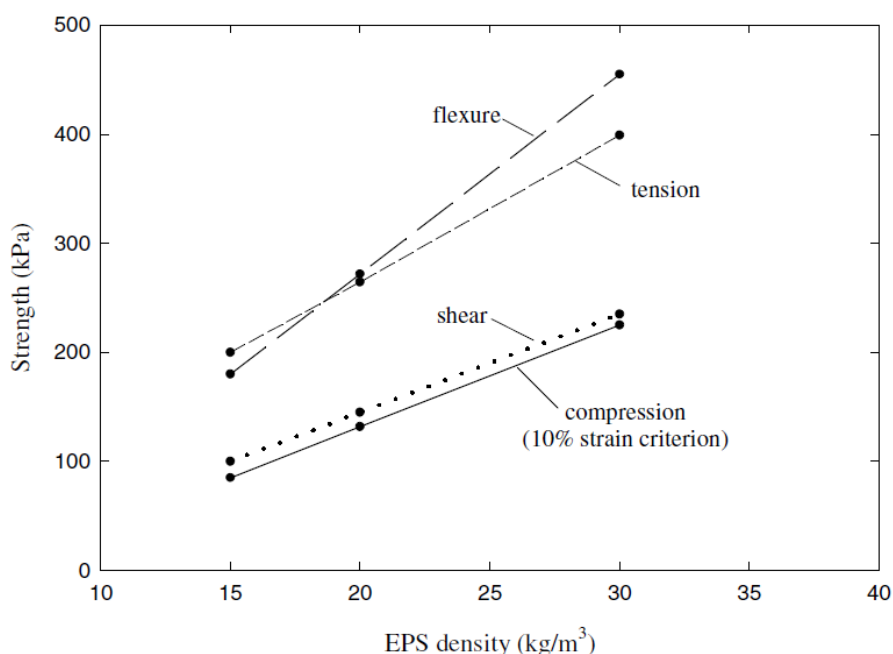
4.3.4. Cisalhamento

A análise de cisalhamento em um aterro de geoexpandido inclui o cisalhamento interno de um bloco e também o cisalhamento externo tanto entre blocos quanto entre um bloco de EPS e outro material adjacente.

Cisalhamento interno

O cisalhamento interno do EPS pode ser obtido em um ensaio de cisalhamento semelhante ao aplicado em outros materiais geotécnicos, carregando rapidamente a amostra até a tensão máxima ser encontrada, o que pode não corresponder a uma ruptura física da amostra. Entretanto, esses ensaios não são frequentemente realizados e os valores são normalmente obtidos por correlação com a resistência à compressão do material.

Figura 33 – Correlação entre a resistência ao cisalhamento interno do EPS e a massa específica



Fonte: Horvath (2001)

Cisalhamento externo – Interface EPS/EPS

O cisalhamento na interface entre blocos de EPS é o mais significativo nas análises de estabilidade interna e externa do aterro, principalmente quando aparecem cargas horizontais, como a ação do vento.

Segundo Horvath (2001), a resistência ao cisalhamento no contato entre blocos de EPS pode ser definida pela equação clássica de Mohr – Coulomb (equação (5)).

$$\tau = \sigma_n \cdot (\mu) = \sigma_n \cdot (\tan \delta) \quad (5)$$

Os ensaios de cisalhamento entre superfícies de EPS disponíveis na literatura apresentam frequentes variações nas condições de ensaios, mas pode-se encontrar valores de coeficiente de atrito entre 0,5 e 0,7. O estudo mais completo e detalhado foi realizado no Japão em 1993 (“EPS.” Expanded Polystyrol Construction Method Development Organization, Tokyo, Japan, 1993) e fornece o valor de 0,64. Os valores correspondentes de ângulo de atrito são de 27° a 35°, com o ângulo de 32° encontrado pelo estudo mais completo citado. Para fins de projeto, a recomendação da BASF (BASF, 2019) é usar um coeficiente de atrito de 0,5 – correspondente a um ângulo de 30°.

Não é observada correlação do ângulo de atrito com a massa específica, por se tratar de um fenômeno que ocorre apenas na superfície. Como visto na equação de Mohr – Coulomb, a resistência ao cisalhamento depende, além do ângulo de atrito do material, da tensão normal aplicada, e como as cargas verticais aplicadas no geoexpandidos geralmente são baixas, a resistência ao cisalhamento também pode ser. Por isso as vezes é indicado o uso de conectores mecânicos como grampos, barras ou chapas dentadas do tipo Gang-Nail entre os blocos, como mostram a Figura 34 e a Figura 35.

Figura 34 - Grampo usado para aumentar a resistência ao cisalhamento entre blocos de EPS



Fonte: Arquivo da Prof.^a Heloísa Helena Silva Gonçalves

Figura 35 - Chapas dentadas usadas para aumentar a resistência ao cisalhamento entre blocos de EPS



Fonte: Spasojevic et al. (2011)

Cisalhamento externo – Interface EPS/outros materiais

A interface entre o geoexpandido e outros materiais ocorre na camada de separação entre o aterro e o pavimento e na camada de separação entre o aterro e o solo de fundação. Na primeira normalmente são usados geotêxtil, geomembrana, laje de concreto, entre outros. Entre o aterro e o solo de fundação são usados geotêxteis ou materiais granulares, como areia.

Não existe grande disponibilidade na literatura em relação a valores de ângulos de atrito para interfaces entre blocos de EPS com outros materiais. Jutkofsky (1998) e Bartlett et al. (2000) analisam a interface entre EPS e areia e os resultados indicam um ângulo de atrito de cisalhamento igual ao ângulo de atrito interno da areia. Stark (2004) chega a valores de ângulo de atrito entre o EPS e areia entre 27° e 33°, enquanto Xenaki e Athanasopoulos (2001) indicam 30° para a interface com areia de praia e 27° para areia de Ottawa. Avesani Neto (2019) e Zuquim (2019) examinaram a interface entre areia fina e o EPS e chegaram a resultados próximos a 35°. Já na interface entre o EPS e uma geomembrana de polietileno de alta densidade (PEAD),

encontraram valores baixos, que chegaram a 20°. A recomendação da BASF (BASF, 2019) é usar um ângulo de atrito de aproximadamente 30° na interface EPS/solo.

4.3.5. Fluência

Fluência é o aumento de deformação sob tensão constante, ao longo do tempo. Segundo Abramento (1995), em materiais geossintéticos a fluência pode ser definida como a aptidão do material em se deformar sob um carregamento estático de longa duração.

A deformação por fluência depende do nível de carga aplicado e os estudos existentes e as experiências observadas ao longo do tempo indicam por correlação que um nível seguro de carga é o que causa até 1% de deformação no material em ensaio de compressão com carregamento rápido, ou seja, o limite elástico. Mantendo as cargas aplicadas abaixo do limite elástico, mantém-se as deformações por fluência próximas a zero.

A resistência do material à fluência possui uma correlação linear com a massa específica, portanto quanto maior a massa específica melhor é esta resistência e menores são as deformações ao longo do tempo.

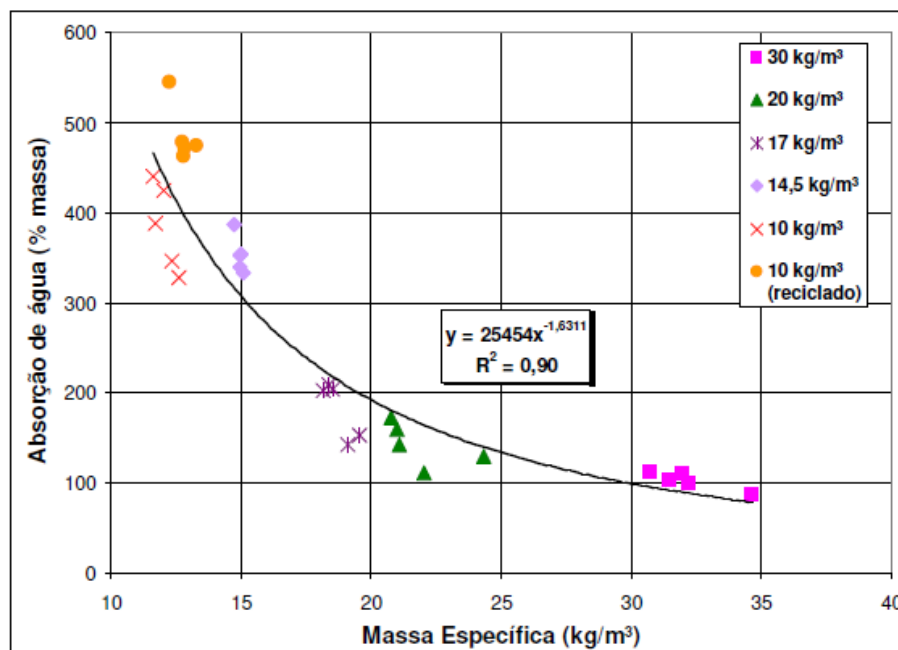
4.3.6. Absorção de água

O EPS tem uma estrutura de células fechadas, o que faz com que a absorção de água seja pequena. Entretanto, como a água possui massa específica cerca de 50 vezes maior do que a do EPS, mesmo uma absorção pequena em volume pode multiplicar muitas vezes a massa específica do bloco úmido em relação ao seco, diminuindo exponencialmente a vantagem de baixa massa específica do geoexpandido.

Na literatura o mais comum é encontrar valores de absorção em volume, através do volume de massa de água absorvida pelo volume da amostra. Como vimos, esta análise não é a mais adequada para o geoexpandido, já que a mudança na massa específica é muito mais importante do que a mudança no volume.

Ensaio de absorção de água com amostras em submersão por 24h realizados por Avesani Neto (2008) indicam valores altos de absorção, com até 500% de acréscimo da massa específica dos corpos de prova (Figura 36).

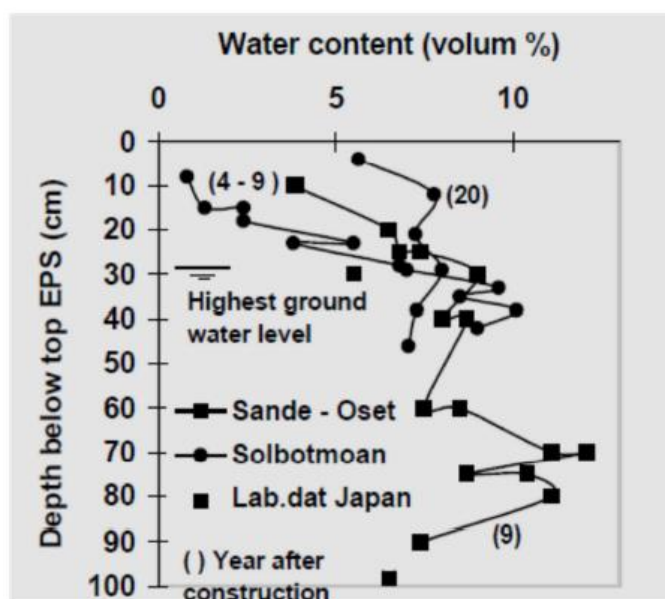
Figura 36 - Ensaio de Absorção de água com submersão por 24h



Fonte: Avesani Neto (2008)

Experiências práticas indicam que em blocos periodicamente submersos o teor de umidade chega a níveis máximos de 5% em volume e, em blocos permanentemente submersos, pode chegar próximo a 10% em volume depois de uma década de uso, o que representa multiplicar por seis a massa específica de um bloco com originalmente 20 kg/m³.

Figura 37 - Ensaio de Absorção de água em amostras retiradas de aterros antigos



Fonte: Aabøe e Frydenlund (2012)

Para manter os benefícios do uso de um material extremamente leve, portanto, é necessário prever um sistema de drenagem que evite o contato do geoexpandido com água, normalmente posicionado entre o aterro de EPS e o solo de fundação.

A absorção de água não prejudica o desempenho mecânico do EPS. Na verdade, ela até aumenta ligeiramente a resistência do material. O único inconveniente é realmente o aumento de carga.

A absorção de água é inversamente proporcional à massa específica do bloco. Quanto maior a massa específica, menor é o índice de vazios do material, o que dificulta a absorção.

4.3.7. Flutuabilidade

Graças à estrutura de células fechadas e à baixa massa específica, forças de empuxo podem fazer os blocos flutuarem causando ruptura do aterro durante ou após a construção. Esta é mais uma das razões pelas quais é indicado um sistema de drenagem ou de rebaixamento do nível d'água para que os blocos não fiquem submersos, evitando a instabilidade. Caso eles tenham contato com a água é necessário garantir que as forças de empuxo estejam controladas, por exemplo, prevendo uma sobrecarga adequada, formada comumente por camadas de solo, lajes de concreto e/ou camadas do pavimento.

Especialmente durante a construção é importante assegurar uma sobrecarga temporária sobre os blocos quando há risco de afloramento do lençol freático ou enchente. Na duplicação de trecho 6 da rodovia BR 101 realizada em Pernambuco (BEZERRA, SOUZA e RODRIGUES, 2013) ocorreu um alagamento durante a construção causando flutuação dos blocos que ainda não possuíam sobrecarga, levando à ruptura do aterro. A Figura 38 mostra uma foto do aterro rompido. Os blocos foram submetidos a ensaios e depois de constatado que suas propriedades não foram afetadas, eles foram reutilizados no aterro.

Figura 38 - Ruptura de aterro na duplicação da BR 101 em Pernambuco por flutuação durante alagamento



Fonte: Bezerra, Souza e Rodrigues (2013)

Também há uma relação diretamente proporcional com a massa específica; blocos mais leves estão mais propensos a flutuarem.

4.3.8. Durabilidade

Desde o primeiro projeto de isolamento térmico em 1965 e o primeiro aterro leve construído em 1972, as obras com EPS foram monitoradas na Noruega para acompanhamento do seu desempenho ao longo do tempo.

Foram realizados ensaios de resistência à compressão em amostras retiradas de diversas obras, a mais antiga com 24 anos de funcionamento. Os resultados estão na Figura 39 e o valor entre parênteses em cada dado indica quantos anos depois da construção a amostra foi retirada e ensaiada. Os valores de resistência à compressão são equivalentes a 10% de deformação, por que este era o valor comumente usado para referência na época, e o requisito para esta grandeza era de 100 kPa. Como vemos no gráfico da Figura 39, quase todas as amostras apresentaram valores acima do requisito mínimo de 100 kPa; a única que não apresentou foi retirada do primeiro aterro construído em 1972 imediatamente após a construção e reflete, na verdade, a variabilidade do processo de fabricação do EPS da época.

Figura 40 - Proteção do geoexpandido com geomembrana



Fonte: BASF (2019)

Ataques de microrganismos ou animais

O EPS é resistente a fungos, bactérias e mofo. Ele não oferece valor nutricional para insetos e outros animais, apesar de não ser resistente a eles. Animais podem procurar o EPS para fazer tocas, mas a cobertura usual com geomembrana e camadas de solo é suficiente para evitar este risco.

Ataques de raios ultravioletas

A exposição longa de blocos de EPS à radiação solar causa amarelamento da superfície e desprendimento de pó. Estes danos são limitados à superfície e, segundo Sheeley (2000), diminuem o pico do fator de atrito, prejudicando a resistência ao cisalhamento externo ao bloco.

Exposições relativamente curtas, durante o período de instalação dos blocos, não são um problema, mas as vezes certas condições de construção podem exigir longos períodos de armazenamento dos blocos expostos ao tempo ou eles podem ser expostos no intervalo entre uma determinada etapa de construção e a etapa seguinte. Nesses casos, é necessária uma proteção física temporária para o geoexpandido, como uma manta ou lona opacas. Durante a vida útil da obra os blocos são protegidos por geomembrana ou geotêxtil e camada de solo, inclusive nas laterais do aterro.

Ataques por fogo

Sob presença de fogo, o EPS é inflamável, mas aditivos retardantes de chama podem ser incorporados no processo de fabricação tornando o material autoextinguível. Isso significa que ele queima enquanto existir uma fonte de ignição, mas, retirada essa fonte, a chama se extingue. Portanto, os blocos não devem ser expostos a chama aberta ou outras fontes de ignição. Estes aditivos aumentam o custo em 5% a 10% e não são um consenso no mercado mundial.

Apesar da probabilidade muito baixa de ocorrer contato com fogo durante a vida útil do aterro, que estará protegido, isso pode acontecer durante a construção ou armazenamento. Outros materiais usados em obra estão sujeitos a procedimentos com chama aberta, como a soldagem de metais, por exemplo. É importante que todos os trabalhadores sejam orientados sobre a inflamabilidade do material com o qual eles estão trabalhando.

4.3.10. Impactos Ambientais

A análise de impactos ambientais é muito complexa, principalmente em se tratando de um material derivado do petróleo. Aqui serão levantados apenas os pontos principais.

O EPS é quimicamente inerte, não é tóxico e não é nocivo. Por isso ele não oferece risco de contaminação ao solo ou à água, sendo inclusive usado em embalagens de alimentos.

Os gases usados como agentes expansores no processo de fabricação são hidrocarbonetos naturais e não são prejudiciais à camada de ozônio.

O EPS não é biodegradável, mas ao final da vida útil ele pode ser reutilizado ou totalmente reciclado. Inclusive, durante o processo de fabricação quase não são produzidos resíduos sólidos, pois os materiais excedentes são reintroduzidos no processo. O consumo de água neste processo é baixo e não há contaminação, portanto, a água pode ser reutilizada.

4.4. Processo construtivo e Componentes

O processo de construção com geoexpandido é relativamente simples e rápido, segundo recomendações da BASF (BASF, 2019).

Primeiro lança-se uma camada de aproximadamente 10 cm de areia sobre o solo limpo para nivelar o terreno e acomodar os blocos da primeira camada. Caso seja

necessário, dentro da camada de areia podem ser instalados drenos para transportar água para fora do aterro. Nesse caso, é recomendável a colocação de um material geotêxtil entre o solo mole e a areia para evitar o carreamento dos grãos finos do solo para a camada de areia no caso de haver fluxo de água ascendente.

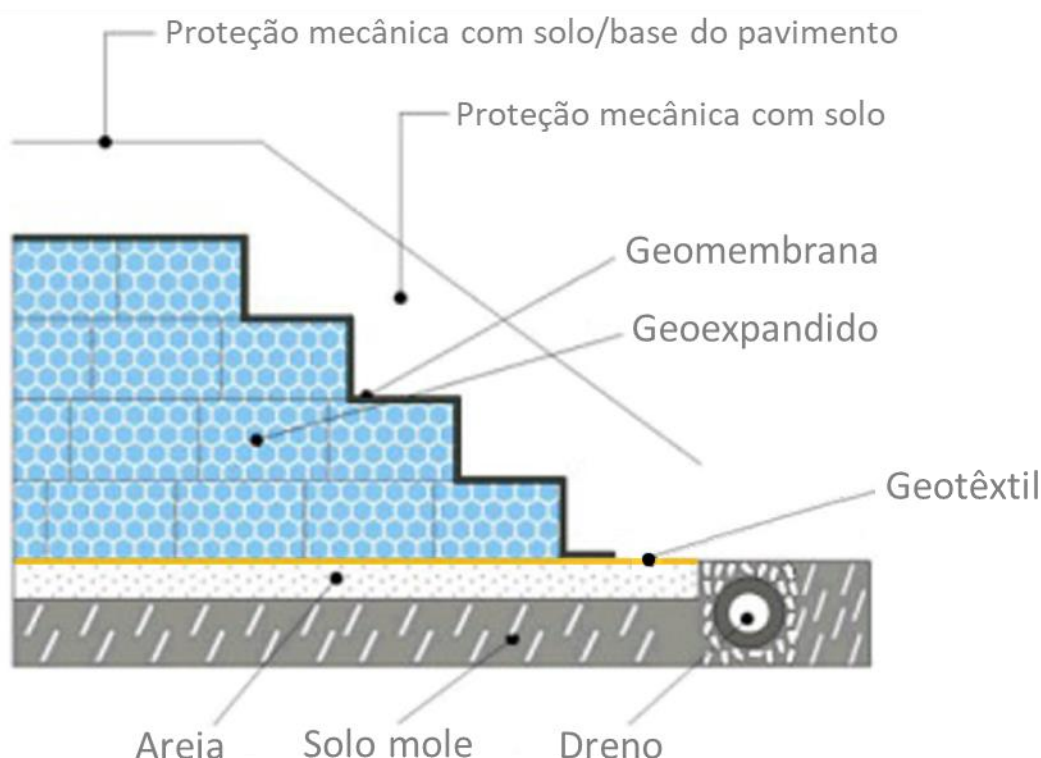
A primeira camada de EPS é instalada sem nenhum espaço entre os blocos, com ou sem conectores mecânicos na vertical, conforme especificação. Os blocos podem ser colocados manualmente, devido à sua baixa massa específica, ou com auxílio de equipamentos. As camadas subsequentes são colocadas da mesma maneira, mas de forma a criar juntas de amarração com a camada anterior, semelhante a uma parede de tijolos, intercalando a posição dos blocos. Isso é importante para garantir a unidade do aterro quanto ao seu comportamento mecânico.

Por cima de todas as camadas de EPS é colocada uma geomembrana para proteção principalmente contra eventuais ataques químicos.

A proteção mecânica é feita por uma camada de material tradicional de aterro colocada acima dos blocos de geoexpandido e da geomembrana, que deve ter no mínimo 30 cm, ou por uma laje de concreto armado de aproximadamente 15 cm. Em aterros rodoviários ou ferroviários esta camada já pode fazer parte da base para a pavimentação ou instalação de trilhos. Se a lateral dos aterros for inclinada, em forma de escada, a camada de proteção mecânica com solo tradicional precisa ter pelo menos 25 cm perpendicularmente ao talude. Recomenda-se revestimento vegetal nos taludes e, neste caso, a camada precisa ser espessura suficiente para permitir o crescimento das raízes.

Graças à flutuabilidade do material, os blocos não devem ter contato com água até que estejam recobertos com material que forneça sobrecarga suficiente para combater o empuxo. Por isso, se houver afloramento de água durante o período de construção, esta deve ser bombeada. Os principais componentes que formam o aterro como um todo estão exemplificados na Figura 41.

Figura 41 – Componentes que fazem parte de um aterro com geoexpandido



Fonte: Adaptado de Construpor (2005)

4.5. Dimensionamento

O dimensionamento do geoexpandido para uma determinada obra é feito dentro do contexto de análise da estabilidade interna e resulta na seleção do material ideal. É selecionado o material com resistência à compressão adequada para suportar a sobrecarga de tráfego e do pavimento e para não sofrer deformação excessiva, o que resultaria em recalques excessivos. Como o objetivo é atender os requisitos técnicos com o menor custo possível e como o custo dos blocos é diretamente proporcional à sua resistência à compressão, busca-se a resistência mínima necessária.

Como discutido anteriormente, com base nos estudos feitos, as cargas aplicadas ao geoexpandido devem ser limitadas ao valor da sua resistência à compressão a 1% de deformação – limite de elasticidade. Dessa forma não há ruptura, não há deformação plástica e não há deformação significativa por fluência.

O procedimento de cálculo sugerido pelo manual de projeto utilizado aqui como referência (STARK et al., 2004) está resumido nas etapas a seguir:

1. Estimativa das cargas de tráfego na superfície da pista
2. Majoração das cargas de tráfego
3. Estimativa das cargas de tráfego no topo do maciço de EPS

4. Estimativa das cargas do pavimento no topo do maciço de EPS
5. Cálculo das cargas totais no topo do maciço de EPS
6. Determinação da resistência à 1% de deformação mínima necessária para o EPS instalado logo abaixo do pavimento
7. Seleção do EPS a ser instalado logo abaixo do pavimento
8. Determinação preliminar do pavimento
9. Estimativa das cargas de tráfego ao longo da profundidade dentro do maciço de EPS
10. Estimativa das cargas do pavimento ao longo da profundidade dentro do maciço de EPS
11. Cálculo das cargas totais ao longo da profundidade dentro do maciço de EPS
12. Determinação da resistência à compressão a 1% de deformação mínima necessária para o EPS ao longo da profundidade do aterro
13. Seleção do EPS a ser instalado ao longo da profundidade

Com as distribuições das tensões ao longo da profundidade, é possível a utilização de blocos de geoexpandido com resistências menores conforme eles se afastam da superfície, o que implica em redução de custos. É necessário apenas ter em mente que quanto maior a variabilidade de materiais na mesma obra, maior deve ser o controle no recebimento do material - que é feito através da massa específica - e no processo construtivo.

4.6. Aplicações geotécnicas

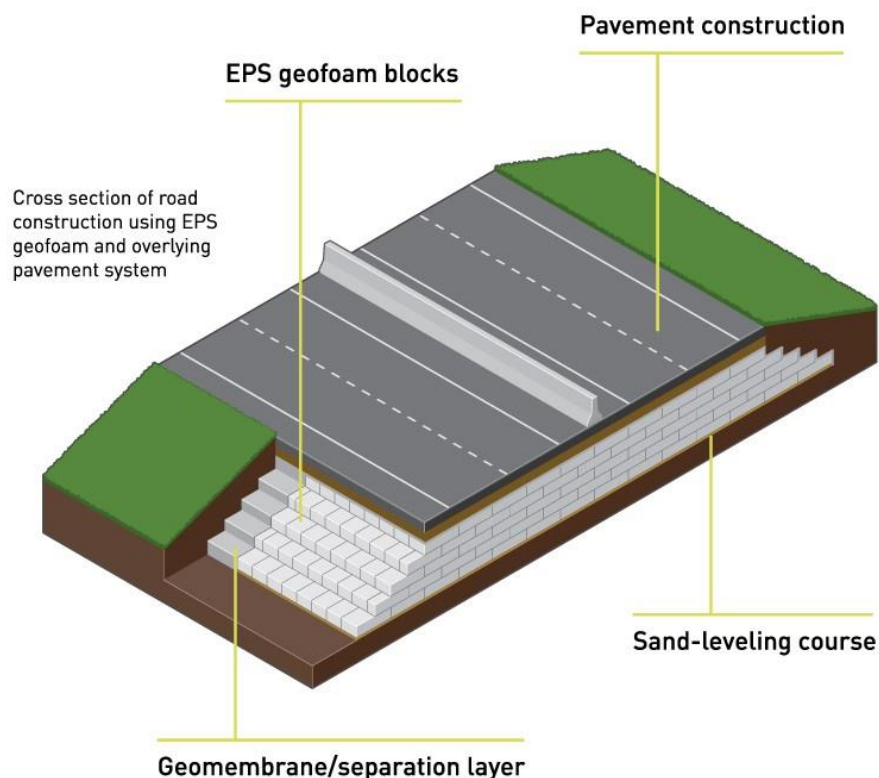
4.6.1. Aterros leves sobre solos moles

Como visto, o acréscimo de cargas em solos moles acarreta problemas de estabilidade e de controle de recalques. A redução das cargas aplicadas em aterros rodoviários sobre solos moles com a utilização do geoexpandido, cuja massa específica é cerca de 1% da massa específica de solos tradicionalmente usados para esse fim, diminui drasticamente os problemas de estabilidade e de recalque comuns ao lidar com esse tipo de solo de fundação. O controle dos recalques diminui a necessidade de manutenção tanto no aterro quanto no pavimento instalado acima. Além disso, reduz grandemente o tempo de obra só pelo fato de não ser necessário aguardar longos períodos para a estabilização dos recalques, sem mencionar o tempo de instalação do aterro em si. A etapa de compactação a cada camada de solo lançada em aterros tradicionais não é necessária no aterro leve com EPS, já que os

blocos são instalados rapidamente, seja manualmente ou com equipamento mecânico, resultando em um tempo total de obra muito inferior.

A Figura 42 mostra a configuração dos blocos de EPS em um aterro rodoviário.

Figura 42 - Aplicação do geoexpandido em aterros rodoviários leves sobre solos moles



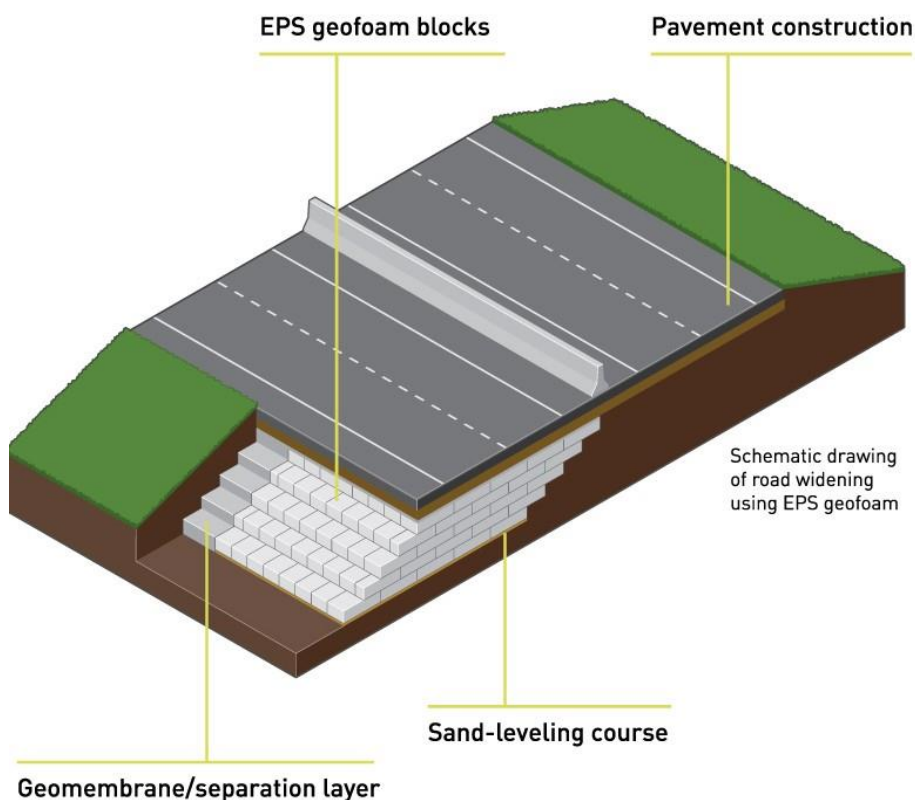
Fonte: The EPS Industry Alliance

A solução com geoexpandido pode ser combinada com a solução de substituição parcial do solo mole. Se necessário, parte do solo mole pode ser substituído pelo geoexpandido até atingir a redução de carga desejada, pela retirada do peso de parte do próprio solo mole sobre as camadas inferiores.

Quando é feita a construção de um novo aterro junto a um aterro existente, por exemplo na duplicação de vias, o geoexpandido também apresenta grandes vantagens. Os blocos de EPS permitem a construção de aterros com inclinações maiores do que os aterros de solos, podendo até ser verticais. Isso diminui o espaço necessário na seção transversal à rodovia, o que pode ser essencial para obras com pouco espaço disponível ou com estruturas como tubulações de água, de gás, cabos de comunicação, etc., nas laterais da rodovia. Outra importante vantagem é a compatibilização de recalques, porque em casos de construção de aterro tradicional pode haver problemas na compatibilização de recalques de aterros com idades

diferentes. O menor tempo de execução da obra minimiza os transtornos ao redor, principalmente no caso de serem zonas habitadas. A Figura 43 mostra como pode ser feita a expansão de um aterro com o geoexpandido.

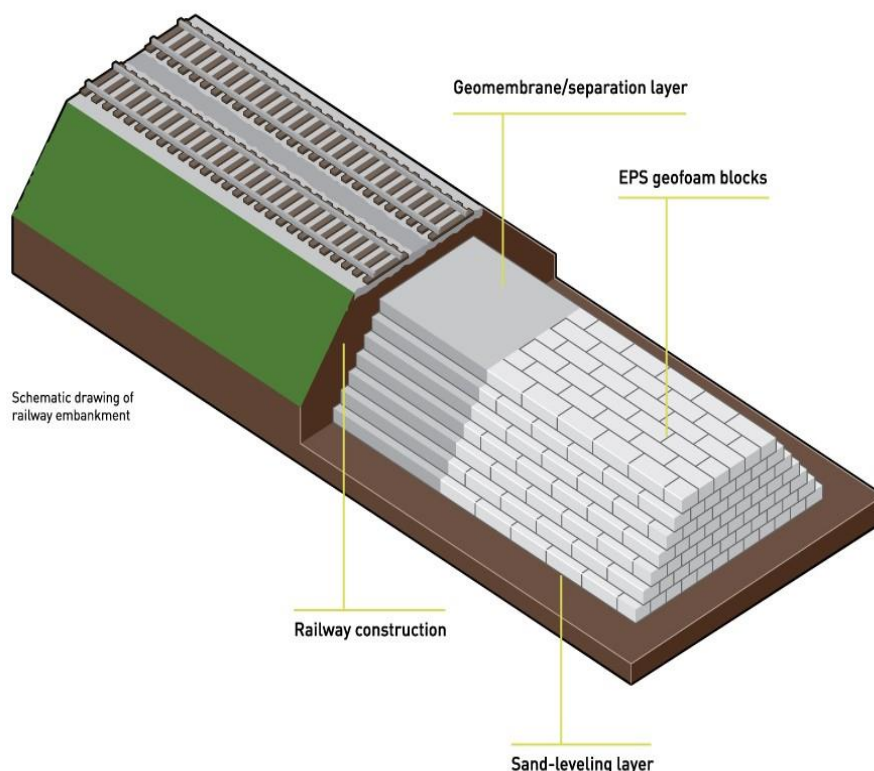
Figura 43 - Aplicação do geoexpandido em aterros para duplicação de rodovias



Fonte: The EPS Industry Alliance

A resistência à compressão do geoexpandido também é compatível com o nível de cargas presentes em ferrovias, portanto ele também pode ser usado em aterros ferroviários, além de rodoviários, como mostra a Figura 44.

Figura 44 - Aplicação do geoexpandido em aterros ferroviários



Fonte: The Eps Industry Alliance

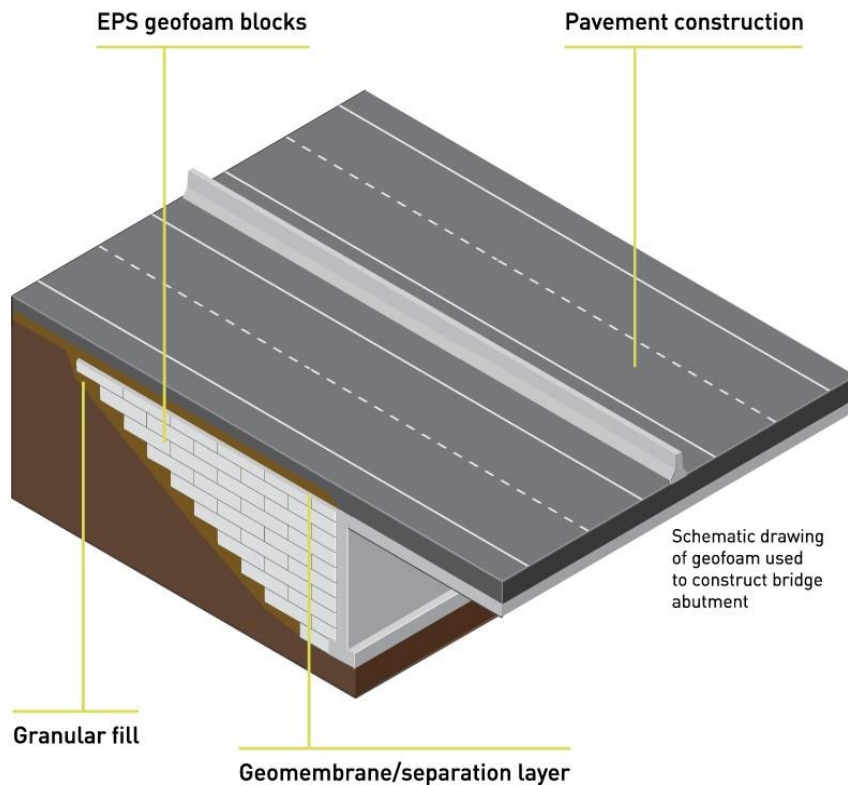
4.6.2. Encontros de pontes e viadutos

As pontes e viadutos são estruturas rígidas que sofrem recalques na ordem do milímetro, já os aterros rodoviários podem sofrer recalques na ordem do decímetro. Devido à baixa deformabilidade do EPS quando submetido ao nível de cargas usuais em aterros rodoviários e ao seu baixo impacto no solo de fundação, seu uso em aterros de encontro resulta na diminuição dos recalques diferenciais entre a ponte e o aterro. Isso evita o aparecimento dos degraus sentidos muitas vezes por motoristas ao entrar e sair de pontes e viadutos e diminui os custos de manutenção do aterro e do pavimento. A Figura 45 mostra o aterro atrás da estrutura de contenção no início da ponte e sua transição para o aterro rodoviário tradicional.

Outro risco encontrado em aterros de encontros de pontes construídos sobre solos moles é o efeito Tschebotarioff, descrito no item 3.2.2. Ele é causado por tensões horizontais aplicadas pelo aterro na fundação da ponte. Como o EPS tem coeficiente de Poisson muito baixo, ele praticamente não transforma as cargas verticais do pavimento e do tráfego em cargas horizontais, não sobrecarregando nem as fundações e nem o tabuleiro da ponte. Além disso também diminui muito o risco de

atrito negativo nas estacas da ponte ou viaduto por recalque do solo mole na interface com o aterro, já que as solicitações com o geoexpandido são muito menores e mantêm os recalques sob controle.

Figura 45 - Aplicação do geoexpandido em aterros de encontros de pontes e viadutos



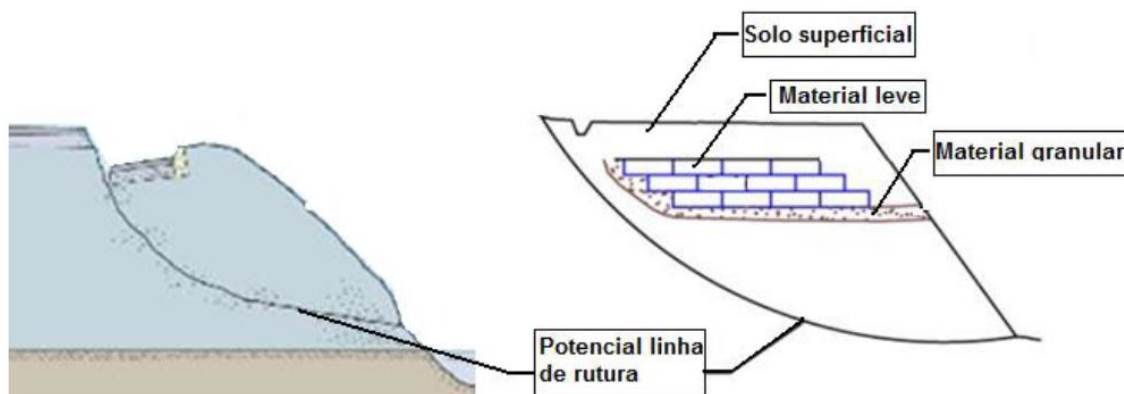
Fonte: The Eps Industry Alliance

4.6.3. Estabilização de encostas

Ao remover parte do solo do topo de uma encosta, dentro da área definida pela superfície de ruptura, e substituir por geoexpandido, diminui-se o peso do maciço de solo sujeito ao escorregamento, o que ajuda a equilibrar a equação no sentido de aumentar o coeficiente de segurança.

A Figura 46 mostra um talude rompido e indica em que posição o geoexpandido pode ser colocado para impedir a ruptura.

Figura 46 - Aplicação do geoexpandido em estabilização de encostas

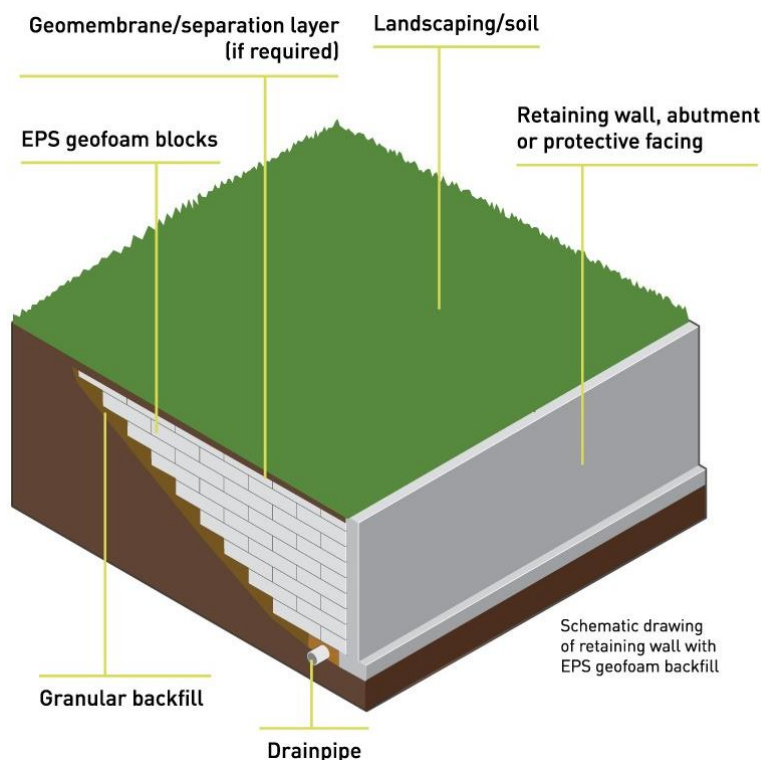


Fonte: Patriarca (2012)

4.6.4. Alívio de tensões em estruturas de contenção

O geoexpandido pode ser usado entre uma estrutura de contenção e o solo que se deseja conter, substituindo parte desse solo. Mais uma vez o baixo coeficiente de Poisson do EPS é uma vantagem e reduz drasticamente as tensões horizontais aplicadas nas estruturas de contenção. Consequentemente, é necessária uma estrutura menos robusta, ou seja, mais rápida de executar e com menor custo. A Figura 47 exemplifica o uso do geoexpandido atrás de um muro de contenção.

Figura 47 - Aplicação do geoexpandido para alívios de tensões em estruturas de contenção

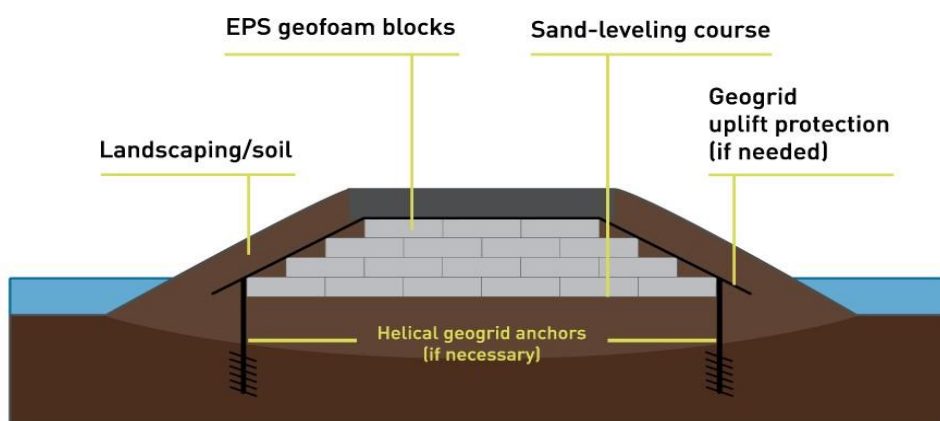


Fonte: The Eps Industry Alliance

4.6.5. Barragens e diques

Barragens frequentemente precisam ser construídas sobre solos moles aluvionares ao longo de rios. Esses solos compressíveis e saturados estão sujeitos a recalques contínuos o que faz com que as barragens precisem ser constantemente alteadas, normalmente com solo convencional. A carga extra do alteamento provoca ainda mais recalques e o ciclo de recalque e alteamento continua. O geoexpandido pode ser usado para preencher o volume do alteamento e, como o acréscimo de cargas é extremamente baixo, ele interrompe o ciclo de recalque e alteamento. A Figura 48 esquematiza essa aplicação, com destaque para a camada de solo necessária para proteção ao redor do EPS.

Figura 48 - Aplicação do geoexpandido no corpo de barragens ou diques



Schematic drawing of levee repair using EPS geofoam

Fonte: The Eps Industry Alliance

5. PROJETO DE ATERRO DE ENCONTRO DE UM VIADUTO

5.1. Introdução

Foi desenvolvido o projeto de um aterro leve com geoexpandido baseado em um aterro de encontro já existente, construído para o acesso a um viaduto na região da Grande São Paulo. O aterro teórico estudado aqui foi projetado para vencer o mesmo desnível e nas mesmas condições do aterro original e foram usados os dados reais do solo mole da região. O objetivo é fazer uma comparação de um método construtivo tradicional com o aterro leve com geoexpandido, a partir de uma obra específica.

Nesta seção foi feito o dimensionamento deste aterro de acordo com as recomendações do manual de projeto desenvolvido pelo Programa Nacional Cooperativo de Pesquisa Rodoviária (NCHRP) dos Estados Unidos, que trata do projeto e construção de aterros leves com geoexpandido (STARK et al., 2004), como introduzido no item 4.5.

5.2. Apresentação do aterro

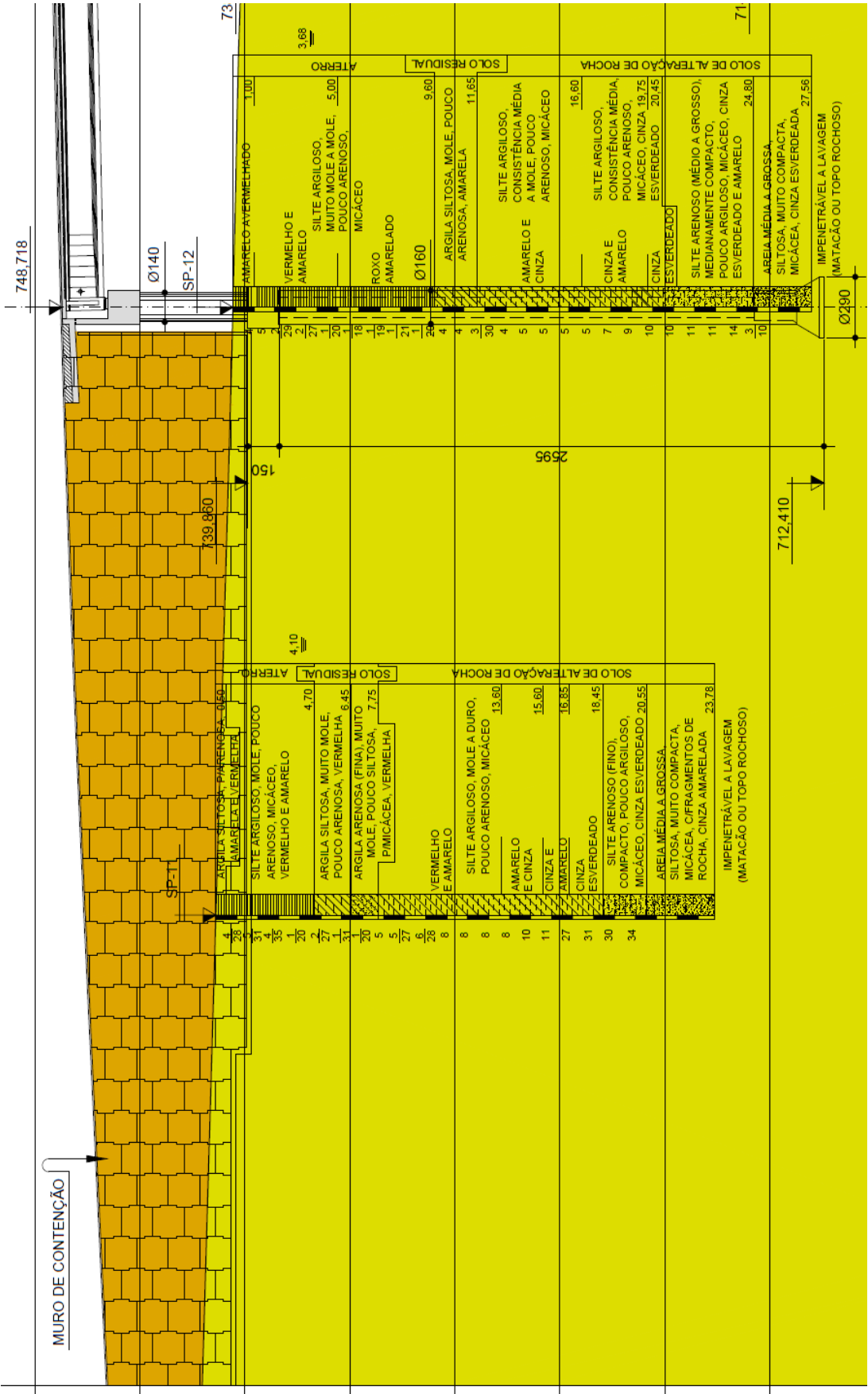
O aterro está localizado sobre um solo mole de aterro lançado. A Figura 49 mostra parte do perfil longitudinal da obra original e duas sondagens realizadas.

A sondagem identificada na imagem como SP-12, realizada próximo à fundação do viaduto, mostra solos com NSPT entre 1 e 5 golpes/30cm até 17m de profundidade. Entre três e nove metros de profundidade os valores de NSPT variam em torno de 1 golpe/30cm. O nível d'água foi detectado a 3,68 m de profundidade, em ensaio realizado no período chuvoso.

A sondagem identificada como SP-11, realizada sob o aterro, mostra horizontes de solos moles até aproximadamente 10m de espessura com valores de NSPT que variam entre 1 e 5 golpes/30cm. Entre quatro e oito metros de profundidade o NSPT varia em torno de 1 golpe/30cm. O nível d'água foi detectado a 4,10 m de profundidade, em ensaio realizado no período chuvoso.

Concluindo, o solo possui baixa capacidade de suporte e é altamente compressível.

Figura 49 - Perfil longitudinal parcial do aterro original

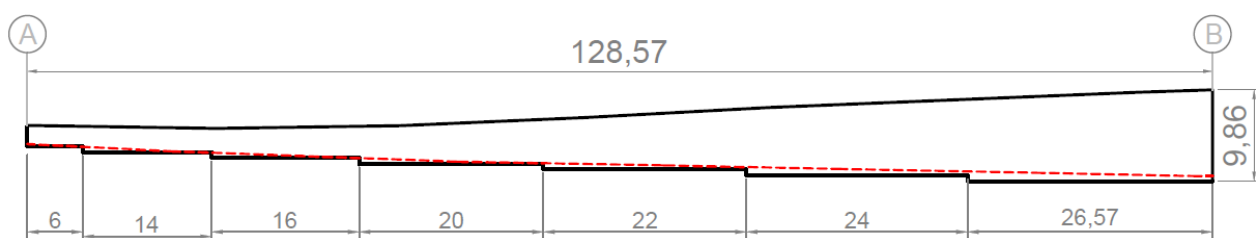


Fonte: Relatório técnico feito pela empresa responsável pelo projeto original

Para viabilizar a obra original, foi feito reforço no solo mole de fundação com colunas de brita e geogrelha. Além disso, havia pouco espaço disponível para a obra, por isso o aterro possui faces laterais verticais e foi necessária a utilização de muros de contenção nas laterais em forma de placas pré-moldadas de concreto, como pode ser visto também na Figura 49. Foram realizados ensaios SPT, CPTU e de palheta e os mesmos resultados foram usados no desenvolvimento do projeto com geoexpandido. Os resultados dos ensaios de CPTU realizados em dois pontos (CPTU 1 e CPTU 2) estão disponíveis no Anexo 1.

A superfície natural do terreno era inclinada, como mostra alinha tracejada na Figura 50, com o nível diminuindo do ponto A em direção ao ponto B. Por isso foram adotados patamares para a instalação dos blocos de EPS, pensando na otimização de layout e de custos. Os patamares têm desníveis de 62,5 cm, o que corresponde à altura de um dos modelos de blocos disponíveis no mercado.

Figura 50 - Perfil longitudinal do aterro original

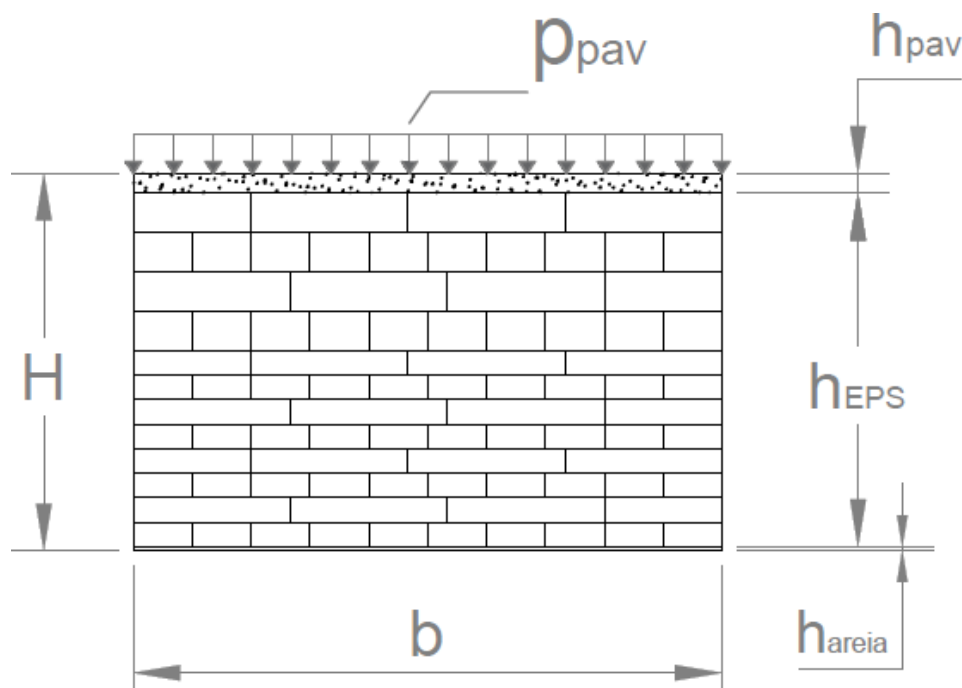


Fonte: adaptado do Relatório técnico feito pela empresa responsável pelo projeto original

5.2.1. Seção transversal

A partir da geometria do aterro original apresentada, foi projetada a seção transversal para o aterro com geoexpandido mostrada na Figura 51 (seção transversal no ponto B da Figura 50), com a distribuição dos blocos de geoexpandido. Pode-se ver que a seção transversal possui as laterais verticais, assim como no aterro original, mas no caso do geoexpandido não é necessária nenhuma estrutura de contenção porque o material é autoportante e permite o empilhamento vertical sem perda de estabilidade. A Tabela 5 reúne todas as variáveis ligadas a geometria.

Figura 51 - Seção transversal crítica do aterro projetado



Fonte: criado pela autora

Tabela 5 - Variáveis geométricas do aterro

Altura total do aterro, H	9,85 m
Largura do aterro, b	15,00 m
Altura do maciço de EPS, h_{EPS}	9,00 m
Espessura total do pavimento, h_{pav}	0,75 m
Espessura da camada de areia, h_{areia}	0,10 m
Sobrecarga de tráfego, p_{traf}	25 kPa
Comprimento do aterro, L	128,57 m

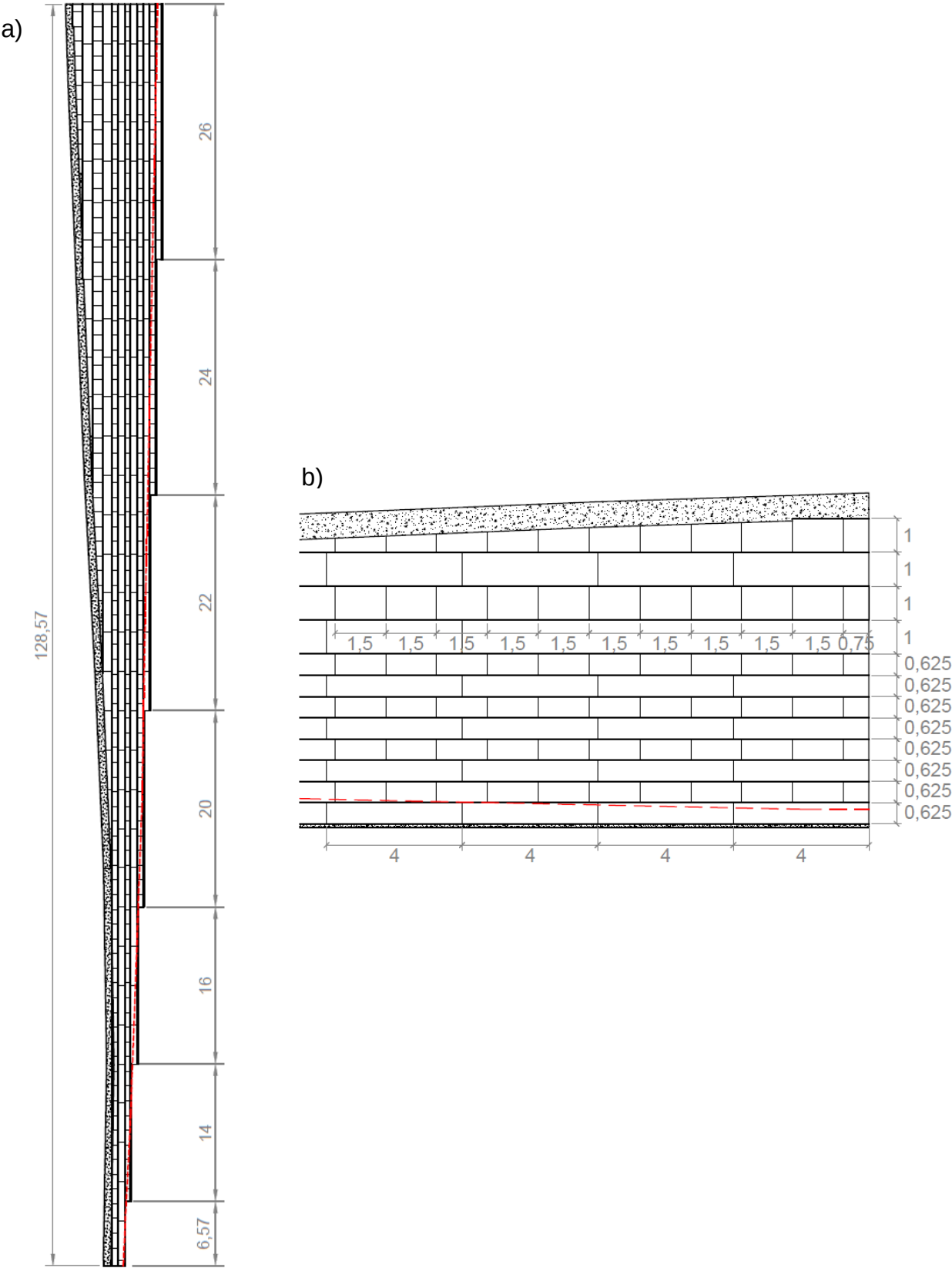
Fonte: criado pela autora

Os blocos de EPS utilizados têm dimensões de 4000x1500x625 mm nas oito camadas inferiores e 4000x1500x1000 mm nas quatro camadas superiores, totalizando doze camadas.

5.2.2. Seção longitudinal

A seção longitudinal vista na Figura 52 mostra a visão lateral da disposição dos blocos, complementando a Figura 51. No início de camadas alternadas os blocos foram deslocados 750 mm, ou seja, as camadas são iniciadas com blocos pela metade. Isso impede a continuidade das juntas verticais entre as camadas, o que é importante para não prejudicar o intertravamento e comprometer a estabilidade do aterro como um todo.

Figura 52 - Seção longitudinal com visão lateral da distribuição dos blocos de EPS (em metros)
a) aterro completo b) detalhamento



Fonte: criado pela autora

5.2.3. Componentes

Como explicado no item 4.4, o aterro completo é formado por outros componentes além dos blocos de EPS.

Foi prevista uma camada de areia na espessura de 10cm para acomodação dos blocos e para posicionamento do sistema de drenagem que deve ser instalado abaixo do aterro, conforme recomendações discutidas em 4.3, e cujo projeto não faz parte do escopo do presente trabalho.

Entre a camada de areia e o solo mole deve ser colocado um material geotêxtil para impedir o carreamento de finos do solo de fundação para a areia em caso de elevação do nível d'água.

Também faz parte do projeto a instalação de geomembrana de polietileno de alta densidade (PEAD) em cima e nas laterais do aterro para proteção, principalmente contra possíveis vazamentos de gasolina, diesel ou óleos.

É recomendável a utilização de ao menos um conector mecânico por m² na interface horizontal entre as camadas de EPS para aumentar a resistência ao cisalhamento do aterro como um todo. Caso haja risco de movimentação frente a cargas horizontais, deve ser prevista uma densidade maior de conectores.

E, por fim, acima da geomembrana superior é instalado o pavimento. Segundo Bernucci et al. (2008, p.9) "Pavimento é uma estrutura de múltiplas camadas de espessuras finitas, construída sobre a superfície final de terraplenagem", ou seja, o termo engloba diversas camadas e não só o revestimento asfáltico ou de concreto. E nesse caso o topo do maciço de EPS faz o papel da superfície final de terraplanagem e recebe o pavimento.

5.2.4. Cargas aplicadas

A presença da obra acrescenta ao solo mole a carga devido ao peso do próprio aterro de geoexpandido, a carga devido ao peso do pavimento e a carga de tráfego considerada na vida útil da obra.

Foi adotado o geoexpandido com massa específica de 22 kg/m³, por ser um material de uso comum nesse tipo de obra, o que corresponde a uma carga de 1,9 kPa na superfície do solo mole na seção transversal crítica (Figura 51) analisada no dimensionamento.

A sobrecarga de tráfego adotada é baseada na norma ABNT NBR 7188 (Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas), por se

tratar de um aterro de encontro de um viaduto. Segundo esta norma, “A carga móvel rodoviária padrão TB-450 é definida por um veículo tipo de 450 kN, com seis rodas, $P = 75$ kN, três eixos de carga afastados entre si em 1,5 m, com área de ocupação de 18,0 m², circundada por uma carga uniformemente distribuída constante $p = 5$ kN/m².” Fazendo uma simplificação a favor da segurança, a carga de 450 kN foi considerada distribuída na área de 18 m², resultando em 25 kPa de sobrecarga de tráfego.

O pavimento foi adotado de forma estimada e a favor da segurança com um peso específico de 22 kN/m³ e ele fica apoiado sobre o aterro de geoexpandido. Sua espessura de 0,75m foi determinada de forma iterativa pela verificação ao risco de flutuação, como será explicado no item 5.4.2, em conjunto com outras verificações. Como resultado, a sobrecarga devido ao peso do pavimento é de 16,5 kPa.

A Tabela 6 reúne todas as cargas e os locais onde elas são aplicadas.

Tabela 6 - Resumo das cargas aplicadas no solo mole

Origem	Carga	Ponto de aplicação
Aterro de geoexpandido	1,9 kPa	Superfície do solo mole
Pavimento	16,5 kPa	Topo do maciço de geoexpandido
Tráfego	25 kPa	Superfície do pavimento

Fonte: criado pela autora

5.3. Verificação de Recalques

A partir da geometria preliminar apresentada, das cargas estabelecidas e do perfil de solo considerado, foi feita a verificação de recalques no solo mole abaixo do aterro.

5.3.1. Recalques por adensamento primário

Como no caso analisado não foi realizado ensaio de adensamento, os recalques primários serão estimados de outra maneira, pelo método de Robertson a partir de resultados dos ensaios CPTU (ROBERTSON, 2014), segundo a equação (6).

$$\Delta H_p = \frac{\Delta \sigma' \cdot h}{M} \quad (6)$$

A tensão efetiva no solo devida ao aterro, $\Delta \sigma'$, é calculada pela subtração entre a tensão total e a poropressão obtida no ensaio CPTU. A tensão total que chega na superfície do solo mole, $\Delta \sigma_{sup}$, para as considerações de recalque por adensamento, ou seja, devido a cargas estáticas, considera a carga do aterro de EPS e do pavimento.

$$\Delta \sigma_{sup} = 18,44 \text{ kPa}$$

A partir da superfície, é feita a aproximação da distribuição das tensões ao longo da profundidade com a proporção 2V:1H, o que equivale à equação (7).

$$\Delta\sigma = \frac{b}{b + 2 \cdot z \cdot \tan 27^\circ} \cdot \Delta\sigma_{sup} \quad (7)$$

Já o módulo confinante M é obtido pelos resultados do ensaio CPTU através da equação (8).

$$M = \alpha_M \cdot (q_t - \sigma_o) \quad (8)$$

O parâmetro α_M é dado em função do índice de tipo de comportamento do solo, I_c , e do valor normalizado da resistência do cone, Q_t , obtida no ensaio CPTU. A resistência de ponta corrigida, q_t , e a tensão total inicial antes da presença do aterro, σ_o , também são obtidas no ensaio.

Pela distribuição de tensões, o recalque tem valores diferentes no centro e nas bordas do aterro, quando analisamos sua seção transversal. A Tabela 7 mostra os valores de recalques primários obtidos.

Tabela 7 - Resultados de recalque primário

Recalque primário no centro do aterro	Recalque primário na borda do aterro
0,42 cm	0,21 cm

Fonte: criado pela autora

5.3.2. Recalques por compressão secundária

Novamente na ausência do ensaio de adensamento, o recalque secundário também foi obtido com parâmetros do ensaio CPTU, através da equação (9).

$$\Delta H_s = C_\alpha \cdot \Delta z \cdot \log \frac{t}{t_p} \quad (9)$$

O coeficiente C_α , nesse caso, também foi obtido com correlações do ensaio CPTU (equação (10)).

$$C_\alpha \approx 0,1 \frac{\Delta\sigma'}{M} \quad (10)$$

A tensão efetiva no solo devida ao aterro, $\Delta\sigma'$, é calculada da mesma maneira que no recalque primário, item 5.3.1.

A duração do recalque primário, t_p , é estimada através do Fator Tempo, T , que quando igualado a 1 representa o adensamento primário total (equação (11)). Para isso, também foi estimado o coeficiente de adensamento, c_v , pelos resultados do ensaio CPTU, como indicado na equação (12). A permeabilidade k é estimada pela

estratigrafia do solo como recomendado também no manual de Robertson (ROBERTSON, 2014).

$$T = \frac{c_v \cdot t}{H_d^2} \leftrightarrow 1 = \frac{c_v \cdot t_p}{H_d^2} \quad (11)$$

$$c_v = \frac{k \cdot M}{\gamma_w} \quad (12)$$

Com valores encontrados nas equações (10), (11) e (12) o recalque por compressão secundário obtido pela equação (9) é de 0,15 cm para um tempo de vida útil de $t = 100$ anos para a obra.

5.3.3. Recalque total

O recalque imediato é considerado desprezível para os valores de carga tratados, portanto o recalque total é a soma dos recalques primário e secundário, como mostrado na Tabela 8.

Tabela 8 - Recalques totais

	Recalque primário ΔH_p	Recalque secundário ΔH_s	Recalque total ΔH
centro do aterro	0,42 cm	0,15 cm	0,67 cm
borda do aterro	0,21 cm	0,15 cm	0,36 cm

Fonte: criado pela autora

Para aterros de encontro de viaduto, é recomendável que os recalques não sejam superiores a 3 cm para manter a coesão com a obra de arte. Portanto, os recalques encontrados com o aterro leve satisfazem o critério.

5.4. Verificação das Estabilidades Externa e Global

A verificação da estabilidade externa do aterro foi feita, seguindo as orientações do manual de projeto (STARK et al., 2004), através da verificação da capacidade de carga do solo de fundação, da verificação da resistência à flutuação do aterro com um todo e da verificação da resistência ao deslizamento e ao tombamento do aterro quando submetido a forças horizontais, sejam por ação do vento ou da água. Depois um programa computacional foi usado para a avaliação da estabilidade global do conjunto.

5.4.1. Capacidade de carga do solo de fundação

No âmbito da análise da estabilidade externa, a capacidade de carga de um solo é dada pela equação (4), no item 3.3.2, e os fatores de capacidade de carga usados nela são expressos pelas equações (13), (14) e (15).

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \delta} \cdot \tan^2(45^\circ + \delta/2) \quad (13)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \delta \quad (14)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \delta \quad (15)$$

O solo mole é puramente coesivo e, portanto, o ângulo de atrito é zero, anulando o fator de carga N_γ correspondente ao atrito. Como o aterro está apoiado na superfície do solo mole, D_f é zero, anulando também a parcela equivalente a sobrecarga. Resta apenas a parcela que corresponde à coesão e no solo mole o valor da coesão é dado pela resistência não drenada S_u .

O fator de carga N_c também pode ser calculado pela equação (16), desenvolvida por Skempton (1951). Com as dimensões do aterro dadas pela Tabela 5:

$$N_c = 5 \cdot \left(1 + 0,2 \cdot \frac{b}{L}\right) \left(1 + 0,2 \cdot \frac{D_f}{b}\right) \quad (16)$$

$$N_c = 5,117$$

Baseado na heterogeneidade do solo mole encontrado, foi feita a divisão em três camadas com valores de resistência não drenada de 17 kPa, 19 kPa e 22 kPa, como será considerado no item 5.4.5 para a estabilidade global. Nesse caso, foi considerada apenas a situação mais desfavorável para simplificação, com $S_u = 17 \text{ kPa}$, que resulta na capacidade de carga de $q_u = 87 \text{ kPa}$.

É preciso considerar a distribuição das tensões das cargas do aterro de EPS, do pavimento e do tráfego para obter as tensões realmente aplicadas na superfície do solo mole e poder verificar se a capacidade de carga deste solo é adequada. Para isso, nesse caso, foi usado um método mais próximo da realidade do que o indicado no item 5.35.2 (proporção 2V:1H) porque existem dados empíricos disponíveis obtidos de aterros com geoexpandido instrumentalizados e estudados na Noruega. A partir desses dados, chegou-se à conclusão (AABØE, 1993; 2000) que a distribuição de tensões se dá conforme a equação (17).

$$\sigma_{pav,sup} + \sigma_{traf,sup} = \frac{(\sigma_{pav} + \sigma_{traf}) \cdot b_t}{b_t + h_{EPS}} \quad (17)$$

A transferência da carga do próprio aterro de geoexpandido para a superfície do solo mole, ou seja, sua base, pode ser feita com a distribuição de tensões segundo a solução de Boussinesq, que quando somada à equação (17) resulta no acréscimo de tensão total no solo causado pelo aterro como um todo, $\Delta\sigma$, incluindo o pavimento e o tráfego (equação (18)).

$$\Delta\sigma = \frac{(\sigma_{pav} + \sigma_{traf}) \cdot b_t}{b_t + h_{EPS}} + \frac{\gamma_{EPS} \cdot h_{EPS}}{2} \quad (18)$$

$$\Delta\sigma = 27 \text{ kPa}$$

O fator de segurança é definido dividindo-se a capacidade de carga do solo pela carga aplicada pelo aterro, portanto:

$$FS = \frac{q_u}{\Delta\sigma} = 3,2$$

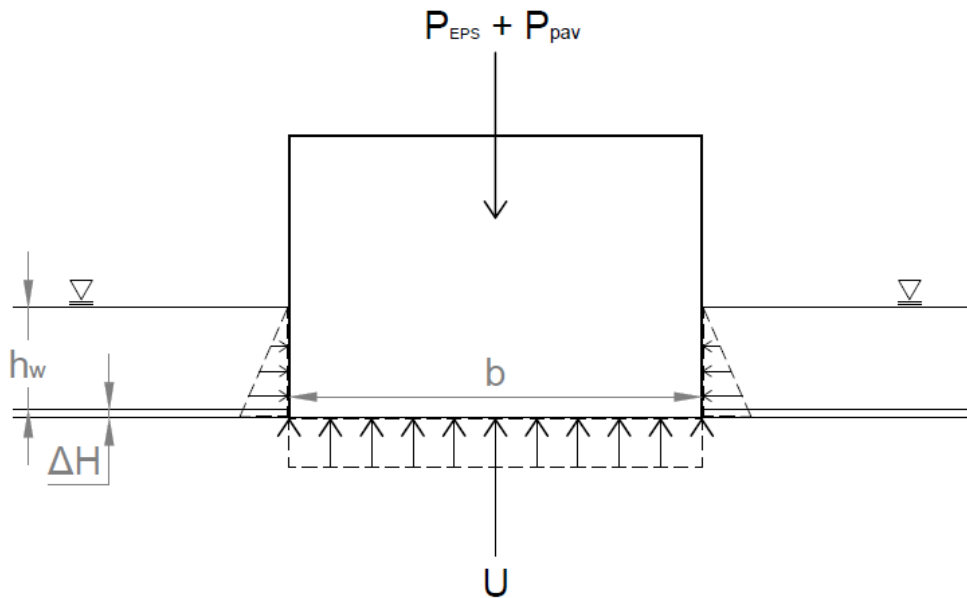
Adotando o fator de segurança admissível de 3, o valor encontrado é adequado.

5.4.2. Resistência à flutuação

As sondagens executadas apontam que o nível d'água estava a 3,68 m e 4,10 m de profundidade no momento do ensaio. Entretanto, após pesquisas sobre a região, constatou-se que ocorrem alagamentos nas avenidas ao redor. Estima-se que o nível d'água pode chegar a, aproximadamente, 1,5 m acima da superfície natural do terreno e este é o cenário utilizado para o cálculo da resistência à flutuação do aterro de geoexpandido, mesmo levando em conta o sistema de drenagem.

Para verificar o risco de flutuação, é comparado o valor do empuxo que pode agir sobre a base do aterro no sentido de sua elevação com o valor das forças contrárias, causadas pelo peso do maciço de geoexpandido e do pavimento, como indica a Figura 53.

Figura 53 - Esquema de forças para a verificação da resistência à flutuação



Fonte: criado pela autora

Não foi considerada a carga de tráfego porque ela é temporária e pode não estar presente no momento de elevação do nível d'água. O equilíbrio das forças verticais é dado pela equação (19). A força hidrostática também leva em conta o recalque total do aterro, ΔH , além da altura do nível d'água, h_w , e para este cálculo foi usado o maior recalque, encontrado no centro do aterro.

$$FS = \frac{P_{EPS} + P_{pav}}{\gamma_w \cdot (h_w + \Delta H) \cdot b} \quad (19)$$

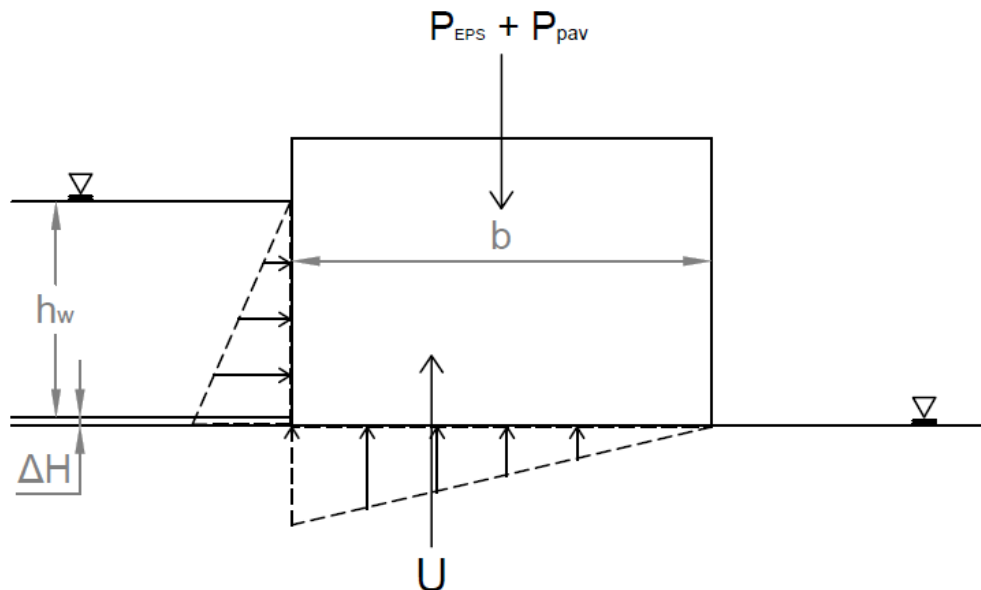
$$FS = 1,22$$

O fator de segurança atinge o mínimo de 1,2 exigido para condições temporárias, portanto não há risco de flutuação para a condição assumida.

5.4.3. Deslizamento e tombamento por pressão hidrostática

Considerando a possibilidade de alagamento na região do aterro, foi verificado o risco de deslizamento ou tombamento do aterro vertical quando submetido a carga horizontal por pressão da água no caso mais desfavorável, quando há nível d'água máximo ($h_w = 1,5$ m) de um dos lados e não há do outro, como mostra a Figura 54.

Figura 54 – Esquema de forças para a verificação do risco de deslizamento por pressão hidrostática



Fonte: criado pela autora

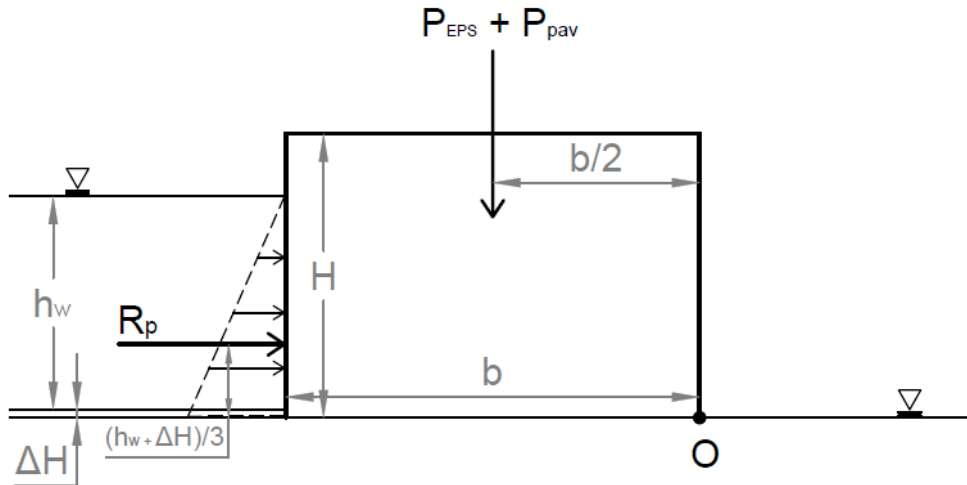
A resistência ao deslocamento horizontal é dada pelo atrito na superfície de contato entre o aterro e o solo abaixo. Como há uma camada de areia entre o solo mole e os blocos, o coeficiente de atrito considerado é aquele entre o EPS e a areia. Baseado nos dados presentes no item 4.3.4, foi adotado um ângulo de atrito de 30°. A equação (20) mostra o cálculo do coeficiente de segurança, a partir do equilíbrio de forças. As forças verticais – peso do aterro, do pavimento e empuxo – mobilizam o atrito, por isso são multiplicadas pela tangente do coeficiente de atrito, δ . Isso em contraponto à componente horizontal da força hidrostática, que aumenta com a profundidade.

$$FS = \frac{[(P_{EPS} + P_{pav}) - \frac{\gamma_w \cdot (h_w + \Delta H) \cdot b}{2}] \cdot \tan \delta}{\frac{\gamma_w \cdot (h_w + \Delta H)^2}{2}} \quad (20)$$

$$FS = 8,3$$

Para aterros verticais, como é o caso em estudo, a presença de pressão hidrostática em apenas um dos lados do aterro gera também o risco de tombamento em torno do ponto O mostrado na Figura 55, na interface entre o geoexpandido e a camada de areia abaixo.

Figura 55 - Esquema de forças para a verificação da resistência ao tombamento por pressão hidrostática



Fonte: criado pela autora

Sendo R_p a componente horizontal da pressão hidrostática quando o nível d'água é presente em apenas um dos lados do aterro (equação (21)), o fator de segurança, feito por equilíbrio de momentos em torno do ponto O, é dado pela equação (22).

$$R_p = \frac{\gamma_w \cdot h_w^2}{2} \quad (21)$$

$$FS = \frac{\frac{b}{2} \cdot (P_{EPS} + P_{pav})}{\frac{h_w + \Delta H}{3} \cdot R_p} \quad (22)$$

$$FS = 367,4$$

O fator de segurança mínimo exigido é 1,2 para condições temporárias como estas, portanto não há risco de deslizamento ou tombamento por pressão hidrostática.

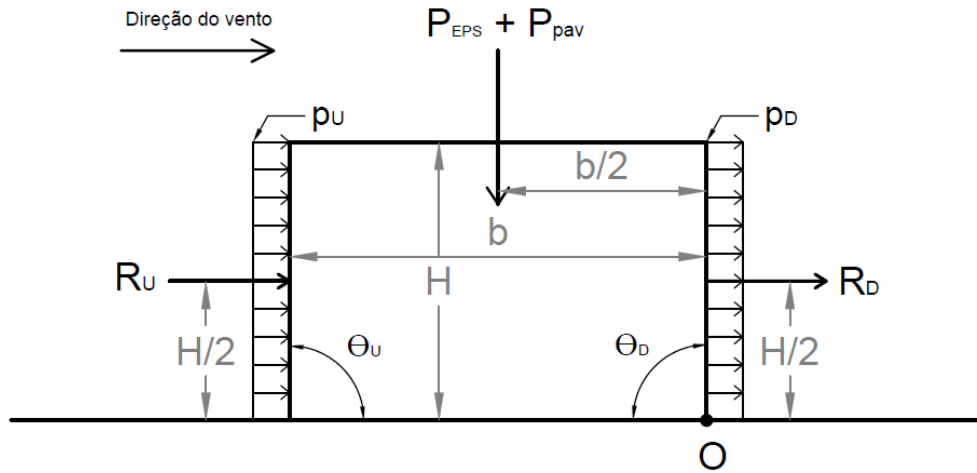
5.4.4. Deslizamento e tombamento por carga de vento

Em razão da baixa massa específica do geoexpandido, foi feita a verificação da resistência ao deslizamento ou tombamento do aterro vertical quando submetido a carga horizontal pela ação do vento.

Em relação ao risco de deslizamento, a equação (25) mostra o cálculo do fator de segurança relacionando as forças resistentes – forças verticais que mobilizam o atrito na interface entre o EPS e a camada de areia imediatamente abaixo – e as forças desestabilizantes, devidas ao vento. A força R_U é causada diretamente pelo vento e a força R_D é causada pela sucção no lado oposto ao da incidência direta do vento. Elas

são modeladas como uma pressão constante de magnitude p_U e p_D , respectivamente (equações (23) e (24)), ao longo da altura H , como mostra a Figura 56.

Figura 56 - Esquema para a verificação da resistência ao deslizamento pela ação do vento



Fonte: criado pela autora

$$p_U = 0,75 \cdot V^2 \cdot \sin \theta_U \quad (23)$$

$$p_D = 0,75 \cdot V^2 \cdot \sin \theta_D \quad (24)$$

$$FS = \frac{(P_{EPS} + P_{pav}) \cdot \tan \delta}{R_U + R_D} \quad (25)$$

Pela norma ABNT NBR 6123 – “Forças devidas ao vento em edificações” a velocidade básica de vento (V) na região da Grande São Paulo é de 40 m/s. Assim, o fator de segurança encontrado é de:

$$FS = 6,8$$

Assim como na presença de forças hidrostáticas, quando há forças horizontais de vento existe o risco do aterro vertical tombar em torno do ponto O mostrado na Figura 56, na interface entre o geoexpandido e a camada de areia abaixo.

Novamente por equilíbrio de momentos o fator de segurança é dado pela equação (26).

$$FS = \frac{\frac{b}{2} \cdot (P_{EPS} + P_{pav})}{\frac{H}{2} \cdot (R_U + R_D)} \quad (26)$$

$$FS = 16,7$$

Tratando-se mais uma vez de condições temporárias, o fator de segurança mínimo é 1,2, portanto não há risco de deslizamento ou tombamento nestas condições.

5.4.5. Estabilidade global do aterro

A estabilidade global do aterro foi avaliada com o cálculo do fator de segurança para a superfície de ruptura crítica, encontrada pelo método de Jambu simplificado.

No manual de projeto utilizado nos Estados Unidos (STARK et al., 2004) existe uma discussão de três cenários possíveis para a modelagem do aterro. Em dois deles a superfície de ruptura passa pelo maciço de geoexpandido e não pelo solo mole abaixo porque o geoexpandido tem uma resistência ao cisalhamento muito baixa em comparação ao solo. O ângulo de atrito ϕ do material não é baixo, mas a tensão vertical normal pela carga do aterro é, o que resulta em uma tensão cisalhante τ baixa ($\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi$) e a superfície de ruptura não passa pelo solo mole e portanto não é possível avaliar adequadamente a estabilidade global. Um desses cenários não é recomendado no manual de projeto citado apenas porque é feita também uma análise de estabilidade sísmica e para isso é necessário que o aterro seja modelado. Mas, como a obra estudada não estará sujeita a abalos sísmicos, decidiu-se adotar o cenário em que o maciço de EPS, o pavimento e a sobrecarga de tráfego são modeladas como carga aplicada na superfície do solo mole e não contribuem com a resistência. Dessa forma, garante-se que a superfície de ruptura passe pelo solo mole de fundação.

Para isso foi usado o programa Rocscience Slide. Optou-se por dividir a camada de solo mole em três subcamadas com as propriedades descritas na Tabela 9.

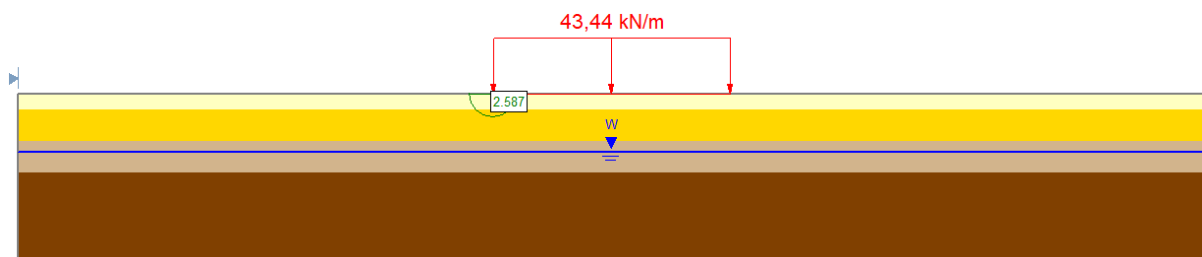
Tabela 9 - Propriedades adotadas para o solo

Solo	Peso específico	Coesão	Ângulo de atrito
Solo Mole 1	16 kN/m ³	19	0
Solo Mole 2	16 kN/m ³	17	0
Solo Mole 3	16 kN/m ³	22	0
Solo de fundação	18 kN/m ³	5	25°

Fonte: Relatório técnico feito pela empresa responsável pelo projeto original

O resultado da análise está na Figura 57 e o fator de segurança encontrado foi de 2,587.

Figura 57 - Resultado da estabilidade global do aterro



Fonte: criado pela autora

O fator de segurança mínimo recomendado pela norma ABNR NBR 11682:2009 – “Estabilidade de Encostas” é de 1,5, portanto o aterro é considerado estável.

5.5. Verificação da Estabilidade Interna do Aterro

A análise da estabilidade interna do aterro permite a determinação do material a ser utilizado, através da análise da sua capacidade de carga, e também a previsão ou não de conectores que podem ser usados para aumentar a resistência do aterro a esforços horizontais, quando necessário.

5.5.1. Deslizamento por pressão hidrostática

Quando a estabilidade interna é analisada, a verificação contra deslizamento por pressão hidrostática deve ser feita entre as camadas de EPS. A equação (20) é novamente utilizada com a diferença de que a altura h_w é a distância entre o nível d'água e a superfície analisada, no caso a interface entre camadas de EPS. Pelo layout dos blocos (Figura 51), pode-se ver que apenas as duas primeiras camadas estão sob o nível d'água de 1,5 m, portanto foi verificada a interface entre a primeira camada e a segunda (h_w é a diferença entre a altura do nível d'água e a espessura da primeira camada) e entre a segunda e a terceira (h_w é a diferença entre a altura do nível d'água e a soma das espessuras da primeira e da segunda camadas). A Tabela 10 mostra os fatores de segurança. Ambos são muito superiores ao limite de 1,2, portanto não há risco de deslizamento por pressão hidrostática.

Tabela 10 - Resultados da análise de risco de deslizamento por pressão hidrostática no contexto da estabilidade interna

Camadas	h_w	FS
Interface entre a 1ª camada e a 2ª	0,775	39,6
Interface entre a 2ª camada e a 3ª	0,150	1045,3

Fonte: criado pela autora

5.5.2. Deslizamento por carga de vento

Da mesma forma, a verificação contra deslizamento por carga de vento dentro do contexto da análise da estabilidade interna deve ser feita tanto na interface entre as camadas de EPS quanto entre o EPS e a geomembrana usada por cima e nas laterais do aterro. As equações (23), (24) e (25) são novamente utilizadas com a diferença de que a altura H considerada para o cálculo das resultantes R_U e R_D é a diferença entre o nível da interface que se quer analisar e o topo do aterro.

Na interface entre o EPS e a areia, foi adotado um ângulo de atrito de 30° , como explicado no item 4.3.4. O ângulo de atrito na interface EPS/EPS foi usado também como 30° e na interface com a geomembrana foi adotado o valor de 20° .

Os fatores de segurança encontrados com a equação (25) para os diferentes valores de H estão na Tabela 11. Como o valor admissível é 1,2, não foi encontrado risco de deslizamento pela ação de carga de vento.

Tabela 11 - Verificação do risco de deslizamento por carga de vento no contexto da estabilidade interna

Camadas	H	FS
Interface entre a 1ª e a 2ª	9,14	7,3
Interface entre a 2ª e a 3ª	8,51	7,8
Interface entre a 3ª e a 4ª	7,89	8,4
Interface entre a 4ª e a 5ª	7,26	9,2
Interface entre a 5ª e a 6ª	6,64	10,0
Interface entre a 6ª e a 7ª	6,01	11,1
Interface entre a 7ª e a 8ª	5,39	12,4
Interface entre a 8ª e a 9ª	4,76	14,0
Interface entre a 9ª e a 10ª	4,14	16,1
Interface entre a 10ª e a 11ª	3,51	19,0
Interface entre a 11ª e a 12ª	2,89	23,1
Interface entre a 12ª e o pav.	2,26	29,4

Fonte: criado pela autora

5.5.3. Capacidade de carga

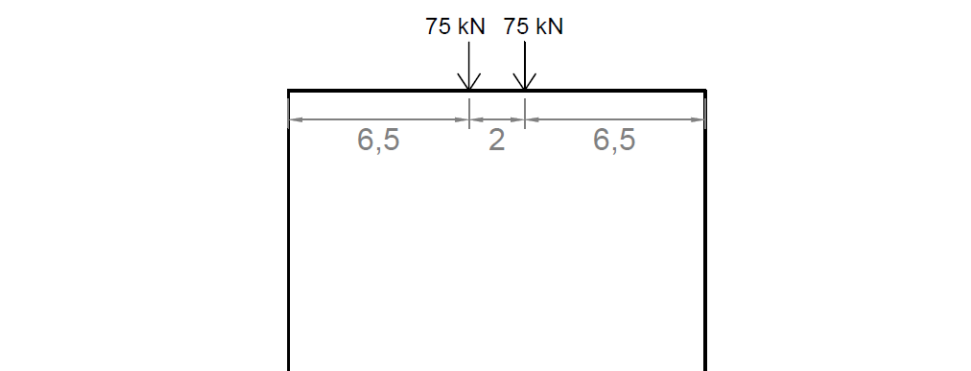
No contexto da estabilidade interna, a capacidade de carga analisada é a do maciço de EPS. Ela resulta na seleção do material com a resistência à compressão mínima necessária para suportar a sobrecarga do tráfego e do pavimento e para manter a deformação sob controle.

Para o dimensionamento do aterro estudado foram seguidas as etapas descritas no item 4.5, com ajustes quando necessário para adaptações às normas brasileiras. A seguir está descrita a sequência de cálculo.

Etapa 1 - Cargas de tráfego

Novamente segundo a norma ABNT NBR 7188 “Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas”, nesse caso serão adotadas as duas cargas pontuais equivalentes às rodas do veículo tipo de 450 kN na seção analisada. São duas cargas de 75 kN espaçadas de 2 m localizadas no centro do aterro, como mostra a Figura 58, considerando a seção transversal crítica localizada no ponto B da Figura 50. Cada uma está aplicada em uma área equivalente à uma roda, definida como um retângulo de 0,5m por 0,2m com a dimensão maior paralela à seção transversal.

Figura 58 - Carga de tráfego para dimensionamento do geoexpandido



Fonte: criado pela autora

Etapa 2 - Majoração das cargas de tráfego

O manual indica a majoração do valor da carga de tráfego com coeficiente 0,3 nos casos em que forças dinâmicas ou de impacto ocorrem perpendicular ao sentido de tráfego do aterro rodoviário ou em aterros de encontro de pontes e viadutos. Para o aterro de encontro estudado, a carga de tráfego passa a ser:

$$\Delta\sigma_{traf,maj} = 0,3 \cdot 75 = 97,5 \text{ kN}$$

Etapa 3 - Cargas de tráfego no topo do maciço de EPS

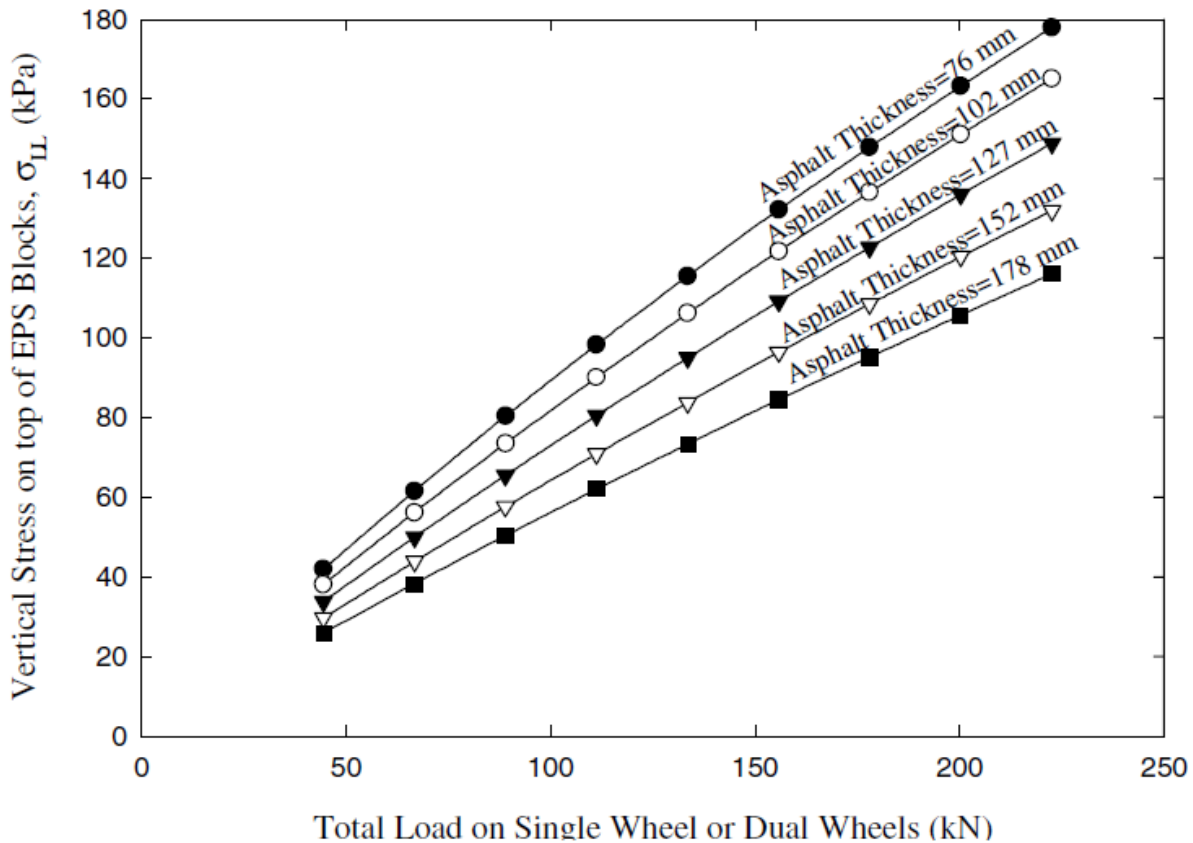
Para estimar a carga de tráfego no topo do maciço de EPS é necessário calcular a dissipação de tensões no interior do pavimento. Para isso o manual utiliza a solução de Burmister, através do software Kenlayer, para calcular a dissipação nas diferentes camadas do pavimento e fornece três ábacos para consulta, cada um para uma solução de pavimentação diferente.

Para o estudo foi escolhida a solução em pavimentação asfáltica. O ábaco fornecido está na Figura 59 e apresenta curvas para diferentes espessuras de camadas asfálticas, pressupondo um sistema com espessura total de 61cm. Entrando com a carga aplicada em uma roda no eixo horizontal, escolhendo a curva adequada para a espessura da camada asfáltica, é possível ler no eixo vertical qual é a carga que alcança o topo do maciço de EPS.

A espessura total do sistema estudado é de 75 cm, maior do que o adotado como referência no ábaco. Dessa maneira a dissipação de tensões estimada por ele será menor do que a real, o que é a favor da segurança, portanto não há problema em utilizá-lo. Da mesma forma, como a espessura do projeto é maior do que a teórica, é razoável adotar a camada asfáltica mais espessa entre as opções do ábaco, a de 17,8 cm. Escolhendo esta curva, a tensão de tráfego de 97,5 kN aplicada na superfície chega no topo do maciço de EPS com 55 kPa.

$$\Delta\sigma_{traf, topo\ do\ EPS} = 55kPa$$

Figura 59 - Tensão vertical no topo do maciço de EPS em função da carga de tráfego aplicada na superfície de um pavimento asfáltico de 61 cm, para diferentes espessuras de camada de asfalto



Fonte : STARK et al. (2004)

Etapas 4 - Cargas do pavimento no topo do maciço de EPS

Como especificado no item 5.2, o pavimento foi adotado como tendo um peso específico aproximado de 22 kg/m³ com espessura de 75 cm, resultando na carga de 16,5 kPa e ele está apoiado diretamente no topo do maciço de EPS.

$$\Delta\sigma_{pav,topo\ do\ EPS} = 16,5\ kN$$

Etapas 5 - Cargas totais no topo do maciço de EPS

A carga total no topo do maciço de EPS é:

$$\sigma_{total,\ topo\ do\ EPS} = \Delta\sigma_{traf,topo\ do\ EPS} + \Delta\sigma_{pav,topo\ do\ EPS} = 71,5\ kPa$$

Etapas 6 e 7 - Determinação da resistência à compressão mínima e seleção do material

Adotando um fator de segurança de 1,2, a resistência à compressão a 1% de deformação mínima necessária para o EPS instalado logo abaixo do pavimento é:

$$FS = \frac{R_{1\%}}{\sigma_{total,\ topo\ do\ EPS}} \geq 1,2 \rightarrow R_{1\%} \geq 85,8\ kPa$$

Segundo a Tabela 4, retirada da norma ASTM D 6817, esta resistência equivale ao material EPS39 de resistência à compressão a 1% de deformação de 103 kPa e peso específico mínimo de 38,4 kg/m³.

Etapas 8 - Determinação preliminar do pavimento

O detalhamento do pavimento não faz parte do escopo deste trabalho. Fica determinada apenas a espessura total de 75 cm e a espessura da camada de asfalto com 17,8 cm. Além disso, foi admitido um peso específico médio de 22 kg/m³ para os cálculos. Para quase todas as verificações não há problemas se o valor real for inferior ou levemente superior, apenas recomenda-se uma nova verificação da resistência à flutuação caso o peso específico médio seja inferior ao adotado.

Etapas 9 - Cargas de tráfego ao longo da profundidade dentro do EPS

A estimativa da carga de tráfego ao longo da profundidade dentro do maciço de EPS foi feita pelo método de espraçamento com a proporção 2V:1H. Estudos feitos durante a elaboração do manual usado como referência (STARK et al., 2004) e resultados de ensaios em escala natural feitos pelo Laboratório Norueguês de Pesquisas Rodoviárias (AABØE, 1993; 2000) se aproximam da proporção 1,8V:1H, portanto usar a estimativa de 2V:1H é conservativo e recomendável.

Para este método foi calculada a área retangular equivalente ocupada pela carga que chega no topo no EPS, depois de sua distribuição por dentro do pavimento. O ábaco

usado na etapa 3 se baseia em uma área circular, por isso é necessário calcular primeiro a área circular A_c ocupada pela carga e depois a área retangular equivalente. A área circular é obtida dividindo a força majorada aplicada por uma roda na superfície, de 97,5 kN, pela tensão obtida após o espraçamento.

$$A_c = \frac{97,5}{55} = 1,77m^2$$

Depois o retângulo equivalente de dimensões L e B é determinado pelas equações (27) e (28).

$$L = 0,6 \cdot \sqrt{\frac{A_c}{0,5227}} \quad (27)$$

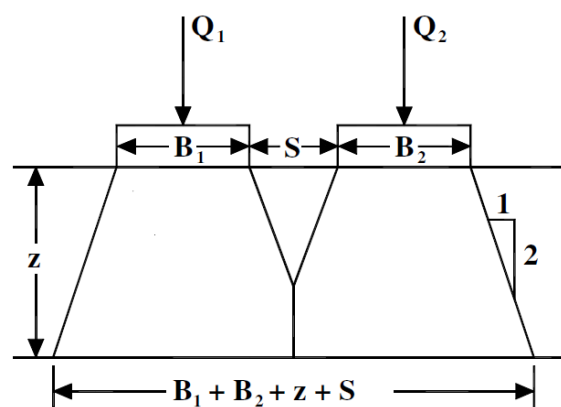
$$L = 1,1m$$

$$B = 0,8712 \cdot \sqrt{\frac{A_c}{0,5227}} \quad (28)$$

$$B = 1,6m$$

A carga de 97,5 kPa distribuída por esse retângulo é espraçada pelo EPS e, como são duas cargas aplicadas, a partir de uma determinada profundidade há sobreposição de tensões. Pela geometria, como pode-se ver na Figura 60, essa profundidade equivale à distância S entre as áreas das cargas aplicadas, que neste caso é $2 - 1,6 = 0,4m$.

Figura 60 - Esquema de sobreposição de tensões espraçadas pelo método de proporção 2V:1H



Fonte: STARK et al. (2004)

Para o cálculo da carga de tráfego ao longo da profundidade, Z , com a sobreposição de tensões, é usada a equação (29). A carga combinada P_{comb} é a soma das duas cargas iguais, a dimensão B_{comb} é a soma das dimensões B dos dois retângulos e da

distância S e a dimensão L_{comb} , nesse caso, é igual à dimensão L , já que não há sobreposição de tensões nessa direção.

$$\Delta\sigma_{traf}(z) = \frac{P_{comb}}{(B_{comb} + z)(L_{comb} + z)} \quad (29)$$

A Tabela 12 mostra os valores da carga de tráfego espreiada ao longo da profundidade. Foram adotados valores de profundidade equivalentes aos topos das camadas de EPS, conforme Figura 52.

Tabela 12 - Carga de tráfego ao longo da profundidade

Z abaixo do EPS (m)	$\Delta\sigma_{traf}(z)$
1,000	20,1
2,000	11,2
3,000	7,2
4,000	5,0
4,625	4,1
5,250	3,5
5,875	2,9
6,500	2,5
7,125	2,2
7,750	1,9
8,375	1,7
9,000	1,5

Fonte: criado pela autora

Etapas 10 - Cargas do pavimento ao longo da profundidade dentro do EPS

O aterro estudado é vertical, com área da seção transversal constante ao longo da profundidade, portanto a carga de pavimento sendo distribuída em toda a seção transversal não sofre espreiamento ao longo da profundidade e se mantém 16,5 kN.

Etapas 11, 12 e 13 – Cargas totais, determinação da resistência à compressão mínima e seleção do material ao longo da profundidade

Somando as cargas de tráfego determinadas ao longo da profundidade na Etapa 9 com a carga de pavimento constante, determinada da Etapa 4, encontramos as cargas totais ao longo da profundidade. Com elas é possível determinar a resistência à compressão a 1% de deformação mínima necessária para cada camada de geoexpandido, com um coeficiente de segurança de 1,2, e selecionar o material adequado. Todas as informações estão reunidas na Tabela 13, onde foram

acrescentados também os dados da camada logo abaixo do pavimento, determinados nas Etapas 6 e 7.

Tabela 13 - Dimensionamento do geoexpandido

Profundidade, z	$\Delta\sigma_{pav}$	$\Delta\sigma_{traf}(z)$	$\Delta\sigma_{total}(z)$	$R_{1\%}$ mínima	EPS
0,750	16,5	55	71,5	85,8	EPS39
1,750	16,5	20,1	36,6	43,9	EPS22
2,750	16,5	11,2	27,7	33,2	EPS19
3,750	16,5	7,2	23,7	28,4	EPS19
4,750	16,5	5,0	21,5	25,8	EPS19
5,375	16,5	4,1	20,6	24,8	ESP15
6,000	16,5	3,5	20,0	24,0	ESP15
6,625	16,5	2,9	19,4	23,3	ESP15
7,250	16,5	2,5	19,0	22,8	ESP15
7,875	16,5	2,2	18,7	22,4	ESP15
8,500	16,5	1,9	18,4	22,1	ESP15
9,125	16,5	1,7	18,2	21,9	ESP15

Fonte: criado pela autora

A nomenclatura usada para a classificação do material foi a da norma ASTM D 6817, que faz referência ao seu peso específico em kg/m^3 .

5.6. Configuração final do aterro

Inicialmente foi adotada uma massa específica média de 22 kg/m^3 para o geoexpandido para permitir os cálculos a partir da sua carga. Com o material especificado na Tabela 12, é possível calcular a massa específica média real do aterro, o que resulta em $19,9 \text{ kg/m}^3$. Para a maioria das verificações isso não é um problema e a redução da carga é favorável a segurança, exceção feita apenas à resistência à flutuação. Por isso os cálculos foram refeitos com a equação (20), usando a massa específica do EPS como $19,9 \text{ kg/m}^3$, e o valor encontrado foi $FS = 1,21$. Assim, a configuração final do aterro mantém os recalques sob controle e as estabilidades interna, externa e global verificadas.

Como o aterro não corre risco de deslizamento ou tombamento por ação de cargas horizontais, indica-se a utilização apenas da quantidade mínima recomendada de conectores metálicos já especificada em 5.2, ou seja, um conector por m^2 de interface horizontal entre camadas de geoexpandido.

O geoexpandido tem a capacidade de auto suporte e não precisa de contenção lateral, entretanto é recomendável uma proteção superficial nas laterais do aterro contra intempéries. Esta proteção não precisa ter função estrutural e precisa ter também auto suporte ou então estar fisicamente atrelada ao aterro, para apoio. Para isso propõe-se uma camada de concreto projetado, sem função estrutural, com tela, com 7cm de cada lado do aterro.

5.7. Comparação de custos

5.7.1. Custos da obra original

A obra original foi feita com aterro armado e muro de contenção lateral de placas de concreto pré-moldadas sobre um reforço do solo mole feito com colunas de brita e geogrelha.

As colunas de brita possuíam 80 cm de diâmetro, com comprimento que variava entre 7 e 9 m e somavam 524 colunas em toda a obra. Isso tudo resultou em 4020 m de coluna, estimados em R\$60,00 por metro de execução, o que resultou em um custo de R\$ 281.400,00. Com o comprimento total e o diâmetro foi possível calcular o volume de brita necessário que, acrescido de 10% para eventuais perdas, resulta em 2222,74 m³ de brita. Estimando o custo de R\$70,00 por m³, temos R\$ 155.591,77. Portanto, o custo total estimado para as colunas de brita foi de R\$ 396.791,77.

O projeto da obra original fornece informações também sobre a área de geogrelha utilizada. Foi usada uma camada de geogrelha unidirecional de poliéster tecido com resistência à tração de 400kN em uma área de 468 m² (considerando 10% de perdas). O custo desse material, estimado pela Tabela de Preço Unitário (TPU) publicada pela Secretaria de Logística e Transportes do Estado de São Paulo em setembro de 2019, é de R\$ 59,75/m², resultando em R\$ 27.960,66 para esse trecho. Também foram usadas três camadas do mesmo material em outro trecho, que necessita de 5.750 m² de geogrelha para as três camadas, com 10% de perda. O custo é de R\$ 343.533,75. Por último, foram usadas quatro camadas de geogrelha bidirecional de poliéster tecido com resistência à tração de 400kN em um último trecho, necessitando de 2.588 m² de material, considerando 10% de perda. O custo estimado também pela TPU é de R\$ 140,57/m², resultando em R\$ 363.782,22. Reunindo todos os custos com geogrelha explicitados, o total é de R\$ 735.276,63.

O aterro em si foi estimado pela TPU em duas etapas. Primeiro a execução da terraplanagem do aterro, representado pelo item Aterro compactado, com custo de

R\$12,00 por m³ de aterro. A obra original apresentava volume total de aterro de 12.345 m³, resultando em R\$ 148.140,00. Depois foram estimados o aterro armado e a contenção lateral, representado pelo item Solo reforçado na TPU. O custo para a altura equivalente de aterro é de R\$ 918,59 e a área da base é 1.929 m², resultando em R\$ 1.771.960,11.

Todos esses custos estimados para a obra original estão reunidos na Tabela 14.

Tabela 14 - Custos estimados da obra original

Componentes	Custos
Colunas de brita	R\$ 396.791,77
Geogrelha	R\$ 735.276,63
Terraplanagem	R\$ 148.140,00
Aterro armado	R\$ 1.771.960,11
	R\$ 3.052.168,51

Fonte: criado pela autora

5.7.2. Custos do aterro com geoexpandido

O primeiro material a ser instalado imediatamente acima do solo mole é a manta geotêxtil. A Tabela de Preço Unitário publicada pela Secretaria de Logística e Transportes do Estado de São Paulo em setembro de 2019 fornece o custo de R\$8,56 por m³ de Manta geotêxtil não tecida com resistência longitudinal de 14 kN/m, que foi adotada nesta estimativa. Com a superfície total do aterro de 1928,55 m² (Figura 51 e Figura 52), o custo total de geotêxtil não tecido é de R\$16.508,19.

Em seguida é instalada a camada de areia, de espessura de 10 cm e sobre a mesma superfície de 1928,55 m², resultando em 192,9 m³. A mesma Tabela de Preço Unitário fornece o custo de R\$ 173,67 por m³ de Areia lavada para fundação de aterro, resultando em um custo total de R\$ 33.493,13.

Depois foi possível calcular o volume necessário de cada tipo de geoexpandido, classificado por peso específico, a partir da A Tabela 12 mostra os valores da carga de tráfego espraída ao longo da profundidade. Foram adotados valores de profundidade equivalentes aos topos das camadas de EPS, conforme Figura 52.

Tabela 12 e da configuração das camadas mostrada na Figura 52. Após consulta no mercado, foram obtidos os preços dos materiais incluindo o frete para ser entregue na região da Grande São Paulo (consulta feita em novembro de 2019). A Tabela 15 mostra os volumes e os custos parciais e o total do geoexpandido.

Tabela 15 - Custo dos blocos de geoexpandido

Camada	EPS	Custo/m³	Volume (m³)	Custo
12 ^a	EPS39	R\$ 757,58	177,00	R\$ 134.091,66
11 ^a	EPS22	R\$ 364,76	861,00	R\$ 314.058,36
10 ^a	EPS19	R\$ 297,52	1177,50	R\$ 350.329,80
9 ^a	EPS19	R\$ 297,52	1205,34	R\$ 358.613,87
8 ^a	EPS19	R\$ 297,52	1205,34	R\$ 358.613,87
7 ^a	ESP15	R\$ 234,91	1205,34	R\$ 283.147,30
6 ^a	ESP15	R\$ 234,91	1143,75	R\$ 268.678,31
5 ^a	ESP15	R\$ 234,91	1012,50	R\$ 237.846,38
4 ^a	ESP15	R\$ 234,91	862,50	R\$ 202.609,88
3 ^a	ESP15	R\$ 234,91	675,00	R\$ 158.564,25
2 ^a	ESP15	R\$ 234,91	468,75	R\$ 110.114,06
1 ^a	ESP15	R\$ 234,91	243,75	R\$ 57.259,31
				R\$ 2.833.927,05

Fonte: criado pela autora

Os mesmos fabricantes do geoexpandido consultados fornecem os conectores metálicos a serem usados entre as camadas de EPS a um custo de R\$10,00 por peça. A partir da seção transversal da Figura 51 e da seção longitudinal da Figura 52, chega-se a uma superfície de 12.068,55 m² de interface horizontal entre camadas de EPS, resultando em R\$ 120.685,50 de custo com conectores considerando a densidade de uma peça por m².

Para a instalação dos blocos, adota-se a produtividade estimada de 250 m³ de EPS por dia com um pedreiro e dois ajudantes. Com o volume total de 10237,8 m³, esses funcionários levariam 40,9 dias para concluir o trabalho. Esse prazo é teórico e usado somente para a composição de custos. Com o Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI) publicado pela Caixa (novembro de 2019) é possível estimar o salário de um pedreiro em R\$24,00 por hora e de um ajudante em R\$20,56 por hora. O resultado é um custo de R\$ 21.333,90 com mão de obra para a instalação dos blocos de geoexpandido.

A área ocupada pela geomembrana de polietileno de alta densidade (PEAD) que envolve as laterais e a parte superior do aterro é de 3214 m². Através do SINAPI publicado em novembro de 2019 foi possível estimar o custo total de R\$ 145.658,87 para o material e a sua instalação.

Para proteção lateral do aterro foi sugerido o uso de concreto projetado, com especificações genéricas para permitir o cálculo do custo aproximado através do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI) publicado pela Caixa. Foi especificada uma camada de 7 cm de espessura em cada lateral do aterro, armada com tela, aplicada continuamente com equipamento de projeção de 6 m³/h de capacidade. O custo estimado, calculado com valores de novembro de 2019, foi de R\$105.379,00.

A Tabela 16 reúne os custos já apresentados aqui e aponta o custo aproximado total de construção do aterro leve com geoexpandido estudado, de R\$ 3.255.651,94.

Tabela 16 - Custo total do aterro com geoexpandido

Componentes	Custos
Geotêxtil não tecido	R\$ 16.508,39
Areia	R\$ 33.493,13
Geoexpandido	R\$ 2.833.927,05
Conectores metálicos	R\$ 120.685,50
Mão de obra do EPS	R\$ 21.333,90
Geomembrana PEAD	R\$ 145.658,87
Concreto Projetado	R\$ 105.379,00
	R\$ 3.276.985,83

Fonte: criado pela autora

5.7.3. Comparação

Com as estimativas feitas, levando em conta apenas os pontos principais de cada solução, observa-se que o custo estimado do aterro com geoexpandido é 6,8% maior do que o custo estimado da obra original.

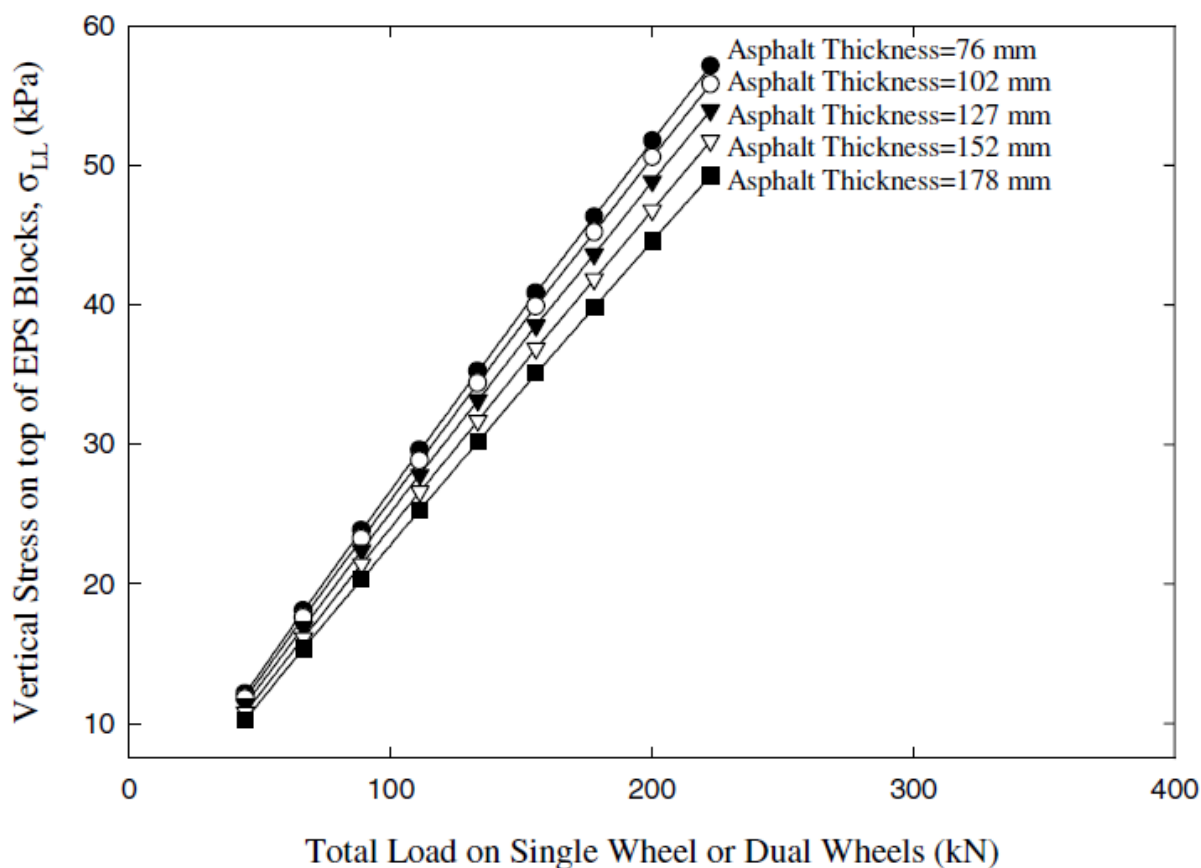
Por se tratar de um produto manufaturado com alto valor agregado e pouca presença no mercado brasileiro, é esperado que o geoexpandido seja oneroso dentro da solução de aterro leve. Essa é, sem dúvida, uma das maiores barreiras ao uso do material no Brasil. Atualmente existem esforços para incentivar a divulgação do material e das suas possibilidades de aplicação o que pode, em um futuro próximo, aumentar a escala e reduzir o custo.

Dentro do custo real de execução de uma obra existem ainda diversos custos indiretos difíceis de mesurar que se deve ter em mente. Nesse caso, como a execução do aterro com geoexpandido seria expressivamente mais rápida, pode-se inferir que muitos

custos fixos seriam reduzidos, como aluguel de equipamentos, mão de obra, combustível, alimentação, permanência do canteiro de obra, etc. A obra está localizada em perímetro urbano, então o impacto no entorno também gera custos indiretos e transtornos que poderiam ser reduzidos com o uso do geoexpandido. A análise feita aqui é inicial e esses pontos, entre muitos outros, devem ser levados em conta no estudo do EPS em cada obra específica.

Além disso, dentro das opções construtivas do aterro com geoexpandido, umas das possibilidades que pode ser explorada para a redução de custos é a construção de uma laje de concreto acima do aterro de geoexpandido, como foi mencionado em alguns momentos do item 4. Ela tem a função de distribuir melhor as tensões de tráfego e aliviar as cargas que atingem o geoexpandido. Durante o dimensionamento isso se reflete na Etapa 3 - Cargas de tráfego no topo do maciço de EPS e é previsto nos ábacos disponíveis no manual de cálculo (STARK et al., 2004). O ábaco da Figura 61 prevê a carga que atinge o topo da camada de EPS a partir da carga aplicada em uma roda na superfície para um pavimento asfáltico de 61 cm que inclui uma laje de concreto abaixo dele. Se aplicadas as mesmas considerações usadas no dimensionamento feito sem a laje de concreto, considerando uma espessura de asfalto de 17,8 cm, a carga obtida no topo do EPS a partir de 97,5 KN aplicados na superfície é de 22,5 kPa, e não de 55kPa como anteriormente. Isso reflete imediatamente na resistência à compressão necessária para a camada de EPS mais próxima da superfície e, conseqüentemente, no seu custo.

Figura 61 – Tensão vertical no topo do maciço de EPS em função da carga de tráfego aplicada na superfície de um pavimento asfáltica de 61 cm com uma laje de concreto entre os blocos de EPS e o pavimento, para diferentes espessuras de camada de asfalto



Fonte : STARK, T. D. et al. (2004)

Seguindo o dimensionamento, há impacto também na distribuição das cargas de tráfego ao longo da profundidade dentro do maciço de EPS (Etapa 9), através do aumento da área circular afetada e da área retangular equivalente (equações (27) e (28)) usada no cálculo da carga de tráfego ao longo da profundidade. A Tabela 17 recupera os dados da Tabela 13 e apresenta a nova configuração dos materiais se fosse usada a alternativa com uma laje de concreto entre os blocos de geoexpandido e o pavimento.

Tabela 17 - Dimensionamento do geoexpandido – comparação com e sem laje de concreto

Z	Sem laje de concreto					Com laje de concreto					
	$\Delta\sigma_{traf}$ (z)	$\Delta\sigma_{total}$ (z)	R1% mín	EPS	Custo	$\Delta\sigma_{traf}$ (z)	$\Delta\sigma_{total}$ (z)	R1% mín	EPS	Custo	
0,750	55,0	71,5	85,8	EPS39	R\$ 134.091,66	22,5	39,0	46,8	EPS22	R\$ 64.562,52	
1,750	20,1	36,6	43,9	EPS22	R\$ 314.058,36	13,0	29,5	35,4	EPS19	R\$ 256.164,72	
2,750	11,2	27,7	33,2	EPS19	R\$ 350.329,80	8,0	24,5	29,4	EPS19	R\$ 350.329,80	
3,750	7,2	23,7	28,4	EPS19	R\$ 358.613,87	5,5	22,0	26,4	EPS19	R\$ 358.613,87	
4,750	5,0	21,5	25,8	EPS19	R\$ 358.613,87	4,0	20,5	24,6	EPS15	R\$ 283.147,30	
5,375	4,1	20,6	24,8	EPS15	R\$ 283.147,30	3,4	19,9	23,8	EPS15	R\$ 283.147,30	
6,000	3,5	20,0	24,0	EPS15	R\$ 268.678,31	2,9	19,4	23,2	EPS15	R\$ 268.678,31	
6,625	2,9	19,4	23,3	EPS15	R\$ 237.846,38	2,5	19,0	22,8	EPS15	R\$ 237.846,38	
7,250	2,5	19,0	22,8	EPS15	R\$ 202.609,88	2,2	18,7	22,4	EPS15	R\$ 202.609,88	
7,875	2,2	18,7	22,4	EPS15	R\$ 158.564,25	1,9	18,4	22,1	EPS15	R\$ 158.564,25	
8,500	1,9	18,4	22,1	EPS15	R\$ 110.114,06	1,7	18,2	21,8	EPS15	R\$ 110.114,06	
9,125	1,7	18,2	21,9	EPS15	R\$ 57.259,31	1,5	18,0	21,6	EPS15	R\$ 57.259,31	
					R\$ 2.833.927,05						R\$ 2.631.037,70

Fonte: criado pela autora

A redução de carga pela presença da laje de concreto é bem significativa nas duas primeiras camadas mais próximas da superfície, mas depois a diferença se torna cada vez menor com a profundidade. Na prática apenas essas duas primeiras camadas sofrem alteração de classe de geoexpandido e, portanto, de custo, entretanto, essas são as camadas que exigem os materiais mais caros. A economia seria de R\$ 202.889,35 em geoexpandido caso fosse feita a laje de concreto, o que corresponde a 7,16% do custo original. Não faz parte do escopo do trabalho a análise do acréscimo de custos da laje de concreto por um lado e a redução de custos pela diminuição da espessura do pavimento pelo outro, portanto essa alternativa deve ser analisada caso a caso. O intuito foi apenas apresentar a possibilidade da redução de tensões que atingem o geoexpandido e como ela impacta os cálculos, o que pode ser vital para a viabilidade da solução construtiva com o material em determinados casos.

6. CONCLUSÃO

A partir do projeto dimensionado, foi possível observar que o geoexpandido resiste às cargas aplicadas, que são típicas para obras rodoviárias. Seria possível ainda utilizar blocos com valores de resistência à compressão maiores, caso fosse necessário.

Além disso, foram encontrados valores de recalques totais de 0,67 cm e 0,36 cm para o solo mole de fundação, que ficam bem abaixo do limite de 3 cm esperado para um aterro de encontro de viaduto. Isso sem dúvida previne problemas futuros com formação de degraus entre o aterro e o viaduto e reduz custos com manutenção do aterro e da pista. As deformações baixas em todo o aterro também previnem uma série de outras patologias possíveis de atingirem os pavimentos rodoviários, também reduzindo riscos à segurança e custos com manutenção.

As análises de estabilidade externa provaram que a redução da carga do corpo do aterro pelo uso do geoexpandido fez com que a capacidade de carga do solo mole de fundação fosse adequada, dispensando a necessidade de reforço, o que simplifica muito a execução da obra. A estabilidade global também está garantida, mesmo sem considerar a contribuição da resistência ao cisalhamento do geoexpandido – o que é a favor da segurança. Já a análise da estabilidade interna permitiu o dimensionamento do material, a partir de considerações sobre o pavimento e sobre a distribuição das tensões. Essa etapa também pode ser considerada importante por demonstrar o processo de cálculo de uma maneira que não é facilmente encontrada na bibliografia brasileira.

Em resumo, a solução de aterro leve com geoexpandido é tecnicamente viável para o aterro estudado.

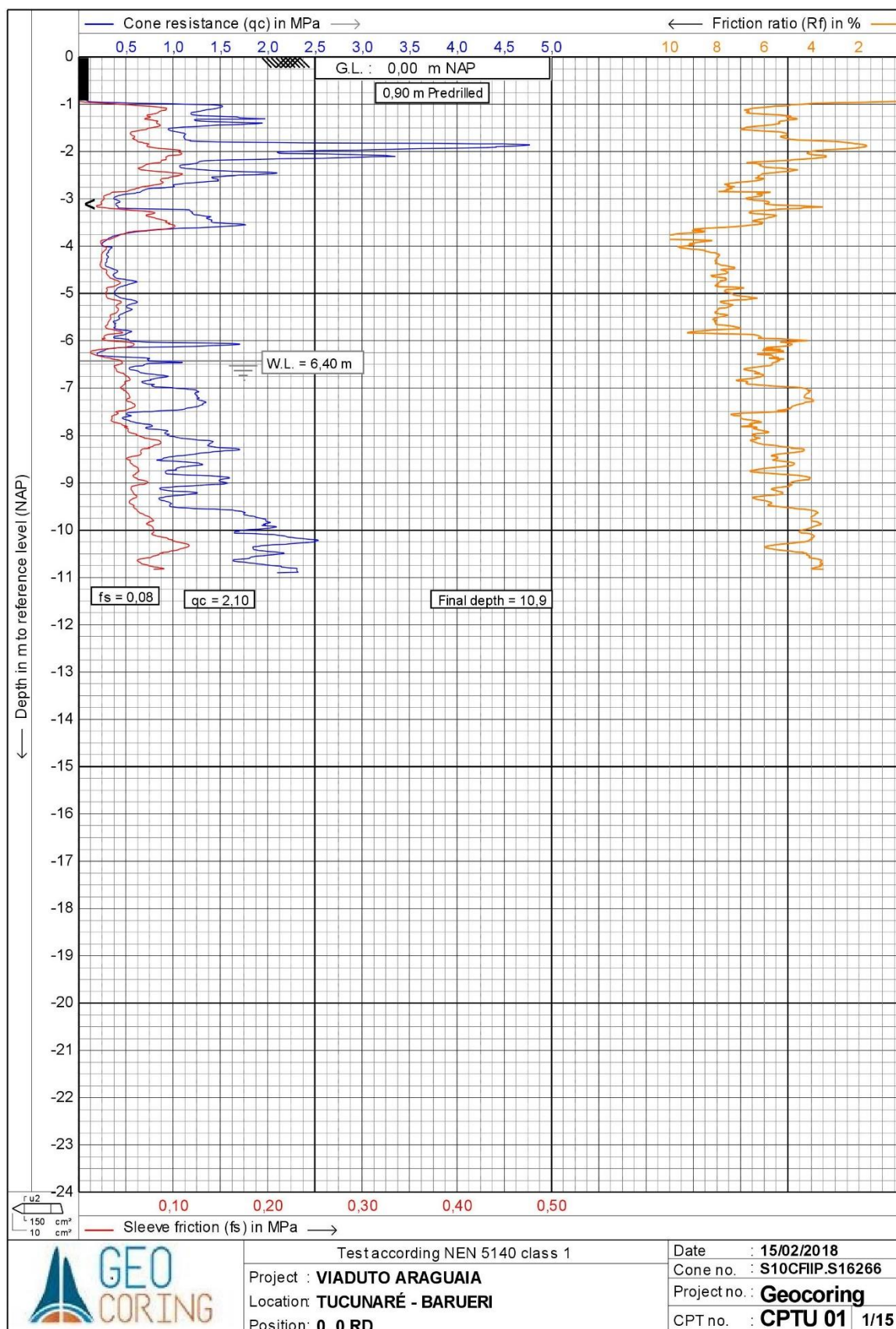
O levantamento dos custos aproximados da obra original e do aterro com geoexpandido indicaram que a alternativa estudada é 6,8% mais cara do que o método tradicional. Esse é, sem dúvida, o maior desafio à expansão do uso do geoexpandido no Brasil, mas existem ainda diversos fatores a serem levados em conta, sobretudo custos indiretos que podem ser reduzidos graças às muitas vantagens do aterro leve com geoexpandido.

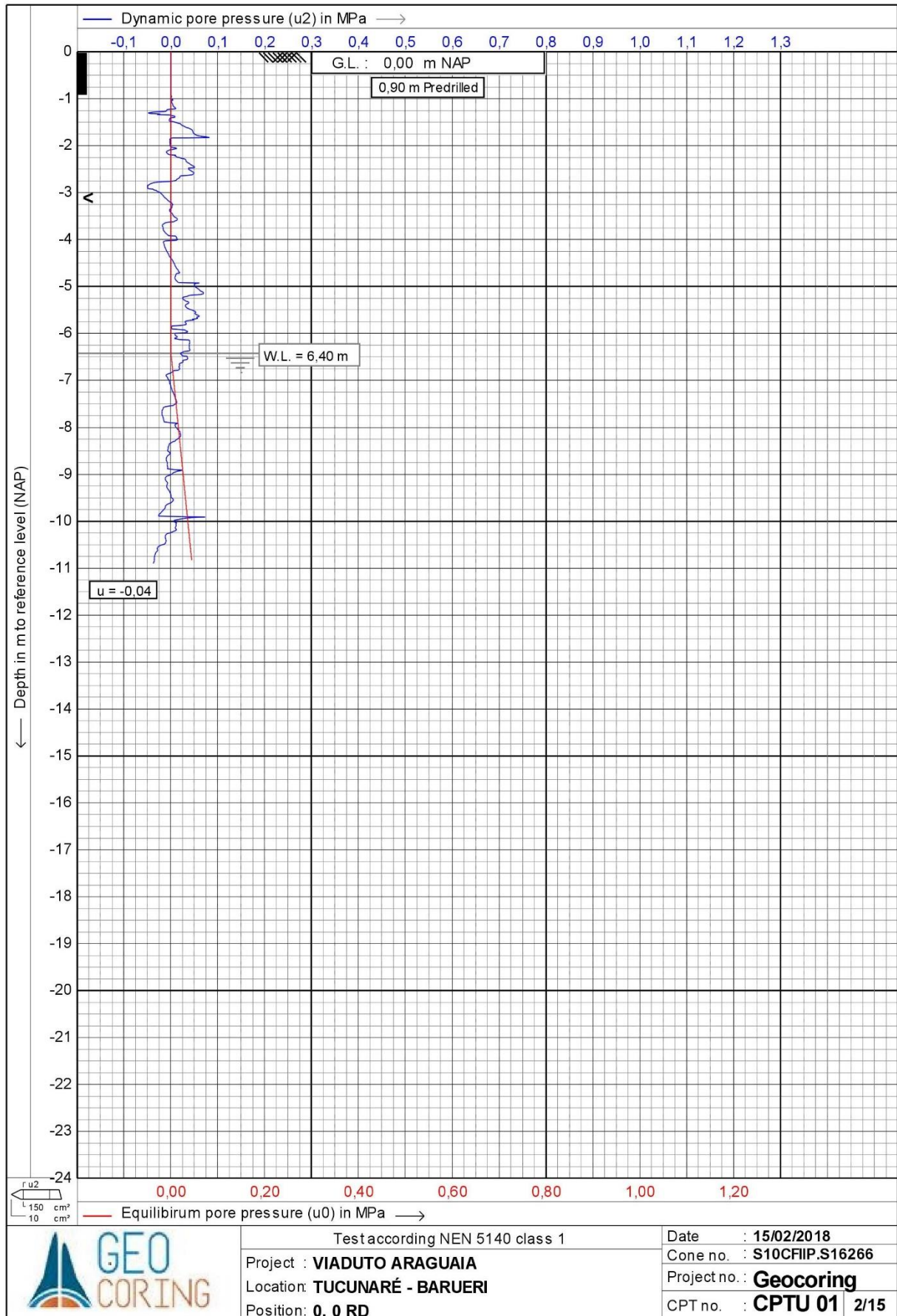
Em obras com necessidades específicas, onde outros critérios podem ser decisivos, além do custo, o geoexpandido pode ser a melhor solução. Por exemplo, na obra analisada foi preciso realizar primeiro o reforço do solo mole com grande quantidade de colunas de brita e depois a construção do aterro armado e a opção pelo

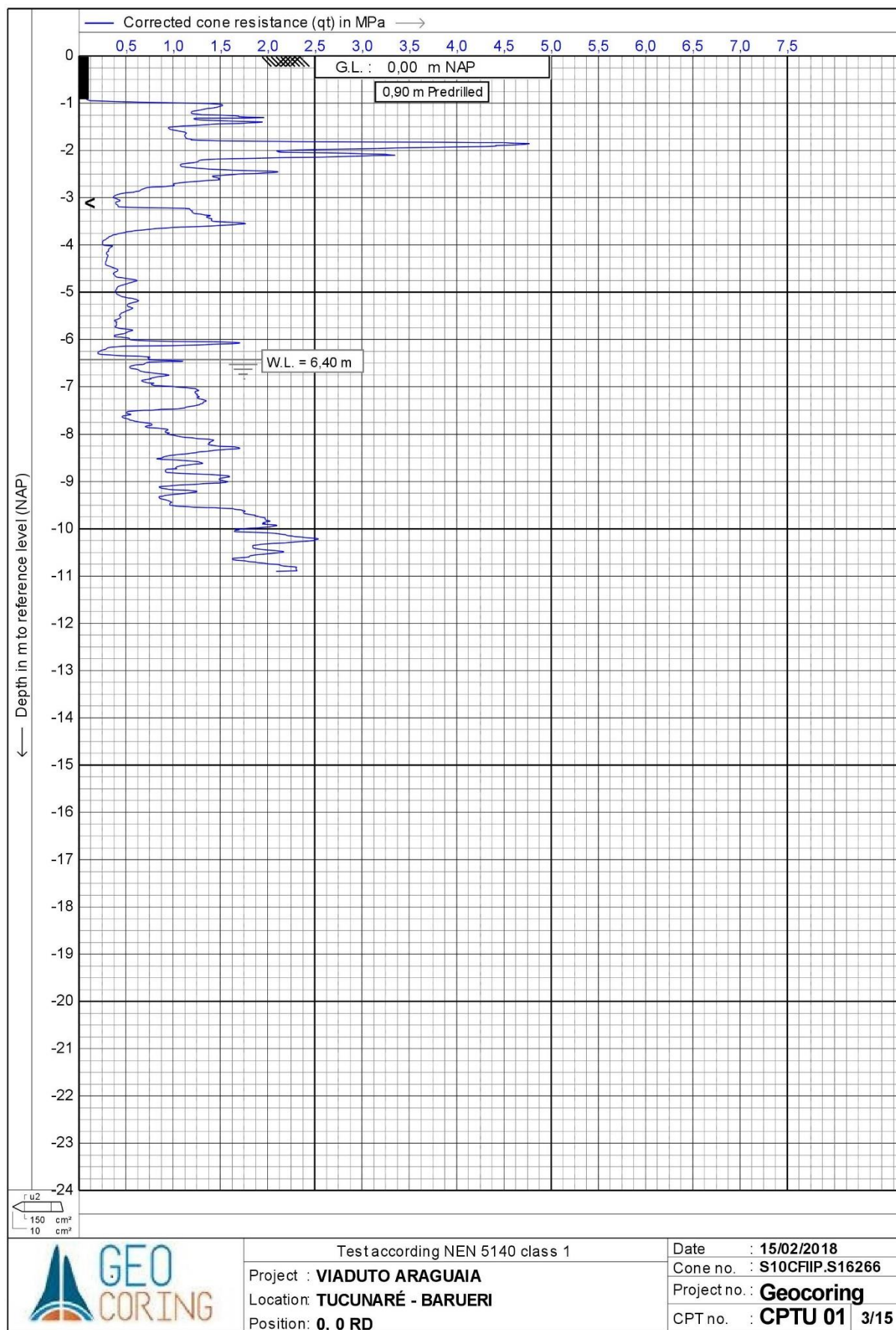
geoexpandido sem dúvidas reduziria drasticamente o prazo de execução da obra. Não é necessária preparação do solo e a execução em si é composta essencialmente pelo encaixe dos blocos, sem necessidade de movimentação de terra ou compactação a cada camada. Caso o prazo fosse um critério essencial, a escolha poderia ser vantajosa. Além disso, como o uso do geoexpandido reduz drasticamente o efeito Tschebotarioff e o atrito negativo, ele pode ser extremamente vantajoso em aterros de encontro de pontes e viadutos ou próximos a outras obras estaqueadas caso haja necessidade de reforço dessas fundações. Levando em conta o custo desse reforço, somado ao método tradicional, o custo do aterro leve com geoexpandido pode ser muito atrativo, além de causar menor distúrbio no entorno.

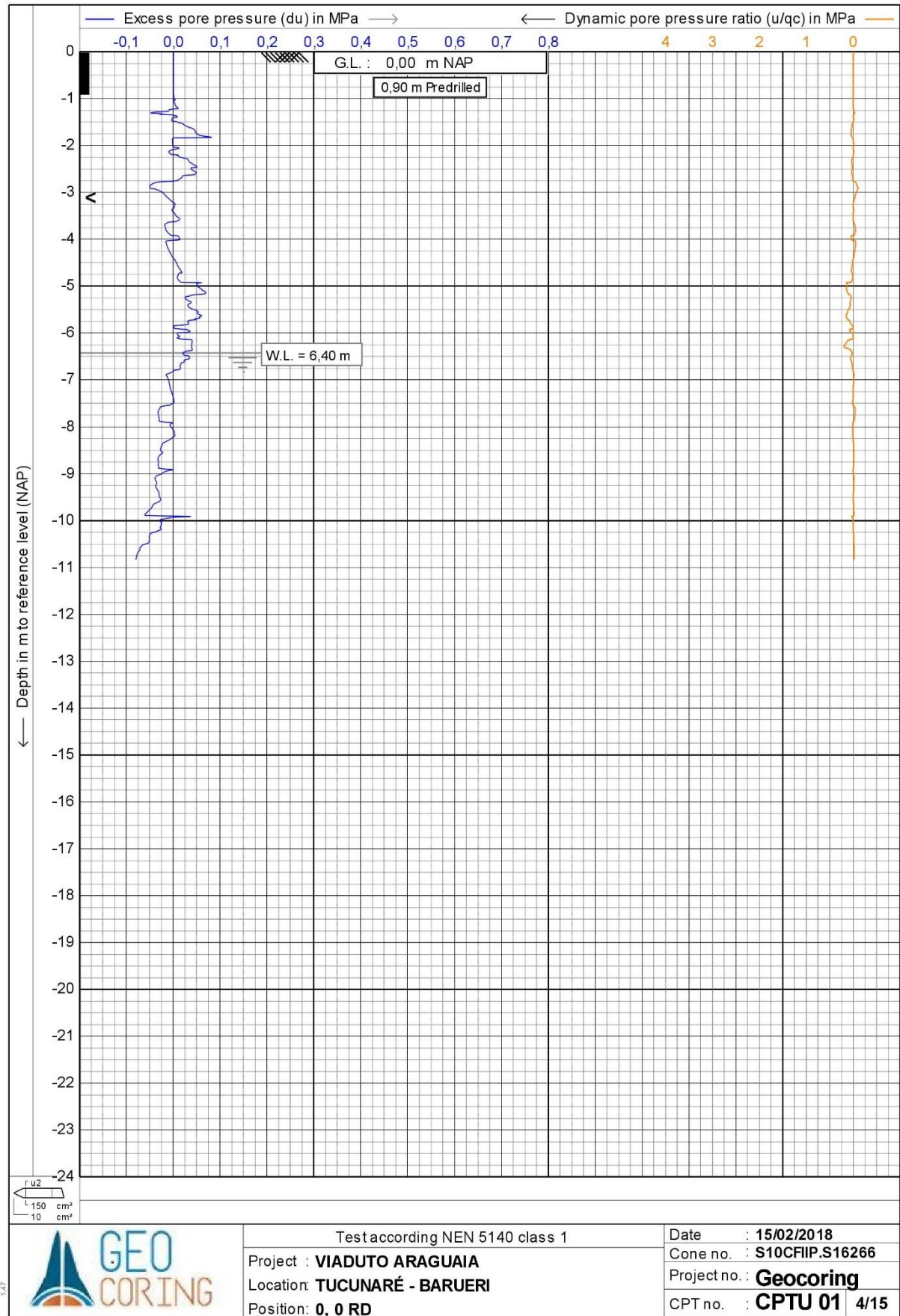
Em suma, o geoexpandido é um material que oferece diversas possibilidades de aplicação na geotecnia, muitas vantagens que poderiam ser positivas para o desenvolvimento de obras de infraestrutura como um todo e um vasto campo de estudo, baseado tanto na literatura internacional quanto na nossa realidade nacional.

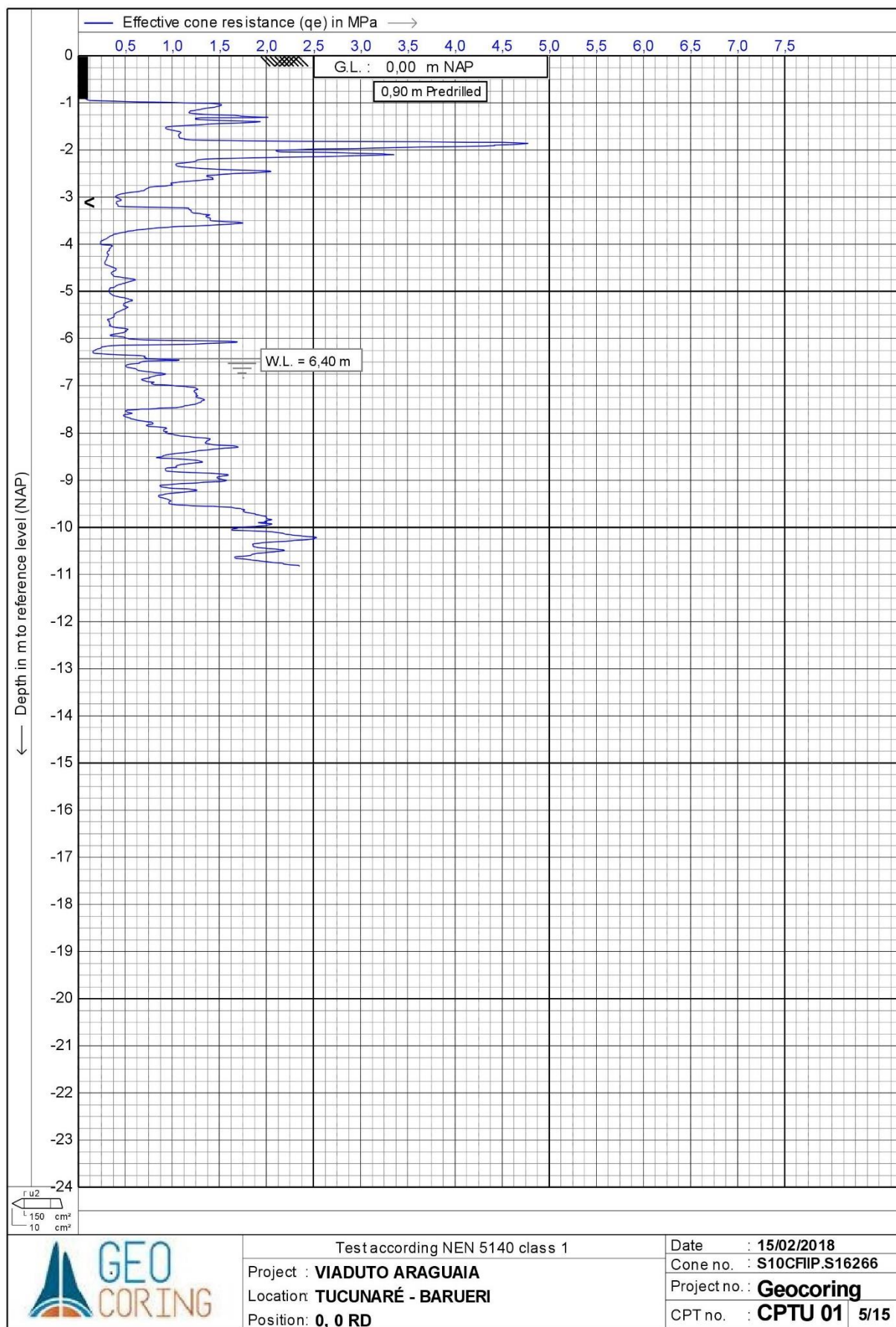
ANEXO 1 – Resultados dos ensaios CPTU

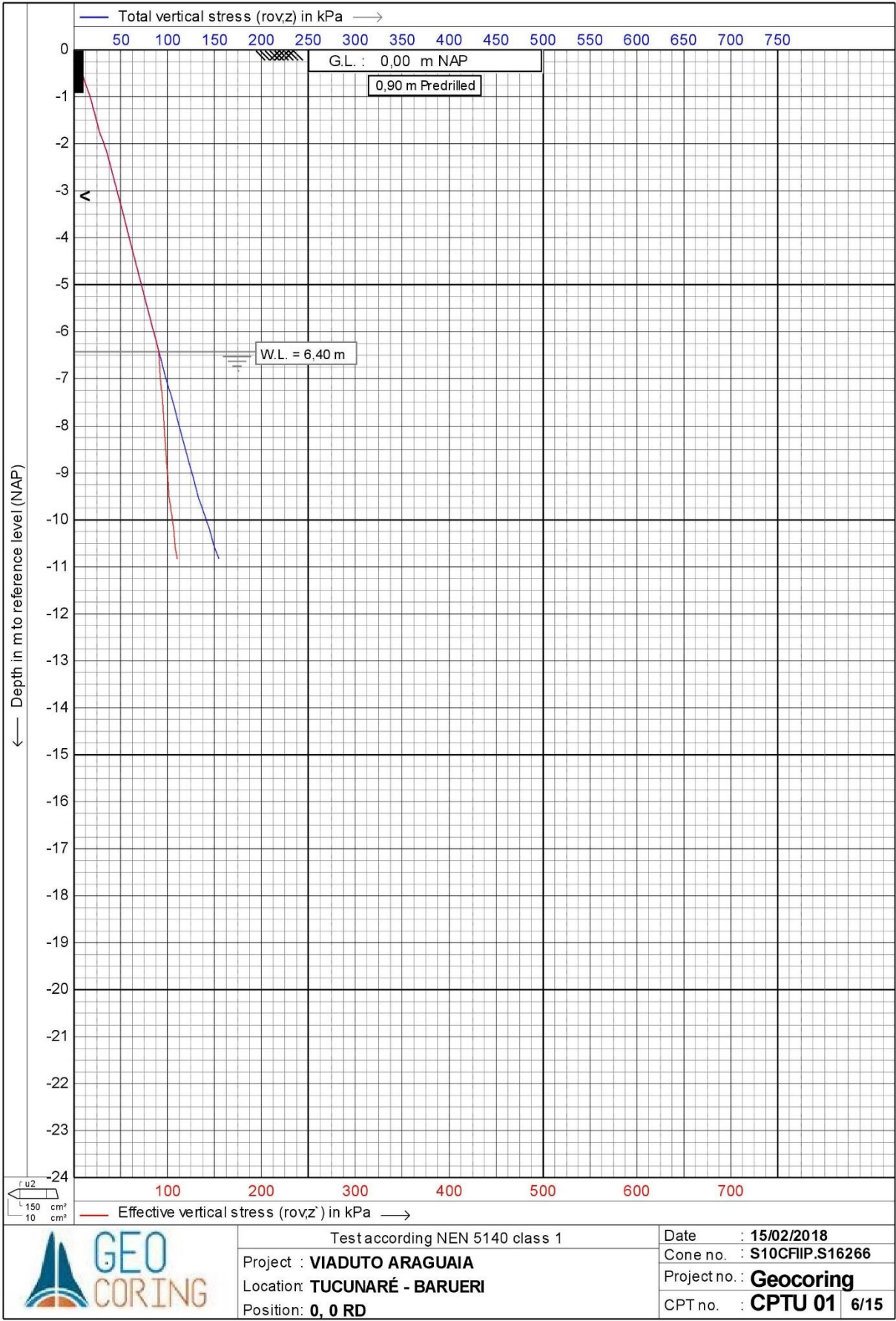


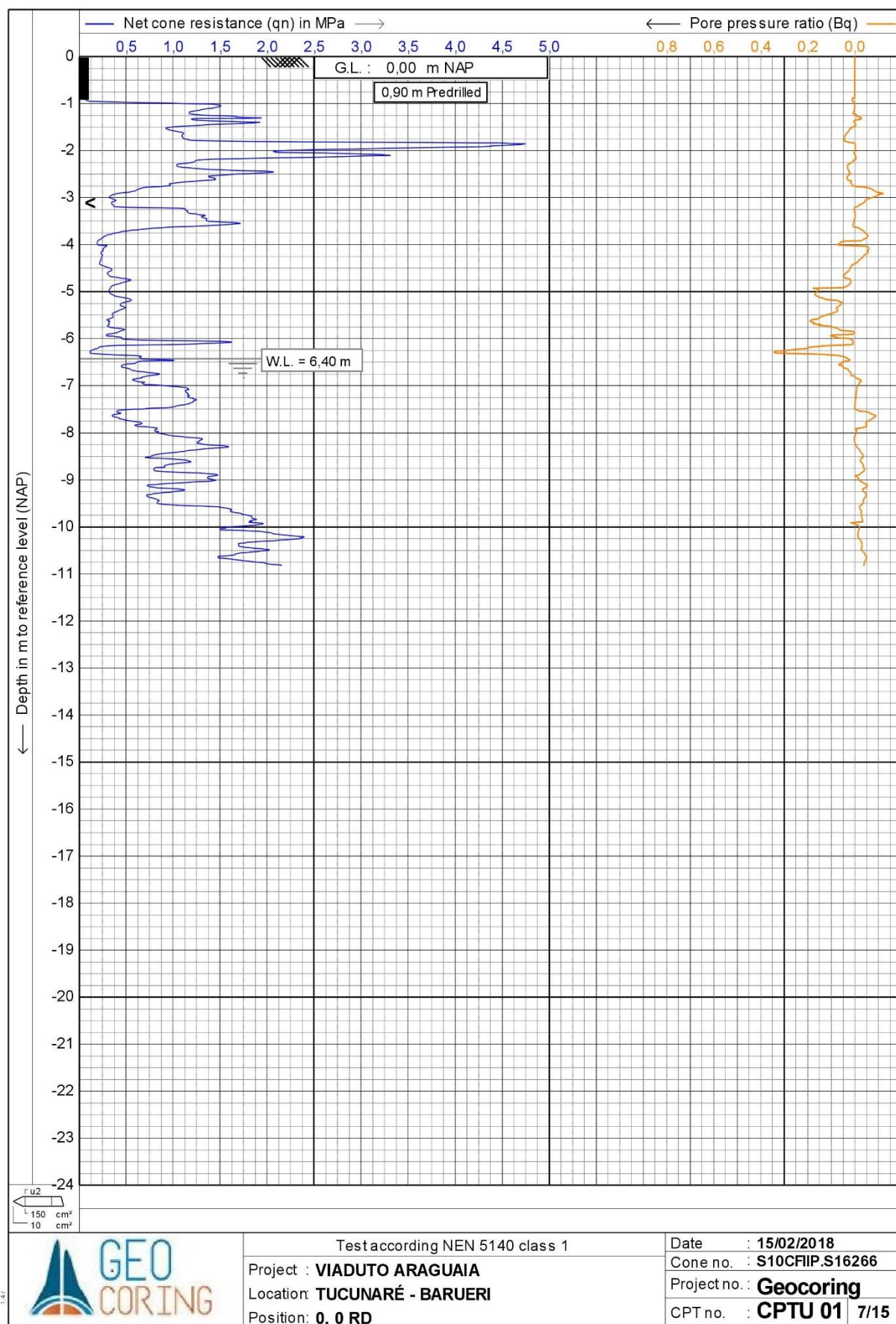


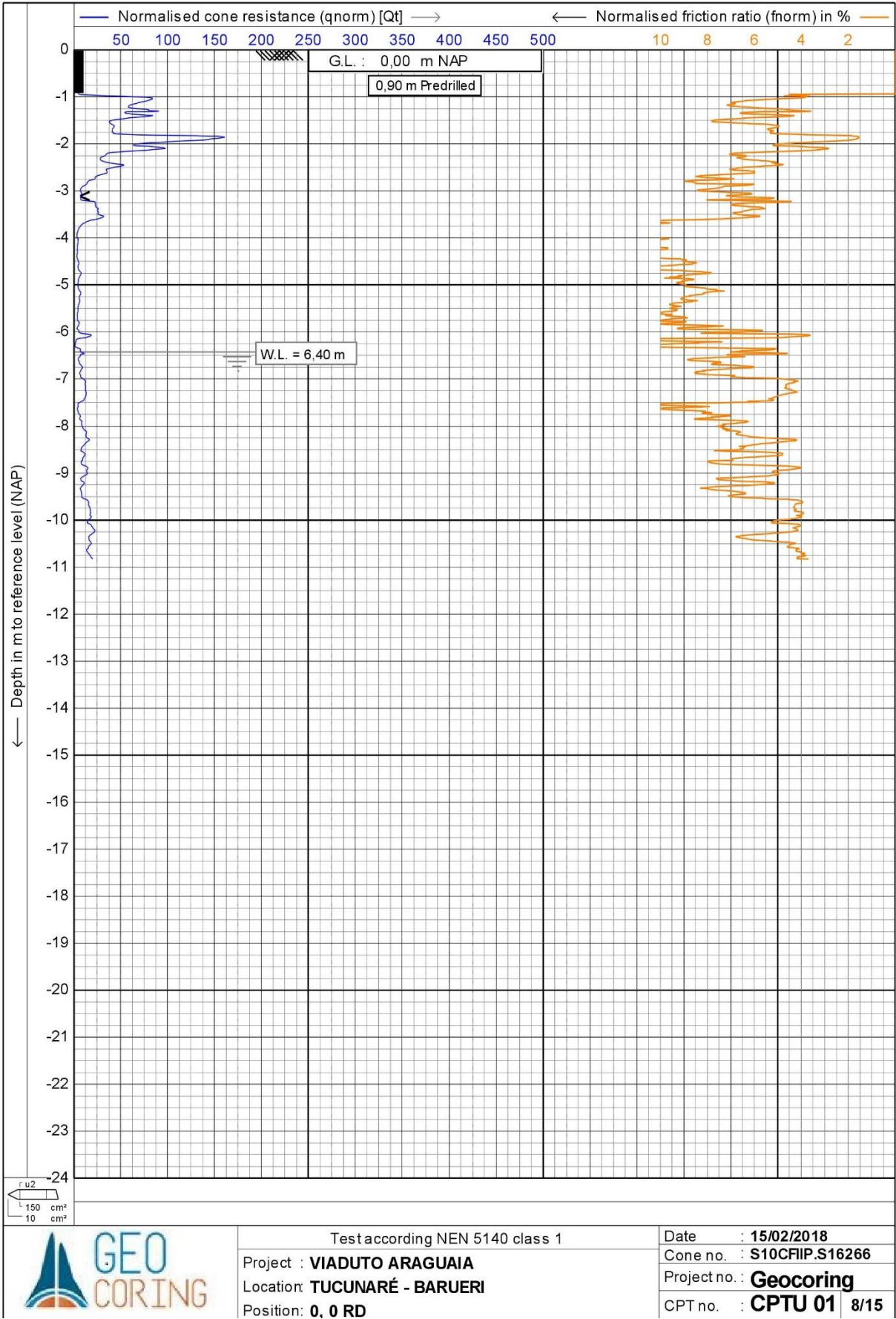


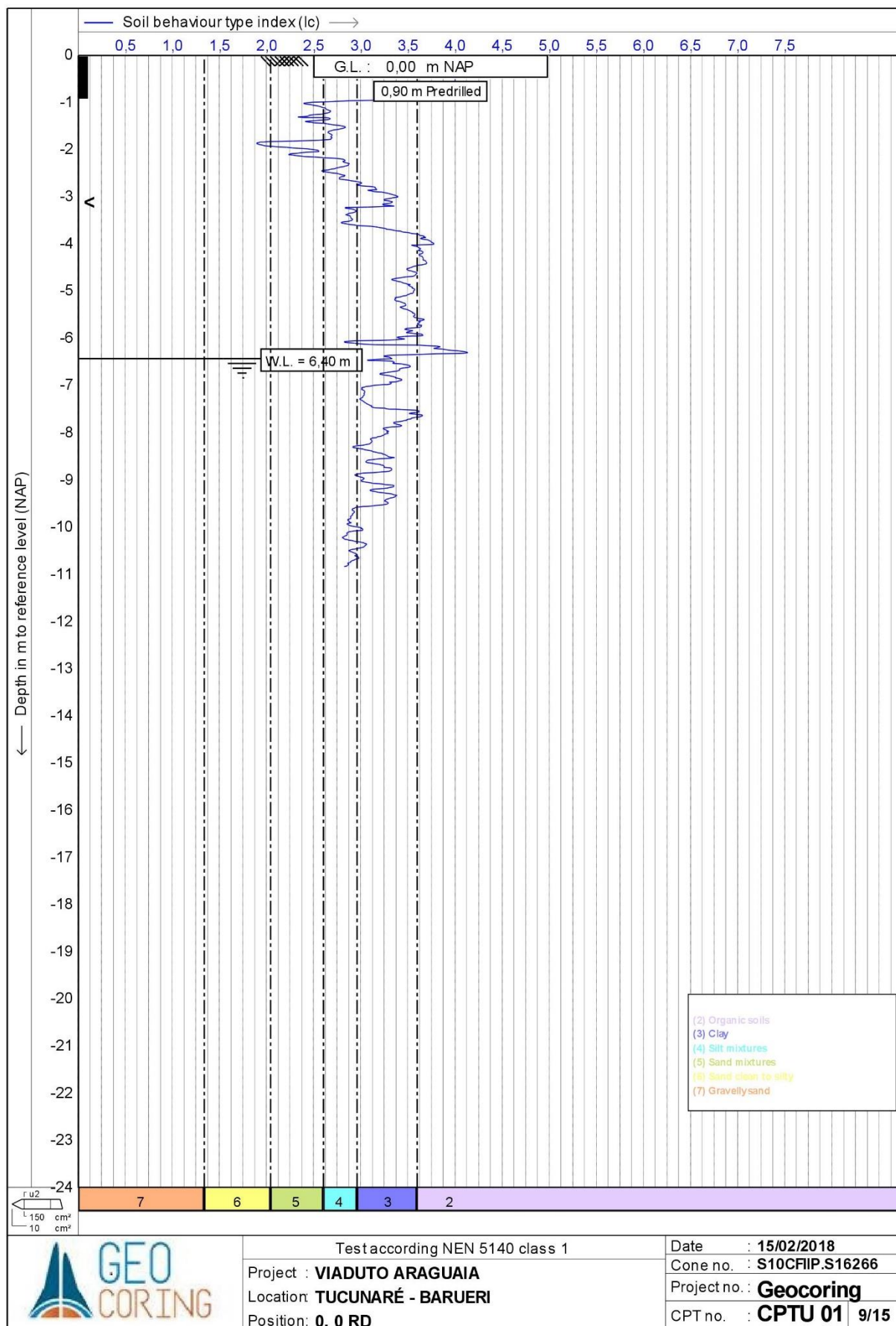


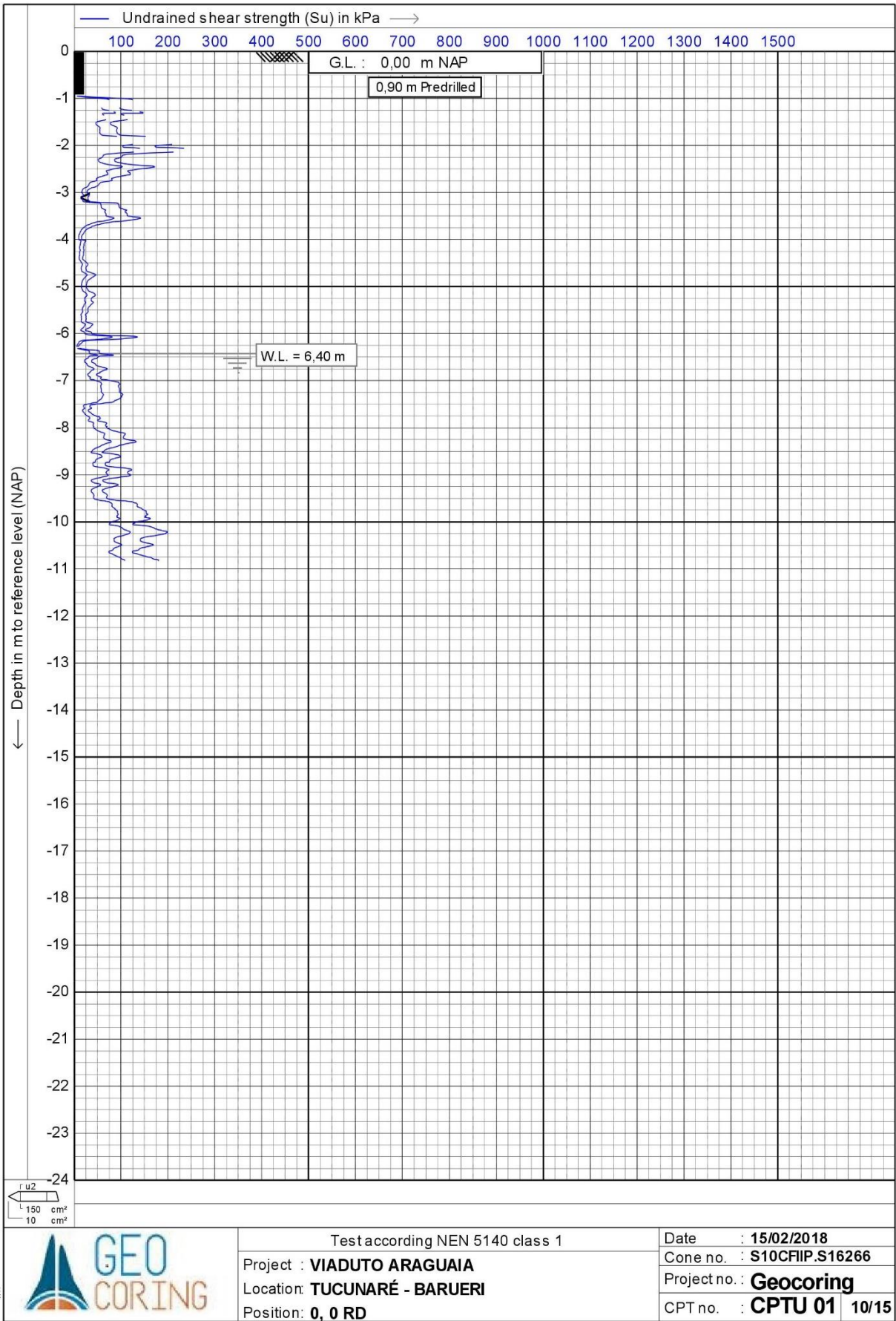


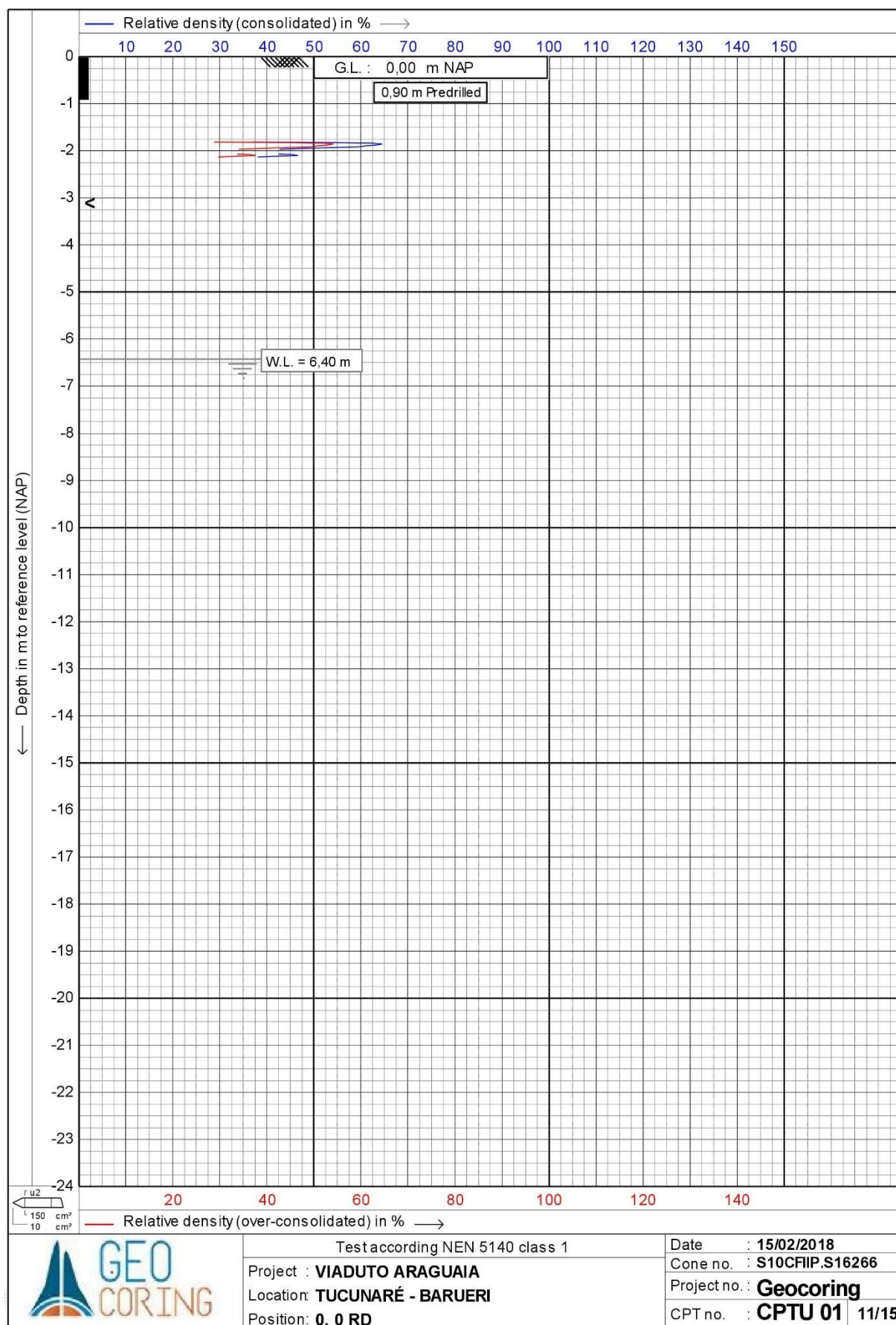


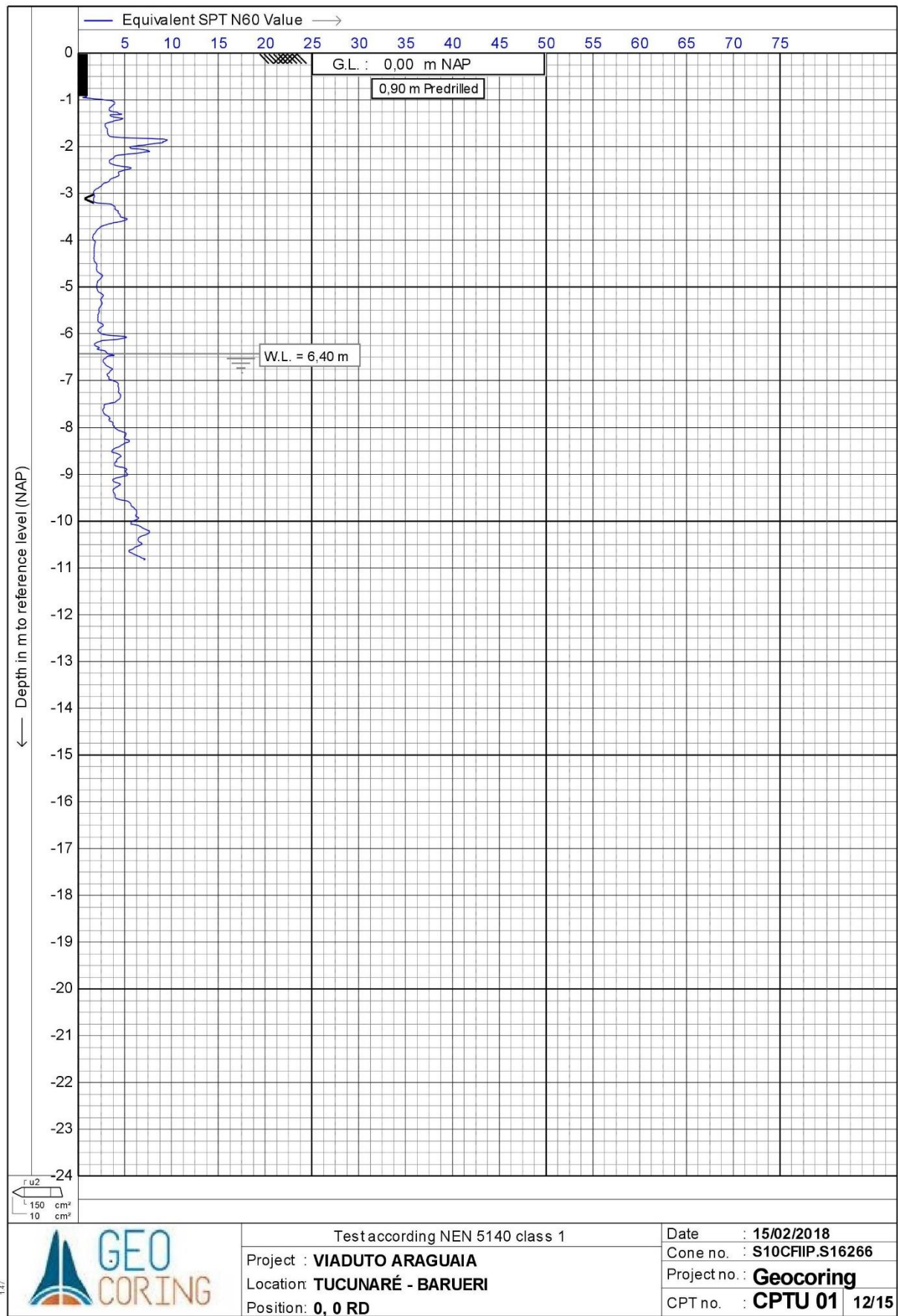


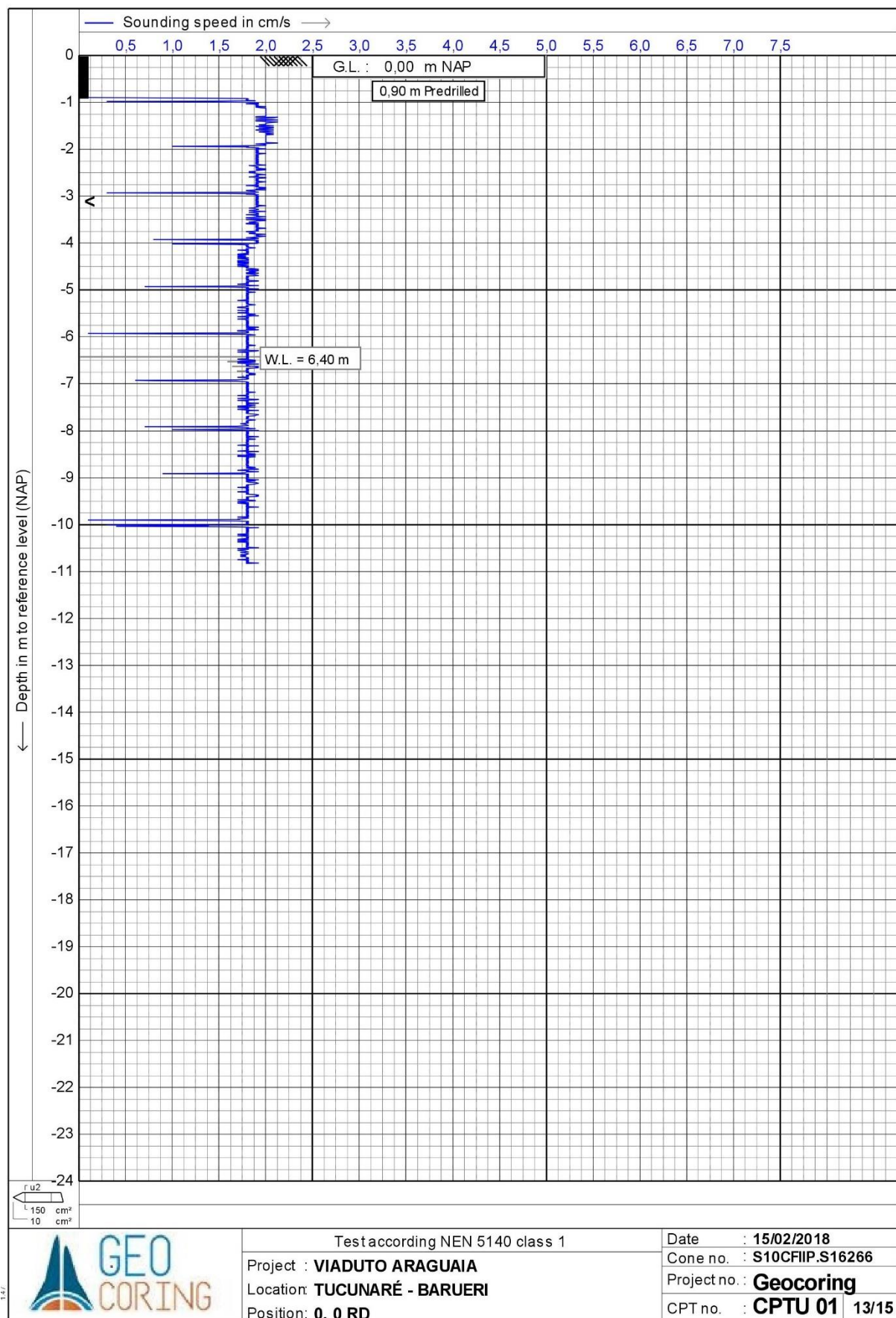


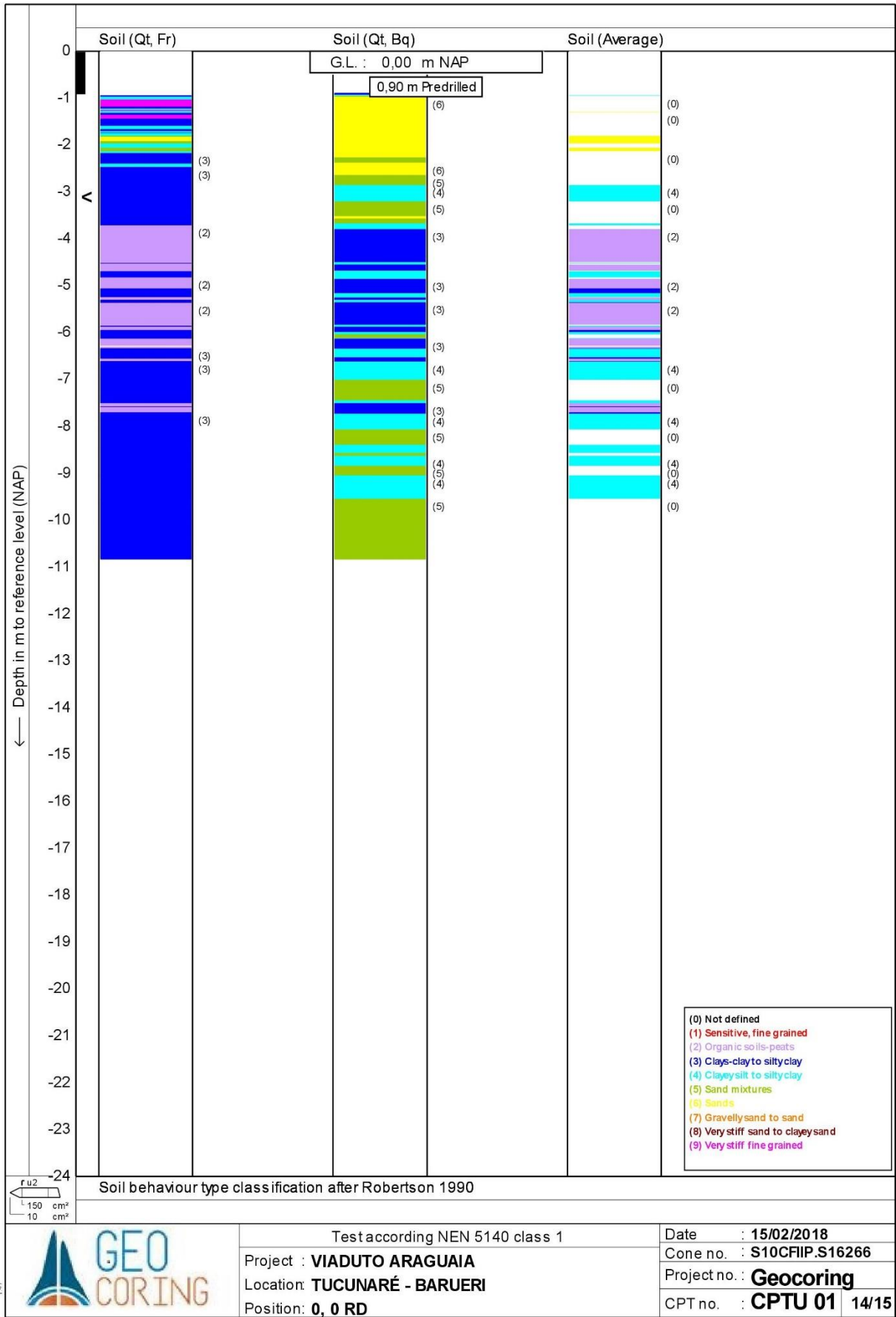


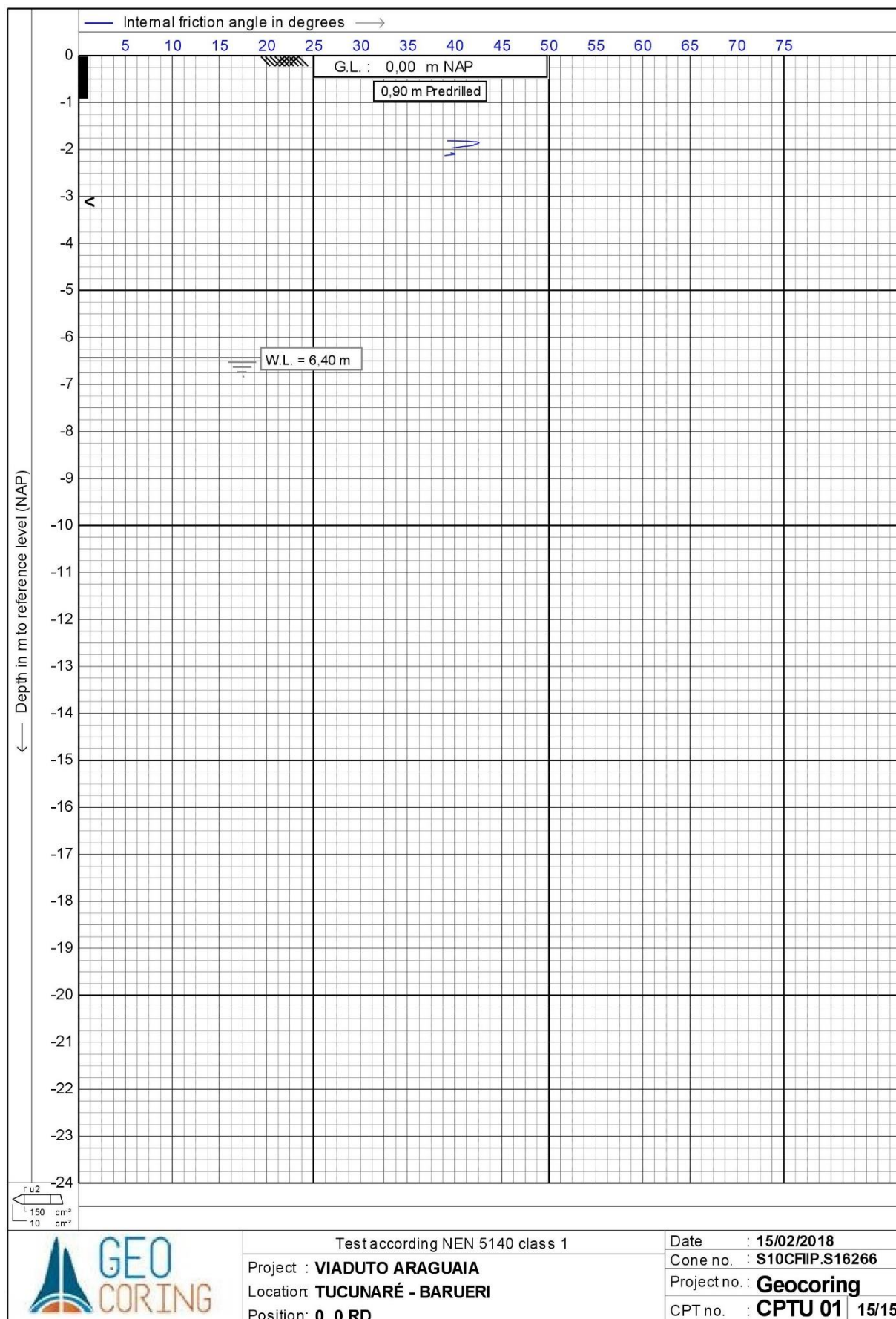


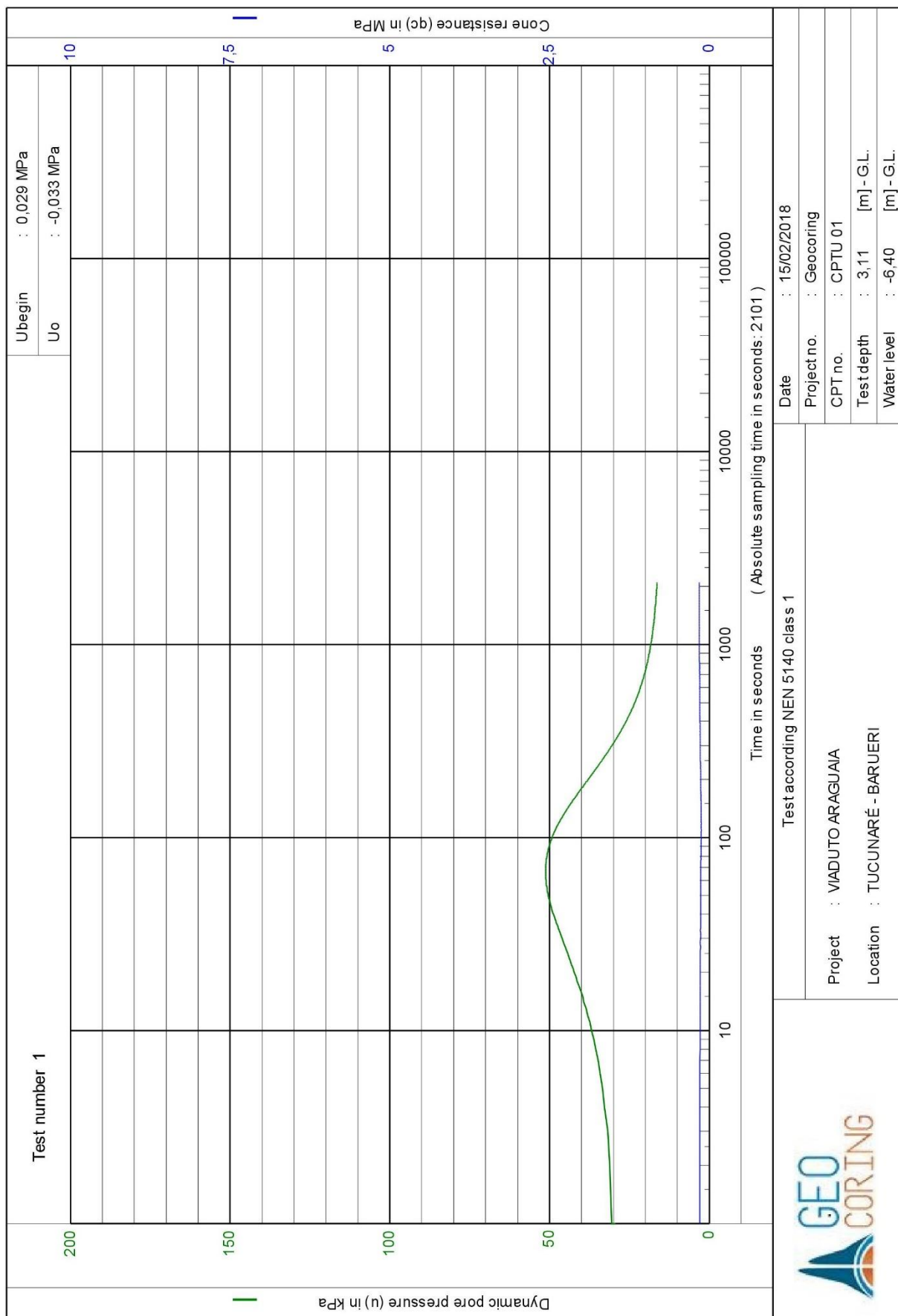


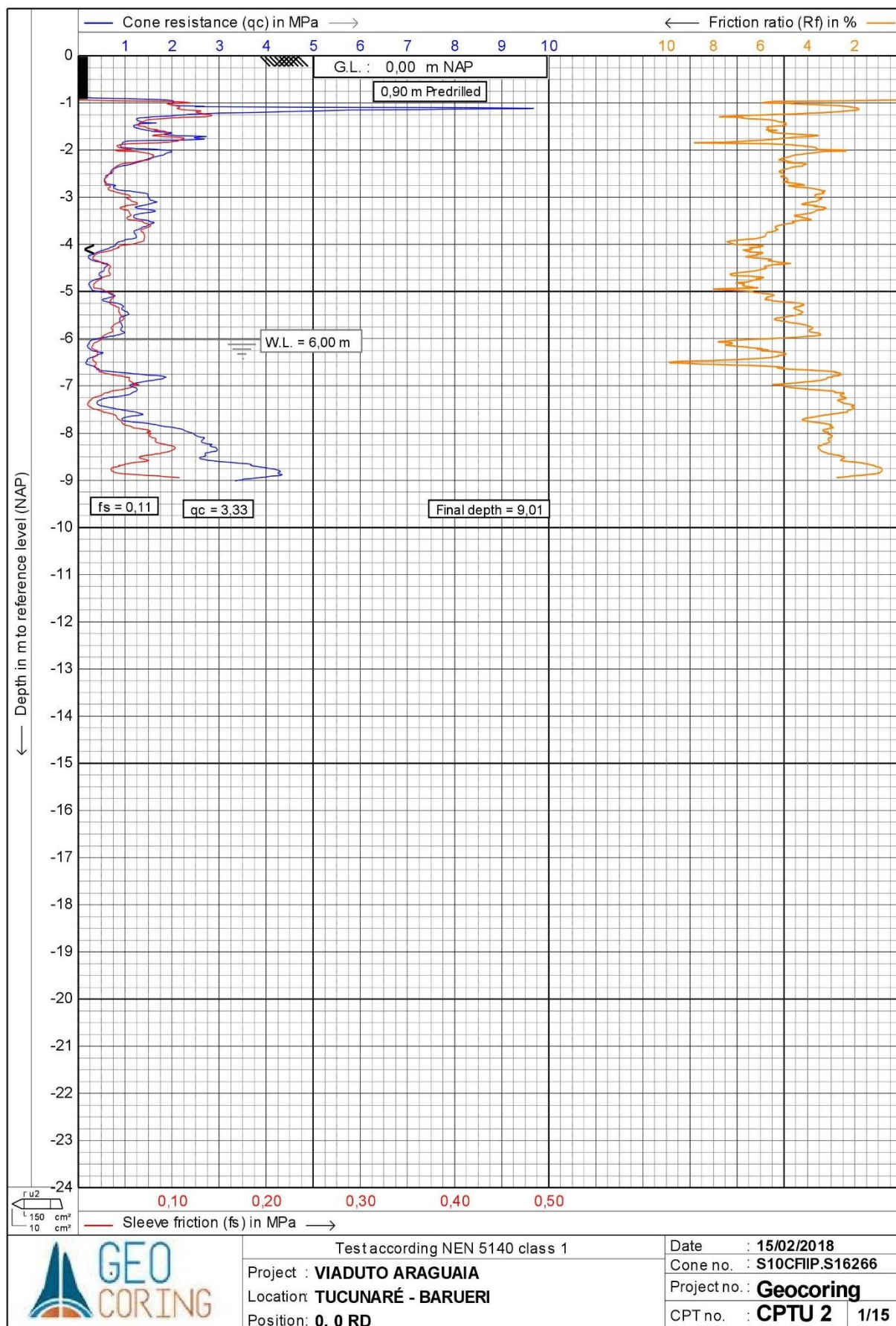




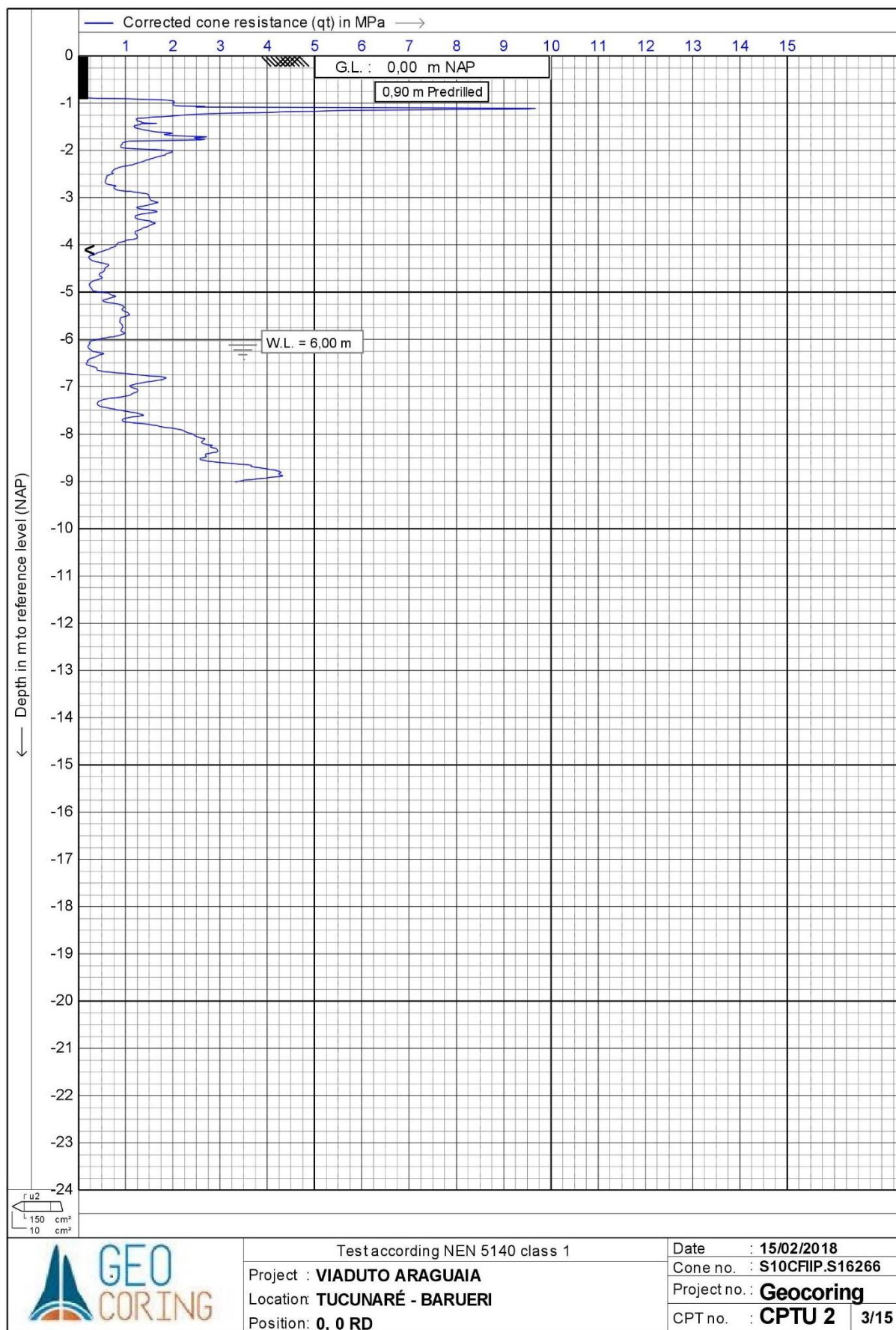


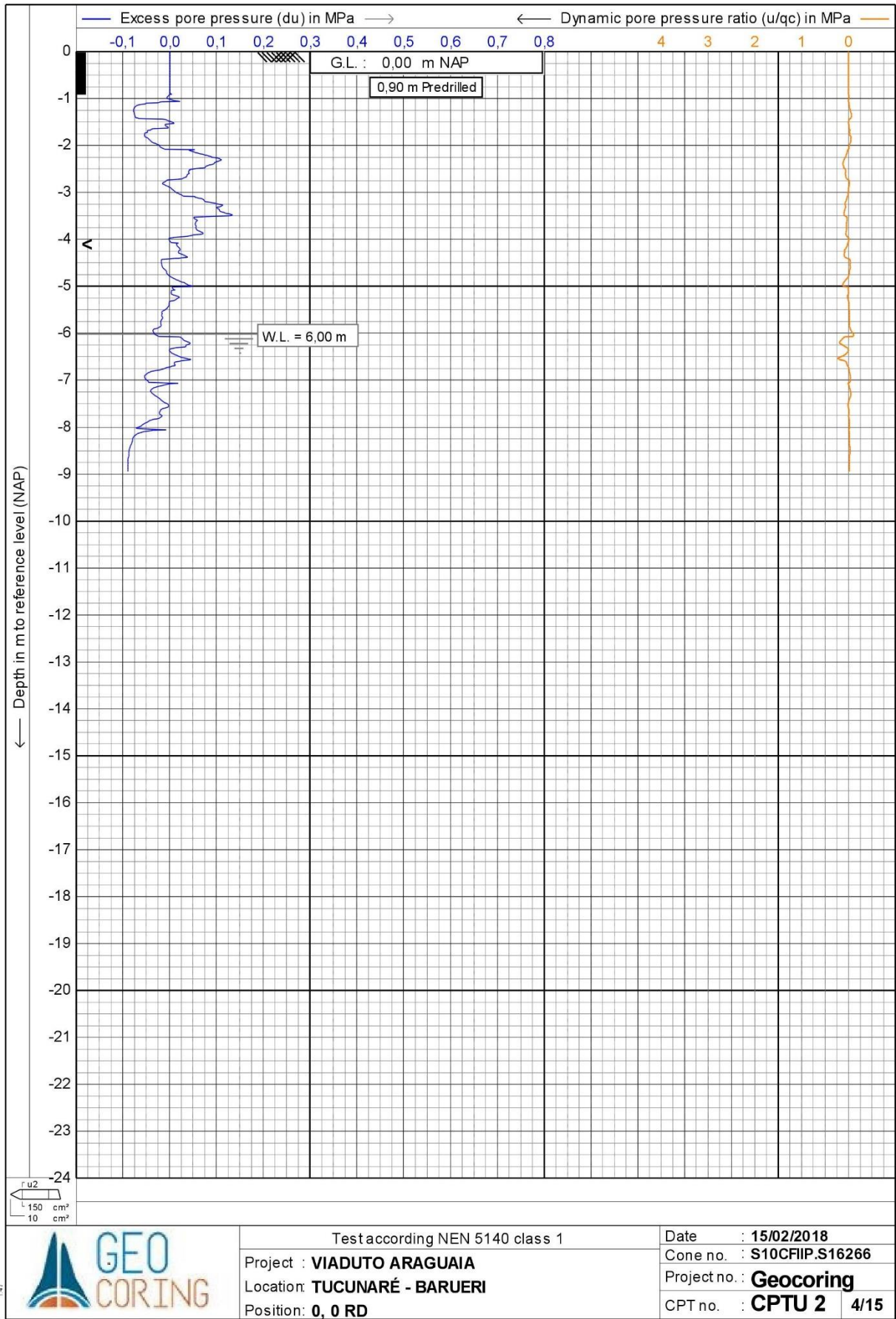


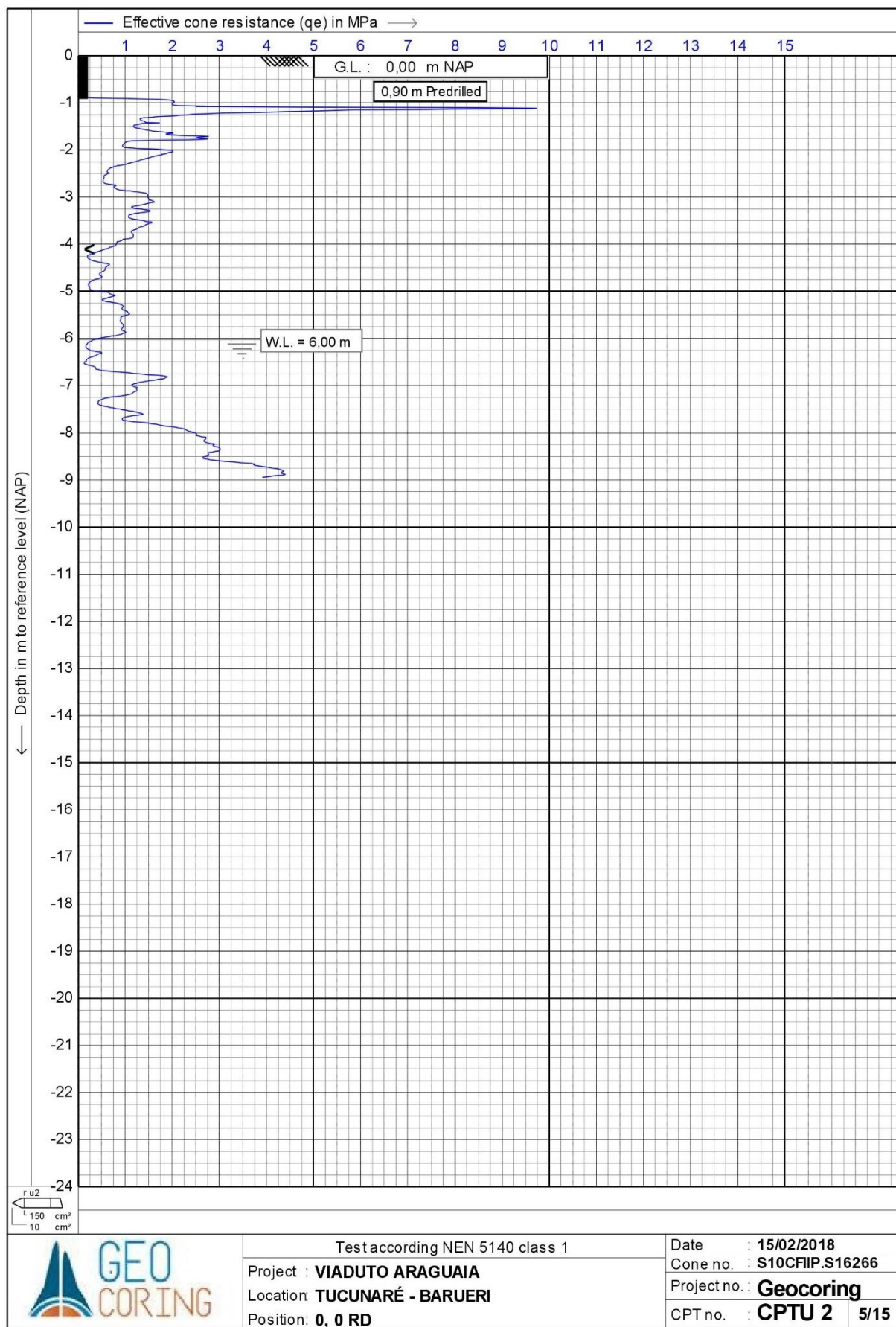


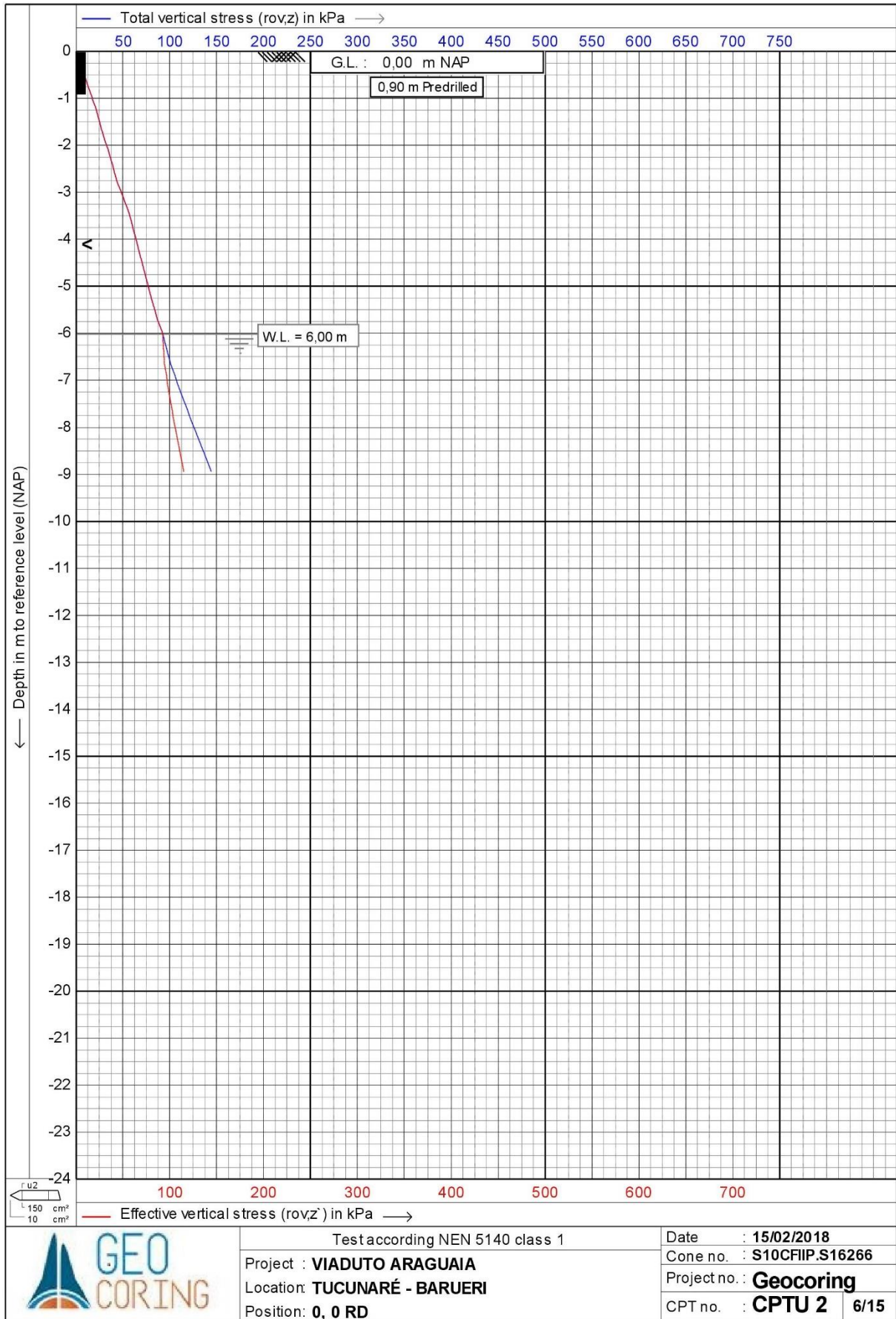


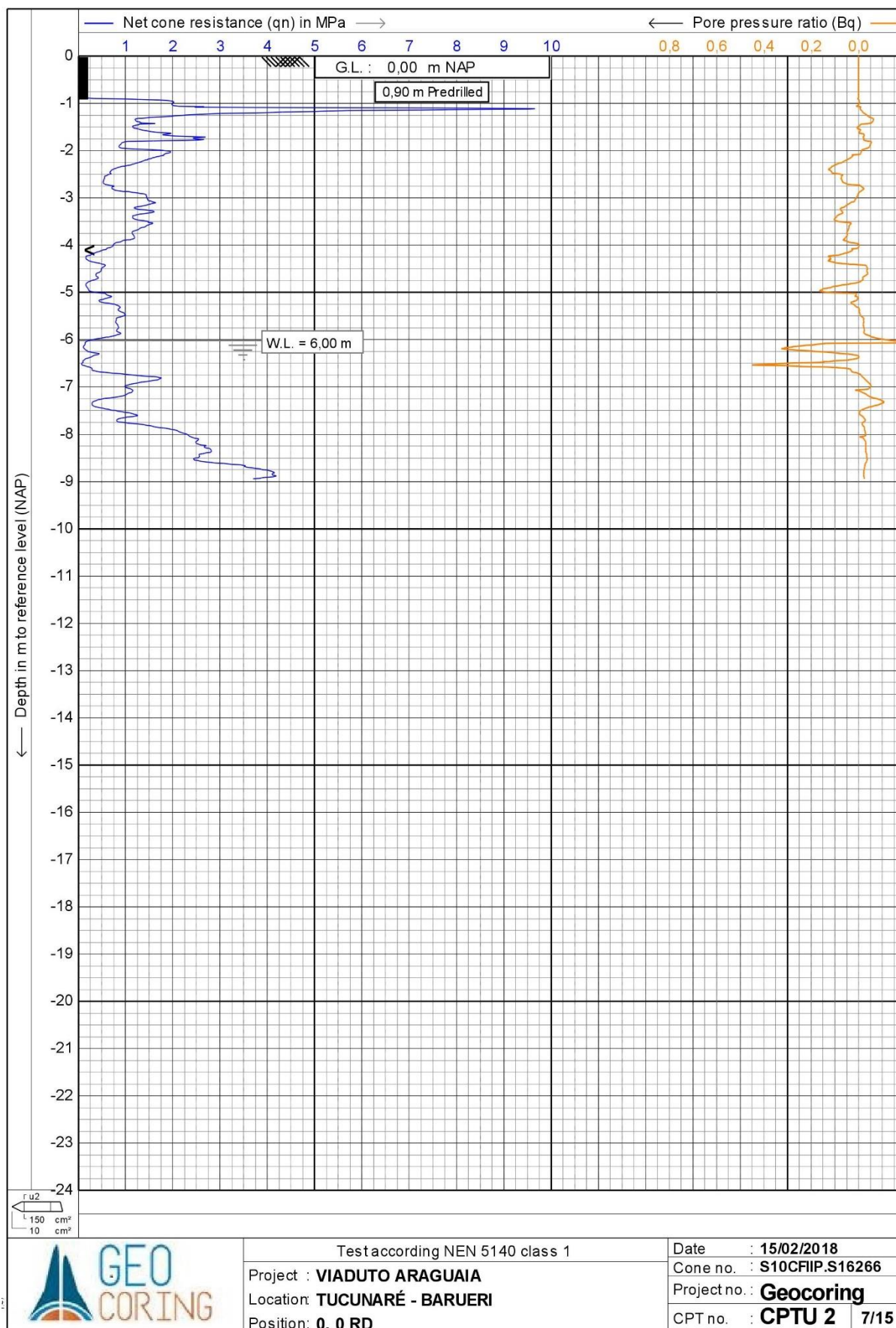


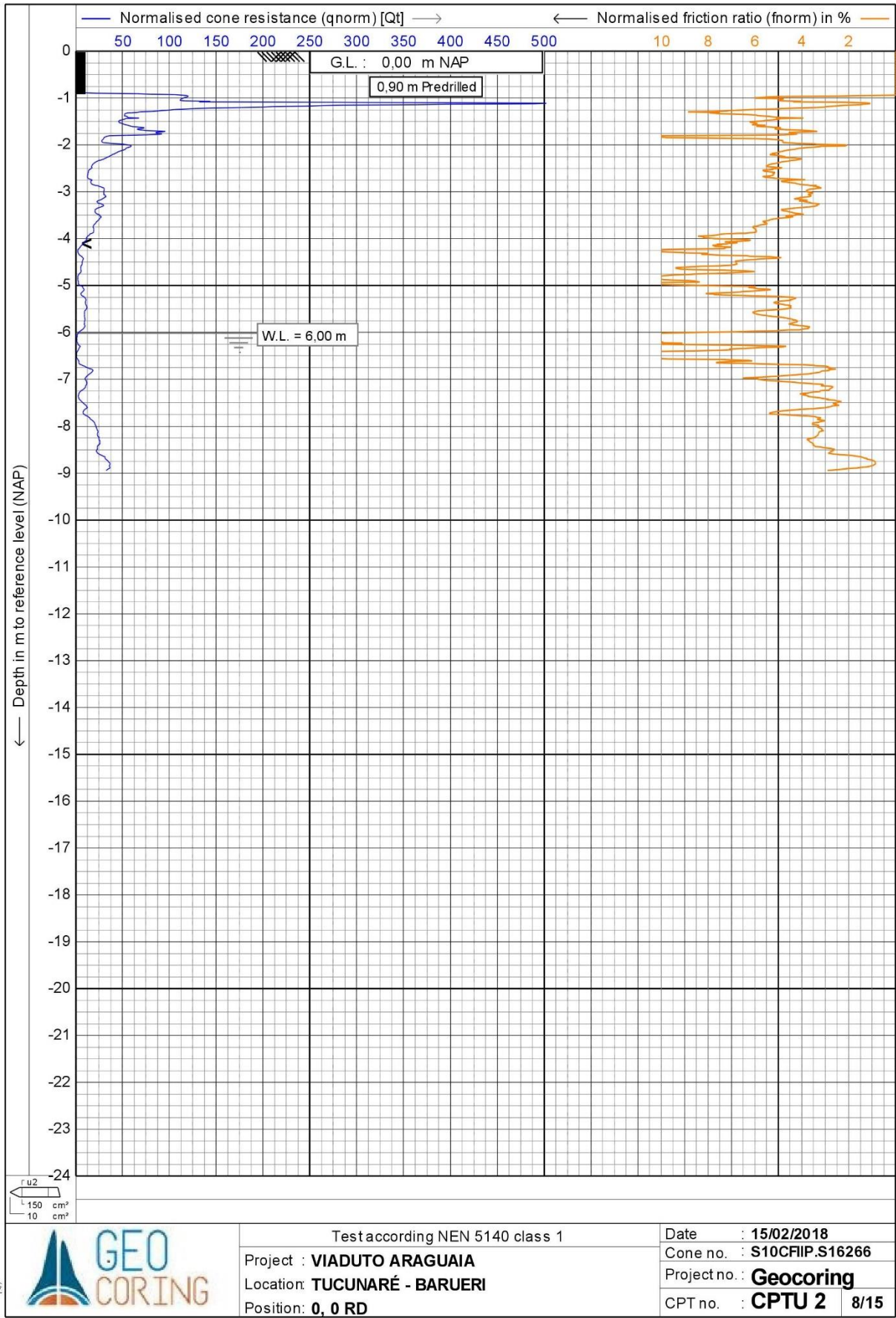


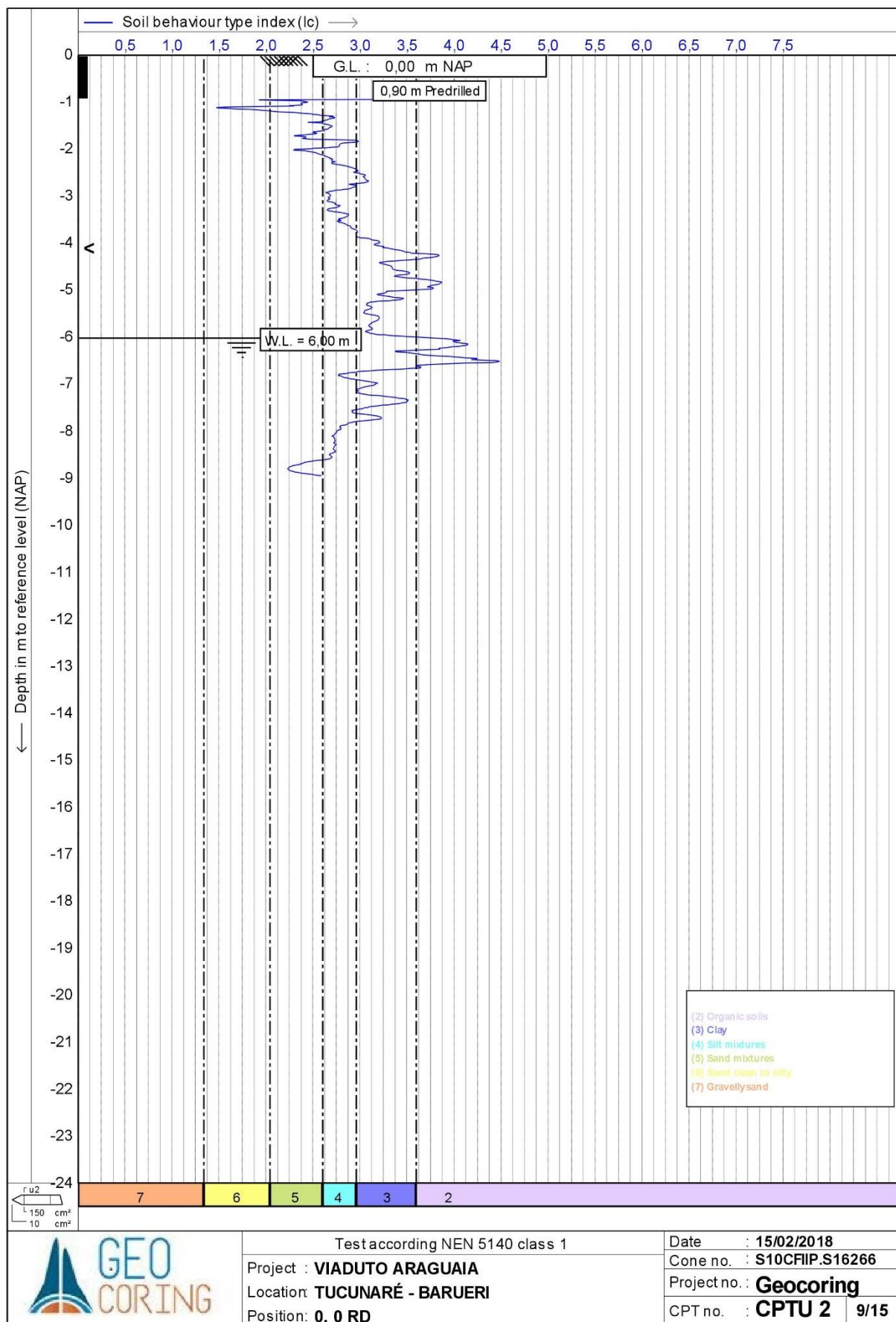


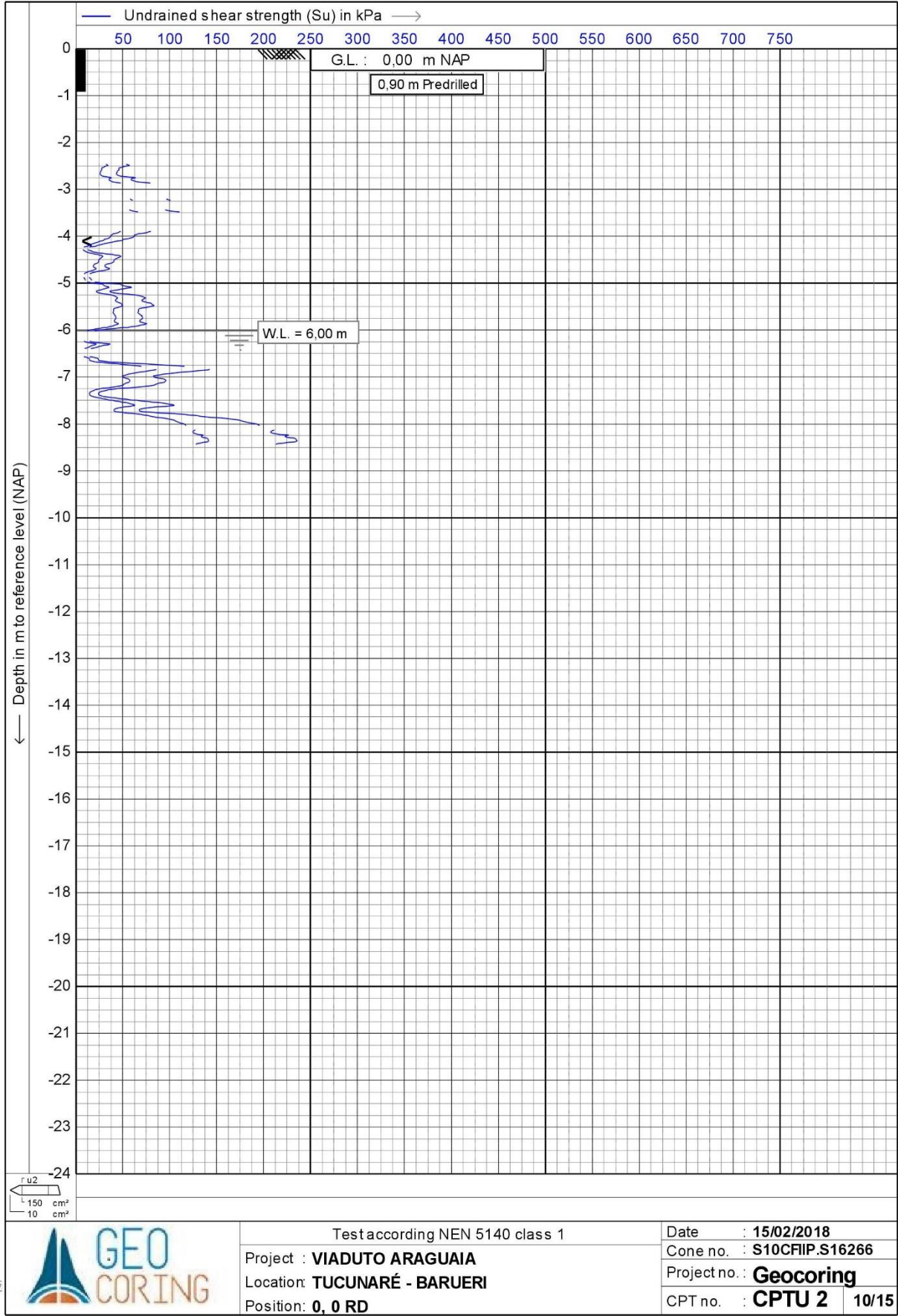


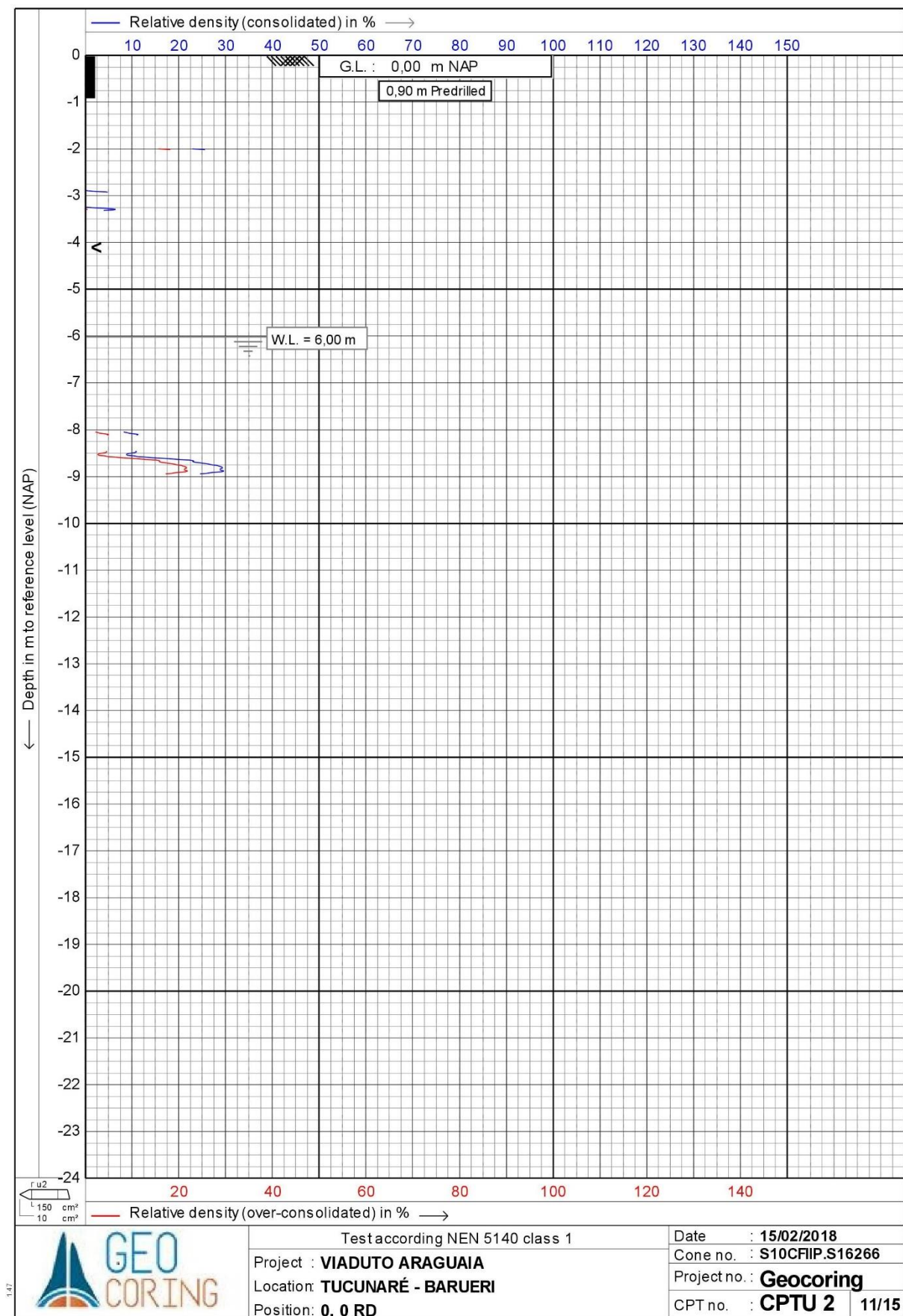


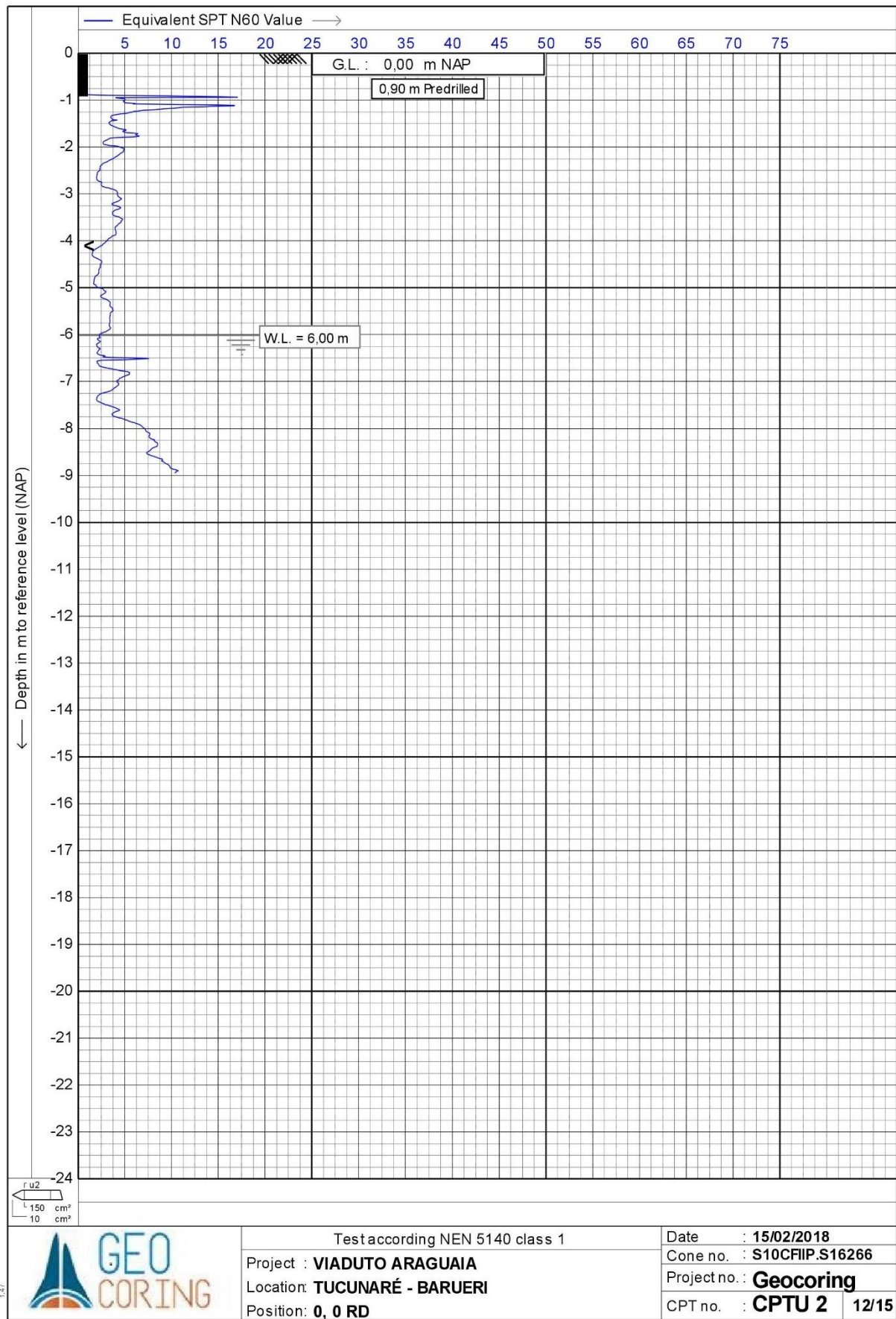


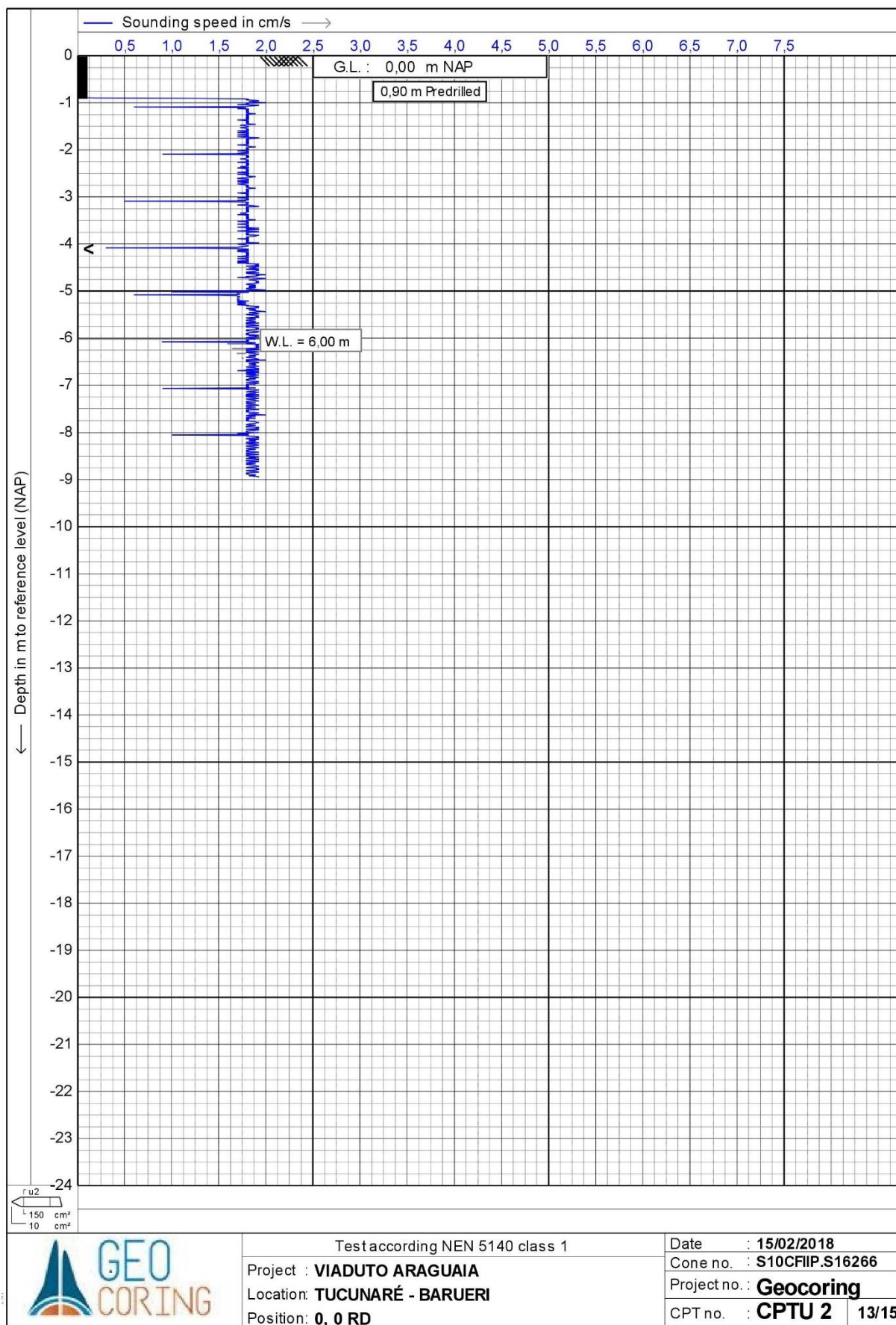


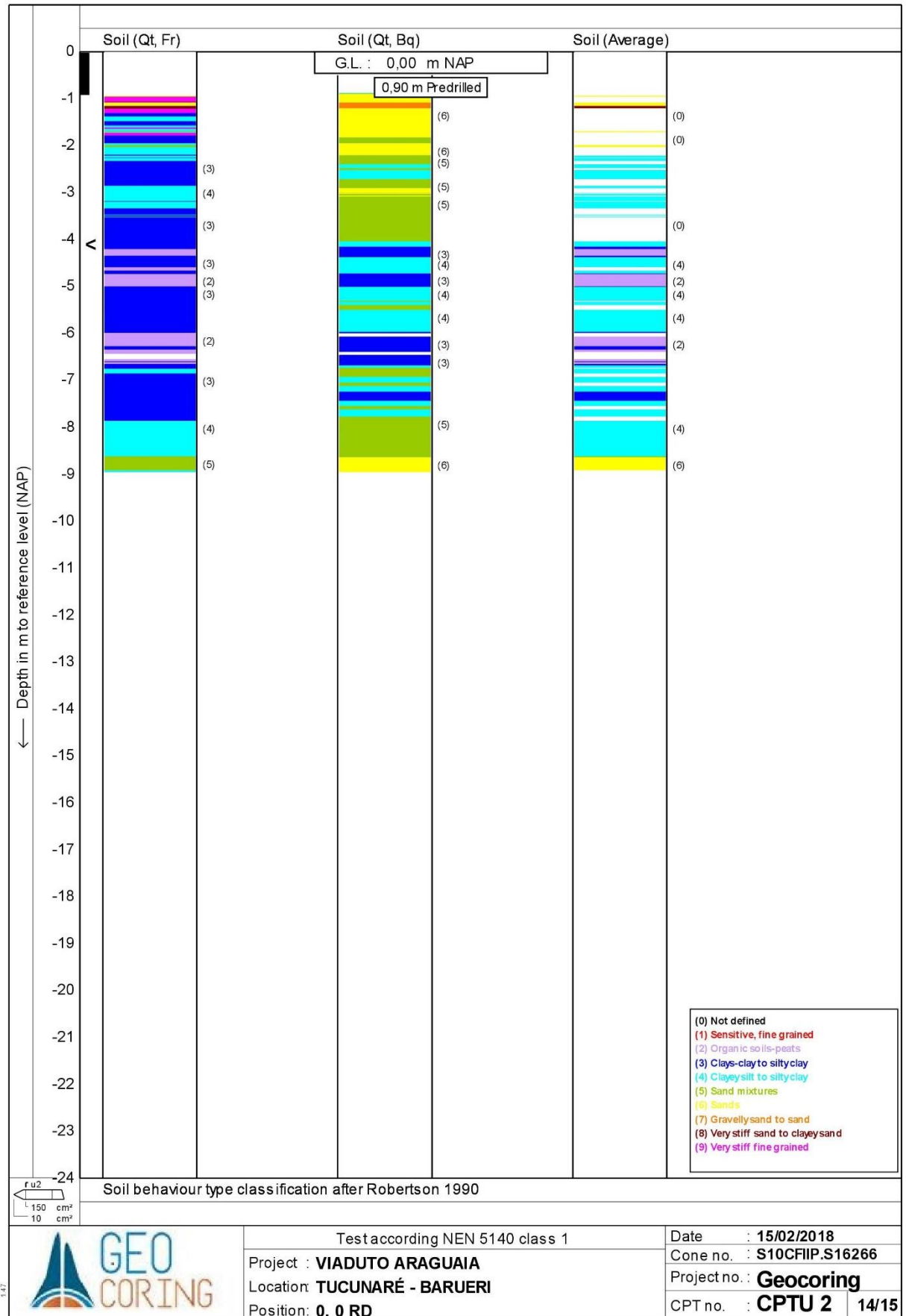


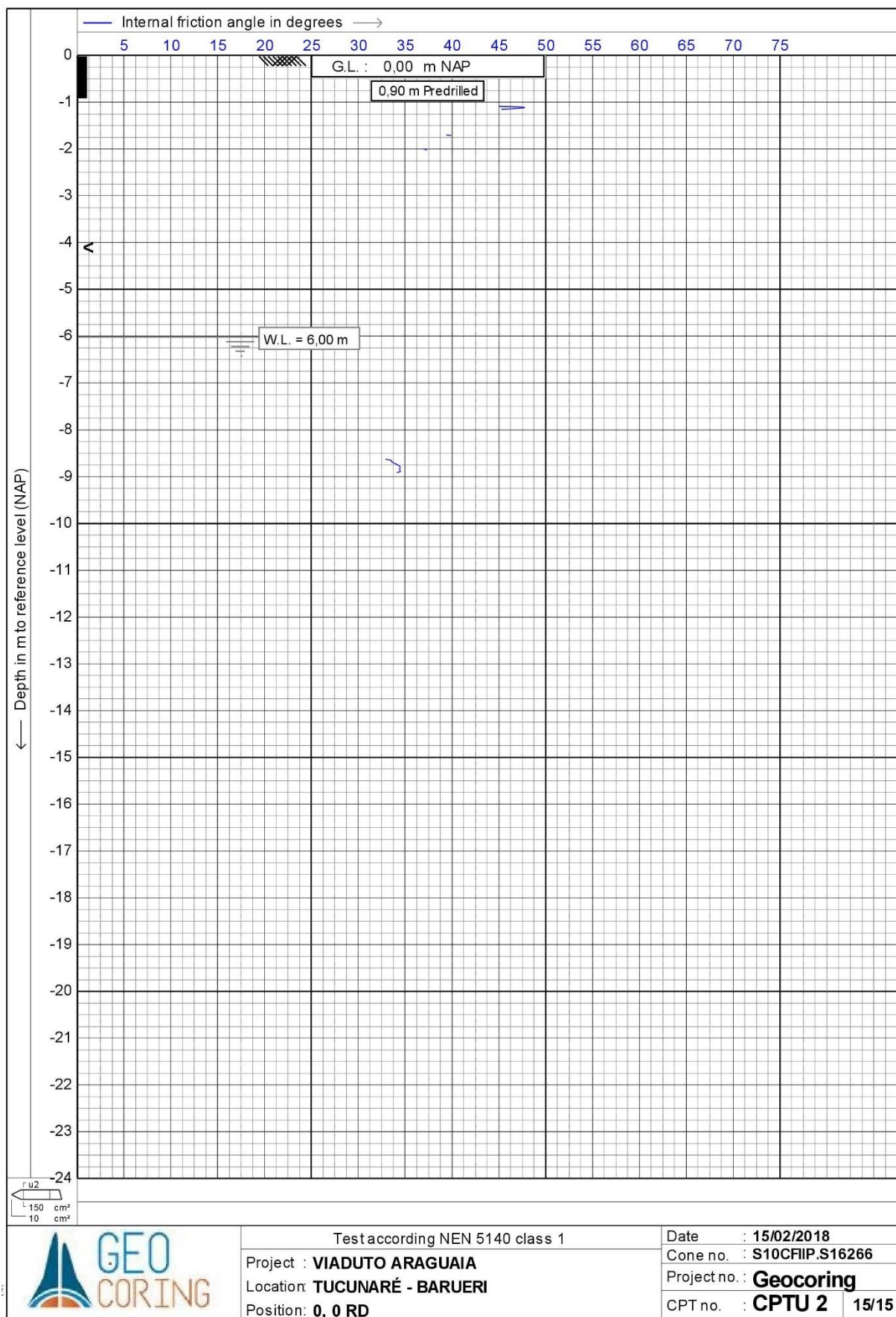


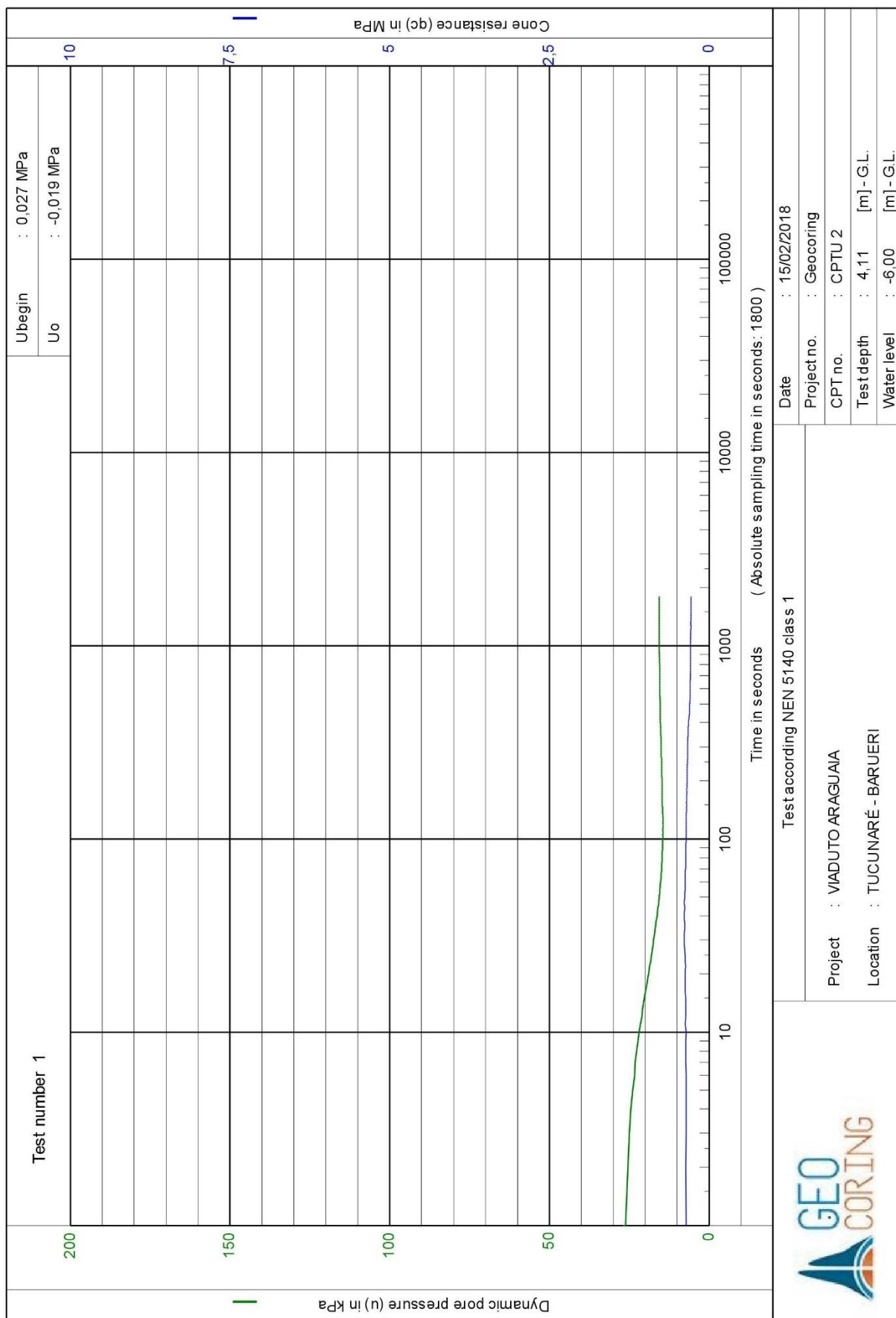












REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AABØE, R.; FRYDENLUND, T. E. 40 years of experience with the use of EPS Geofam blocks in road construction. The Norwegian Public Roads Administration. Disponível em: <https://www.michiganfoam.com/docs/40_years_of_Geofam_experience_in_Norway.pdf>. Acesso em: março/2019

ALFHEIM, S.; FLAATE, K.; REFSDAL, G.; RYGG, N.; AARHUS, K. **The first EPS Geoblock Road Embankment – 1972**. Disponível em: < https://www.vegvesen.no/_attachment/2266863/binary/1252159?fast_title=2+-+The+First+EPS+Geoblock+Fill+%E2%80%93+1972.pdf>. Acesso em: março/2019.

ALMEIDA, M. S. S., MARQUES, M. E. S., **Aterros Sobre Solos Moles: Projeto e Desempenho**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

ALMEIDA, M. S. S., MARQUES, M. E. S., **Aterros Sobre Solos Moles: Projeto e Desempenho**. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11752: Materiais celulares de poliestireno para isolamento térmico na construção civil e refrigeração industrial – Especificação**. 3 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASTM. D6817/D6817M-17: **Standard Specification for Rigid Cellular Polystyrene Geofam**. West Conshohocken, PA: ASTM International, 2017.

BASF THE CHEMICAL COMPANY. **Geofam made of Styropor**. BASF S.A. São Paulo. Catalog. Consultado em: 2019

BASF THE CHEMICAL COMPANY. **Styropor Foam as a Lightweight Construction material for Road Base-courses**. Report. 1993.

BERNUCCI, L. B. et al. **Pavimentação asfáltica**: formação básica para engenheiros. Rio de Janeiro: Petrobras: ABEDA, 2006.

BEZERRA, R. L.; SOUZA, F. Q., RODRIGUES, J. K. G. **Aterro Leve Sobre Solos Moles: Um Caso de Obra na Duplicação da BR-101, Goiana-PE**. In: 3º Simpósio

de Geotecnia do Nordeste, 2013, Fortaleza. Disponível em: <https://www.geone.com.br/2013/palestras/Apresentacao_GeoNE_Prof.Dr.Raimundo%20Leidimar.pdf>. Acesso em: agosto/2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-PRO 381/98: **Projeto de Aterros Sobre Solos Moles para Obras Viárias**. Diretoria de Desenvolvimento Técnico - IPR. Rio de Janeiro: 1998.

DNIT. **Manual de recuperação de pavimentos rígidos**. Publicação IPR-737. Ministério dos Transportes. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2010.

DOMINONI, C. M. B. **Análise de estabilidade e compressibilidade de um aterro sobre solo mole no Porto de Suape, Região Metropolitana de Recife**. Rio de Janeiro: Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2011.

ELRAGI, A. F. **Selected Engineering Properties and Applications of EPS Geofoam**. 2006. Disponível em: <http://www.michiganfoam.com/docs/eps_geofoam_selected_engineering_properties.pdf>. Acesso em: junho/2019.

FILHO, R. G. **Obras sobre solos moles e suas respectivas soluções**: um exemplo prático da obra de um complexo de vacinas em Santa Cruz, RJ. Rio de Janeiro: Escola Politécnica da Universidade do Rio de Janeiro, 2017.

FUTAI, M. M. **Considerações sobre a influência do adensamento secundário e do uso de reforços em aterros sobre solos moles**. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade São Paulo, 2010.

GIUBLIN, C. R.; **Patologia em Pavimento Rígido**. Curitiba: IDD, 2015.

GOTLIEB, M. **Reforço de fundações**. In: **AUTORES, V. Fundações: Teoria e Prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 12.

ISORECORT. **Portfólio de produtos**. Ribeirão Pires. Catalog.

LIMA, B. T., ALMEIDA, M. S. S., **Aterro leve com uso de EPS sobre solo muito mole no Rio de Janeiro**, Argentina, 2009.

MACCARINI, M.; SÁ, A. A. O EPS em aterro de encontro de viaduto sobre solo mole. **Fundações & Obras Geotécnicas**. São Paulo, v. 84, p. 58 - 64, 2017.

MAIA, I. M. C. **Caraterização de patologias em pavimentos rodoviários**. Porto: Faculdade de Engenharia da universidade do Porto, 2012.

MAGNANI H. O., ALMEIDA, M. S. S., EHRLICH, M., **Behavior of two reinforced embankments on soft clay taken to failure**, Geosynthetics International, 2009.

MARQUES, M. E. S., LEROUEIL, S., **Preconsolidating clay deposit by vacuum and heating in cold environment**, 2005.

MASSAD, F. 2010. **Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia**. Oficina de Textos, São Paulo. 2º edição.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, C.; SCHNAID, F. **Patologia das fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2008.

NASCIMENTO, P. N. C. **Análise de um aterro experimental levado à ruptura situado em região de Baixada de Macaé – RJ**. Campos de Goytacazes: Centro de Ciência e Tecnologia da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, 2016.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. **Geofoam Applications in the Design and Construction of Highway Embankments**. Report. Newark: 2004.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. **Guideline and Recommended Standard for Geofoam Applications in Highway Embankments**. Report. Washington: 2004.

NETO, J. O. A. **Caracterização do Comportamento Geotécnico do EPS Através de Ensaio Mecânicos e Hidráulicos**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2008.

NORWEGIAN PUBLIC ROADS ADMINISTRATION. **Publication no. 100: Lightweight Filling Materials for Road Construction**. Oslo: Road Technology Department, 2002.

PALMEIRA, E. M., FAHEL, A. R. S., **Effects of large differential settlements on embankment on soft soils**, Itália, 2000.

PATRIARCA, M. A. A. **Utilização de materiais de aterro leves no domínio das obras geotécnicas**. Lisboa: Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Lisboa, 2012.

PINTO, C. S., **Curso Básico de Mecânica dos solos em 16 aulas**, 3a edição, Oficina de Textos, São Paulo, 2006.

PINTO, C. S., **Aterros da Baixada: solos do litoral de São Paulo**, São Paulo, 1994.

POULOS H. G., DAVIS E. H., **Elastic solutions for soil and rock mechanics**, John Wiley & Sons, New York, 1974.

ROBERTSON, P. K.; CABAL K. L. **Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering**. 6 ed. Signa Hill: Gregg Drilling & Testing Inc, 2014.

SANTOS, G. V. **Patologias devido ao recalque diferencial em fundações**. Brasília: Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas do Centro Universitário de Brasília, 2014.

SILVA, V. E. **Patologias e soluções em aterros ferroviários**: um estudo de caso do aterro do km 196 na ferrovia do aço. Rio de Janeiro: Instituto Militar de Engenharia, 2015.

SOUZA, E. G. **Colapso de edifício por ruptura das estacas: estudo das causas e da recuperação**. São Carlos 115p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.

SPASOJEVIC, S., MITROVIC, P., VUJANIC, V. e JOTIC, M. **The application of EPS in geotechnical practice**. 4º Conference EPS 2011. Norway, 2011.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. D. **Análise, projeto e execução de fundações rasas**. In: AUTORES, V. Fundações: Teoria e Prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 7.

THE EPS INDUSTRY ALLIANCE. Expanded Polystyrene (EPS): Geofoam Applications & Technical Data. Crofton.

VAN DORP, T., **Building on EPS geofoam in the “Low-Lands” experiences in the Netherlands**, International Symposium on EPS Construction Method, Tokyo, 1996.

VARGAS, M., **Aterros na Baixada de Santos**, Revista Politécnica, Edição Especial, p. 48-63, 1973.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações - Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais, Fundações Profundas**, 2ª Ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

VITÓRIA, P. I. S. **Métodos de reparos de fissuras em pavimentos rígidos em sítios aeroportuários**. Rio de Janeiro: Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2016.

ZUQUIM, A. I. **Avaliação do atrito de interface entre blocos de EPS e diferentes tipos de solos e geossintéticos usando o ensaio de cisalhamento direto**. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2019.