

Implantação e Caracterização Geotécnica do Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário Assis Gurgacz em Cascavel/Pr.

Beatriz Anne Bordin Zen

Centro Universitário Assis Gurgacz - FAG, Cascavel, Brasil, beatrizzen_1100@hotmail.com

Maycon André de Almeida

Centro Universitário Assis Gurgacz - FAG, Cascavel, Brasil, mayconalmeida@creapr.org.br

RESUMO: O solo é fundamental na construção civil e, para que seja corretamente utilizado, deve-se ter o conhecimento de suas propriedades, já que se trata de um material heterogêneo vastamente aplicável. O presente artigo tem como objetivo caracterizar geotécnicamente o subsolo do Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário Assis Gurgacz - FAG (CEEF), através de ensaios de campo e de laboratório. A metodologia adotada consistiu na realização de ensaios de sondagem SPT em campo, e na coleta de amostras deformadas de solo para posterior realização de ensaios de caracterização em laboratório. Com os resultados obtidos foi possível verificar que o subsolo é composto por duas camadas, com pequenas variações entre os índices físicos ao longo da profundidade, sendo composto basicamente por argila siltosa de característica laterítica e colapsível.

PALAVRAS-CHAVE: Caracterização Geotécnica; Classificação Solos; Ensaio de Laboratório e de Campo;

1 INTRODUÇÃO

O solo é um dos materiais mais antigos e complexos utilizados pelo homem na construção civil. Possui uma vasta aplicação na área e, por isso, é de fundamental importância que se tenha conhecimento sobre suas propriedades físico-mecânicas, a fim de que se tenha um bom desempenho (QUARESMA et al., 1998).

Para que seja elaborado um projeto de fundação é imprescindível conhecer o solo de forma adequada, identificando e classificando as camadas que o compõem, com o objetivo de prever qual será seu comportamento perante a ação das cargas às quais será exposto (QUARESMA et al., 1998). Caso a importância do estudo sobre o solo seja relegada, o profissional da área de engenharia deve estar ciente dos riscos e problemas que podem ocorrer na edificação em função do

dimensionamento incorreto da fundação.

Cascavel é um município brasileiro localizado na região Oeste do estado do Paraná, no terceiro Planalto ou Planalto de Guarapuava, com altitude média de 800 metros. Atualmente é o quinto município mais populoso do estado, com aproximadamente 12.778 habitantes (IBGE, 2015), e conta com uma área de 2.100,831 km², fazendo parte de três bacias hidrográficas (Iguaçu, Piquiri e Paraná).

Segundo Mineropar (2005), a região de Cascavel pertence a Formação Serra Geral, com presença de rochas efusivas básicas toleíticas, o que inclui basaltos maciços e amigdalóides, com textura afanítica, cinzentos a pretos e raramente andesíticos.

O solo de Cascavel é formado a partir do intemperismo do basalto. Sua coloração escura se dá devido à presença de óxido de ferro, apresentando solos espessos com boa capacidade de retenção de água, aeração e baixa

permeabilidade. A cidade possui um solo residual, laterítico e colapsível. Ao norte é ondulado, constituído por colinas amplas e baixas declividades e onde o relevo apresenta-se acidentado.

Como fruto destas condições, os processos de intemperismo atuam até grandes profundidades, originando camadas de solo bastante espessas que apresentam, muitas vezes, comportamentos problemáticos para a engenharia geotécnica.

O intuito deste artigo foi apresentar e contribuir com a geotecnia local através do desenvolvimento de um banco de dados com resultados de pesquisas envolvendo o solo da região, além de compartilhar dados e experiências com outros campos experimentais do país.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Local do estudo e Campo Experimental

O artigo aborda estudos sobre as propriedades geotécnicas do subsolo do Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário Assis Gurgacz (CEEF), localizado em Cascavel, na região Oeste do estado do Paraná, conforme apresenta a Figura 1. O CEEF possui uma área de cerca de 100 m² (cem metros quadrados) e funciona como campo de experimentos geotécnicos.



Figura 1. Localização do município de Cascavel/PR

Para a caracterização geotécnica do solo, foram conduzidos ensaios de campo (3 furos de sondagem a percussão do tipo SPT) e no laboratório de mecânica dos solos da instituição, utilizando amostras deformadas coletadas metro a metro em um poço de inspeção com 1,0 m de diâmetro, até a profundidade de 15 metros. No local também foram executadas valas (CX1, CX2 e CX3) para a execução de provas de carga em placa (Vieira et al., 2017). O croqui da posição dos elementos no CEEF pode ser observado na Figura 2.

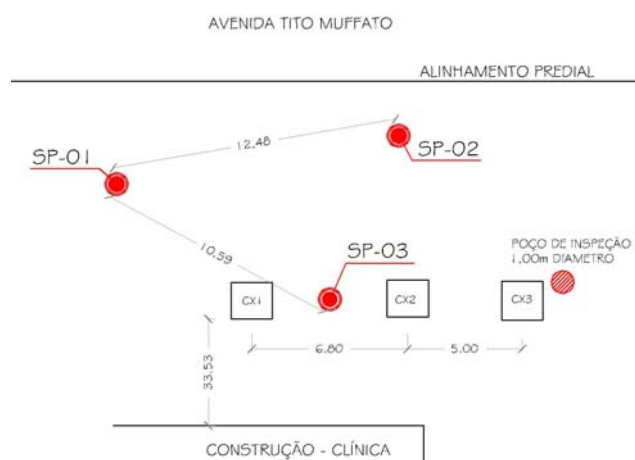


Figura 2. Investigações geotécnicas realizadas no CEEF

2.2 Ensaios realizados

2.2.1 Ensaios de Caracterização

Para a realização da caracterização do subsolo, foram executados ensaios de granulometria conjunta, massa específica dos grãos, teor de umidade e índices de consistência das amostras deformadas coletadas de metro em metro. Além disso, foram determinados os índices físicos e a classificação das camadas do solo local.

Os ensaios de granulometria conjunta, que abrange os ensaios de sedimentação e peneiramento, foram realizados conforme determina a ABNT (2016), sendo deixadas 50% das amostras ensaiadas mergulhadas e em repouso preliminarmente por 12 horas em solução defloculante (Hexametáfosfato de sódio), a fim de avaliar a propriedade laterítica do solo devido a separação das floculações

existentes no solo. Em seguida foi realizada a dispersão das partículas, o ensaio de sedimentação e finalmente o ensaio de peneiramento, conforme procedimentos da norma.

Os ensaios realizados para determinação dos índices de consistência, foram: Limite de Liquidez (ABNT, 1984) e Limite de Plasticidade (ABNT, 1984). O limite de liquidez (w_L), é definido como o teor de umidade necessário para fechar uma ranhura realizada no solo sobre a concha do aparelho de Casagrande, em até 15 mm de extensão através de 25 golpes. O ensaio foi repetido diversas vezes de forma a se obter no mínimo de três a quatro pontos com teores de umidade diferentes, para cada amostra.

O limite de plasticidade (w_P) é definido como o menor teor de umidade com o qual é possível moldar um cilindro com 3 mm de diâmetro, rolando o solo sobre uma placa de vidro esmerilhada até que se chegue à condições quebradiças. Para esse ensaio optou-se por realizar no mínimo 5 ensaios diferentes para cada amostra, de modo a se obter um resultado confiável.

Com os resultados dos ensaios de w_L e w_P , foi possível classificar o solo quanto a plasticidade (IP), atividade das argilas, consistência e também quanto aos sistemas Unificado (SUCS) e Rodoviário (T.R.B), tomando como base a escala da ABNT (1995), que considera as dimensões dos grãos em mm, como apresentado na Tabela 1.

Tabela 1. Escala granulométrica da ABNT (1995)

Fração	Faixa
Argila	< 0,002 mm
Silte	entre 0,002 e 0,06 mm
Areia Fina	entre 0,06 e 0,2 mm
Areia Média	entre 0,2 e 0,6 mm
Areia Grossa	entre 0,6 e 2,0 mm
Pedregulho	> 2,0 mm

2.2.2 Ensaios de Proctor

Foram realizados também ensaios de compactação (Proctor), com amostras de solo

superficial, nos 3 níveis de energia (Normal, Intermediário e Modificado), afim de determinar o ponto ótimo de compactação do solo da cidade de Cascavel/PR.

Para moldar os corpos de prova, utilizou-se 10 kg de material destorroado, partindo de um teor de umidade de aproximadamente 20%. Para os ensaios seguintes, adicionou-se cerca de 150 ml de água, de modo a incrementar a umidade do solo em aproximadamente 5%, como recomenda a ABNT (1986). Após moldagem dos corpos de prova, de acordo com as combinações possíveis entre soquete e cilindro para cada energia, as amostras foram pesadas e tiveram seu teor de umidade determinado através da coleta de material de 3 pontos diferentes de seu interior.

2.2.3 Ensaio Índice Suporte Califórnia (ISC)

O Índice de Suporte Califórnia (ISC ou CBR - *California Bearing Ratio*) é a relação, em porcentagem, entre a pressão exercida por um pistão de diâmetro padronizado necessária à penetração no solo até determinado ponto (0,1” e 0,2”) e a pressão necessária para que o mesmo pistão penetre a mesma quantidade em solo-padrão de brita graduada. Através do ensaio de ISC é possível determinar qual será a expansão de um solo sob um pavimento quando o mesmo estiver saturado e dimensionar adequadamente um pavimento sobre esse subleito.

Foram empregadas as recomendações da norma ABNT (2016), que especifica o procedimento laboratorial para determinar o índice de suporte Califórnia e a expansão de solos, utilizando amostras deformadas, não recusadas, de material passante na peneira de 19 mm.

Após a compactação, os corpos de prova foram submetidos à imersão em água durante 96 hrs e posteriormente rompidos, como previsto na referida norma.

2.2.4 Ensaios Triaxiais

Molina e Gandin (2015) determinaram para os 5 primeiros metros do CEEF o valor do ângulo

de atrito e do intercepto de coesão através de ensaios triaxiais adensado rápidos, utilizando amostras indeformadas coletadas em campo.

O ângulo de atrito interno de um solo é o atrito físico entre suas partículas, que é proveniente do entrosamento entre elas. No solo, como não existe uma superfície nítida de contato entre as partículas, há uma infinita quantidade de contatos pontuais.

Já a coesão é caracterizada pela atração química entre as partículas e pode ser dividida em 2 tipos: a verdadeira e a aparente. A primeira é fruto de uma parcela da resistência ao cisalhamento de solos úmidos, não saturados, devido a tensão entre partículas resultante da tensão capilar da água. Já a coesão aparente é um fenômeno de atrito visível em areias e que ocorre com a saturação dos solos.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Granulometria

Determinados em laboratório o peso específico natural do solo, peso específico dos grãos e o teor de umidade, foi possível determinar os principais índices físicos ao longo da profundidade.

O peso específico dos grãos (γ_s) apresentou um valor médio ao longo da profundidade de 26,8 kN/m³. Tal valor é considerado relativamente alto, devido à presença do agente cimentante óxido de ferro, fruto dos processos de intempéricos da rocha basalto. O peso específico natural (γ_n), o peso específico seco (γ_d), peso específico saturado (γ_{sat}) e o índice de vazios do solo são apresentados na Tabela 2.

É possível verificar que a partir do 5 m as amostras encontram-se com grau de saturação alto, motivo explicado pela proximidade com o nível d'água do campo experimental, que foi encontrado a uma profundidade de 12 m.

Tabela 2. Principais Índices Físicos do CEEF

Prof.	γ_n (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	e
1m	16,2	12,6	18,2	1,3
2m	16,1	12,6	18,2	1,3
3m	15,9	12,7	18,3	1,2
4m	16,4	13,1	18,5	1,0
5m	16,3	13,1	18,3	1,1
6m	17,7	12,6	17,8	1,1
7m	16,8	11,5	17,2	1,3
8m	17,7	12,6	17,9	1,1
9m	17,0	12,0	17,4	1,2
10m	17,4	11,8	17,4	1,3
11m	15,6	10,3	16,4	1,6
12m	15,3	9,8	16,3	1,8
13m	16,8	10,8	16,8	1,5
14m	16,6	10,7	16,7	1,5
15m	15,2	8,3	15,2	2,3

Na Figura 3 são apresentados os pesos específicos determinados ao longo da profundidade, incluindo o peso específico submerso (γ_{sub}).

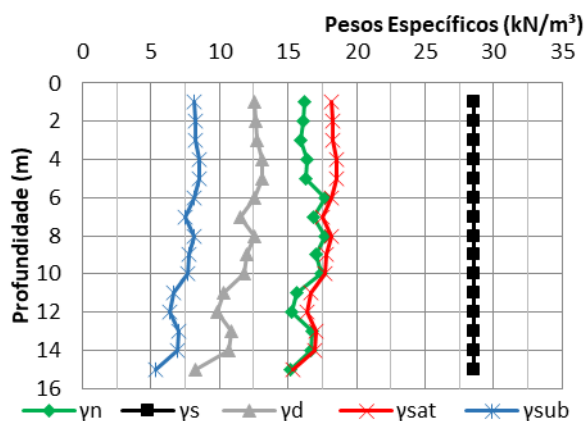


Figura 3. Pesos específicos ao longo da profundidade

3.2 Granulometria Conjunta

Devido às evidências de laterização do solo da cidade de Cascavel, foram obtidas, neste trabalho, curvas granulométricas para o solo ao longo da profundidade, com (C.D) e sem (S.D) o uso do defloculante, objetivando avaliar a diferenciação da textura, conforme pode ser visto na Figura 4.

Considerando a pouca variabilidade dos resultados, optou-se em apresentar as curvas do 1°, 5°, 10° e 15° metros nas duas situações.

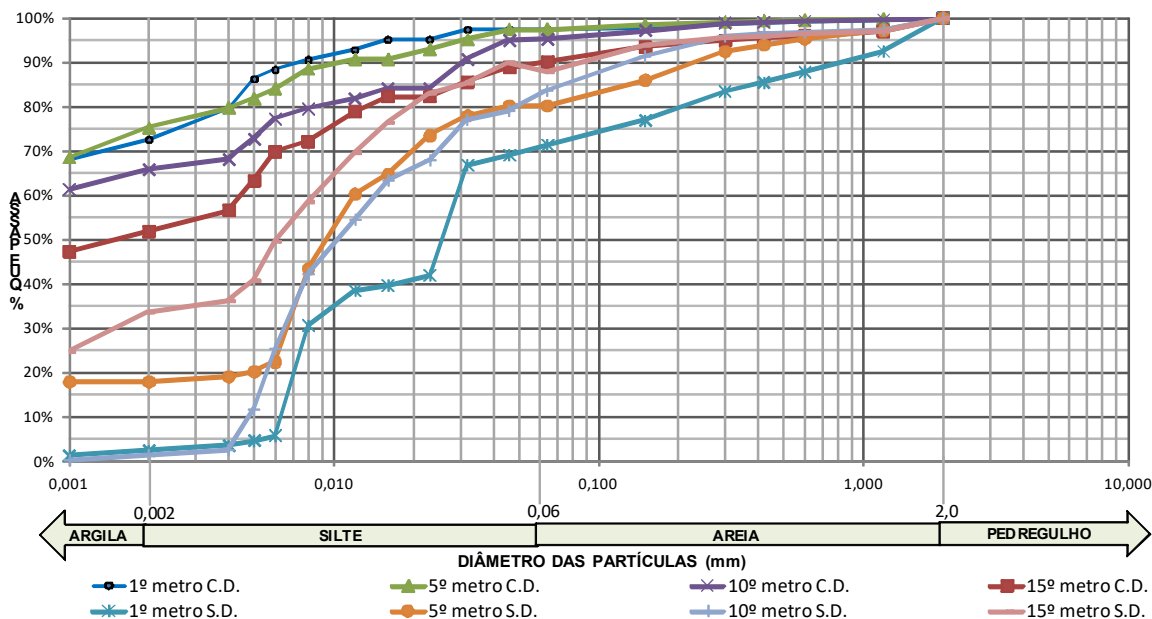


Figura 4. Curvas granulométricas determinadas para solo do CEEF com ou sem a influência de defloculante

O ensaio de granulometria realizado foi do tipo granulometria conjunta, constituído de sedimentação e peneiramento fino, não sendo necessário o peneiramento grosso, pois o solo estudado passa em sua totalidade na peneira #10 (abertura 2,0 mm). Para cada profundidade investigada, apanhou-se 70 g de solo preparado, colocando-o em água destilada acrescida de 125 ml de defloculante (hexametáfosfato de sódio + carbonato de sódio) e, por fim, deixando-o em repouso por 24 hrs. Em seguida foram executados ensaios de sedimentação e peneiramento fino, segundo metodologia proposta pela ABNT (1984).

Analisando as curvas granulométricas, verificou-se que ocorreu a dispersão das partículas, indicando que no solo analisado há floculação das mesmas devido à presença de óxido de ferro, como ocorre em grande parte dos solos brasileiros (lateríticos), com grande porcentagem de finos (argilas e siltes) e alta porosidade. Pode-se observar também a grande porcentagem de argila e siltes presente no solo (Tabela 3), sendo classificado o solo, de acordo com a curva granulométrica com a utilização de defloculante, como uma argila siltosa.

Tabela 3 - Porcentagens de materiais sem defloculante.

Solo	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)
Sem defloculante			
1m	1,88	68,65	29,47
5m	17,92	62,28	19,80
10m	1,01	81,56	17,43
15m	29,62	58,73	11,65
Com defloculante			
1m	71,86	25,47	2,67
5m	74,98	22,33	2,70
10m	65,34	29,14	5,52
15m	50,22	39,26	10,52

Para a condição real do solo, ou seja, com o uso de defloculante (C.D), não foi possível determinar os parâmetros de diâmetro efetivo (D_e), coeficiente de não uniformidade (CNU) e estimar o coeficiente de permeabilidade (k), pois a porcentagem de ocorrência de partículas de argila e silte é alta, em torno de 97%. Isso indica um solo muito fino, e naturalmente mal graduado, devido ao excesso de finos e ausência de material granular, prejudicando assim o contato entre os grãos e conseqüentemente sua resistência.

Mesmo sendo mal graduado e com aplicação considerada de má à regular, para uso em pavimentação, esse solo apresenta uma boa coesão e estabilidade quando submetido a escavações por apresentar boa coesão, ser um

solo laterítico e por ter a presença de minerais com propriedades cimentícias.

Desta avaliação verifica-se que o perfil estudado apresenta condições favoráveis para a ocorrência do fenômeno do colapso que são: baixa massa específica natural, baixo teor de umidade e porosidade elevada. Vieira *et al.* (2017) comprovou o comportamento colapsível, através de provas de carga em placa, da camada de solo superficial do CEEF.

3.3 Índices de Consistência

Os resultados obtidos para os índices de consistências (Limite de Liquidez - w_L , Limite de Plasticidade - w_p e Índice de Plasticidade - IP), são apresentados na Figura 5.

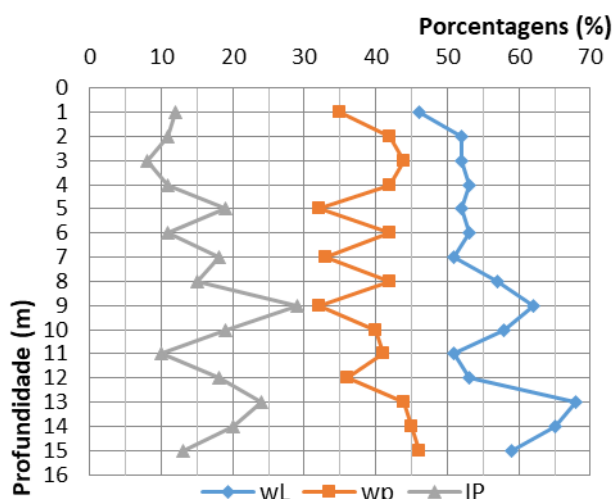


Figura 5. Índices de consistência do solo do CEEF ao longo da profundidade

O comportamento ao longo da profundidade é semelhante e bem uniforme. No entanto, no 9º metro pode ter ocorrido uma variação no solo, o que ocasionou uma leve alteração no resultado. A classificação do solo quanto a plasticidade é definida como Solo de Média Plasticidade. O limite de liquidez apresentou valores médios de 55%, já o limite de plasticidade de 40% e finalmente o Índice de Plasticidade (IP) apresentou um valor de 16%.

O alto valor de w_L indica que o presente solo é altamente compressível, e que quando sob carregamento pode sofrer adensamento,

característica muito comum de solos lateríticos e que acaba restringindo ao uso de fundações rasas.

3.4 Classificação do Solo

Com os resultados da granulometria conjunta, limites de liquidez e plasticidade e índice de plasticidade, foi possível classificar o solo pelo Sistema Rodoviário - *Transportation Research Board* (T.R.B.), antigo *Highway Research Board* (H.R.B.), e pelo Sistema Unificado de Solos (S.U.C.S.).

De acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), o solo é classificado como CH (solos argilosos muito compressíveis). Já pelo Sistema de Classificação Rodoviário (T.R.B.), o solo foi classificado como A-7-6, que são solos com aplicação de regular a má para pavimentação por terem porcentagens altas de finos. É classificado quanto a plasticidade como mediamente plástica com pouco ou nenhum material grosso, o que inclui material com elevado índice de plasticidade em relação ao limite de liquidez, estando sujeito a elevadas variações volumétricas.

3.5 Investigações geotécnicas

Foram realizados três ensaios de sondagem a percussão do tipo Standard Penetration Test (SPT) no CEEF, a fim de verificar a resistência do solo ao longo da profundidade, até atenderem os critérios de paralisação referenciadas na ABNT (2001). Como resultado, é apresentada a Figura 6, que indica o comportamento do índice de resistência N , para os 3 ensaios realizados.

Quanto aos valores dos índices de resistência obtidos pelo ensaio de sondagem a percussão SPT, pode-se observar que no 12º e 13º metro, apesar do surgimento do nível de água, o solo apresenta valores de N_{spt} superiores a 30, sendo interessante para apoio de fundações em estacas escavadas ou hélice contínua, sendo já muito utilizadas na região em obras de pequeno, médio e grande porte.

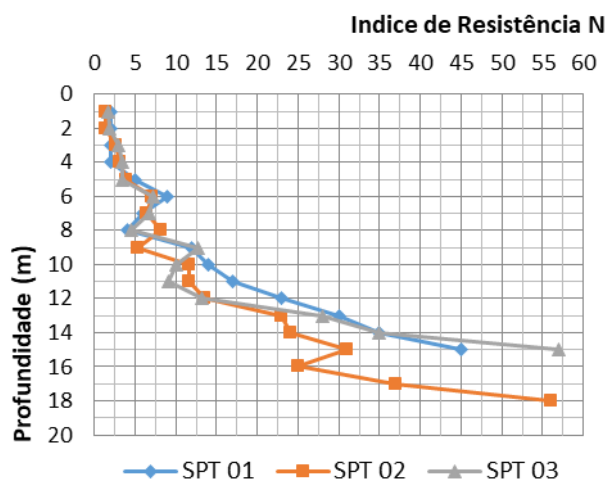


Figura 6. Índices de resistência a penetração do amostrador no solo do CEEF, ao longo da profundidade, para 3 furos realizados

Observando a evolução do N_{SPT} com a profundidade, e, concomitantemente, utilizando a classificação quanto à consistência da ABNT (2001), pode-se sugerir que, no geral, o subsolo do CEEF é constituído por duas camadas de solo distintas, até a profundidade amostrada. A primeira sendo composta por argila siltosa, porosa, marrom avermelhada, de consistência muito mole à média, até, aproximadamente, a profundidade de 9 m e, finalmente, em profundidades superiores a 9 m e menores de 18m, uma argila silto arenosa, residual, de coloração marrom claro, de consistência rija a dura.

Como resultado dos ensaios, pode-se apresentar a Tabela 4, que resume as camadas de solo do CEEF e seus valores médios de índices físicos e características.

Na análise visual-táctil, houve a identificação de pigmentação esbranquiçada na estrutura do solo a partir do 12º metro, provavelmente devido a presença de minerais na água, que tem seu nível variando nessas profundidades. O solo encontrado após o 12º metro tem característica de apresentar instabilidade quando submetido a grandes escavações, como por exemplo, na execução de tubulões, podendo sofrer deslocamento e risco de desmoronamento durante sua execução.

Tabela 4. Resumo das camadas de solo do CEEF

VALORES MÉDIOS	CAMADA 1 1 a 9 metros	CAMADA 2 10 a 15 metros
w (%)	34	53
LL (%)	53	59
LP (%)	38	42
IP (%)	15	17
γ_d (KN/m ³)	12	12
γ_s (KN/m ³)	27	27
γ_{sat} (kN/m ³)	17	16
Sr (%)	55	60
Argila (%)	70	56
Silte (%)	25	35
Areia (%)	5	9
Consistência	Muito mole a média	Rija a dura
Índice de vazios (e)	1,22	1,55

Deve-se levar em consideração que os valores apresentados dos índices de resistência (N), não levam em consideração a eficiência do equipamento e da execução do serviço, e que conforme recomendam Cintra et al. (2013) e Dallacosta e Almeida (2017), a mesma deve ser considerada no dimensionamento de fundações. A não observância desse item pode conduzir ao desenvolvimento de projetos contra a segurança.

3.6 Ensaios de Compactação (Proctor)

As amostras de solo coletadas do primeiro metro do CEEF foram também submetidas a ensaios de compactação (Proctor), para cada energia: Normal, Intermediária e Modificada.

Com os pares de valores de teor de umidade (w) e peso específico seco (γ_d), determinados para cada energia de compactação, elaborou-se a Figura 7, a fim de determinar o ponto ótimo de compactação e, conseqüentemente, as umidades ótimas ($w_{ót}$) e os valores de peso específico seco máximo ($\gamma_{dmáx}$) para cada energia.

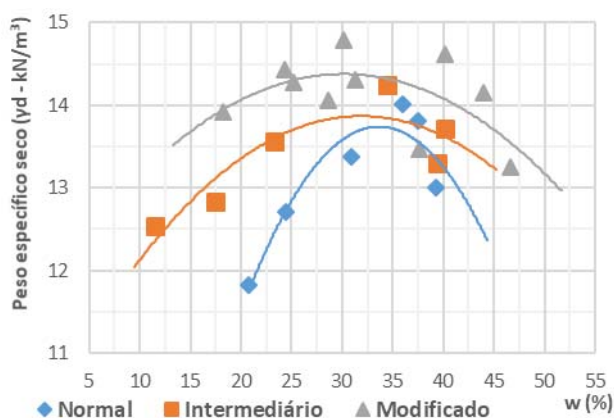


Figura 7. Curvas de compactação para os 3 níveis de energia de Proctor, do solo superficial do CEEF

Na Tabela 5 são apresentados, resumidamente, os valores de teor de umidade ($w_{ótimo}$) e peso específico seco (γ_d) obtidos pelas curvas de compactação, referentes ao ponto ótimo de compactação nos 3 níveis de energia.

Tabela 5. Valores do ponto ótimo de compactação obtidos para as 3 energias de compactação

Energia	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)	$w_{ótimo}$ (%)
Normal	14,0	40,0
Intermediária	13,9	32,5
Modificada	14,5	26,0

3.7 Índice Suporte Califórnia (ISC)

Após a moldagem, imersão e ensaio de penetração dos 3 corpos de prova, foram determinados os valores de expansão e ISC, conforme apresentado na Tabela 6.

Tabela 6. Valores do ponto ótimo de compactação obtidos para as 3 energias de compactação

Amostras	1	2	3
Expansão (%):	0,18	0,17	0,20
CBR (%)	13,7	14,3	14,2

Verificou-se uma expansão menor que 2% para todas as amostras, o que atende ao limite imposto para materiais do subleito, que devem apresentar uma expansão, medida no ensaio ISC, menor ou igual a 2% de acordo com as especificações do manual de pavimentação do DNIT (2006). Este manual estabelece limites que devem ser atendidos pelos

materiais utilizados em cada camada dos pavimentos.

Considerando os valores de ISC obtidos, estes também atendem ao exposto em DNIT (2006), que especifica que materiais de subleito devem possuir ISC superior a 2%.

3.8 Ensaio triaxiais

Por meio de ensaios triaxiais realizados em laboratório por Molina e Gandin (2015), com amostras indeformadas coletadas ao longo de 5 metros de profundidade, os autores determinaram as envoltórias de resistência e, conseqüentemente, o ângulo de atrito e o intercepto de coesão.

Os ensaios triaxiais realizados foram do tipo adensado-drenados, pois em termos de tensão efetiva permitem determinar a envoltória de resistência do solo.

Molina e Gandin (2015) optaram por aplicar a tensão axial nos corpos de prova a uma velocidade de 0,064 mm/min, gerando um tempo de carregamento de 5 a 6 horas, pois segundo Bjerrum (1954) apud Gerscovich (2017), a geração de poro pressão torna-se independente do tempo de ruptura após 05 horas.

Após a realização dos ensaios com um mínimo de 3 corpos de prova por metro e variando as tensões confinantes (σ_3) entre eles, foi possível determinar as envoltórias de Mohr-Coulomb e determinar os valores do intercepto de coesão e do ângulo de atrito, em função das tensões totais, apresentados na Tabela 7.

Tabela 7. Parâmetros de resistência ao cisalhamento

Prof. (m)	Intercepto coesão (kN/m ²)	Ângulo de atrito (°)
1	2,0	14,2
2	2,0	15,5
3	12,8	17,4
4	11,8	16,4
5	11,8	20,2
Média	8,04	16,7

Fonte: Molina e Gandin (2015)

Os valores do intercepto de coesão das amostras apresentaram valores baixos e

próximos aos citados por Alonso (2010) para solos argilosos. Já os ângulos de atrito apresentaram pouca dispersão entre eles e valores baixos, como era de se esperar, devido ao baixo atrito existente entre partículas de argilas não saturadas, variando de 14,2 a 20,4 graus.

Em geral, para a elaboração de projetos geotécnicos, se utiliza os parâmetros de resistência do solo em função das tensões totais, pois essa última apresenta valores mais conservadores e mais seguros para projetos, visto a incerteza das condições de drenagem e saturação do solo em campo após a realização da obra.

4 CONCLUSÕES

A classificação do solo estudado quanto a sua curva granulométrica foi de Argila Silto Arenosa; pelo Sistema Unificado, obteve-se uma classificação de CH que são solos argilosos muito compressíveis; no Sistema Rodoviário foi classificado como A-7-6, que são argilas siltosas medianamente plásticas.

A partir dos ensaios de sondagem a percussão do tipo SPT, realizados em campo, foi possível identificar 2 camadas de solo argilo-siltoso e o comportamento crescente da resistência do solo ao longo da profundidade, típico de um solo residual.

A camada superficial de solo da cidade de Cascavel é composta por uma argila madura, porosa, laterizada, colapsível, cujos minerais principais são a caulinita e óxidos de ferro, de estrutura microagregada típica dos solos tropicais.

Foram determinadas também, para essa camada, suas propriedades quanto a compactação, índice suporte califórnia e parâmetros de resistência do solo, esse último realizado por Molina e Gandin (2015), através de ensaios triaxiais com amostras indeformadas. Foi possível verificar que o solo apresenta baixa capacidade de suporte para pavimentação, necessitando de uma base espessa e resistente

para que não ocorram processos de adensamento na mesma.

Foram verificados valores de ângulo de atrito entre os grãos variando de 14,2 a 20,4 graus, e por serem considerados baixos, acabam por prejudicar o dimensionamento de estruturas de contenção e arrimos, gerando estruturas mais robustas a fim de resistir aos esforços oriundos do solo. O intercepto coesivo obtido também foi baixo, variando de 2 a 12 kPa.

REFERÊNCIAS

- Abnt – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6459 (1984). *Determinação do Limite de Liquidez*. Rio de Janeiro.
- Abnt – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6484 (2001). *Sondagens De Simples Reconhecimento Com Spt - Método De Ensaio*. Rio de Janeiro.
- Abnt – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6502 (1995). *Rochas e solos*. Rio de Janeiro.
- Abnt – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7180 (1984). *Determinação de Limite de Plasticidade*. Rio de Janeiro.
- Abnt – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7181 (2016). *Análise Granulométrica*. Rio de Janeiro.
- Abnt – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7182 (1986). *Ensaio de Compactação*. Rio de Janeiro.
- Abnt – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 9895 (2016). *Índice de suporte Califórnia (ISC) - Método de ensaio*. Rio de Janeiro.
- Alonso, Urbano Rodrigues. (2010) *Exercícios de Fundações*. 2 ed. São Paulo: Blucher.
- Cintra, J. C. A., Aoki, N., Tsuha, C. H. C, Giacheti, H. L. (2013). *Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos*. São Carlos: Oficina dos Textos.
- Dallacosta, L. e Almeida, M. A. (2017) *Determinação da Eficiência do Ensaio SPT através de Prova de Carga Estática sobre Amostrador Padrão*. Geocentro. Goiânia.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT (2006). *Manual de Pavimentação*. 3 ed, Rio de Janeiro, 274 p.
- Gerscovich, D. (2017). *Estabilidade de Taludes*. São Carlos: Oficina dos Textos. 2 ed.
- Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE (2015). Disponível em: ftp://ftp.ibge.gov.br/Estimativas_de_Populacao/Estimativas_2015/estimativa_TCU_2015_20170614.pdf. Acesso em 28 de abril de 2018.
- Minerais do Paraná - Mineropar (2005). *Mapa geológico de Cascavel*. Disponível em:

<http://www.mineropar.pr.gov.br/arquivos/File/2_Geral/Geologia/PDF_Mapas_Geo_250000/Cascavel.PDF
>. Acesso em 28 de abril de 2018.

Molina M. D.; Gandin R. M. (2015). *Determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento através de ensaio de compressão triaxial rápido (cu) do subsolo da FAG em Cascavel/PR*. Monografia de conclusão do curso de Engenharia Civil. Centro Universitário Assis Gurgacz, Cascavel/PR.

Quaresma, A.R.; Décourt, L.; Quaresma Filho, A.R.; Almeida, M.S.S.; Danziger, F. (1998). *Investigações geotécnicas*. In: Hachich, W.; Falconi, F.F.; Saes, J.L.; Frota, R.G.Q.; Carvalho, C.S.; Niyama, S. (Org.). *Fundações: teoria e prática*. 2. ed. São Paulo: PINI.

Vieira, M. K.; Radoll, J.; Almeida, M. A. (2017) *Análise da Aplicação de Fundações Rasas a partir de Resultados de Provas de Carga em Solo de Cascavel-PR*. Geocentro. Goiânia.