

PROJETO EXECUTIVO

**Construção de ponte mista sobre o córrego
cedro.**

Bonfinópolis de Minas – MG.

Memorial e Especificações.

Responsável Técnico

Eng. Civil Vinícius Andrade Santos – CREA 230.293/D

APRESENTAÇÃO

Este documento faz parte do empreendimento denominado Projeto Executivo construção de uma pista sobre o córrego Cedros, contemplando as seguintes documentações:

- a) PROJ. EST. CEDROS – PONTE MISTA (METAL/CONCRETO) COM VIGAS METÁLICAS 15 METROS (PADRÃO SETOP MG).**

Para elaboração do Projeto em questão foram obedecidas às normas da ABNT, as recomendações da fiscalização da engenharia da prefeitura municipal de Bonfinópolis-MG.

1. Concepção da Estrutura e Hipóteses de Cálculo

Execução de ponte mista sobre o córrego cedro no município de Bonfinópolis de Minas-MG

Na infraestrutura, será executada em estacas pré-moldadas de concreto armado 15x15 com capacidade de 25 toneladas.

Na superestrutura, será executada em bloco de coroamento de concreto de 25 mpa e com duas alas de contenção do aterro.

Na mesoestrutura, será executada com vigas metálicas padrão SETOP com vão de 15 metros e laje maciça com 20 cm de espessura.

São as seguintes as características de materiais empregadas nos cálculos:

Concreto: $f_{ck}=25\text{MPa}$ $E_{cs}= 23,8\text{Gpa}$

Aços CA50 e CA60

Classe de agressividade: II – moderada

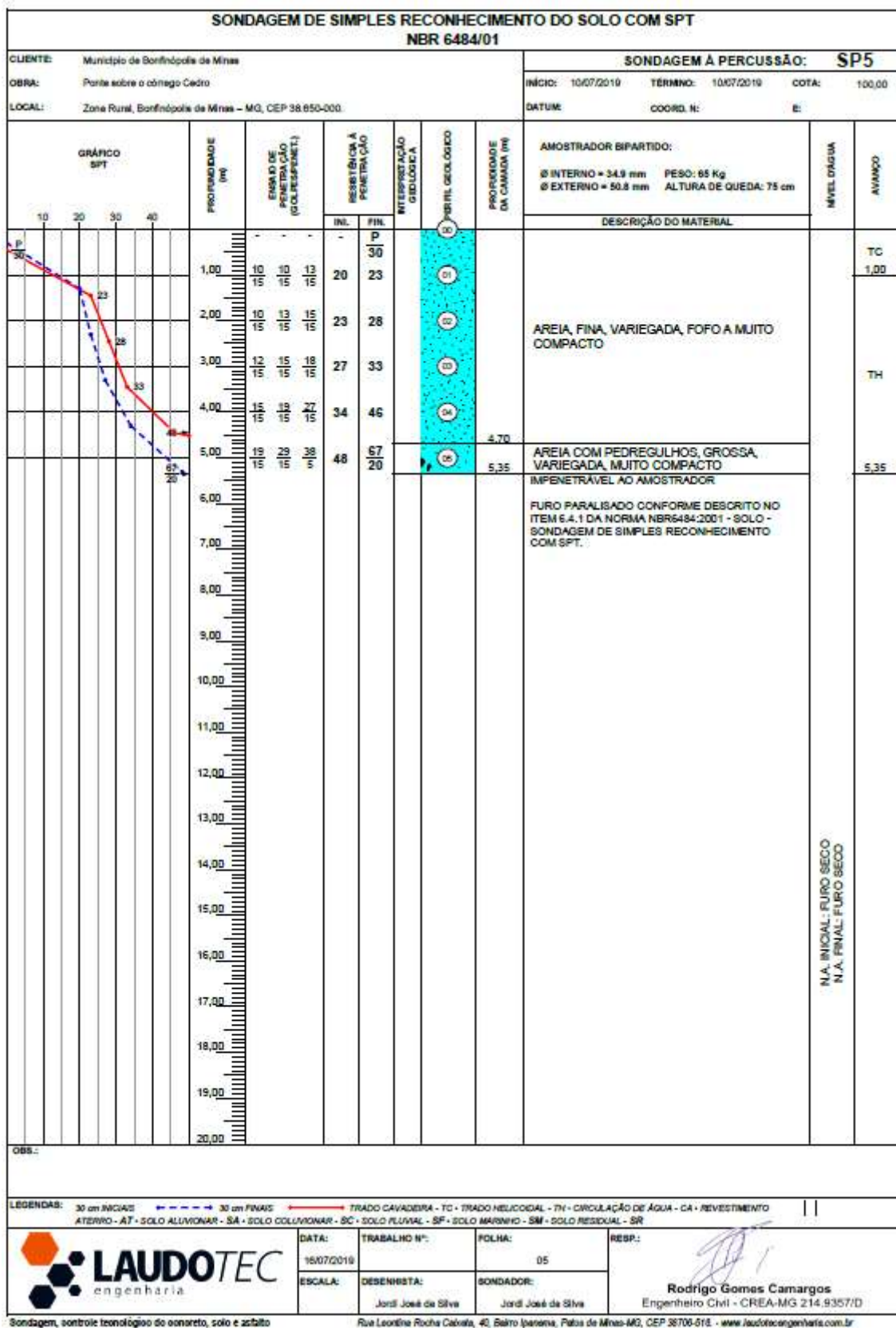


Figura 1 – Laudo de sondagem SP-005. Notar que a cerca de 4,70m de profundidade, onde estará as estacas, o solo apresenta boa resistência à compressão, compatível com a fundação profunda.

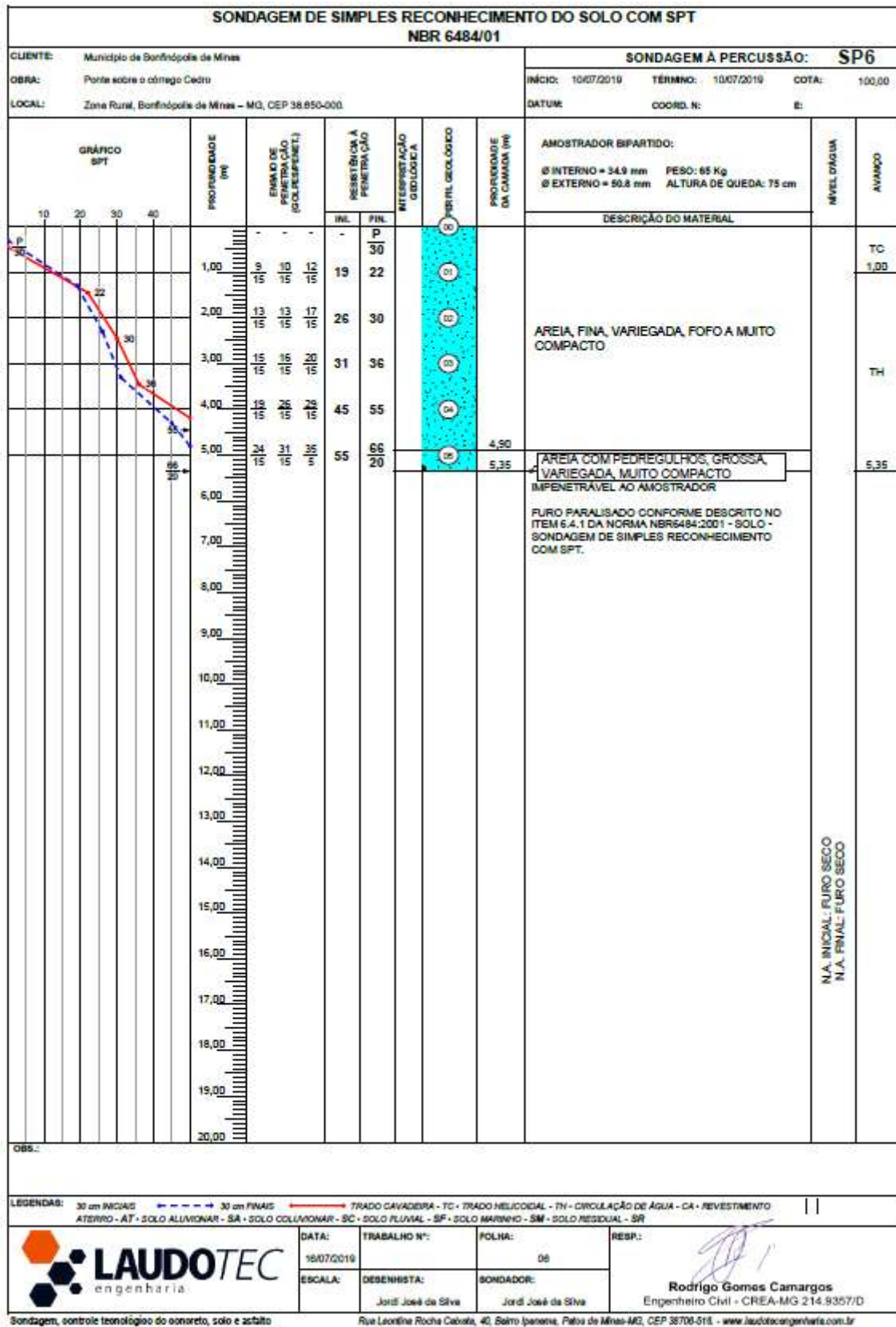


Figura 2 – Laudo de sondagem SP-006. Notar que a cerca de 4,9m de profundidade, onde estará as estacas, o solo apresenta boa resistência à compressão, compatível com a fundação profunda.

2. Cálculos da Superestrutura

A superestrutura será apoiada sobre estacas apoiado no bloco de coroamento que constituiu o recebimento das vigas metálicas (tabuleiro) da mesoestrutura.

2.1 Blocos de coroamento

Dados e resultados do bloco

$$f_{ck} = 250.00 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E = 241500 \text{ Kgf / cm}^2$$

$$\text{Peso Espec} = 2500.00 \text{ kgf/m}^3$$

$$\text{cobr} = 2.50 \text{ cm}$$

Seção (cm)						Cargas (kgf/m²)			
nome	Tipo	H	ee ec	enx eny	eex eey	Peso Próprio	Revestimento	Outras	Total
L1	Maciça	10				100.00	100.00 80.00	0.00 0.00	430.00
Nome	Espessura (cm)	Carga (kgf/m²)	Mdx (kgf.m/m)		Mdy (kgf.m/m)	Asx		Asy	Flecha (cm)
L1	10	430.00	534		143	As = 8807,7 cm²/m		As = 8504,7 cm²/m	-0.02

Resultados dos cálculos do Bloco.

bloco	Taxa de aço			Nós	
	Md (kgf.m)	As	Als	Md (kgf.m)	As
N1	2692.10	8 ø 20.0		-1796.60 -1538.62	4 ø 20.0 4 ø 20.0
N2	1358.49	55 ø 8.0		-1716.48 -1491.23	25 ø 8.0 30 ø 8.0
N3	193.21 156.45 216.05 234.18	1 ø 20.0 1 ø 20.0 1 ø 20.0 1 ø 20.0		-107.25 -419.87 -617.95 -69.80	1 ø 20.0 1 ø 20.0 1 ø 20.0 1 ø 20.0
N4	357.73 394.96	3 ø 20.0 3 ø 20.0		-382.75 -877.16 -362.80	2 ø 20.0 2 ø 20.0 2 ø 20.0
N5	1358.49	5 ø 10.0		-1716.48 -1491.23	3 ø 10.0 2 ø 10.0
N6	193.21 156.45 216.05	8 ø 10.0 8 ø 10.0 8 ø 10.0		-107.25 -419.87 -617.95 -69.80	6 ø 10.0 6 ø 10.0 6 ø 10.0 6 ø 10.0

Resultados dos cálculos da laje

fck = 250.00 kgf/cm²

E = 241500 Kgf / cm²

Peso Espec = 2500.00 kgf/m³

cobr = 2.50 cm

2.2 Laje da Plataforma Para os Equipamentos Elétricos

Dados e resultados dos cálculos das lajes

fck = 250.00 kgf/cm²

E = 241500 Kgf / cm²

Peso Espec = 2500.00 kgf/m³

cobr = 2.50 cm

Seção (cm)						Cargas (kgf/m²)				
Laje	Tipo	H	ee ec	enx eny	eex eey	Peso Próprio	Acidental	Paredes	Total	
L1	Maciça	20				315.00	500.00 80.00	0.00 0.00	880.00	
Laje	Espessura (cm)		Carga (kgf/m²)		Mdx (kgf.m/m)	Mdy (kgf.m/m)	Asx		Asy	Flecha (cm)
L1	12		880.00		1026	337	As = 4,22 cm²/m		As = 3.87 cm²/m	-0.01

ARMADURA NEGATIVA						
Dados			Resultados			
Viga	Trecho	Laje 1	Reação 1 (kgf.m/m)	Reação 2 (kgf.m/m)	Md (kgf.m/m)	As (cm²)
V1	1	L1	843	765	-970	As = 4,22 cm²/m

Resultados dos cálculos da Laje

LAJE	Vãos			Nós		
	Md (kgf.m)	As	Als	Md (kgf.m)	As	Als
N3 e N4	3960.85 4929.88	100 ø 8.0 100 ø 10.0		-4362.72 -5869.34	100 ø 8.0 100 ø 10.0	
N1 e N2	3763.74 4906.62	22 ø 10.0 29 ø 8.0		-4150.22 -5080.41	22 ø 10.0 29 ø 8.0	

3. Verificação da Estabilidade da Base da Elevatória

Como há necessidade de inércia na base para resistir aos empuxos de água, solo e vento e não tombar, ela é constituída de um maciço de concreto (bloco de coroamento com duas alas), indicado no projeto executivo.

3.1 Cargas

a) Vento

Supõe-se o vento atuante sobre a parede do abrigo dos equipamentos elétricos em situação de inundação até a laje da plataforma.

O efeito – empuxo horizontal – do vento depende da velocidade deste no local da obra, das características físicas da estrutura, da topografia e ocupação urbana do local da obra e da finalidade da obra.

Velocidade do vento:

$V_o=34\text{m/s}$ – velocidade máxima média do vento no DF, segundo isopleta de velocidades básicas de vento no Brasil.

Velocidade característica:

$V_k=V_o.S1.S2.S3$, onde

$S1$ = fator topográfico= $1,0$ para local plano com obstáculos numerosos e com urbanização baixa e pouco adensada (categoria IV);

$S2$ = fator de forma = $1,2$ – forma com boa aerodinâmica, mas com partes vazadas que podem causar turbulência;

$S3$ = fator estatístico = $1,10$ – risco médio da estrutura cair sobre área densamente ocupada e valor estratégico alto da estrutura.

$V_k= 34.1.0.1.2.1.1=44,88\text{m/s}$

A pressão horizontal do vento é dada pela formula:

$q=0,613.(V_k)^2.Co$,

Onde Co =coeficiente de arrasto, que depende da forma da estrutura. Como a torre é composta de hastes de seção redonda, com boa aerodinâmica, foi adotado $Co=1,0$

$q=0,613 (44,88)^2= 123\text{kgf/m}^2$

Área de obstrução:

$A_v=\text{Área da parede do abrigo}=2,7\times 8,5=22,95\text{m}^2$

Braço de alavanca em relação à base: $8,75\text{m}$

b) Empuxo devido à velocidade da água (q_a) é dado pela fórmula:

$q=kV^2$

onde k = coeficiente aerodinâmico que depende da superfície sobre a qual a água é rebatida. Para superfícies planas, sem melhoria aerodinâmica, como paredes e pilares retangulares $k=72$. Para o ribeirão Bananal, com baixa declividade, pode-se adotar, para cálculo, com segurança, $V=2\text{m/s}$.

$$q = 72 \times 4 = 288 \text{ kgf/m}^2$$

Área de obstrução:

Áreas das faces dos pilares

$$A_o = 9 \times 0,23 \times 3,35 = 6,934 \text{ m}^2$$

Braço de alavanca: 5,725m

c) Empuxo estático da água

$$q_{\text{max}} = h \times 1000, \text{ em kgf/m}^2$$

d) Empuxo devido ao solo

lado em que o solo é comprimido:

$$q_{s1\text{max}} = h \cdot Y_s \cdot K_p$$

No caso adotou-se $k_p = k_a = 0,4$, por tratar-se de solo saturado.

$$q_{\text{max}} = 4,05 \cdot 1600 \cdot 0,4 = 2592 \text{ kgf/m}^2$$

Braço de alavanca: $z = 4,05/3 = 1,35\text{m}$

lado da entrada de água (q_{s2})

$$q_{s2\text{max}} = h \cdot Y_s \cdot K_a = 1,3 \cdot 1600 \cdot 0,4 = 832 \text{ kgf/m}^2$$

Braço de alavanca: $z = 1,3/3 = 0,433\text{m}$

3.2 Verificação de Estabilidade

Obtidos os valores dos pesos da estrutura e superestrutura, dos empuxos horizontais e correspondentes momentos fletores na base, passamos às verificações de estabilidade.

a) Tensão na base sem inundação e sem os empuxos horizontais

Área da base:

$$A_b = 6,06 \times 5,25 + 3,00 \times 8,50 = 57,315 \text{ m}^2$$

$$\sigma_s = N/A_b = 344.273,83/57,31 = 6006,7 \text{ kgf/m}^2 = 0,60 \text{ kgf/cm}^2$$

Compatível com o solo local, com SPT entre 3 e 7 (furos 02 e 04)

b) Tensão na base com inundação, considerando subpressão:

Empuxo de subpressão:

$$E_{sp} = \text{Volume poço/elevatória} \times 1000$$

$$V_{ep} = (6,06 \times 5,25 \times 4,05 + 3,0 \times 8,5 \times 4,05 - \text{Vol concreto}) = 128,85 + 103,275 - 124,44$$

$$V_{ep} = 107,69 \text{ m}^3$$

$$\text{Empuxo vertical } E = 107.687 \text{ kgf}$$

Subpressão:

$$S_b = E/A_b = 1.878,86 \text{ kgf/m}^2 = 0,19 \text{ kgf/cm}^2$$

A subpressão é muito menor do que a pressão, logo, não há risco de elevação da estrutura em caso de inundação.

c) Tensões máximas sobre o solo – risco de instabilidade por pressão negativa.

Módulo de resistência à flexão, em relação ao CG:

$W_{b1} = 76.118.353 \text{ cm}^3$ (lado da entrada de água)

$W_{b2} = 187.184.126 \text{ cm}^3$ (lado do aterro)

A pior situação será na base do lado da entrada de água, com W_{b1} menor:

$$\sigma_{\max} = N/A_b + M_b/W$$

$$\sigma_{\max} = 344.273,83 / (57,31 \times 10.000) + (32.013,636 \times 100) / 76.118.353$$

$$0,600 + 0,043 = 0,6421 \text{ kgf/cm}^2$$

Ainda compatível com o SPT entre 3 e 7, resultante dos furos 002 e 004.

$$\sigma_{\min} = N/A_b - M_b/W - S_b$$

$$\sigma_{\min} = 0,600 - 0,043 - 0,190 = 0,367 \text{ kgf/cm}^2$$

A tensão mínima é positiva, logo não haverá tração na base e não há risco de instabilidade.

d) A excentricidade da carga resultante vertical será:

$$e = M_b/N$$

$$e = 32.013,636 / 344.273,83$$

$$e = 0,093 \text{ m} = 9,3 \text{ cm}$$

diferença entre o eixo da base e o CG:

$$d = 1,7243 \text{ m}$$

$d/6 = 0,286 \text{ m} \geq e$, outra prova de que a estrutura será estável.

Vinícius Andrade Santos
Engenheiro Civil
CREA-MG 230.293/D