

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
COMISSÃO DE GRADUAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Alice Müller Barcelos

PROJETO DE FUNDAÇÃO DE EDIFÍCIO COMERCIAL

Porto Alegre
Dezembro 2019

ALICE MÜLLER BARCELOS

PROJETO DE FUNDAÇÃO DE EDIFÍCIO COMERCIAL

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheira Civil

Orientador: Lucas Festugato

Porto Alegre
Dezembro de 2019

ALICE MÜLLER BARCELOS

PROJETO DE FUNDAÇÃO DE EDIFÍCIO COMERCIAL

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRA CIVIL e aprovado em sua forma final pela Banca Examinadora, pelo Professor Orientador e pela Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, dezembro de 2019

BANCA EXAMINADORA

Prof. Lucas Festugato (UFRGS)

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Cesar Alberto Ruver (UFRGS)

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Eng. Gonçalo de Lima Sonaglio (MLF Consultoria Geotécnica)

Me. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

A minha família, que sempre me apoiou e incentivou durante todo o período de graduação.

RESUMO

O presente trabalho consiste no dimensionamento geotécnico da fundação de um edifício comercial, localizado no município de Porto Alegre, Rio Grande do Sul. Trata-se do projeto do Anexo do Foro da Comarca de Porto Alegre, edifício com dezoito pavimentos, sendo três pavimentos subterrâneos e um cobertura, localizado na Av. Aureliano de Figueiredo Pinto, esquina com a Av. Borges de Medeiros. Inicialmente, analisou-se os relatórios de sondagens a fim de identificar a estratificação do subsolo, posição do nível d'água e resistência à penetração. Assim, pode-se estimar um modelo do perfil estratigráfico bem como determinar os principais parâmetros característicos do solo. A análise das possíveis soluções se deu por eliminação, devido aos diversos fatores limitantes do caso estudado, chegando-se à conclusão que o melhor tipo de solução em questão de viabilidade técnica e econômica seria composta por estacas do tipo hélice contínua. A capacidade de carga foi avaliada quanto às solicitações previstas no projeto estrutural, limitando-se sempre à capacidade estrutural da estaca. A partir das sondagens realizadas no terreno, definiram-se áreas de influência, que determinaram a resistência do solo abaixo de cada pilar. A determinação da quantidade de estacas e seção por pilar foi feita a partir do método de superposição. Devido as elevadas cargas a serem transmitidas pela estrutura, a solução adotada foi composta por estacas de 70 cm, 90 cm e 100cm e em todos os pilares foram necessários grupos de estacas em um único bloco de coroamento. Este projeto de fundação é composto por planta de locação e carga dos pilares, especificações e detalhamento das estacas e processo executivo das fundações.

Palavras-chave: Projeto de Engenharia Civil. Fundações Profundas.
Estaca Hélice Contínua. Estaca de Concreto.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Localização do terreno em estudo.....	14
Figura 2 – Execução de sondagem à percussão no local	16
Figura 3 – Estimativa do tipo de solo a partir dos resultados do ensaio CPT.....	20
Figura 4 – Classificação dos principais tipos de estacas pelo método executivo	22
Figura 5 – Mecanismo de ruptura, distribuição de pressões e diagrama de momentos fletores de estacas longas com topo engastado	34
Figura 6 – Capacidade de carga lateral para solos não coesivos	35
Figura 7 – Estaqueamento submetido à carga vertical e momentos em x e y	37
Figura 8 – Áreas de influência para determinação da capacidade de carga	38
Figura 9 – Esquema de cálculo pelo radier fictício	42

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Peso específico de solos argilosos	18
Tabela 2 – Peso específico de solos arenosos	18
Tabela 3 – Valores de K e α (Aoki e Velloso, 1975)	28
Tabela 4 – Valores de F_1 e F_2 (Aoki e Velloso, 1975; Velloso et al., 1978)	28
Tabela 5 – Valores de K e α (Monteiro, 1997)	29
Tabela 6 – Valores de F_1 e F_2 (Monteiro, 1997)	29
Tabela 7 – Valores de C (Décourt e Quaresma, 1978)	31
Tabela 8 – Coeficientes α para correção da resistência de ponta (Décourt e Quaresma, 1978)	31
Tabela 9 – Coeficientes β para correção da resistência de ponta (Décourt e Quaresma, 1978)	31
Tabela 10 – Capacidade de carga estrutural para estacas hélice contínua	33
Tabela 11 – Parâmetros para dimensionamento de armadura para estaca tipo hélice contínua	39

LISTA DE SIGLAS

CPT – Cone Penetration Test

HC – Hélice Contínua

NBR – Norma Brasileira

SPT – Standard Penetration Test

L ISTA DE SÍMBOLOS

A_C – área da seção transversal da estaca (m^2)

A_s' - área de armadura da estaca (m^2)

$A_{s\text{ mín}}'$ - área de armadura mínima da estaca (m^2)

A_P – área da seção transversal de ponta da estaca (m^2)

B – menor dimensão da fundação (m)

C – coeficiente para determinação da capacidade de carga pelo método de Décourt e Quaresma que leva em conta a natureza do solo (kgf/m^2)

C_N – fator de correção do nível de tensões (adimensional)

E_s – módulo de elasticidade do aço (kN/cm^2)

F_1 – fator de correção da resistência de ponta (adimensional)

F_2 – fator de correção da resistência lateral (adimensional)

f_{ck} – resistência característica do concreto à compressão (MPa)

f_{cd} – resistência de cálculo do concreto (MPa)

f_{yk} – resistência característica do aço (MPa)

f_{yd} – resistência de cálculo do aço (MPa)

H_{adm} – carga admissível lateral (kgf)

H_U – carga de ruptura lateral (kgf)

I_c – índice de compressão (adimensional)

K – coeficiente para determinação da capacidade de carga pelo método de Aoki e Velloso que leva em conta o tipo de solo (kgf/cm^2)

K_p – empuxo passivo do solo (adimensional)

M_x – momento em torno do eixo x (kgf.m)

M_y – momento em torno do eixo y (kgf.m)

N – força normal de compressão aplicada na estaca (kgf)

N_d – força normal de compressão de cálculo (kgf)

N_1 – N_{SPT} corrigido considerando o efeito do nível de tensões (adimensional)

$(N_1)_{60}$ – N_{60} corrigido considerando o efeito do nível de tensões (adimensional)

N_{60} – N_{SPT} corrigido considerando o efeito da energia de cravação (adimensional)

N_L – índice N_{SPT} médio correspondente a camada de solo (adimensional)

N_P – índice N_{SPT} médio correspondente à ponta da estaca (adimensional)

N_{SPT} – índice de resistência à penetração do SPT (adimensional)

n - quantidade de estacas por bloco (adimensional)

Q_{adm} – carga admissível à compressão (kgf)

Q_k – carga admissível estrutural (kgf)

Q_L – carga máxima suportada pelo atrito lateral (kgf)

Q_P – carga máxima suportada pela ponta da estaca (kgf)

Q_t – carga admissível à tração (kgf)

Q_U – carga de ruptura à compressão da estaca (kgf)

q – pressão média efetiva da fundação (kN/m²)

q_L – tensão cisalhante máxima atuando no fuste da estaca (kN/m²)

q_P – tensão normal máxima atuando na ponta da estaca (kN/m²)

q_{ps} – média da resistência de ponta acima da ponta da estaca (kN/m²)

q_{pi} – média da resistência de ponta abaixo da ponta da estaca (kN/m²)

$R\%$ – razão de atrito (adimensional)

U – perímetro do fuste da estaca (m)

u – poropressão (kN/m²)

α – coeficiente para determinação da capacidade de carga que leva em conta a natureza do solo e o processo de execução (%)

β – coeficiente para determinação da capacidade de carga que leva em conta a natureza do solo e o processo de execução (%)

γ – peso específico do solo (kN/m³)

γ_f – coeficiente de ponderação das cargas (adimensional)

γ_c – coeficiente de ponderação da resistência à compressão do concreto (adimensional)

Δ_L – comprimento de cada segmento de estaca (m)

ρ – recalque (mm)

$\rho_{m\acute{a}x}$ – recalque máximo (mm)

$\rho_{prov\acute{a}vel}$ – recalque provável (mm)

σ_{cd} – tensão normal devido ao carregamento à compressão (kN/m²)

σ_{v0} – tensão vertical total do solo (kN/m²)

σ'_{v0} – tensão vertical efetiva do solo (kN/m²)

ϕ' – ângulo de atrito interno do solo (°)

ϕ_{proj} – ângulo de atrito interno do solo de projeto (°)

ω – coeficiente de majoração para considerar efeitos de segunda ordem em pilares curtos (adimensional)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
2 LOCALIZAÇÃO	14
3 INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO	15
3.1 SONDAgens DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM SPT	15
3.1.1 Análise dos resultados dos ensaios SPT	16
3.1.2 Correções de medidas de N_{SPT}	17
3.1.3 Estimativa de parâmetros geotécnicos	18
3.2 ENSAIOS DE PENETRAÇÃO DE CONE (CPT)	19
4 DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES	21
4.1 ESCOLHA DO TIPO DE FUNDAÇÃO	21
4.2 CAPACIDADE DE CARGA À COMPRESSÃO	25
4.2.1 Método de Aoki-Velloso	27
4.2.2 Método de Monteiro	29
4.2.3 Método de Décourt-Quaresma	30
4.2.4 Efeito de grupo	31
4.3 CAPACIDADE DE CARGA A TRAÇÃO	32
4.4 CAPACIDADE DE CARGA ESTRUTURAL	32
4.5 CAPACIDADE DE CARGA LATERAL	33
4.6 DETERMINAÇÃO DO NÚMERO DE ESTACAS E SEÇÃO POR PILAR	36
4.7 DETERMINAÇÃO DA ARMADURA DAS ESTACAS	39
5 RECALQUE	43
5.1 MÉTODO DE BURLAND, BROMS E DE MELLO	44
5.2 MÉTODO DE BURLAND E BURBIDGE	45
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	46
REFERÊNCIAS	47
APÊNDICE A – Perfil estratigráfico do subsolo	50
APÊNDICE B - Correções de medidas de N_{SPT} e estimativa de parâmetros geotécnicos	52
APÊNDICE C - Capacidade de Carga Admissível para Área de Influência 1	63
APÊNDICE D - Capacidade de Carga Admissível para Área de Influência 2	65
APÊNDICE E - Capacidade de Carga Admissível para Área de Influência 3	68
APÊNDICE F - Capacidade de Carga Admissível para Área de Influência 4	70
APÊNDICE G - Capacidade de Carga Admissível para Área de Influência 5	72
APÊNDICE H - Capacidade de Carga Admissível para Área de Influência 6	75

APÊNDICE I - Capacidade de Carga Admissível para Área de Influência 7	78
APÊNDICE J - Capacidade de Carga Admissível para Área de Influência 8	80
APÊNDICE L - Capacidade de Carga Admissível para Área de Influência 9	84
APÊNDICE M - Capacidade de Carga Admissível para Área de Influência 10	88
APÊNDICE N – Verificação da segurança em relação à capacidade de carga axial	91
APÊNDICE O – Verificação da segurança em relação à capacidade de carga lateral	94
APÊNDICE P – Armadura	97
APÊNDICE Q – Recalque	99
APÊNDICE R – Projeto de Fundação	101
ANEXO A – Projeto Arquitetônico	103
ANEXO B – Projeto Estrutural	105
ANEXO C – Relatório de sondagem SPT	108
ANEXO D – Relatório de sondagem CPT	120

1 INTRODUÇÃO

As fundações têm um papel fundamental em obras de grande ou pequeno porte, sendo um elemento de transição entre estrutura e substrato, responsáveis por transmitir as cargas da estrutura para o solo. Dessa forma, o projeto de fundação é um dos principais projetos a serem realizados para a execução de um edifício e deve envolver estudo, experiência e precaução, para propor soluções de acordo com a diversificação dos problemas apresentados.

A escolha de determinado tipo de fundação e a previsão das cargas admissíveis que seus elementos poderão transmitir com segurança ao solo representam grande desafio para a elaboração de um projeto geotécnico. A fundação corretamente projetada deve suportar as cargas atuantes, distribuindo-as, de modo satisfatório, sobre a superfície de apoio, sem gerar tensões que possam provocar ruptura na massa do solo subjacente, bem como inclinações e recalques significativos a estrutura.

O presente trabalho foi desenvolvido em formato de projeto de engenharia civil e consiste no dimensionamento geotécnico da fundação de um edifício comercial, localizado no município de Porto Alegre, Rio Grande do Sul. O objetivo é a obtenção de uma solução tecnicamente viável e econômica para o caso estudado, atentando-se às limitações impostas pelo subsolo e fornecedores locais. Uma primeira avaliação das cargas previstas no projeto estrutural e sondagens realizadas *in loco* permitiu a verificação da viabilidade de fundações profundas do tipo hélice contínua, sendo este tipo de fundação empregado como solução neste trabalho. Este projeto de fundação é composto por planta de locação e carga dos pilares, especificações e detalhamento das estacas e processo executivo das fundações.

Este trabalho apresenta-se estruturado em 6 capítulos. O capítulo 2 apresenta a localização do terreno onde a obra será executada, bem como descrição breve do edifício e das cargas a serem transmitidas pela estrutura. O capítulo 3 faz a análise do subsolo a partir das sondagens realizadas *in loco*. O dimensionamento em si é apresentado no capítulo 4, onde são apresentados os fatores determinantes para a escolha do tipo de fundação, a previsão da capacidade de carga, o estaqueamento e dimensionamento das armaduras. O capítulo 5

apresenta os cálculos realizados para verificação dos recalques da estrutura. Finaliza-se com as considerações finais, abordadas no capítulo 6.

2 LOCALIZAÇÃO

O terreno estudado está localizado no município de Porto Alegre, Rio Grande do Sul, e trata-se do Anexo do Foro da Comarca de Porto Alegre, esquina da Av. Aureliano de Figueiredo Pinto com a Av. Borges de Medeiros. O edifício a ser construído possui dezoito pavimentos, sendo três pavimentos subterrâneos destinados a estacionamento e um cobertura. A figura 1 apresenta a localização do terreno estudado.

Figura 1 – Localização do terreno em estudo



(fonte: GOOGLE MAPS, consultado em novembro de 2019)

São 71 pilares ao total, com cargas axiais e momentos bastante elevados em alguns pilares, chegando a cargas de 3000 tf. O Anexo A apresenta um dos cortes do projeto arquitetônico. O Anexo B apresenta o projeto estrutural, com a definição das solicitações, contendo a posição dos pilares, limites do terreno e eixos de referência na qual se baseiam as solicitações.

3 INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO

Projetos geotécnicos de qualquer natureza são, em geral, executados com base em ensaios de campo, cujas medidas permitem uma definição satisfatória da estratigrafia do subsolo e uma estimativa realista das propriedades de comportamento dos materiais envolvidos (SCHNAID; ODEBRECHT, 2014). Para o terreno em estudo, foram aplicados métodos diretos de investigação de subsolo. Primeiramente foram realizadas sondagens de simples reconhecimento com SPT e posteriormente, sondagens de penetração de cone (CPT). Este capítulo tem por objetivo descrever brevemente os métodos utilizados em ambas as investigações e apresentar os resultados obtidos com a aplicação dos ensaios em campo.

3.1 SONDAGENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM SPT

De acordo com a NBR 6484 (2001), o ensaio consiste na perfuração e cravação dinâmica de amostrador-padrão, a cada metro, resultando na determinação do tipo de solo e de um índice de resistência, bem como na observação do nível do lençol freático. O ensaio foi realizado em dez furos de sondagens denominados P1 a P10 na planta de locação, totalizando 318 m de perfuração. Os ensaios foram realizados entre 1 e 8 de setembro de 2009. O Anexo C deste documento apresenta a planta de locação e os boletins de sondagens.

A NBR 8036 (1983) indica que o número de sondagens deve ser suficiente para fornecer um quadro, o melhor possível da provável variação das camadas do subsolo do local em estudo. Para obras com área de projeção do edifício entre 1.200 m² e 2.400 m², como no caso da edificação em questão, deve-se fazer uma sondagem para cada 200 m², sendo uma para cada 400 m² que excederem de 1.200 m². Desta forma, os dez furos de sondagem realizados atendem a quantidade mínima solicitada pela norma. Em relação à sua localização em planta, é importante que as sondagens não fiquem distribuídas ao longo de um mesmo alinhamento, pois desta forma é possível que os resultados não representem muito bem o perfil estratigráfico. As sondagens foram espalhadas em toda a superfície do terreno, atendendo também a esta questão da norma.

3.1.1 Análise dos resultados dos ensaios SPT

De acordo com os relatórios desenvolvidos durante a realização dos ensaios, a estratificação do subsolo não é homogênea e consiste de sucessivas camadas de argila siltosa de tonalidade escura (marrom e cinza) e camadas de areia com granulometria média e grossa de cor marrom. O perfil geotécnico do terreno apresentou grandes camadas de materiais com baixa resistência, porém com a existência de picos de resistência. Em geral, o limite das sondagens foi até uma profundidade de aproximadamente 30 m e o nível do lençol freático encontra-se, em média, a 1,7 m da superfície do terreno. A figura 2 apresenta o ensaio de sondagem com SPT sendo executado no local.

Figura 2 – Execução de sondagem à percussão no local



(fonte: relatório de sondagem SPT)

A estratificação do subsolo obtida com os ensaios de simples reconhecimento é típica de solos sedimentares, que apresentam camadas intercaladas de argila e areia e nível d'água próximo à superfície.

O Apêndice A apresenta os perfis estratigráficos representativos do corte do terreno, traçados a partir dos boletins de sondagem, sendo dois longitudinais e dois transversais. Observa-se certa diferença entre as camadas obtidas para cada perfil transversal, uma vez que em um dos lados do terreno foi verificada uma camada de argila inexistente no outro.

3.1.2 Correções de medidas de N_{SPT}

Conhecidas as limitações envolvidas no ensaio, é possível, por meio da interveniência de fatores que influenciam os resultados e não estão relacionados às características do solo, avaliar criticamente as metodologias empregadas na aplicação de valores de N_{SPT} em problemas geotécnicos (SCHNAID; ODEBRECHT, 2014). Para esta finalidade, as abordagens modernas recomendam a correção do valor medido de N_{SPT} , considerando o efeito da energia de cravação e do nível de tensões.

A correção para um valor de penetração de referência, normalizado com base no padrão americano de N_{60} , é realizada quando os métodos utilizados para a interpretação dos resultados fornecerem esta recomendação específica. No Brasil, o sistema mais comum é manual e a energia aplicada é da ordem de 72% da energia nominal. Em contrapartida, nos Estados Unidos, o sistema é mecanizado e a energia é da ordem de 60%. Esta correção é dada através de uma relação linear entre a energia empregada e a energia de referência, conforme apresentado na equação 1.

$$N_{60} = \frac{N_{SPT} * \text{Energia Aplicada}}{0,60} = \frac{N_{SPT} * 0,72}{0,60} = 1,2 N_{SPT} \quad (\text{Equação 1})$$

sendo:

N_{SPT} o índice de resistência à penetração do SPT;

N_{60} o índice de resistência à penetração corrigido pelo efeito da energia de cravação.

Em relação ao nível de tensões, Gibbs e Holtz (1957 apud SCHNAID, 2000) provaram que o número de golpes N_{SPT} nas areias depende da pressão de confinamento a que o solo está submetido e conseqüentemente depende da profundidade. Dessa forma, o valor de referência N_1 ou $(N_1)_{60}$ foi corrigido pelas equações 2 e 3 através do fator C_N , sendo obtidos pela equação 4 abaixo propostas por Liao e Whitman (1986 apud SCHNAID, 2000), considerando uma tensão de referência de 100 kPa.

$$N_1 = C_N * N_{SPT} \quad (\text{Equação 2})$$

$$(N_1)_{60} = C_N * N_{60} \quad (\text{Equação 3})$$

onde:

$$C_N = \sqrt{\frac{100}{\sigma_{v0}'}} \quad (\text{Equação 4})$$

sendo:

N_1 o índice de resistência à penetração corrigido pelo efeito do nível de tensões;

$(N_1)_{60}$ o índice N_{60} corrigido considerando o efeito do nível de tensões;

C_N o fator de correção do nível de tensões;

σ_{v0}' a tensão vertical efetiva do solo.

Os resultados das correções obtidas para os valores de N_{SPT} através dos ensaios de SPT realizados no terreno são apresentados no Apêndice B.

3.1.3 Estimativa de parâmetros geotécnicos

A partir das medidas de N_{SPT} , são determinadas indiretamente propriedades de comportamento dos solos. Referente ao peso específico efetivo do solo (γ), Cintra e Aoki (2011) indicam que no caso de não terem sido realizados ensaios de laboratório, podem ser adotados valores aproximados das tabela 1 e 2, em função da consistência dos solos finos e da compactidade dos solos grossos respectivamente, que por sua vez, são dados em função do índice de resistência à penetração (N_{SPT}).

Tabela 1 – Peso específico de solos argilosos

N_{SPT}	Consistência	γ (kN/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

(fonte: GODOY, 1972 apud CINTRA, AOKI, 2011)

Tabela 2 – Peso específico de solos arenosos

N_{SPT}	Compactidade	γ (kN/m ³)		
		Areia seca	Areia úmida	Areia saturada
< 5	Fofa	16	18	19
5 - 8	Pouco compacta	16	18	19
9 - 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 - 40	Rija	18	20	21
≥ 40	Dura	18	20	21

(fonte: GODOY, 1972 apud CINTRA, AOKI, 2011)

Para determinação do ângulo de atrito interno (ϕ') de cada camada, calcula-se a tensão efetiva (σ'_{v0}) a cada metro subtraindo-se a tensão referente ao peso do volume de solo (σ_{v0}) da poropressão (u), conforme apresentado nas equações 5 e 6.

$$\sigma_{v0} = \gamma * h \quad (\text{Equação 5})$$

onde:

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u \quad (\text{Equação 6})$$

sendo:

γ o peso específico do solo a cada metro (kN/m^3)

h a altura da camada de solo (m)

u a poropressão a cada metro (kN/m^2)

De posse destes resultados, calcula-se o ângulo de atrito a cada metro através dos métodos de Godoy (1983), Teixeira (1996) e Hatanaka e Uchida (1996). Abaixo são apresentadas as equações 7, 8 e 9 propostas por cada método, respectivamente.

a) Godoy (1983):

$$\phi' = 28^\circ + 0,4 N_{\text{SPT}} \quad (\text{Equação 7})$$

b) Método de Teixeira (1996):

$$\phi' = 15^\circ + 24 N_{\text{SPT}} \quad (\text{Equação 8})$$

c) Método Hatanaka e Uchida (1996):

$$\phi' = 20^\circ + \sqrt{15,4 N_{60}} \quad (\text{Equação 9})$$

Os resultados adotados como ângulo de atrito de cada camada é a média entre os três métodos, apresentados no Apêndice A.

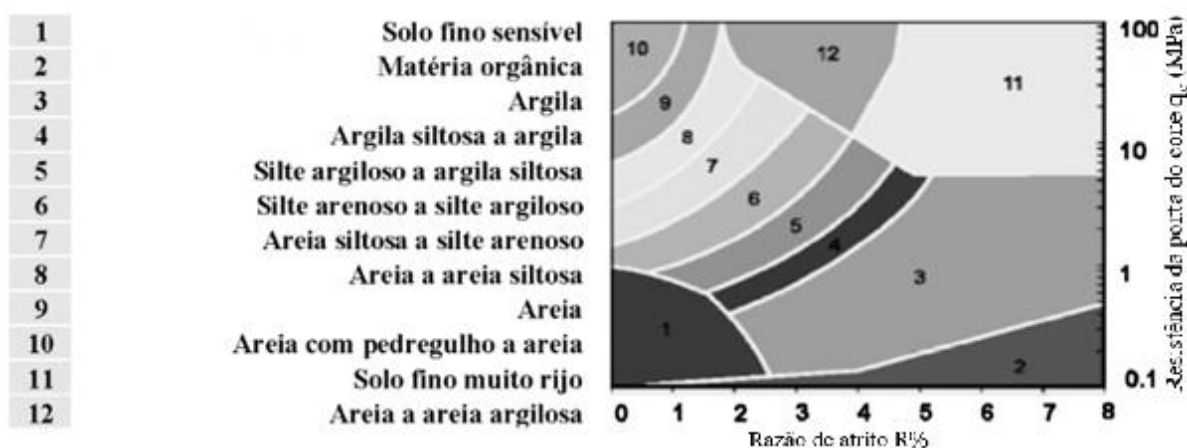
3.2 ENSAIOS DE PENETRAÇÃO DE CONE (CPT)

De acordo com a NBR 12069 (1991), o ensaio de penetração de cone consiste na cravação do solo, de forma contínua ou incremental de uma ponteira padronizada, medindo-se sua reação para se obter os componentes de resistência de ponta e de atrito lateral. A perfuração foi realizada em nove pontos de sondagem no terreno em questão, totalizando 200 metros de

sondagem CPT. Os ensaios foram realizados entre 16 e 31 de janeiro de 2010. Para o trabalho em questão foram utilizados resultados apenas dos pontos mais próximos do terreno estudado, CPT 7, CPT 8 e CPT 9. O Anexo D deste documento apresenta a planta de locação dos furos de reconhecimento; as tabelas dos resultados do ensaio, a cada 20 cm de profundidade, com os itens resistência de ponta, resistência de atrito lateral e razão de atrito; e os gráficos de sondagem para as três sondagens utilizadas neste projeto.

Para o melhor entendimento e identificação do solo, a figura 3 apresenta um gráfico para a estimativa do tipo de solo com base nas medidas de resistência de ponta (q_p) e razão de atrito ($R\%$). Nota-se que a areia oferece grande resistência de ponta em relação ao próprio atrito, enquanto as argilas oferecem pequena resistência de ponta em relação à sua razão de atrito.

Figura 3 – Estimativa do tipo de solo a partir dos resultados do ensaio CPT



(fonte: ROBERTSON, CAMPANELLA, 1983)

Observa-se com a locação das sondagens que o furo CPT 9 encontra-se muito próximo ao furo SPT 6, aproximadamente 5 m de distância, porém apresentam características bem distintas quanto a estratigrafia. Enquanto a sondagem SPT apresenta os 16 metros iniciais de argila, o CPT apresentou uma camada de argila de 4 metros nesse meio. Isso retifica ainda mais o perfil transversal apresentado no Apêndice A, uma vez que apenas 5 metros entre uma sondagem e outra permitiu a identificação desta camada. A sondagem CPT 7 apresentou a mesma continuidade de camadas observadas nas sondagens SPT, porém a sondagem CPT 8 apresentou uma camada de argila não observada de 2 m de espessura entre os dois cortes transversais que não foi percebida com as sondagens SPT, mas que foi levada em conta no desenvolvimento deste projeto.

4 DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES

Para o dimensionamento de fundações, é necessário o conhecimento dos tipos de esforços atuantes de acordo com o tipo de estrutura que será suportada. Com base nestas informações é feito um pré-dimensionamento, em que são definidas as características geométricas da fundação. Em seguida, são realizadas as verificações da capacidade de carga geotécnica, determinação do número e seções das estacas e dimensionamento da armadura. Este capítulo tem como objetivo apresentar o memorial de cálculo realizado para o dimensionamento do caso estudado, sendo os resultados apresentados nos apêndices deste documento.

4.1 ESCOLHA DO TIPO DE FUNDAÇÃO

As fundações podem ser divididas em dois grupos, definidos segundo a forma de transmissão das cargas ao solo:

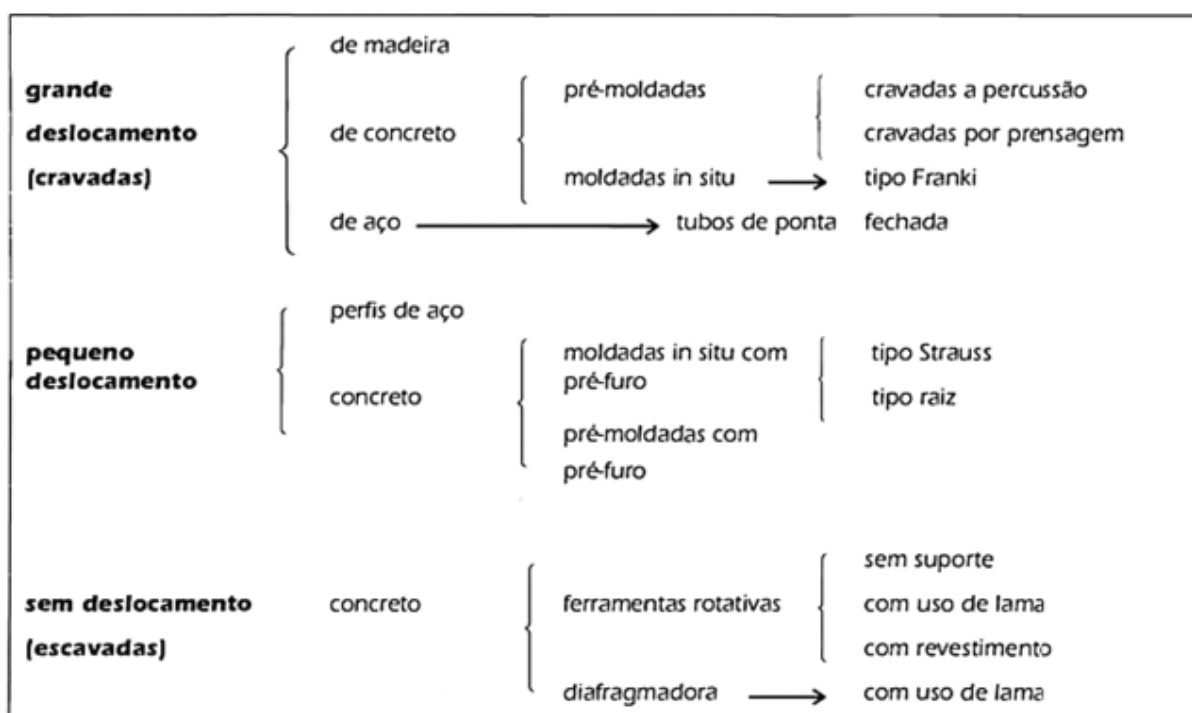
- a) fundações superficiais, diretas ou rasas, quando a carga é transmitida ao solo por pressões na base das fundações;
- b) fundações profundas, quando a carga é transmitida ao solo por pressões sob a base das fundações e por atrito ou adesão na superfície lateral (fuste).

Uma análise superficial das sondagens do terreno e da planta de carga dos pilares permite a limitação da solução a fundações profundas, uma vez que as camadas superficiais do terreno apresentam baixa resistência e as cargas dos pilares são consideravelmente altas, o que certamente ocasionará recalques elevados em fundações superficiais.

A técnica de execução para fundações profundas está em permanente evolução e atualmente existe uma variedade muito grande de opções para solução. Desta forma, é fundamental o conhecimento das empresas executoras locais e seus serviços para o projeto dentro de suas linhas de trabalho.

De acordo com a NBR 6122 (2019), estaca é o elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de operário, como no caso dos tubulões. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in situ* ou mistos. A figura 4 apresenta uma classificação dos tipos mais comuns de estacas, enfatizando o método executivo, no que diz respeito ao seu efeito no solo.

Figura 4 – Classificação dos principais tipos de estacas pelo método executivo



(fonte: HACHICH et al, 1998)

Os fatores fundamentais que devem ser considerados na determinação do tipo de estaca a ser adotado como solução são:

- esforços nas fundações, procurando distinguir o nível de cargas nos pilares e ocorrência de outros esforços além dos de compressão (tração e flexão);
- características do subsolo, atentando-se à presença de argilas muito moles, solos muito resistentes ou com matacões, nível de lençol d'água elevado e aterros recentes, sendo estas ocorrências limitantes para o uso de determinado tipo de estaca;
- características do local da obra em particular;

- d) características das construções vizinhas quanto ao tipo e profundidade das fundações, existência de subsolos, sensibilidade a vibrações e danos já existentes;
- e) custos totais e prazo de execução.

Uma vez que este projeto se trata de um projeto didático com limitações quanto às informações obtidas para dimensionamento, o quarto aspecto mencionado (características das construções vizinhas) não será levado em conta neste trabalho.

É interessante estudar mais de uma alternativa de fundação e comparar custos e prazos de execução. Entretanto a obra pode apresentar condicionantes especiais que influenciarão desde o início a concepção de projeto, sendo a escolha baseada por eliminação. A seguir serão apresentadas as principais vantagens e desvantagens para cada caso específico que baseou a escolha da solução adotada.

- a) estacas de madeira: são leves, de fácil transporte e possuem baixo custo, porém estão sujeitas a decomposições produzidas pela presença de vegetais e fungos. Por este motivo são utilizadas no Brasil quase que exclusivamente em obras provisórias e não são uma boa opção para projetos de grande porte.
- b) estacas de perfis laminados de aço: são de fácil transporte e podem ser cravadas a grandes profundidades e mais facilmente que estacas de concreto devido à elevada resistência na compressão. Estas estacas estão sujeitas à corrosão e possuem um elevado custo no Brasil em relação às demais. São utilizadas principalmente para perfis de solo muito resistentes, o que a torna pouco interessante para este caso.
- c) estacas de concreto pré-moldadas: possuem boa capacidade de carga e boa resistência e fornecem grande controle da qualidade do concreto e o fato de que os agentes agressivos eventualmente encontrados no solo não terão nenhuma ação na pega e cura do concreto. Em contrapartida, durante a cravação, a estaca pode sofrer danos e a presença de barulho, vibração e deslocamentos podem causar dificuldades. Para o caso em questão, verificou-se posteriormente a inviabilidade deste tipo de estaca, uma vez que o crescimento contínuo do N_{SPT} impediria a execução de estacas a grandes profundidades conforme exigido pelas solicitações previstas.

- d) estacas de concreto moldadas *in situ*: apresentam como vantagem, em relação à pré-moldada, permitir executar a concretagem no comprimento estritamente necessário podendo ser executadas após escavação de solos muito duros ou mesmo rocha, materiais que poderiam não ser penetrados por estacas pré-moldadas. Entretanto este tipo de estaca é uma solução inviável tecnicamente, uma vez que a presença do lençol freático na superfície do terreno torna esta técnica desaconselhada.
- e) estacas-raiz: apresentam como vantagens a ausência de choques e vibrações no terreno e possibilidade de execução em áreas de espaço limitado. É recomendável em terrenos com presença de matacões, rochas e concreto, tem capacidade de perfuração de matérias rígidas. É uma técnica de custo bastante elevado com velocidade de execução muito reduzida e por isso foi descartada, uma vez que suas principais vantagens não contemplam as características do terreno em questão.
- f) estacas tipo hélice contínua: possuem como principais vantagens a alta produtividade e ausência de vibrações e ruídos. São utilizadas, predominantemente, na fundação de solos argilosos, siltosos e arenosos, com ou sem a presença de lençol freático. Produz material para descarte e a qualidade do concreto, diferentemente da estaca pré-moldada, depende da concreteira e dos agentes agressivos presentes no solo.

Através das vantagens e desvantagens de cada tipo de estaca analisado anteriormente e levando em conta os custos, prazos de execução e experiência de empresas locais, verificou-se que a solução composta por estacas do tipo hélice contínua é a mais apropriada para atender aos quesitos apresentados para este caso. Dessa forma, será realizado o dimensionamento geotécnico de soluções compostas por este tipo de fundação profunda, bem como a verificação dos recalques previstos.

É importante ressaltar que a fundação profunda adotada no caso real foi a execução de estacas barretes, estacas de seção retangular derivadas de um ou mais painéis de parede diafragma. Este tipo de solução pode ser executado em todos os tipos de terreno, inclusive com nível d'água na superfície e a grandes profundidades, reduzindo o volume de concreto nos blocos de coroamento. Por se tratar de uma solução pouco comum no Rio Grande do Sul, esta não foi uma das opções estudadas neste caso.

4.2 CAPACIDADE DE CARGA À COMPRESSÃO

A capacidade de carga trata-se do valor da força correspondente à máxima resistência que o sistema pode oferecer ou do valor representativo da condição de ruptura do sistema, em termos geotécnicos (CINTRA; AOKI, 2011). Nos métodos estáticos, a capacidade de carga é calculada com base nos resultados de ensaios de laboratório ou in situ, separando-se em teóricos, semi-empíricos e empíricos, ou através de provas de carga realizadas no terreno. No dimensionamento da solução das fundações em questão serão utilizados os métodos semi-empíricos, uma vez que os métodos teóricos necessitam dos parâmetros do solo medidos com precisão através de ensaios específicos de laboratório ou de campo e os métodos empíricos levam em conta apenas a classificação das camadas do subsolo, utilizada apenas como uma estimativa grosseira da capacidade de carga. Também não foram realizadas provas de carga que auxiliassem na determinação da capacidade de carga.

Essencialmente, os métodos semi-empíricos brasileiros admitem que a carga de ruptura (Q_U) de uma estaca isolada é igual à soma de duas parcelas: a parcela de carga resistida por atrito lateral ao longo do fuste da estaca, denominada carga de fuste ou atrito lateral (Q_L) e a parcela de carga resistida pelo solo da ponta da estaca, denominada carga de ponta (Q_P). Logo, a expressão da capacidade de carga se dá pela equação 10 abaixo.

$$Q_U = Q_L + Q_P \quad (\text{Equação 10})$$

sendo:

Q_U a carga de ruptura da estaca;

Q_L a carga máxima suportada pelo atrito lateral;

Q_P a carga máxima suportada pela ponta da estaca.

A resistência lateral da estaca é a primeira a ser mobilizada, até o máximo possível. A estaca é dividida em vários segmentos e em cada segmento atua um atrito lateral local, de valor variável ao longo da estaca, em função das características geotécnicas das diferentes camadas e sua profundidade. Esta parcela da resistência é obtida pela equação 11.

$$Q_L = U * \sum q_L * \Delta_L \quad (\text{Equação 11})$$

sendo:

U o perímetro do fuste;

q_L a tensão cisalhante máxima atuando no fuste da estaca;

Δ_L o comprimento de cada segmento de estaca.

A resistência de ponta só é mobilizada quando a resistência lateral já atingiu sua máxima sollicitação. Esta parcela é obtida pela equação 12.

$$Q_P = q_P * A_P \quad (\text{Equação 12})$$

sendo:

q_P a tensão normal máxima atuando na ponta da estaca;

A_P a área da seção transversal de ponta da estaca.

A carga admissível à ruptura (Q_{adm}) é obtida aplicando-se, para o caso de estacas sem provas de carga, um coeficiente de segurança global igual a 2. Desta forma, a equação para a carga admissível é apresentada conforme equação 13 abaixo.

$$Q_{adm} = \frac{Q_U}{2} \quad (\text{Equação 13})$$

Para o dimensionamento das fundações do edifício proposto neste trabalho, será realizada a escavação de aproximadamente 11 metros do solo para execução de três pavimentos de subsolo. Dessa forma, para o cálculo da carga admissível, ajustou-se a seção das estacas do tipo hélice contínua até que se chegasse a um valor próximo a capacidade de carga estrutural, apresentada no item 4.4, e levando em conta as sollicitações de cada pilar. Optou-se por uma profundidade até o limite de sondagem, de 17 m a 22 m após a escavação, para evitar efeitos de estaca flutuante e aproveitar a capacidade de carga de ponta da estaca. Todos os cálculos foram realizados já considerando a escavação para execução do subsolo.

No Brasil, os dois métodos mais utilizados para o dimensionamento de fundações em estacas utilizando SPT são os conhecidos como Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) e serão considerados neste trabalho. Também foi considerado o método de Monteiro (1997), uma contribuição analítica ao método de Aoki e Velloso, apresentando correlações distintas. Os Apêndices C a M apresentam a evolução da carga lateral e da carga admissível para cada ponto de sondagem, para estacas hélice contínua, obtidas através dos três métodos, bem

como a média entre eles. O Apêndice N apresenta a verificação da segurança em relação à capacidade de carga e aos esforços de compressão.

4.2.1 Método de Aoki e Velloso

O método de Aoki e Velloso (1975) foi concebido originalmente a partir da comparação de resultados de prova de carga em estacas com resultados de ensaios de cone. Dessa forma, para que a metodologia proposta possa ser aplicada à ensaios de penetração dinâmica, deve-se utilizar um coeficiente de conversão.

As incógnitas q_p e q_L são obtidas com os valores do ensaio CPT ou através das correlações abaixo para o ensaio de SPT conforme apresentado nas equações 14 e 15, limitando-se o número de golpes N_{SPT} a 50:

$$q_p = \frac{K * N_p}{F_1} \quad (\text{Equação 14})$$

$$q_L = \frac{\alpha * K * N_L}{F_2} \quad (\text{Equação 15})$$

sendo:

K um coeficiente que depende do tipo do solo;

N_p o índice N_{SPT} médio entre o correspondente à ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior;

F_1 um fator de correção que leva em conta o efeito escala e o tipo de estaca.

α um coeficiente que leva em conta a natureza do solo e o processo de execução;

N_L o índice N_{SPT} médio na camada de solo de espessura Δ_L ;

F_2 um fator de correção que leva em conta o efeito escala e o tipo de estaca.

Logo, a equação da capacidade de carga fica conforme a equação 16 abaixo.

$$Q_U = \frac{K * N_p}{F_1} * A_p + \frac{U}{F_2} * \sum (\alpha * K * N_L * \Delta_L) \quad (\text{Equação 16})$$

Os valores de K e α adotados por Aoki e Velloso constam na tabela 3. Os valores de F_1 e F_2 foram obtidos a partir da retroanálise de resultados de provas de carga em estacas e constam na tabela 4.

Tabela 3 – Valores de K e α (Aoki e Velloso, 1975)

Tipo de solo	K (kgf/cm²)	α (%)
Areia	10,0	1,4
Areia siltosa	8,0	2,0
Areia silto-argilosa	7,0	2,4
Areia argilo-siltosa	5,0	2,8
Areia argilosa	6,0	3,0
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte areno-argiloso	4,5	2,8
Silte	4,0	3,0
Silte argilo-arenoso	2,5	3,0
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila areno-siltosa	3,0	2,8
Argila silto-arenosa	3,3	3,0
Argila siltosa	2,2	4,0
Argila	2,0	6,0

(fonte: VELLOSO, LOPES, 2010)

Tabela 4 – Valores de F_1 e F_2 (Aoki e Velloso, 1975;
Velloso et al., 1978)

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	5,00
Metálica	1,75	3,50
Pré-moldada de concreto	1,75	3,50
Escavada	3,00	6,00

(fonte: VELLOSO, LOPES, 2010)

Nos anos de 1970, quando o método foi proposto, foram introduzidas as estacas tipo raiz e não executavam ainda estacas tipo hélice. Em três trabalhos de final de curso na UFRJ foram feitas avaliações do método para esses novos tipos de estacas. Os valores de $F_1 = 2$ e $F_2 = 4$ conduziram a uma estimativa razoável, ligeiramente conservativa, das estacas raiz, hélice e ômega (VELLOSO, LOPES, 2010).

4.2.2 Método de Monteiro

O método de Monteiro (1997) foi uma contribuição ao método de Aoki e Velloso a partir da experiência da empresa Estaca Franki Ltda., estabelecendo correlações diferentes, tanto para K e α , mostradas na tabela 5, quanto para F_1 e F_2 , mostradas na tabela 6.

Tabela 5 – Valores de K e α (Monteiro, 1997)

Tipo de solo	K (kgf/cm²)	α (%)
Areia	7,3	2,1
Areia siltosa	6,8	2,3
Areia silto-argilosa	6,3	2,4
Areia argilo-siltosa	5,7	2,9
Areia argilosa	5,4	2,8
Silte arenoso	5,0	3,0
Silte areno-argiloso	4,5	3,2
Silte	4,8	3,2
Silte argilo-arenoso	4,0	3,3
Silte argiloso	3,2	3,6
Argila arenosa	4,4	3,2
Argila areno-siltosa	3,0	3,8
Argila silto-arenosa	3,3	4,1
Argila siltosa	2,6	4,5
Argila	2,5	5,5

(fonte: VELLOSO, LOPES, 2010)

Tabela 6 – Valores de F_1 e F_2 (Monteiro, 1997)

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki de fuste apiloado	2,30	3,00
Franki de fuste vibrado	2,30	3,20
Metálica	1,75	3,50
Pré-moldada de concreto cravada a percussão	2,50	3,50
Pré-moldada de concreto cravada a prensagem	1,20	2,30
Escavada com lama bentonítica	3,50	4,50
Raiz	2,20	2,40
Strauss	4,20	3,90
Hélice contínua	3,00	3,80

(fonte: VELLOSO, LOPES, 2010)

Para o cálculo da resistência de ponta (q_p) deverão ser considerados valores ao longo de espessuras iguais a 7 e 3,5 vezes o diâmetro da base, para cima e para baixo da profundidade da base, respectivamente. Os valores para cima fornecem, na média, q_{ps} e, os valores para baixo, q_{pi} , de modo que o valor a ser adotado será conforme apresentado na equação 17.

$$q_P = \frac{q_{ps} + q_{pi}}{2} \quad (\text{Equação 17})$$

sendo:

q_{ps} média da resistência de ponta acima da ponta da estaca (kN/m²)

q_{pi} média da resistência de ponta abaixo da ponta da estaca (kN/m²)

4.2.3 Método de Décourt e Quaresma

O método de Décourt e Quaresma (1978) estima a capacidade de carga, baseando-se exclusivamente em resultados de ensaios SPT e foi desenvolvido inicialmente para estacas pré-moldadas de concreto e, com o passar do tempo, estendido para outros tipos de estacas, como estacas escavadas em geral, hélice contínua e injetadas. Para isso, em 1996, Décourt introduziu na fórmula de capacidade de carga os parâmetros α e β , valores de majoração ou de minoração, respectivamente para a resistência de ponta e para a resistência lateral. Neste caso, a expressão geral para a determinação da carga de ruptura da estaca é dada pela equação 18.

$$Q_U = \alpha * q_P * A_P + \beta * q_L * A_L \quad (\text{Equação 18})$$

sendo:

α um coeficiente de correção da resistência de ponta;

β um coeficiente de correção da resistência de lateral;

Os valores de q_P e q_L são dados conforme equações 19 e 20 abaixo, limitando-se o número de golpes N_{SPT} a 50.

$$q_P = C * N_P \quad (\text{Equação 19})$$

$$q_L = 10 * \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (\text{Equação 20})$$

sendo:

C um coeficiente dado na tabela 5;

N_P é o índice N_{SPT} médio entre o correspondente à ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

N_L é o índice N_{SPT} médio na camada de solo de espessura Δ_L .

As tabelas 7, 8 e 9 apresentam os valores dos coeficientes C , α e β , respectivamente.

Tabela 7 – Valores de C (Décourt e Quaresma, 1978)

Tipo de solo	C (tf/m²)
Argilas	12
Siltos argilosos (alteração de rocha)	20
Siltos arenosos (alteração de rocha)	25
Areias	40

(fonte: VELLOSO, LOPES, 2010)

Tabela 8 – Coeficientes α para correção da resistência de ponta (Décourt e Quaresma, 1978)

Tipo de solo / Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice contínua	Raiz
Argilas	1,0	0,85	0,85	0,30	0,85
Solos intermediários	1,0	0,60	0,60	0,30	0,60
Areias	1,0	0,50	0,50	0,30	0,50

(fonte: JOPPERT, 2007 apud PAGNUSSATI, SANTOS, 2011)

Tabela 9 – Coeficientes β para correção da resistência lateral (Décourt e Quaresma, 1978)

Tipo de solo / Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice contínua	Raiz
Argilas	1,0	0,80	0,90	1,00	1,50
Solos intermediários	1,0	0,65	0,75	1,00	1,50
Areias	1,0	0,50	0,60	1,00	1,50

(fonte: JOPPERT, 2007 apud PAGNUSSATI, SANTOS, 2011)

4.2.4 Efeito de grupo

Os cálculos das capacidades de carga indicados pelos métodos apresentados acima referem-se a uma estaca isolada, no entanto, para as fundações do caso estudado utilizou-se grupos de estacas para atender ao carregamento da estrutura. De acordo com Velloso e Lopes (2010), quando estacas estão próximas, há uma interação entre elas através do solo que os circunda, tornando a capacidade de carga diferente do elemento isolado. De uma maneira geral, elementos de fundação executados muito próximos juntamente com o solo entre eles comportam-se como um bloco e o solo não participa do atrito lateral nas estacas internas. Para evitar esse comportamento indesejável, utilizou-se um espaçamento mínimo entre estacas de $2,5\varnothing$, sendo \varnothing o diâmetro da seção transversal da estaca, respeitando esta distância não somente entre estacas do próprio bloco, mas também entre estacas de blocos contíguos. Dessa forma, o efeito de grupo para a solução desenvolvida foi desconsiderado.

4.3 CAPACIDADE DE CARGA A TRAÇÃO

Quando estacas estão submetidas a esforços de tração, deve ser levado em consideração o eventual comportamento diferente entre o atrito lateral à tração e o atrito lateral à compressão. Em todos os pontos onde foram realizadas as sondagens, calculou-se a capacidade de carga a tração do solo. Visando a simplificação desta etapa, no caso de estacas cilíndricas ou prismáticas sem base alargada, é comum adotar um valor reduzido em relação àquele calculado para as estacas a compressão, uma vez que dados mostram uma redução considerável na capacidade quando se reverte de compressão para tração. De acordo com Cintra e Aoki (2010), o atrito lateral a tração é cerca de 70% do atrito lateral à compressão, sendo a resistência de ponta nula. Logo, para determinação da capacidade de carga à tração de forma prática utiliza-se a equação 21.

$$Q_t = \frac{Q_L * 0,70}{2} \quad (\text{Equação 21})$$

sendo:

Q_t a carga admissível à tração.

Os Apêndices C a M apresentam a evolução da capacidade de carga à tração para cada ponto de sondagem, para hélice contínua, obtida através dos três métodos, bem como a média entre eles. O Apêndice N apresenta a verificação da segurança em relação aos esforços de tração e a capacidade de carga.

4.4 CAPACIDADE DE CARGA ESTRUTURAL DA ESTACA

Preliminarmente, deve-se considerar a carga máxima que pode ser exercida sobre determinada estaca com segurança adequada contra a ruptura do elemento estrutural, usualmente denominada de carga estrutural admissível (Q_k). Para estacas hélice contínua não armadas, esta carga é obtida analogamente à carga de um pilar com seção nula de aço. Entretanto como a estaca, quando submetida a uma prova de carga, não deve romper estruturalmente, é conveniente minorar a carga admissível em 5% em relação a carga característica. Desta forma a capacidade admissível estrutural pode ser expressa pela equação 22 abaixo.

$$Q_k = \frac{0,85 * A_C * f_{ck}}{\gamma_f * \gamma_c} \quad (\text{Equação 22})$$

sendo:

Q_k a carga admissível estrutural;

A_C a área da seção transversal da estaca;

f_{ck} a resistência característica do concreto à compressão, não superior a 20 MPa;

γ_f o coeficiente de ponderação das cargas;

γ_c o coeficiente de ponderação da resistência à compressão do concreto.

A capacidade estrutural de cada seção de estacas hélice contínua foi verificada com fornecedores locais, sendo os valores considerados neste trabalho apresentados na tabela 10. É importante ressaltar a inexistência de equipamentos para execução de estacas maiores que 100 cm no Rio Grande do Sul, tornando o dimensionamento restrito.

Tabela 10 – Capacidade de carga estrutural para estacas hélice contínua

Seção (cm)	Perímetro (m)	Área (m ²)	Carga estrutural (tf)
Ø 30	0,942	0,071	45,0
Ø 40	1,257	0,126	80,0
Ø 50	1,571	0,196	130,0
Ø 60	1,885	0,283	190,0
Ø 70	2,199	0,385	255,0
Ø 80	2,513	0,503	335,0
Ø 90	2,827	0,636	425,0
Ø 100	3,142	0,785	395,0

(fonte: elaborado pela autora)

Na verificação da capacidade de carga admissível à compressão, limitou-se os valores obtidos considerando a capacidade de carga estrutural de cada seção, de modo a impedir a ruptura estrutural.

4.5 CAPACIDADE DE CARGA LATERAL

De acordo com a NBR 6122 (2019), quando há esforços horizontais ou momentos aplicados ao topo de estaca, pode ocorrer a plastificação do solo ou do elemento estrutural, devendo o projeto considerar esse comportamento na verificação da segurança.

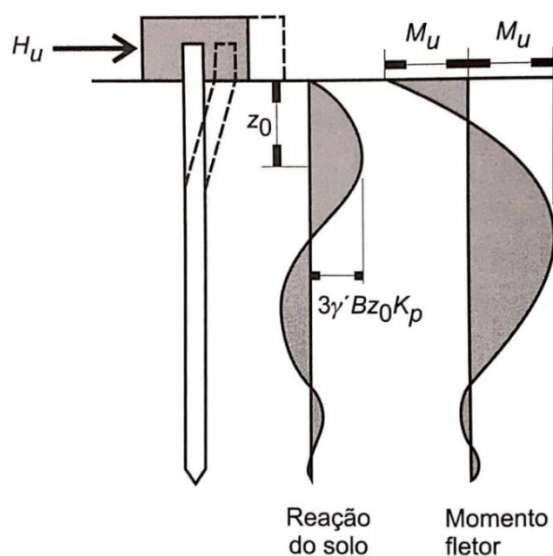
Segundo De Beer (1977 apud Alonso, 1989), as estacas carregadas transversalmente podem ser divididas em dois grupos: as ativas e as passivas. As estacas ativas são as que, sob ação de cargas externas, transmitem ao solo esforços horizontais. Ao contrário, as estacas passivas são

as em que os esforços horizontais ao longo do fuste são decorrentes do movimento do solo que as envolve. No primeiro caso, o carregamento é a causa e o deslocamento horizontal, o efeito. No segundo caso, o deslocamento horizontal é a causa e o carregamento ao longo do fuste, o efeito.

Para a verificação da segurança à ruptura em relação ao carregamento lateral previsto no projeto estrutural, utilizou-se o método de Broms (1964). Este método aborda tanto solos coesivos quanto granulares e foi desenvolvido com simplificação dos diagramas de distribuição de resistência do solo ao longo de estacas longas, curtas e intermediárias, com topo livre e engastado. O método se fundamenta nos chamados métodos de ruptura, sendo duas as requisições: pelas mais diversas condições, não deve ocorrer a ruptura completa do conjunto e os deslocamentos que surgirem não devem atrapalhar a atividade da fundação ou da superestrutura.

O caso estudado apresenta um problema típico de carregamento lateral em estacas longas de topo engastado, uma vez que a solução adotada contempla a ancoragem de todas as estacas em blocos de coroamento. Desta forma a ruptura ocorre com a plastificação do material que compõem a estaca em duas seções (uma na base do bloco de coroamento e outra onde ocorre o momento fletor máximo positivo). A figura 5 exemplifica o mecanismo de ruptura, distribuição de pressões e diagrama de momentos fletores de estacas longas engastadas.

Figura 5 – Mecanismo de ruptura, distribuição de pressões e diagrama de momentos fletores de estacas longas com topo engastado



(Velloso, Lopes, 2010)

Foram admitidos coeficientes de segurança parciais abordados por Broms, com a majoração dos esforços e redução das resistências, conforme apresentado nas equações 23 e 24, respectivamente.

$$H_{adm} = \frac{H_u}{1,5} \quad (\text{Equação 23})$$

$$\tan \phi_{proj} = 0,75 \tan \phi \quad (\text{Equação 24})$$

sendo:

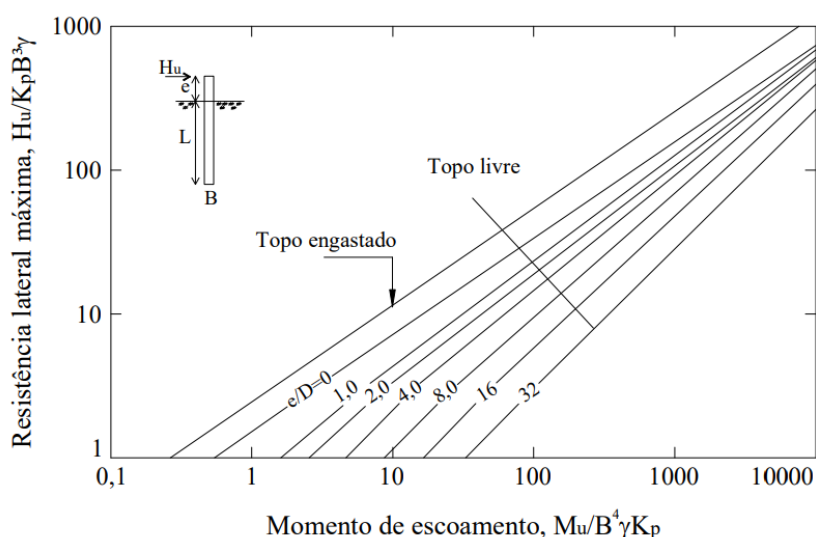
H_{adm} a carga admissível lateral;

H_u a carga de ruptura lateral;

ϕ_{proj} o ângulo de atrito interno de projeto.

Para o caso estudado, determinou-se a capacidade de carga lateral considerando-se o solo totalmente não coesivo, uma vez que as sondagens não apresentaram casos de argilas moles e o método é limitado quanto a solos estratificados. O ábaco proposto pelo método de Broms para determinação da carga horizontal de ruptura (H_U), apresentado na figura 6, depende do momento de ruptura (M_U) para a seção de estaca armada adotada, diâmetro da seção (B), peso específico do solo (γ) e coeficiente de empuxo passivo (K_p).

Figura 6 – Capacidade de carga lateral para solos não coesivos



(fonte: Velloso, 2002 *apud* Rojas, 2007)

O momento máximo resistido pela estaca armada foi considerado igual ao momento de escoamento, levando em conta seção das estacas e posicionamento da armadura conforme dimensionado nos próximos itens.

O valor do empuxo passivo do solo (K_p) utilizado pelo autor em solos não coesivos, assumindo que a superfície da estaca não tem atrito é dado pela equação 25 abaixo.

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{Equação 25})$$

sendo:

K_p o empuxo passivo do solo.

O Apêndice O apresenta a verificação da segurança em relação aos esforços laterais e a capacidade de carga lateral em relação aos eixos x e y.

4.6 DETERMINAÇÃO DO NÚMERO DE ESTACAS E SEÇÃO POR PILAR

Primeiramente, é necessário que o eixo de inércia do carregamento, passe pelo centro de gravidade do estaqueamento, além de que seja simétrico. Para determinação do número de estacas por pilar e seção a serem adotadas, foi necessário verificar se as cargas admissíveis calculadas atendiam às solicitações de cada pilar. No cálculo das cargas atuantes nas estacas são consideradas então as parcelas provenientes da carga vertical centrada, aplicada na fundação, ou seja, o próprio peso da estrutura, cargas aplicadas bem como as contribuições advindas dos momentos fletores longitudinais e transversais. Como as estacas serão ancoradas em bloco, o peso deste também foi contabilizado na carga vertical de cálculo, como um acréscimo de 5% da carga vertical permanente, conforme a NBR 6122 (2019).

O método aplicado foi o de superposição, que consiste em calcular a carga de cada estaca somando-se separadamente os efeitos da carga vertical e dos momentos. Para ser válido este processo, os eixos x e y devem ser eixos principais de inércia e as estacas devem ser verticais, do mesmo tipo, diâmetro e comprimento. Deste modo, os esforços solicitantes em cada estaca serão dados pela equação 26 a seguir, sendo exemplificadas da figura 8.

$$F = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} \quad (\text{Equação 26})$$

sendo:

F a força vertical por estaca;

V a força vertical, adicionada do peso do bloco de coroamento;

M_x o momento em torno do eixo x;

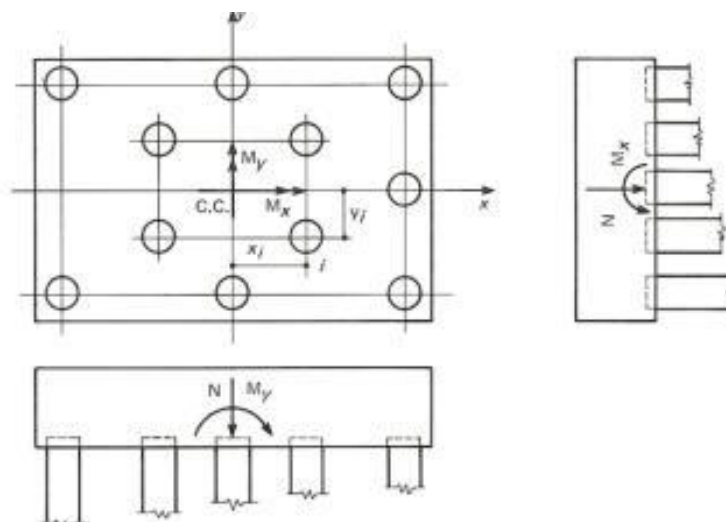
M_y o momento em torno do eixo y;

x_i a distância ao eixo x da estaca i, conforme figura 7;

y_i é a distância ao eixo y da estaca i, conforme figura 7;

n é a quantidade de estacas.

Figura 7 – Estaqueamento submetido à carga vertical e momentos em x e y



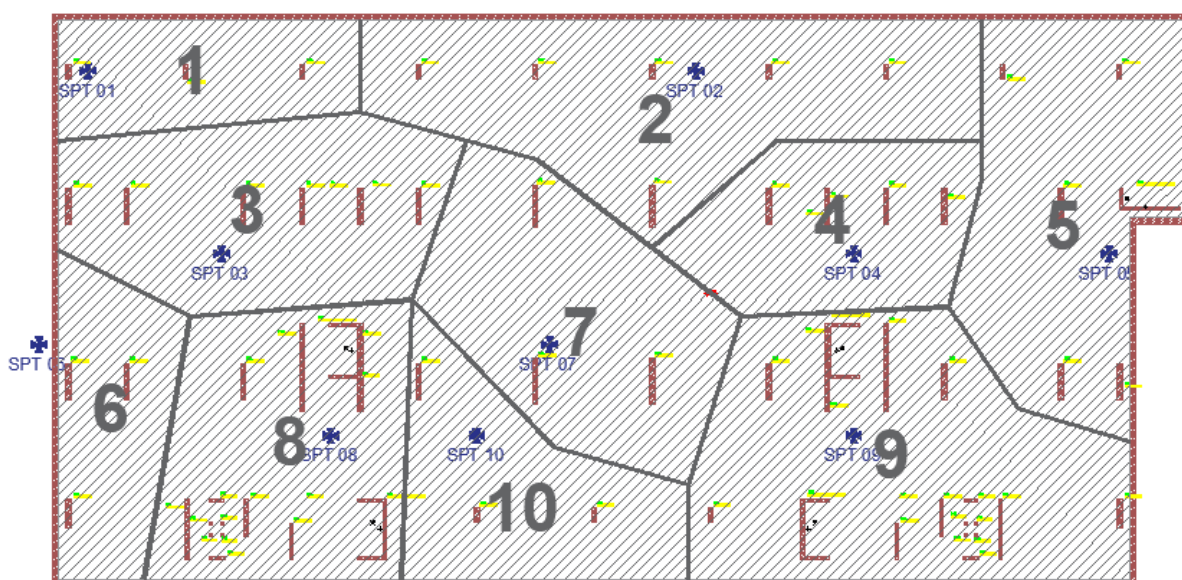
(fonte: ALONSO, 1983)

Os sinais considerados na equação dependem da posição da estaca. Tomando como referência a figura 7, quando se considera o momento M_y , as estacas da direita estarão em compressão e terão sinal positivo (+) enquanto que as da esquerda estarão a tração e terão sinal negativo (-). Analogamente, quando se considera o momento M_x , as estacas de cima estarão a tração e terão sinal negativo (-), enquanto que as de baixo estarão a compressão e terão sinal positivo (+). A solução mais otimizada foi obtida através de tentativas, supondo-se um estaqueamento e calculando-se as cargas atuantes nas estacas.

Foram definidas dez áreas de influência para determinação da resistência do solo abaixo de cada pilar, de forma que cada sondagem SPT defina uma área de influência. A definição destas áreas se deu pela maior proximidade com cada sondagem, tendendo-se sempre a atribuir sondagens menos resistentes a pilares com proximidades equivalentes a mais de uma

sondagem. As sondagens CPT não foram consideradas nesta separação das áreas, uma vez que todas se encontravam no entorno do terreno e a sua maioria ofereciam dados de resistência com profundidade de apenas 15 metros. A figura 8 abaixo apresenta as áreas de influência consideradas para os cálculos.

Figura 8 – Áreas de influência para determinação da capacidade de carga



(fonte: elaborado pela autora)

Foi necessário arbitrar a seção da estaca e calcular a carga admissível, para então obter a solução mais otimizada para cada pilar. O número de estacas foi calculado dividindo-se a carga de solicitação pela carga admissível da estaca, tomando-se cuidado para que o centro de carga sempre coincidissem com o centro de estaqueamento e que houvessem estacas sempre do mesmo diâmetro em cada bloco.

A disposição das estacas foi feita sempre que possível de modo a conduzir a blocos de menor volume. Na maioria dos casos, houve a sobreposição das estacas de dois ou mais pilares, e foi necessário uni-las em um único bloco. Para a solução adotada, houve casos com 28 e 36 estacas em um único bloco de coroamento e o uso de apenas uma estaca não foi suficiente em nenhum caso para suportar as solicitações.

Através da análise mais otimizada para cada pilar, somando-se o fator eficiência em canteiro, optou-se pela utilização de apenas três seções de estacas hélice contínua: 70 cm, 90 cm e 100 cm. Estas seções foram escolhidas para atender as elevadas solicitações previstas no projeto estrutural, de modo a reduzir o tamanho do bloco de coroamento. Como já comentado,

padronizou-se um o espaçamento mínimo entre estacas de $2,5\phi$, sendo ϕ o diâmetro da seção transversal da estaca, respeitando esta distância não somente entre estacas do próprio bloco, mas também entre estacas de blocos contíguos. Este espaçamento foi escolhido em acordo com a prática corrente, evitando assim efeitos de grupo quanto à capacidade de carga. A distribuição das estacas foi feita, sempre que possível, no sentido de maior dimensão do pilar.

De acordo com a NBR 6122 (2019), é obrigatória a execução de provas de carga estáticas de desempenho, no decorrer do estaqueamento, em obras que tiverem um número de estacas superior a 100, para estacas do tipo hélice contínua. Como a solução adotada possui 317 estacas, serão realizadas três provas de carga. Esta quantidade foi determinada conforme recomendado pela norma, calculando-se 1% do número total de estacas da obra e arredondando-se para o número inteiro mais próximo. O carregamento de ensaio deve ser duas vezes maior que a carga de projeto da estaca, atentando-se para que as estacas de reação das provas de carga suportem a carga de tração. Juntamente na planta de fundações, no Apêndice R, são apresentadas as locações onde deverão ser executadas as provas de carga, conforme procedimento da NBR 12131 (2006).

4.7 DETERMINAÇÃO DA ARMADURA DAS ESTACAS

De acordo com a NBR 6122 (2019), estacas solicitadas apenas a cargas de compressão e tensões limitadas a 6 MPa não necessitam ser armadas, exceto quanto à armadura de ligação com o bloco. Para tensões médias que ultrapassem este valor, a estaca deve ser armada até o trecho em que esta tensão seja superior a 6 MPa até a profundidade na qual a transferência de carga, por atrito lateral, diminua a tensão no concreto para uma tensão média inferior a 6 MPa. A tabela 11 adaptada da norma apresenta estas considerações. A classe de agressividade do caso escolhido é a II, sendo utilizado um concreto com resistência de 30 MPa e aço CA50.

Tabela 11 – Parâmetros para dimensionamento de armadura para estaca tipo hélice contínua

Classe de agressividade e ambiental conforme NBR 6118	Classe de concreto / resistência característica da argamassa ou concreto	γ_c	% de armadura e comprimento útil mínimo (incluindo trecho de ligação com o bloco)		Tensão de compressão simples atuante abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco) (MPa)
			Armadura (%)	Comprimento (m)	
I, II	C30	2,7	0,4	4,0	6,0
III, IV	C40	3,6			

(fonte: adaptado da NBR 6122, 2019)

De acordo com as solicitações que serão transmitidas pela estrutura, todas as estacas estarão sujeiras a esforços de compressão, tendo sido realizada a verificação da necessidade de armadura para estes esforços. Este dimensionamento foi realizado de acordo com o disposto na norma NBR 6118 (2014), sem considerar a excentricidade da carga, e na NBR 6122 (2019). A seguir serão apresentados os passos para determinação da armadura da solução adotada.

Para o dimensionamento da armadura é necessário a aplicação dos conceitos presentes na NBR 6118 (2014). Inicialmente, deve-se majorar o esforço a compressão das estacas através do coeficiente de ponderação de ações (γ_f). Assim, a força normal de cálculo (N_d) será obtida através da multiplicação da solicitação por este coeficiente, conforme equação 27 a seguir.

$$N_d = \gamma_f * N \quad (\text{Equação 27})$$

sendo:

N_d a força normal de compressão de cálculo;

N é a força normal de compressão aplicada na estaca;

γ_f o coeficiente de ponderação das ações, igual a 1,4.

Quanto à resistência de cálculo do concreto (f_{cd}), adota-se a expressão apresentada na equação 28, considerando a verificação feita em data maior que 28 dias:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{Equação 28})$$

sendo:

f_{cd} a resistência de cálculo do concreto;

f_{ck} a resistência característica à compressão do concreto, igual a 30 MPa;

γ_c é o coeficiente de ponderação da resistência à compressão do concreto, igual a 2,7 para este caso.

Quanto à resistência de cálculo do aço (f_{yd}), adota-se o menor dos valores obtidos pelas equações 29 e 30 abaixo.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (\text{Equação 29})$$

$$f_{yd} = 0,2\% E_s \quad (\text{Equação 30})$$

sendo:

f_{yd} a resistência de cálculo do aço;

f_{yk} a resistência característica do aço, igual a 500 MPa;

E_s é o módulo de elasticidade do aço, igual a 21.000 kN/cm².

Após definidos os valores acima, verifica-se a necessidade de armadura através do cálculo da tensão normal devido ao carregamento à compressão (σ_{cd}) através da equação 31. Caso o valor calculado seja menor que 6 MPa, não há necessidade de armadura (exceto para ligação com bloco de coroamento) e caso seja maior, deverá ser armada até tensões maiores que 6MPa.

$$\sigma_{cd} = \frac{N_d}{A_c} \leq 0,85 f_{cd} \quad (\text{Equação 31})$$

sendo:

σ_{cd} a tensão normal devido ao carregamento à compressão;

A_c a área da seção transversal da estaca.

A armadura longitudinal pode ser dimensionada como um pilar de concreto, através da equação 32 apresentada na NBR 6118 (2004).

$$\omega * N_d = 0,85 * A_c * f_{cd} + A_s' * f_{yd} \quad (\text{Equação 32})$$

sendo:

ω um coeficiente de majoração para considerar efeitos de segunda ordem em pilares curtos, igual a 1 para o caso de grupos de estacas em um único bloco;

A_s' a área de armadura da estaca.

A armadura mínima a ser adotada ($A_{s\text{mín}}'$), de acordo com a NBR 6122 (2019), é de 0,4% da área da seção transversal da estaca.

Para o caso estudado, em apenas seis blocos ocorreram tensões maiores que 6 MPa, porém a área de armadura calculada foi menor que a armadura mínima solicitada por norma. Em apenas cinco destes blocos o comprimento de armadura calculado foi maior que o previsto por norma de 4 m, desta forma, adotou-se o calculado. Para as estacas com tensões menores que 6 MPa, segundo a norma, não há necessidade de armadura, porém optou-se por considerar a área de armadura mínima, de forma a fazer a ligação com o bloco de coroamento.

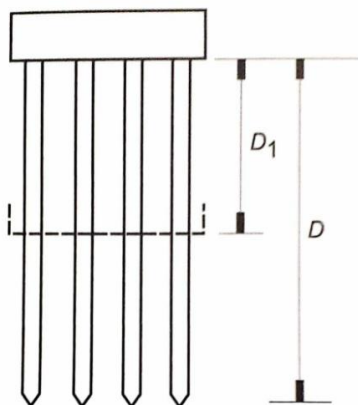
Dessa forma, uma vez que foram admitidas como solução apenas três seções, utilizou-se: para estacas de 70 cm, 8 barras de 16 mm; e para estacas de 90 cm e 100 cm, 10 barras de 20 mm. Quanto ao comprimento, em cinco blocos houveram necessidade de armaduras com comprimento entre 8 e 12 m, sendo o restante adotado como solução 4 m. Quanto as armaduras transversais, foram adotados estribos de 6,3 mm com espaçamento de 20 cm para todos os casos, devido ao processo executivo deste tipo de estaca. O Apêndice P apresenta a área, quantidade de barras, bitolas e comprimento de armadura para cada bloco.

5 RECALQUE

O recalque em fundações profundas pode ser um parâmetro crítico para o projeto, podendo ser o fator limitante no dimensionamento e não somente a capacidade de carga do solo. Este capítulo tem como objetivo quantificar o recalque das estacas avaliadas sob o efeito de grupo e verificar se os deslocamentos obtidos são fatores determinantes no dimensionamento.

A interação entre as diversas estacas constituintes de um mesmo bloco acarreta uma superposição de tensões, de forma que o recalque do grupo resulta, em geral, diferente daquele do elemento isolado. É possível obter o deslocamento da estaca considerando sua compressibilidade quando imposta a um carregamento axial à compressão. Para estimativa dos recalques utilizou-se o método do radier fictício, proposta por Terzaghi e Peck (1948), imaginando-se uma fundação a alguma altura acima da base das estacas, sendo esta altura definida conforme as estacas trabalhem mais por atrito ou por ponta, como mostrado na figura 10. Para o caso estudado, supôs-se o radier fictício a uma distância igual a profundidade da estaca, indicada para estacas apoiadas em solos mais resistentes.

Figura 10 – Esquema de cálculo pelo radier fictício



(fonte: VELLOSO, LOPES, 2010)

Para o cálculo do recalque do radier fictício, utilizou-se dois métodos propostos para fundações diretas: Burlund, Broms e de Mello (1977) e Burland e Burbidge (1985). O Apêndice Q apresenta o valor de recalque para cada bloco, obtidos através dos dois métodos. Nota-se que, em geral, estes valores são bastante próximos e que, em nenhum caso se

ultrapassou-se recalques máximos da ordem de 50 mm, valor indicado para radiers assentes em solos granulares. Os casos mais críticos foram os dos blocos 39 e 40 com recalques entre 16 e 26 mm.

5.1 MÉTODO DE BURLAND, BROMS E DE MELLO

Para aplicação do método proposto por Burland, Broms e de Mello (1977), calcula-se inicialmente o recalque máximo ($\rho_{\text{máx}}$) através da equação proposta pelo solo em que a fundação se encontra assente, conforme equações 33, 34 e 35 abaixo:

- a) para areias fofas ($N_{\text{SPT}} < 10$):

$$\rho_{\text{máx}} = q * (0,32 B^{0,3}) \quad (\text{Equação 33})$$

- b) para areias medianamente compactas ($10 < N_{\text{SPT}} < 30$):

$$\rho_{\text{máx}} = q * (0,07 B^{0,3}) \quad (\text{Equação 34})$$

- c) para areias compactas ($N_{\text{SPT}} > 30$):

$$\rho_{\text{máx}} = q * (0,035 B^{0,3}) \quad (\text{Equação 35})$$

sendo:

$\rho_{\text{máx}}$ o recalque máximo previsto pelo método (mm);

q a pressão média efetiva da fundação, em kN/m²;

B a menor dimensão da fundação, em m;

N_{SPT} é a média do número de golpes tomado da base da fundação até 1,5B abaixo da mesma.

Após o cálculo de $\rho_{\text{máx}}$, Burland, Broms e de Mello indicam que o recalque provável ($\rho_{\text{provável}}$) será a metade do recalque máximo, conforme indicado na equação 36 a seguir.

$$\rho_{\text{provável}} = \frac{\rho_{\text{máx}}}{2} \quad (\text{Equação 36})$$

sendo:

$\rho_{\text{provável}}$ o recalque provável previsto pelo método (mm).

5.2 MÉTODO DE BURLAND E BURBIDGE

O método de Burland & Burbidge (1985) é baseado em uma análise estatística de um banco de dados de 48 casos de fundação em areia, tendo como base a teoria da elasticidade e os índices de resistência à penetração (N_{SPT}). Assim, propõem-se as equações 37 e 38 abaixo.

$$\rho = q * B^{0,7} * I_c \quad (\text{Equação 37})$$

onde:

$$I_c = \frac{1,71}{N_{SPT}^{1,4}} \quad (\text{Equação 38})$$

sendo:

ρ o recalque, em mm;

q a pressão média efetiva da fundação, em kN/m²;

B a menor dimensão da fundação, em m;

I_c é o índice de compressão;

N_{SPT} é a média do número de golpes tomado da base da fundação até 1,5B abaixo da mesma.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O caso estudado está localizado na região central de Porto Alegre (RS) e, por este motivo, apresenta o subsolo composto por solo sedimentar, com camadas intercaladas de areia e argila. O crescimento contínuo do índice de resistência à penetração, posição do nível d'água e cargas elevadas nos pilares, aliados aos fatores custo, prazo de execução e experiência de empresas locais, limitou o projeto de fundação profunda a estacas do tipo hélice contínua.

Por se tratar de um edifício comercial, as cargas verticais e momentos dos pilares previstos no projeto estrutural são bastante elevados. A limitação de fornecedores locais quanto a seções, somada aos altos carregamentos, impôs uma solução composta por grupo de estacas por pilares, sendo necessário em todos os casos mais que uma estaca por pilar, adicionando-se a carga resultante dos momentos. Em muitos casos houve também necessidade de propor uma solução de grupo de estacas para apoiar mais de um pilar, devido a falta de espaço útil entre pilares. Dessa forma, a solução adotada é composta por 317 estacas hélice contínua com diâmetros de 70 cm, 90 cm e 100 cm.

Conclui-se que a solução composta por estacas hélice contínua é viável tecnicamente, porém as altas cargas e a resistência do subsolo resultaram em blocos de grandes dimensões, aumentando diretamente o custo da obra e recalques previstos. A solução adotada na realidade composta por estacas barrete é uma forma de reduzir estes itens, porém é um tipo de fundação profunda pouco comum no Rio Grande do Sul.

REFERÊNCIAS

- ALONSO, U. R. Exercícios de Fundações. São Paulo: Edgard Blücher, 1983.
- ALONSO, U. R. Dimensionamento de Fundações Profundas. São Paulo: Edgard Blücher, 1989.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **MB 3406**: Solo – Ensaio de penetração de cone *in situ* (CPT). Rio de Janeiro, 1991.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12131**: Estacas – Prova de carga estática – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2006.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14931**: Execução de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502**: Rochas e solos. Rio de Janeiro, 1995.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036**: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, 1983.
- BROMS, B. B. Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, 1964.
- BURLAND, J. B.; BROMS, B. B.; MELLO, V. F. B. Behaviour os Foudations and Structures. *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 9., Tóquio, 1977.
- BURLAND, J. B.; BURBDGE, M. C. Settlement of foundations on sand and gravel. *Proc Instn Civ Engrs*, 1985.
- CAVALCANTE, E., H. **Investigação teórico-experimental sobre o SPT**. 2002. Tese (Doutorado em Engenharia) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- CINTRA, J. C. A. AOKI, N. Fundações diretas: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

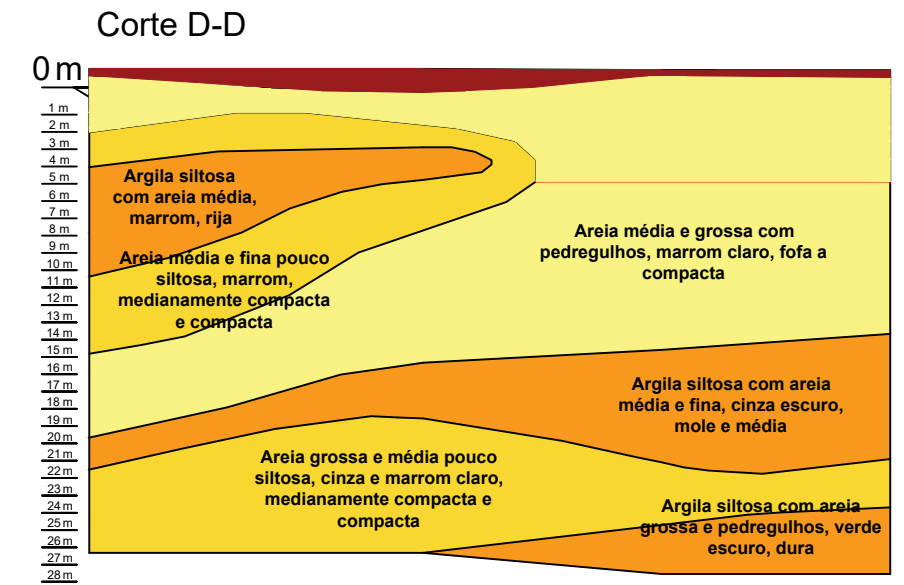
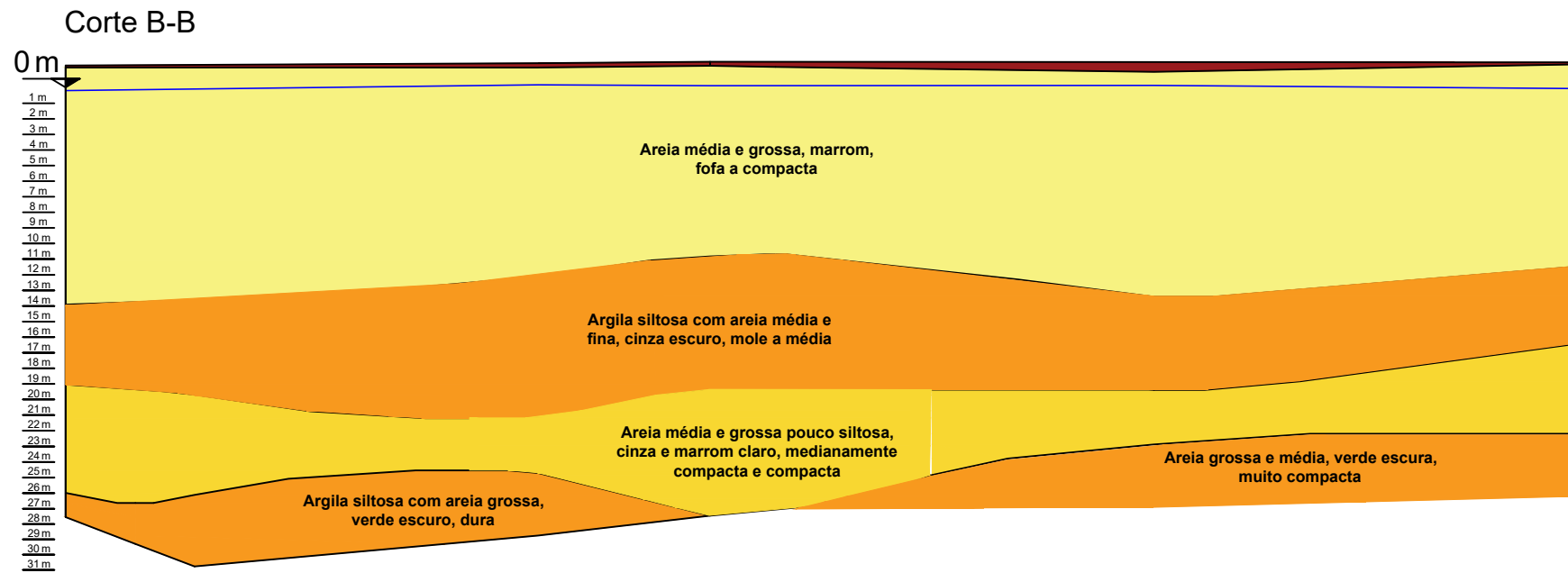
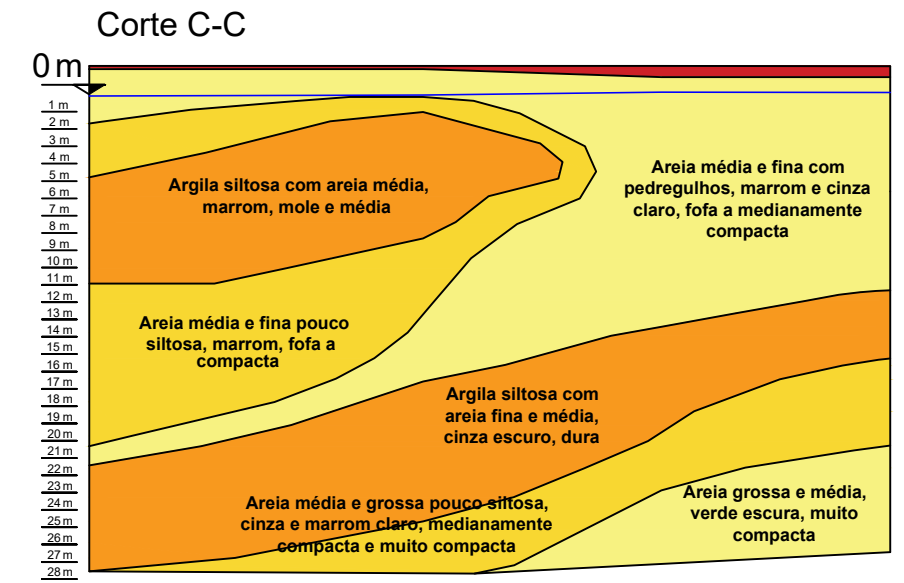
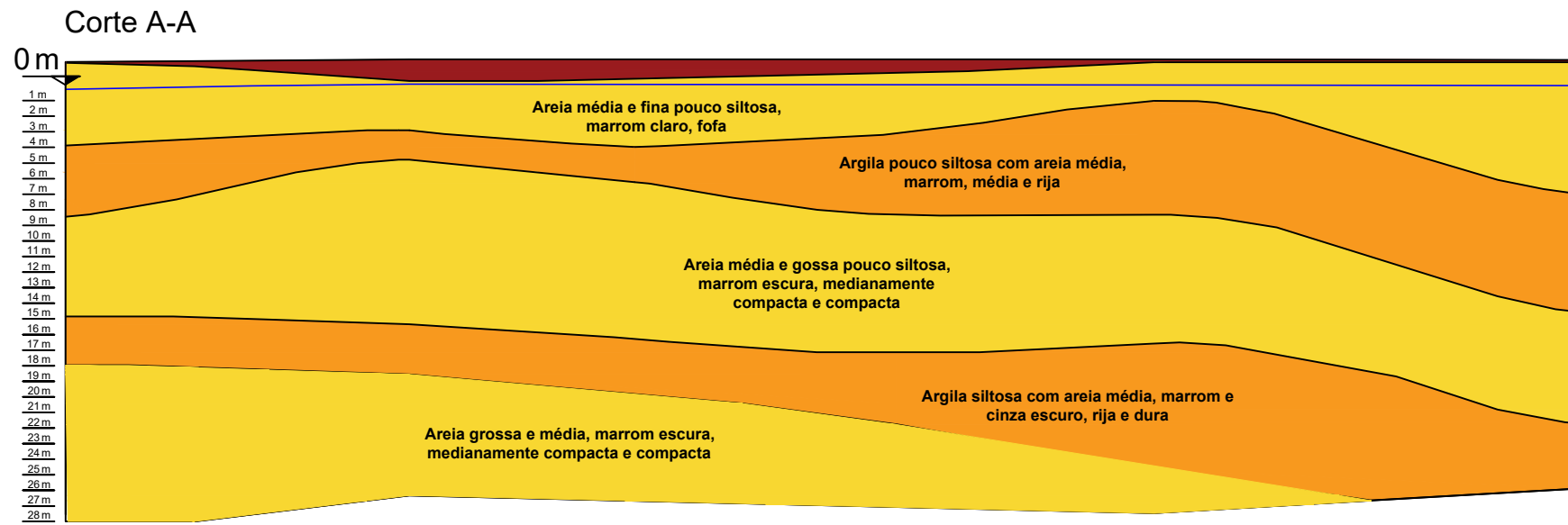
- CINTRA, J. C. AOKI, N. Fundações por estacas: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- DE BEER. Piles Subjected to Static Lateral Loads, 1977, IX ICSMFE, Tóquio, 1977.
- GIBBS, H. J. HOLTZ; W. G. Research on determining the density of sands by spoon penetration testing. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 4., London, 1957.
- GODOY, N. S. Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático. Escola de Engenharia de São Carlos, USP. São Paulo, 1983.
- GODOY, N. S.; Fundações. 1972. Notas de aula, Curso de Graduação, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Paulo, 1972.
- HACHICH, W. et al. Fundações: teoria e prática. 2ª ed., São Paulo: Pini, 1998.
- HATANAKA, M.; UCHIDA, A. Empirical correlation between cone resistance and internal friction angle of sandy soils. Soils and Foundations, 36, 4, 1-10, 1996.
- JOPPERT JÚNIOR, I. O. Fundações e contenções de edifícios. São Paulo: Pini, 2007.
- KULHAWY, F. H.; MAYNE, P. W. Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design. Ithaca: Geotech. Universidade Cornell, 1990.
- LIAO, S. S. C.; WHITMAN, R. V. Catalogue of Liquefaction and Non-Liquefaction Occurrences during Earthquakes. 1986. Report, Department of Civil Engineering, MIT, Cambridge, 1986.
- MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. Patologia das Fundações. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.
- ODEBRECHT, E. Medidas de energia no ensaio SPT, 2003. Tese (Doutorado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- PAGNUSSATTI, Heriberto. Análise comparativa dos métodos de estimativa de capacidade de carga de fundações profundas – estudo de caso. 2011. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade do Extremo Sul de Catarinense, Criciúma, 2011.
- ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G. Interpretation of cone penetrometer tests in sand. Canadian Geotechnical Journal, 20, 4, 718-733, 1983.
- ROJAS, J. Notas de aula de estruturas de fundações: estacas sob esforços transversais. Porto Alegre: 2007.
- SANTOS, L. M. Cálculo de Concreto Armado Volume I. São Paulo: LMS, 1983.
- SANTOS, L. M. Cálculo de Concreto Armado Volume II. São Paulo: LMS, 1981.
- SCHNAID, F; ODEBRECHT, E. Ensaio de Campo e Suas Aplicações à Engenharia de Fundações. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

SCHNAID, F; ODEBRECHT, E. Ensaios de Campo e Suas Aplicações à Engenharia de Fundações. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.

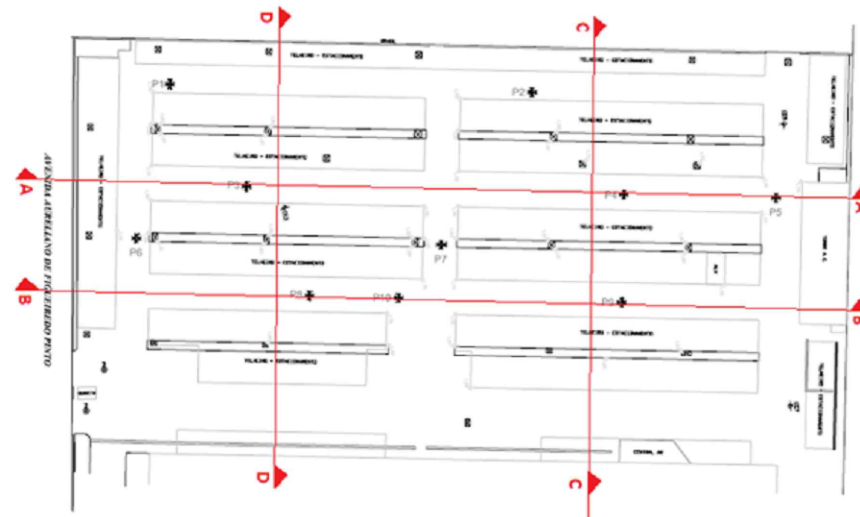
TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de fundações. III Seminário de engenharia de fundações especiais e geotecnia, São Paulo, 1996.

TERZAGHI, K.; PECK, R B. Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley and Sons. Nova York, 1948.

APÊNDICE A – Perfil estratigráfico do subsolo



- Aterro de argila e calça
- Argila silto-arenosa
- Areia siltosa
- Areia
- N.A.



AMB

ENGENHARIA E CONSULTORIA

OBRA

FORO DA COMARCA DE PORTO ALEGRE

AV. AURELIANO DE FIGUEIREDO PINTO, ESQUINA COM
AV. BORGES DE MEDEIROS

PORTO ALEGRE/RS

01/01

PRANCHA

ESCALA

S/ ESC.

DATA

NOV/2019

PROJETO

ALICE MÜLLER BARCELOS

ASSUNTO

PERDIL ESTRATIGRÁFICO

**APÊNDICE B – Correções de medidas de N_{SPT} e
estimativa de parâmetros geotécnicos**

Correções de medidas de N_{SPT} e estimativa de parâmetros geotécnicos - Sondagem SPT: P1

Prof. (m)	N_{SPT}	γ (kN/m ³)	σ_{v0} (kN/m ²)	σ_{v0}' (kN/m ²)	N_{60}	C_N	N_1	$(N_1)_{60}$	ϕ' (°) - Godoy (1983)	ϕ' (°) - Teixeira (1996)	ϕ' (°) - Hatanaka e Uchida (1996)	ϕ' (°) - Média
1	4	18	18,0	18,0	5	2,00	8	10	31,2	28,9	32,2	31
2	3	18	36,0	31,2	4	1,79	5	6	30,1	26,4	30,0	29
3	4	18	54,0	39,2	5	1,60	6	8	30,6	27,4	30,9	30
4	5	18	72,0	47,2	6	1,46	7	9	30,9	28,2	31,6	30
5	8	18	90,0	55,2	10	1,35	11	13	32,3	31,1	34,1	32
6	7	17	107,0	62,2	8	1,27	9	11	31,6	29,6	32,8	31
7	11	19	126,0	71,2	13	1,19	13	16	33,2	32,7	35,5	34
8	13	19	145,0	80,2	16	1,12	15	17	33,8	33,7	36,4	35
9	14	19	164,0	89,2	17	1,06	15	18	33,9	33,9	36,6	35
10	17	19	183,0	98,2	20	1,01	17	21	34,9	35,3	37,8	36
11	18	19	202,0	107,2	22	0,97	17	21	35,0	35,4	37,9	36
12	6	17	219,0	114,2	7	0,94	6	7	30,2	26,6	30,2	29
13	9	19	238,0	123,2	11	0,90	8	10	31,2	28,9	32,2	31
14	11	19	257,0	132,2	13	0,87	10	11	31,8	30,2	33,3	32
15	12	19	276,0	141,2	14	0,84	10	12	32,0	30,6	33,7	32
16	10	19	295,0	150,2	12	0,82	8	10	31,3	29,0	32,3	31
17	13	19	314,0	159,2	16	0,79	10	12	32,1	30,7	33,8	32
18	17	19	333,0	168,2	20	0,77	13	16	33,2	32,7	35,6	34
19	19	20	353,0	178,2	23	0,75	14	17	33,7	33,5	36,2	34
20	23	20	373,0	188,2	28	0,73	17	20	34,7	35,1	37,6	36
21	21	20	393,0	198,2	25	0,71	15	18	34,0	33,9	36,6	35
22	25	20	413,0	208,2	30	0,69	17	21	34,9	35,4	37,9	36
23	28	20	433,0	218,2	34	0,68	19	23	35,6	36,3	38,7	37
24	32	20	453,0	228,2	38	0,66	21	25	36,5	37,5	39,8	38
25	37	20	473,0	238,2	44	0,65	24	29	37,6	39,0	41,0	39
26	43	20	493,0	248,2	52	0,63	27	33	38,9	40,6	42,5	41
27	49	20	513,0	258,2	59	0,62	30	37	40,2	42,1	43,7	42
28	56	20	533,0	268,2	67	0,61	34	41	41,7	43,6	45,1	43

Correções de medidas de N_{SPT} e estimativa de parâmetros geotécnicos - Sondagem SPT: P2

Prof. (m)	N_{SPT}	γ (kN/m ³)	σ_{v0} (kN/m ²)	σ_{v0}' (kN/m ²)	N_{60}	C_N	N_1	$(N_1)_{60}$	ϕ' (°) - Godoy (1983)	ϕ' (°) - Teixeira (1996)	ϕ' (°) - Hatanaka e Uchida (1996)	ϕ' (°) - Média
1	3	18	18,0	18,0	4	2,00	6	7	30,4	27,0	30,5	29
2	3	18	36,0	32,5	4	1,75	5	6	30,1	26,2	29,9	29
3	4	18	54,0	40,5	5	1,57	6	8	30,5	27,3	30,8	30
4	3	18	72,0	48,5	4	1,44	4	5	29,7	25,2	28,9	28
5	8	18	90,0	56,5	10	1,33	11	13	32,3	31,0	34,0	32
6	5	18	108,0	64,5	6	1,25	6	7	30,5	27,2	30,7	29
7	2	18	126,0	72,5	2	1,17	2	3	28,9	22,5	26,6	26
8	3	18	144,0	80,5	4	1,11	3	4	29,3	24,0	27,9	27
9	3	15	159,0	85,5	4	1,08	3	4	29,3	23,8	27,7	27
10	5	15	174,0	90,5	6	1,05	5	6	30,1	26,2	29,9	29
11	6	17	191,0	97,5	7	1,01	6	7	30,4	27,1	30,6	29
12	9	17	208,0	104,5	11	0,98	9	11	31,5	29,5	32,8	31
13	8	17	225,0	111,5	10	0,95	8	9	31,0	28,5	31,8	30
14	10	17	242,0	118,5	12	0,92	9	11	31,7	29,8	33,0	32
15	13	19	261,0	127,5	16	0,89	12	14	32,6	31,6	34,6	33
16	12	19	280,0	136,5	14	0,86	10	12	32,1	30,7	33,8	32
17	16	19	299,0	145,5	19	0,83	13	16	33,3	32,8	35,7	34
18	17	19	318,0	154,5	20	0,80	14	16	33,5	33,1	35,9	34
19	16	19	337,0	163,5	19	0,78	13	15	33,0	32,3	35,2	34
20	18	19	356,0	172,5	22	0,76	14	16	33,5	33,1	35,9	34
21	21	21	377,0	183,5	25	0,74	16	19	34,2	34,3	36,9	35
22	26	20	397,0	193,5	31	0,72	19	22	35,5	36,2	38,6	37
23	31	20	417,0	203,5	37	0,70	22	26	36,7	37,8	40,0	38
24	33	20	437,0	213,5	40	0,68	23	27	37,0	38,3	40,4	39
25	37	20	457,0	223,5	44	0,67	25	30	37,9	39,4	41,4	40
26	41	20	477,0	233,5	49	0,65	27	32	38,7	40,4	42,3	40
27	51	20	497,0	243,5	61	0,64	33	39	41,1	43,0	44,6	43
28	55	20	517,0	253,5	66	0,63	35	41	41,8	43,8	45,3	44
29	65	20	537,0	263,5	78	0,62	40	48	44,0	46,0	47,2	46

Correções de medidas de N_{SPT} e estimativa de parâmetros geotécnicos - Sondagem SPT: P3

Prof. (m)	N_{SPT}	γ (kN/m ³)	σ_{v0} (kN/m ²)	σ_{v0}' (kN/m ²)	N_{60}	C_N	N_1	$(N_1)_{60}$	ϕ' (°) - Godoy (1983)	ϕ' (°) - Teixeira (1996)	ϕ' (°) - Hatanaka e Uchida (1996)	ϕ' (°) - Média
1	6	17	17,0	17,0	7	2,00	12	14	32,8	32,0	34,9	33
2	7	18	35,0	32,2	8	1,76	12	15	32,9	32,2	35,1	33
3	11	19	54,0	41,2	13	1,56	17	21	34,9	35,3	37,8	36
4	12	19	73,0	50,2	14	1,41	17	20	34,8	35,2	37,7	36
5	11	19	92,0	59,2	13	1,30	14	17	33,7	33,5	36,3	34
6	12	19	111,0	68,2	14	1,21	15	17	33,8	33,7	36,4	35
7	12	19	130,0	77,2	14	1,14	14	16	33,5	33,1	35,9	34
8	12	19	149,0	86,2	14	1,08	13	16	33,2	32,6	35,5	34
9	15	19	168,0	95,2	18	1,02	15	18	34,1	34,2	36,9	35
10	12	19	187,0	104,2	14	0,98	12	14	32,7	31,8	34,7	33
11	16	19	206,0	113,2	19	0,94	15	18	34,0	34,0	36,7	35
12	19	20	226,0	123,2	23	0,90	17	21	34,8	35,3	37,8	36
13	16	19	245,0	132,2	19	0,87	14	17	33,6	33,3	36,0	34
14	23	20	265,0	142,2	28	0,84	19	23	35,7	36,5	38,9	37
15	14	19	284,0	151,2	17	0,81	11	14	32,6	31,5	34,5	33
16	14	19	303,0	160,2	17	0,79	11	13	32,4	31,3	34,3	33
17	23	20	323,0	170,2	28	0,77	18	21	35,1	35,6	38,0	36
18	19	20	343,0	180,2	23	0,74	14	17	33,7	33,4	36,2	34
19	17	19	362,0	189,2	20	0,73	12	15	32,9	32,2	35,1	33
20	13	19	381,0	198,2	16	0,71	9	11	31,7	29,9	33,1	32
21	15	19	400,0	207,2	18	0,69	10	13	32,2	30,8	33,9	32
22	13	19	419,0	216,2	16	0,68	9	11	31,5	29,6	32,8	31
23	14	19	438,0	225,2	17	0,67	9	11	31,7	30,0	33,1	32
24	11	19	457,0	234,2	13	0,65	7	9	30,9	28,1	31,5	30
25	11	19	476,0	243,2	13	0,64	7	8	30,8	28,0	31,4	30
26	11	19	495,0	252,2	13	0,63	7	8	30,8	27,9	31,3	30
27	15	19	514,0	261,2	18	0,62	9	11	31,7	29,9	33,1	32
28	19	20	534,0	271,2	23	0,61	12	14	32,6	31,6	34,6	33
29	20	20	554,0	281,2	24	0,60	12	14	32,8	31,9	34,8	33
30	27	20	574	291,2	32	0,59	16	19	34,3	34,5	37,1	35

Correções de medidas de N_{SPT} e estimativa de parâmetros geotécnicos - Sondagem SPT: P4

Prof. (m)	N_{SPT}	γ (kN/m ³)	σ_{v0} (kN/m ²)	σ_{v0}' (kN/m ²)	N_{60}	C_N	N_1	$(N_1)_{60}$	ϕ' (°) - Godoy (1983)	ϕ' (°) - Teixeira (1996)	ϕ' (°) - Hatanaka e Uchida (1996)	ϕ' (°) - Média
1	3	18	18,0	18,0	4	2,00	6	7	30,4	27,0	30,5	29
2	3	18	36,0	34,3	4	1,71	5	6	30,0	26,1	29,7	29
3	3	15	51,0	39,3	4	1,60	5	6	29,9	25,7	29,4	28
4	3	15	66,0	44,3	4	1,50	5	5	29,8	25,4	29,1	28
5	3	15	81,0	49,3	4	1,42	4	5	29,7	25,1	28,9	28
6	5	15	96,0	54,3	6	1,36	7	8	30,7	27,8	31,2	30
7	5	15	111,0	59,3	6	1,30	6	8	30,6	27,5	31,0	30
8	6	17	128,0	66,3	7	1,23	7	9	30,9	28,3	31,7	30
9	6	17	145,0	73,3	7	1,17	7	8	30,8	28,0	31,4	30
10	6	17	162,0	80,3	7	1,12	7	8	30,7	27,7	31,1	30
11	8	18	180,0	88,3	10	1,06	9	10	31,4	29,3	32,5	31
12	12	19	199,0	97,3	14	1,01	12	15	32,9	32,1	35,0	33
13	15	19	218,0	106,3	18	0,97	15	17	33,8	33,7	36,4	35
14	14	19	237,0	115,3	17	0,93	13	16	33,2	32,7	35,5	34
15	16	19	256,0	124,3	19	0,90	14	17	33,7	33,6	36,3	35
16	18	19	275,0	133,3	22	0,87	16	19	34,2	34,3	37,0	35
17	19	20	295,0	143,3	23	0,84	16	19	34,3	34,5	37,1	35
18	24	20	315,0	153,3	29	0,81	19	23	35,8	36,6	38,9	37
19	27	20	335,0	163,3	32	0,78	21	25	36,5	37,5	39,8	38
20	7	17	352,0	170,3	8	0,77	5	6	30,1	26,3	30,0	29
21	8	17	369,0	177,3	10	0,75	6	7	30,4	27,0	30,5	29
22	4	15	384,0	182,3	5	0,74	3	4	29,2	23,4	27,4	27
23	6	17	401,0	189,3	7	0,73	4	5	29,7	25,2	29,0	28
24	6	17	418,0	196,3	7	0,71	4	5	29,7	25,1	28,9	28
25	8	17	435,0	203,3	10	0,70	6	7	30,2	26,6	30,2	29
26	12	19	454,0	212,3	14	0,69	8	10	31,3	29,1	32,3	31
27	17	19	473,0	221,3	20	0,67	11	14	32,6	31,6	34,5	33
28	21	20	493,0	231,3	25	0,66	14	17	33,5	33,2	36,0	34
29	28	20	513,0	241,3	34	0,64	18	22	35,2	35,8	38,3	36
30	32	20	533	251,3	38	0,63	20	24	36,1	37,0	39,3	37
31	42	20	553	261,3	50	0,62	26	31	38,4	40,0	41,9	40

Correções de medidas de N_{SPT} e estimativa de parâmetros geotécnicos - Sondagem SPT: P5

Prof. (m)	N_{SPT}	γ (kN/m ³)	σ_{v0} (kN/m ²)	σ_{v0}' (kN/m ²)	N_{60}	C_N	N_1	$(N_1)_{60}$	ϕ' (°) - Godoy (1983)	ϕ' (°) - Teixeira (1996)	ϕ' (°) - Hatanaka e Uchida (1996)	ϕ' (°) - Média
1	3	18	18,0	18,0	4	2,00	6	7	30,4	27,0	30,5	29
2	3	18	36,0	34,0	4	1,71	5	6	30,1	26,1	29,8	29
3	5	18	54,0	42,0	6	1,54	8	9	31,1	28,6	31,9	31
4	6	18	72,0	50,0	7	1,41	8	10	31,4	29,3	32,5	31
5	5	18	90,0	58,0	6	1,31	7	8	30,6	27,6	31,0	30
6	3	18	108,0	66,0	4	1,23	4	4	29,5	24,4	28,3	27
7	4	18	126,0	74,0	5	1,16	5	6	29,9	25,6	29,3	28
8	11	19	145,0	83,0	13	1,10	12	14	32,8	32,0	34,9	33
9	13	19	164,0	92,0	16	1,04	14	16	33,4	33,0	35,8	34
10	17	19	183,0	101,0	20	1,00	17	20	34,8	35,1	37,7	36
11	17	19	202,0	110,0	20	0,95	16	19	34,5	34,7	37,3	36
12	18	19	221,0	119,0	22	0,92	17	20	34,6	34,9	37,5	36
13	4	18	239,0	127,0	5	0,89	4	4	29,4	24,2	28,1	27
14	5	15	254,0	132,0	6	0,87	4	5	29,7	25,2	29,0	28
15	6	17	271,0	139,0	7	0,85	5	6	30,0	26,1	29,7	29
16	3	15	286,0	144,0	4	0,83	3	3	29,0	22,7	26,8	26
17	6	17	303,0	151,0	7	0,81	5	6	30,0	25,8	29,5	28
18	9	17	320,0	158,0	11	0,80	7	9	30,9	28,1	31,5	30
19	9	17	337,0	165,0	11	0,78	7	8	30,8	28,0	31,4	30
20	11	19	356,0	174,0	13	0,76	8	10	31,3	29,1	32,4	31
21	10	19	375,0	183,0	12	0,74	7	9	31,0	28,3	31,7	30
22	16	19	394,0	192,0	19	0,72	12	14	32,6	31,6	34,6	33
23	14	19	413,0	201,0	17	0,71	10	12	31,9	30,4	33,5	32
24	17	19	432,0	210,0	20	0,69	12	14	32,7	31,8	34,7	33
25	16	19	451,0	219,0	19	0,68	11	13	32,3	31,1	34,1	33
26	20	20	471,0	229,0	24	0,66	13	16	33,3	32,8	35,6	34
27	25	20	491,0	239,0	30	0,65	16	19	34,5	34,7	37,3	35
28	34	20	511,0	249,0	41	0,63	22	26	36,6	37,7	40,0	38
29	38	20	531,0	259,0	46	0,62	24	28	37,4	38,8	40,9	39
30	45	20	551	269	54	0,61	27	33	39,0	40,7	42,5	41

Correções de medidas de N_{SPT} e estimativa de parâmetros geotécnicos - Sondagem SPT: P6

Prof. (m)	N_{SPT}	γ (kN/m ³)	σ_{v0} (kN/m ²)	σ_{v0}' (kN/m ²)	N_{60}	C_N	N_1	$(N_1)_{60}$	ϕ' (°) - Godoy (1983)	ϕ' (°) - Teixeira (1996)	ϕ' (°) - Hatanaka e Uchida (1996)	ϕ' (°) - Média
1	12	19	19,0	19,0	14	2,00	24	29	37,6	39,0	41,1	39
2	11	19	38,0	37,5	13	1,63	18	22	35,2	35,8	38,2	36
3	13	19	57,0	46,5	16	1,47	19	23	35,6	36,4	38,8	37
4	17	19	76,0	55,5	20	1,34	23	27	37,1	38,4	40,5	39
5	9	19	95,0	64,5	11	1,25	11	13	32,5	31,4	34,4	33
6	11	19	114,0	73,5	13	1,17	13	15	33,1	32,5	35,4	34
7	15	19	133,0	82,5	18	1,10	17	20	34,6	34,9	37,5	36
8	14	19	152,0	91,5	17	1,05	15	18	33,9	33,7	36,4	35
9	15	19	171,0	100,5	18	1,00	15	18	34,0	34,0	36,6	35
10	18	19	190,0	109,5	22	0,96	17	21	34,9	35,3	37,8	36
11	14	19	209,0	118,5	17	0,92	13	15	33,1	32,6	35,4	34
12	13	19	228,0	127,5	16	0,89	12	14	32,6	31,6	34,6	33
13	11	19	247,0	136,5	13	0,86	9	11	31,8	30,0	33,2	32
14	11	19	266,0	145,5	13	0,83	9	11	31,6	29,8	33,0	31
15	13	19	285,0	154,5	16	0,80	10	13	32,2	30,8	33,9	32
16	19	20	305,0	164,5	23	0,78	15	18	33,9	33,9	36,5	35
17	18	18	323,0	172,5	22	0,76	14	16	33,5	33,1	35,9	34
18	20	21	344,0	183,5	24	0,74	15	18	33,9	33,8	36,5	35
19	26	21	365,0	194,5	31	0,72	19	22	35,5	36,2	38,6	37
20	34	21	386,0	205,5	41	0,70	24	28	37,5	38,9	40,9	39
21	18	18	404,0	213,5	22	0,68	12	15	32,9	32,2	35,1	33
22	20	21	425,0	224,5	24	0,67	13	16	33,3	32,9	35,7	34
23	15	19	444,0	233,5	18	0,65	10	12	31,9	30,3	33,5	32
24	17	19	463,0	242,5	20	0,64	11	13	32,4	31,2	34,2	33
25	19	20	483,0	252,5	23	0,63	12	14	32,8	31,9	34,9	33
26	19	20	503,0	262,5	23	0,62	12	14	32,7	31,8	34,7	33
27	22	20	523,0	272,5	26	0,61	13	16	33,3	32,9	35,7	34
28	24	20	543,0	282,5	29	0,59	14	17	33,7	33,5	36,2	34
29	27	20	563,0	292,5	32	0,58	16	19	34,3	34,5	37,1	35
30	31	21	584	303,5	37	0,57	18	21	35,1	35,7	38,1	36
31	30	21	605	314,5	36	0,56	17	20	34,8	35,1	37,7	36
32	34	21	626	325,5	41	0,55	19	23	35,5	36,3	38,7	37
33	36	21	647	336,5	43	0,55	20	24	35,9	36,7	39,0	37

Correções de medidas de N_{SPT} e estimativa de parâmetros geotécnicos - Sondagem SPT: P7

Prof. (m)	N_{SPT}	γ (kN/m ³)	σ_{v0} (kN/m ²)	σ_{v0}' (kN/m ²)	N_{60}	C_N	N_1	$(N_1)_{60}$	φ' (°) - Godoy (1983)	φ' (°) - Teixeira (1996)	φ' (°) - Hatanaka e Uchida (1996)	φ' (°) - Média
1	5	18	18,0	18,0	6	2,00	10	12	32,0	30,5	33,6	32
2	6	18	36,0	32,0	7	1,77	11	13	32,2	31,0	34,0	32
3	7	18	54,0	40,0	8	1,58	11	13	32,4	31,3	34,3	33
4	8	18	72,0	48,0	10	1,44	12	14	32,6	31,6	34,6	33
5	8	18	90,0	56,0	10	1,34	11	13	32,3	31,0	34,1	32
6	9	19	109,0	65,0	11	1,24	11	13	32,5	31,4	34,4	33
7	9	17	126,0	72,0	11	1,18	11	13	32,2	31,0	34,0	32
8	10	17	143,0	79,0	12	1,13	11	14	32,5	31,4	34,4	33
9	11	19	162,0	88,0	13	1,07	12	14	32,7	31,8	34,7	33
10	14	19	181,0	97,0	17	1,02	14	17	33,7	33,5	36,2	34
11	11	19	200,0	106,0	13	0,97	11	13	32,3	31,0	34,1	32
12	12	19	219,0	115,0	14	0,93	11	13	32,5	31,4	34,4	33
13	14	19	238,0	124,0	17	0,90	13	15	33,0	32,4	35,2	34
14	16	19	257,0	133,0	19	0,87	14	17	33,5	33,2	36,0	34
15	19	19	276,0	142,0	23	0,84	16	19	34,4	34,6	37,2	35
16	24	21	297,0	153,0	29	0,81	19	23	35,8	36,6	38,9	37
17	25	21	318,0	164,0	30	0,78	20	23	35,8	36,6	39,0	37
18	26	21	339,0	175,0	31	0,76	20	24	35,9	36,7	39,1	37
19	28	20	359,0	185,0	34	0,74	21	25	36,2	37,2	39,5	38
20	26	20	379,0	195,0	31	0,72	19	22	35,4	36,1	38,5	37
21	29	20	399,0	205,0	35	0,70	20	24	36,1	37,0	39,3	37
22	32	20	419,0	215,0	38	0,68	22	26	36,7	37,9	40,1	38
23	34	20	439,0	225,0	41	0,67	23	27	37,1	38,3	40,5	39
24	35	20	459,0	235,0	42	0,65	23	27	37,1	38,4	40,5	39
25	34	20	479,0	245,0	41	0,64	22	26	36,7	37,8	40,0	38
26	35	20	499,0	255,0	42	0,63	22	26	36,8	37,9	40,1	38
27	39	20	519,0	265,0	47	0,61	24	29	37,6	39,0	41,0	39
28	48	20	539,0	275,0	58	0,60	29	35	39,6	41,4	43,1	41
29	53	20	559,0	285,0	64	0,59	31	38	40,6	42,4	44,1	42
30	57	20	579	295	68	0,58	33	40	41,3	43,2	44,8	43

Correções de medidas de N_{SPT} e estimativa de parâmetros geotécnicos - Sondagem SPT: P8

Prof. (m)	N_{SPT}	γ (kN/m ³)	σ_{v0} (kN/m ²)	σ_{v0}' (kN/m ²)	N_{60}	C_N	N_1	$(N_1)_{60}$	ϕ' (°) - Godoy (1983)	ϕ' (°) - Teixeira (1996)	ϕ' (°) - Hatanaka e Uchida (1996)	ϕ' (°) - Média
1	3	18	18,0	18,0	4	2,00	6	7	30,4	27,0	30,5	29
2	4	18	36,0	31,0	5	1,80	7	9	30,9	28,1	31,5	30
3	4	18	54,0	39,0	5	1,60	6	8	30,6	27,4	30,9	30
4	5	18	72,0	47,0	6	1,46	7	9	30,9	28,2	31,6	30
5	3	18	90,0	55,0	4	1,35	4	5	29,6	24,9	28,6	28
6	4	18	108,0	63,0	5	1,26	5	6	30,0	26,0	29,7	29
7	7	18	126,0	71,0	8	1,19	8	10	31,3	29,1	32,4	31
8	8	18	144,0	79,0	10	1,13	9	11	31,6	29,7	32,9	31
9	3	18	162,0	87,0	4	1,07	3	4	29,3	23,8	27,7	27
10	7	18	180,0	95,0	8	1,03	7	9	30,9	28,1	31,5	30
11	8	18	198,0	103,0	10	0,99	8	9	31,2	28,8	32,1	31
12	7	18	216,0	111,0	8	0,95	7	8	30,7	27,6	31,1	30
13	10	19	235,0	120,0	12	0,91	9	11	31,7	29,8	33,0	31
14	15	19	254,0	129,0	18	0,88	13	16	33,3	32,8	35,6	34
15	20	20	274,0	139,0	24	0,85	17	20	34,8	35,2	37,7	36
16	25	20	294,0	149,0	30	0,82	20	25	36,2	37,2	39,5	38
17	28	20	314,0	159,0	34	0,79	22	27	36,9	38,1	40,3	38
18	3	15	329,0	164,0	4	0,78	2	3	28,9	22,5	26,6	26
19	6	17	346,0	171,0	7	0,76	5	6	29,8	25,5	29,2	28
20	4	15	361,0	176,0	5	0,75	3	4	29,2	23,5	27,5	27
21	4	15	376,0	181,0	5	0,74	3	4	29,2	23,4	27,4	27
22	3	15	391,0	186,0	4	0,73	2	3	28,9	22,3	26,4	26
23	7	17	408,0	193,0	8	0,72	5	6	30,0	26,0	29,6	29
24	8	17	425,0	200,0	10	0,71	6	7	30,3	26,7	30,2	29
25	13	19	444,0	209,0	16	0,69	9	11	31,6	29,7	32,9	31
26	16	19	463,0	218,0	19	0,68	11	13	32,3	31,1	34,2	33
27	20	20	483,0	228,0	24	0,66	13	16	33,3	32,8	35,6	34
28	32	20	503,0	238,0	38	0,65	21	25	36,3	37,3	39,6	38
29	39	21	524,0	249,0	47	0,63	25	30	37,9	39,4	41,4	40
30	48	21	545	260	58	0,62	30	36	39,9	41,7	43,5	42
31	51	21	566	271	61	0,61	31	37	40,4	42,3	43,9	42

Correções de medidas de N_{SPT} e estimativa de parâmetros geotécnicos - Sondagem SPT: P9

Prof. (m)	N_{SPT}	γ (kN/m ³)	σ_{v0} (kN/m ²)	σ_{v0}' (kN/m ²)	N_{60}	C_N	N_1	$(N_1)_{60}$	ϕ' (°) - Godoy (1983)	ϕ' (°) - Teixeira (1996)	ϕ' (°) - Hatanaka e Uchida (1996)	ϕ' (°) - Média
1	3	18	18,0	18,0	4	2,00	6	7	30,4	27,0	30,5	29
2	3	18	36,0	32,4	4	1,76	5	6	30,1	26,2	29,9	29
3	3	18	54,0	40,4	4	1,57	5	6	29,9	25,6	29,3	28
4	3	18	72,0	48,4	4	1,44	4	5	29,7	25,2	28,9	28
5	3	18	90,0	56,4	4	1,33	4	5	29,6	24,8	28,6	28
6	4	18	108,0	64,4	5	1,25	5	6	30,0	25,9	29,6	29
7	4	18	126,0	72,4	5	1,18	5	6	29,9	25,6	29,3	28
8	5	18	144,0	80,4	6	1,12	6	7	30,2	26,6	30,2	29
9	6	18	162,0	88,4	7	1,06	6	8	30,6	27,4	30,9	30
10	9	19	181,0	97,4	11	1,01	9	11	31,6	29,8	33,0	31
11	13	19	200,0	106,4	16	0,97	13	15	33,0	32,4	35,3	34
12	18	19	219,0	115,4	22	0,93	17	20	34,7	35,1	37,6	36
13	26	20	239,0	125,4	31	0,89	23	28	37,3	38,6	40,7	39
14	26	20	259,0	135,4	31	0,86	22	27	36,9	38,2	40,3	38
15	31	20	279,0	145,4	37	0,83	26	31	38,3	39,8	41,8	40
16	29	20	299,0	155,4	35	0,80	23	28	37,3	38,6	40,7	39
17	27	21	320,0	166,4	32	0,78	21	25	36,4	37,4	39,7	38
18	27	21	341,0	177,4	32	0,75	20	24	36,1	37,1	39,4	38
19	37	21	362,0	188,4	44	0,73	27	32	38,8	40,4	42,3	41
20	43	21	383,0	199,4	52	0,71	30	37	40,2	42,0	43,7	42
21	34	21	404,0	210,4	41	0,69	23	28	37,4	38,7	40,8	39
22	38	21	425,0	221,4	46	0,67	26	31	38,2	39,8	41,7	40
23	39	21	446,0	232,4	47	0,66	26	31	38,2	39,8	41,7	40
24	43	20	466,0	242,4	52	0,64	28	33	39,0	40,7	42,6	41
25	35	20	486,0	252,4	42	0,63	22	26	36,8	38,0	40,2	38
26	41	20	506,0	262,4	49	0,62	25	30	38,1	39,6	41,6	40
27	45	20	526,0	272,4	54	0,61	27	33	38,9	40,6	42,4	41
28	48	20	546,0	282,4	58	0,60	29	34	39,4	41,2	43,0	41
29	51	20	566,0	292,4	61	0,58	30	36	39,9	41,8	43,5	42
30	59	20	586	302,4	71	0,58	34	41	41,6	43,5	45,0	43

Correções de medidas de N_{SPT} e estimativa de parâmetros geotécnicos - Sondagem SPT: P10

Prof. (m)	N_{SPT}	γ (kN/m ³)	σ_{v0} (kN/m ²)	σ_{v0}' (kN/m ²)	N_{60}	C_N	N_1	$(N_1)_{60}$	φ' (°) - Godoy (1983)	φ' (°) - Teixeira (1996)	φ' (°) - Hatanaka e Uchida (1996)	φ' (°) - Média
1	3	18	18,0	18,0	4	2,00	6	7	30,4	27,0	30,5	29
2	5	18	36,0	32,8	6	1,75	9	10	31,5	29,5	32,7	31
3	3	18	54,0	40,8	4	1,57	5	6	29,9	25,6	29,3	28
4	5	18	72,0	48,8	6	1,43	7	9	30,9	28,1	31,5	30
5	7	18	90,0	56,8	8	1,33	9	11	31,7	29,9	33,1	32
6	8	18	108,0	64,8	10	1,24	10	12	32,0	30,4	33,6	32
7	9	19	127,0	73,8	11	1,16	10	13	32,2	30,9	33,9	32
8	9	19	146,0	82,8	11	1,10	10	12	32,0	30,4	33,5	32
9	14	19	165,0	91,8	17	1,04	15	18	33,8	33,7	36,4	35
10	17	19	184,0	100,8	20	1,00	17	20	34,8	35,2	37,7	36
11	20	20	204,0	110,8	24	0,95	19	23	35,6	36,4	38,7	37
12	25	20	224,0	120,8	30	0,91	23	27	37,1	38,4	40,5	39
13	27	20	244,0	130,8	32	0,87	24	28	37,4	38,8	40,9	39
14	5	15	259,0	135,8	6	0,86	4	5	29,7	25,1	28,9	28
15	3	15	274,0	140,8	4	0,84	3	3	29,0	22,8	26,8	26
16	5	15	289,0	145,8	6	0,83	4	5	29,7	25,0	28,7	28
17	6	17	306,0	152,8	7	0,81	5	6	29,9	25,8	29,5	28
18	9	17	323,0	159,8	11	0,79	7	9	30,8	28,1	31,5	30
19	8	17	340,0	166,8	10	0,77	6	7	30,5	27,2	30,7	29
20	14	19	359,0	175,8	17	0,75	11	13	32,2	30,9	34,0	32
21	16	19	378,0	184,8	19	0,74	12	14	32,7	31,8	34,7	33
22	20	21	399,0	195,8	24	0,71	14	17	33,7	33,5	36,3	34
23	27	20	419,0	205,8	32	0,70	19	23	35,5	36,3	38,6	37
24	28	20	439,0	215,8	34	0,68	19	23	35,6	36,4	38,8	37
25	31	20	459,0	225,8	37	0,67	21	25	36,3	37,3	39,5	38
26	37	20	479,0	235,8	44	0,65	24	29	37,6	39,0	41,1	39
27	38	20	499,0	245,8	46	0,64	24	29	37,7	39,1	41,2	39
28	38	20	519,0	255,8	46	0,63	24	29	37,5	38,9	41,0	39
29	41	20	539,0	265,8	49	0,61	25	30	38,1	39,6	41,6	40
30	43	20	559	275,8	52	0,60	26	31	38,4	39,9	41,9	40
31	48	20	579	285,8	58	0,59	28	34	39,4	41,1	42,9	41

**APÊNDICE C – Capacidade de Carga Admissível
para Área de Influência 1**

Capacidade de carga admissível para Área de Influência 1 - HC Ø70

Prof (m)	Aoki e Velloso (1975)			Monteiro (1997)			Décourt e Quaresma (1978)			Média dos métodos		
	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)
1	1,53	1,07	23,31	2,20	1,54	24,25	3,16	2,21	7,05	2,29	1,61	18,20
2	5,09	3,57	64,85	5,87	4,11	37,08	7,23	5,06	25,95	6,06	4,24	42,63
3	9,30	6,51	80,56	10,20	7,14	45,38	11,83	8,28	33,93	10,44	7,31	53,29
4	13,74	9,62	85,13	14,77	10,34	52,23	16,64	11,65	39,95	15,05	10,53	59,11
5	17,33	12,13	90,61	18,46	12,92	59,23	20,73	14,51	39,57	18,84	13,19	63,13
6	21,86	15,30	102,86	23,12	16,19	71,58	25,60	17,92	49,39	23,53	16,47	74,61
7	27,63	19,34	124,21	29,05	20,34	83,89	31,51	22,05	61,77	29,40	20,58	89,96
8	33,11	23,17	174,56	35,37	24,76	96,68	37,82	26,48	70,69	35,43	24,80	113,97
9	39,56	27,69	186,81	42,81	29,96	109,08	45,07	31,55	83,78	42,48	29,73	126,56
10	45,30	31,71	202,47	49,42	34,60	122,20	51,63	36,14	86,08	48,78	34,15	136,92
11	51,97	36,38	216,16	57,11	39,98	137,21	59,08	41,36	99,09	56,05	39,24	150,82
12	59,26	41,48	243,55	65,52	45,86	154,65	67,13	46,99	110,90	63,97	44,78	169,70
13	67,41	47,19	273,02	74,91	52,44	173,49	75,99	53,20	124,91	72,77	50,94	190,47
14	76,64	53,65	308,99	85,55	59,88	195,51	85,88	60,12	141,24	82,69	57,88	215,25
15	87,14	61,00	349,36	97,65	68,36	219,13	96,98	67,89	160,01	93,93	65,75	242,83
16	98,88	69,22	393,87	111,18	77,83	242,33	109,26	76,48	179,67	106,44	74,51	271,96
17	112,04	78,43	423,23	126,35	88,44	265,65	122,89	86,02	201,85	120,43	84,30	296,91

**APÊNDICE D – Capacidade de Carga Admissível
para Área de Influência 2**

Capacidade de carga admissível para Área de Influência 2 - HC Ø70

Prof (m)	Aoki e Velloso (1975)			Monteiro (1997)			Décourt e Quaresma (1978)			Média dos métodos		
	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)
1	2,40	1,68	28,40	3,45	2,41	21,34	4,33	3,03	10,43	3,39	2,37	20,05
2	4,46	3,12	31,52	6,41	4,49	25,23	8,20	5,74	13,45	6,36	4,45	23,40
3	6,96	4,87	36,88	10,01	7,01	30,32	12,67	8,87	19,03	9,88	6,92	28,74
4	10,09	7,06	42,87	14,52	10,16	36,30	17,99	12,59	25,96	14,20	9,94	35,04
5	12,89	9,02	49,98	18,54	12,98	41,86	22,85	16,00	29,97	18,09	12,66	40,60
6	16,50	11,55	55,88	23,73	16,61	48,52	28,81	20,17	38,00	23,01	16,11	47,47
7	20,22	14,15	61,97	29,09	20,36	55,38	34,93	24,45	44,40	28,08	19,65	53,92
8	23,62	16,54	65,84	33,98	23,79	62,10	40,61	28,43	49,28	32,74	22,92	59,07
9	27,35	19,15	71,51	39,35	27,54	78,08	46,73	32,71	56,23	37,81	26,47	68,60
10	31,57	22,10	82,26	45,42	31,79	96,54	53,52	37,46	64,26	43,50	30,45	81,02
11	38,76	27,14	218,12	53,71	37,60	123,26	61,47	43,03	104,63	51,31	35,92	148,67
12	47,13	32,99	249,19	63,35	44,34	143,38	70,53	49,37	120,71	60,34	42,24	171,09
13	55,82	39,07	277,31	73,37	51,36	165,39	79,91	55,94	132,06	69,70	48,79	191,59
14	66,70	46,69	256,99	84,57	59,20	189,25	90,08	63,06	147,23	80,45	56,32	197,82
15	78,51	54,95	294,69	96,71	67,70	218,29	101,01	70,71	162,97	92,08	64,45	225,32
16	92,88	65,02	334,20	111,50	78,05	244,72	114,09	79,86	189,56	106,16	74,31	256,16
17	108,07	75,65	383,29	127,13	88,99	269,87	127,85	89,50	207,62	121,02	84,71	286,93
18	125,69	87,98	412,73	145,26	101,68	295,15	143,63	100,54	236,09	138,19	96,73	314,66

Capacidade de carga admissível para Área de Influência 2 - HC Ø100

Prof (m)	Aoki e Velloso (1975)			Monteiro (1997)			Décourt e Quaresma (1978)			Média dos métodos		
	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)
1	3,42	2,40	56,49	4,92	3,45	42,30	6,18	4,33	18,63	4,84	3,39	39,14
2	6,37	4,46	61,59	9,16	6,41	48,78	11,72	8,20	22,43	9,08	6,36	44,27
3	9,94	6,96	71,01	14,30	10,01	56,79	18,10	12,67	31,09	14,11	9,88	52,96
4	14,42	10,09	81,31	20,74	14,52	66,11	25,70	17,99	41,97	20,28	14,20	63,13
5	18,41	12,89	94,11	26,48	18,54	74,57	32,65	22,85	47,17	25,85	18,09	71,95
6	23,57	16,50	103,94	33,90	23,73	84,19	41,16	28,81	59,91	32,88	23,01	82,68
7	28,88	20,22	114,10	41,55	29,09	94,70	49,89	34,93	69,23	40,11	28,08	92,68
8	33,75	23,62	119,91	48,55	33,98	118,44	58,02	40,61	75,71	46,77	32,74	104,69
9	39,08	27,35	129,19	56,21	39,35	145,67	66,76	46,73	86,14	54,02	37,81	120,33
10	45,10	31,57	148,56	64,88	45,42	176,35	76,45	53,52	98,37	62,15	43,50	141,09
11	55,38	38,76	421,40	76,73	53,71	216,62	87,81	61,47	175,89	73,31	51,31	271,30
12	67,33	47,13	479,70	90,50	63,35	250,11	100,76	70,53	203,16	86,19	60,34	310,99
13	79,74	55,82	531,77	104,81	73,37	286,10	114,15	79,91	220,58	99,57	69,70	346,15
14	95,29	66,70	483,62	120,81	84,57	326,05	128,68	90,08	245,31	114,93	80,45	351,66
15	112,15	78,51	553,35	138,16	96,71	371,14	144,30	101,01	270,74	131,54	92,08	398,41
16	132,69	92,88	625,17	159,29	111,50	415,38	162,99	114,09	317,00	151,65	106,16	452,52
17	154,39	108,07	716,05	181,62	127,13	463,19	182,65	127,85	345,43	172,89	121,02	508,23
18	179,55	125,69	765,35	207,51	145,26	503,49	205,18	143,63	393,88	197,41	138,19	554,24

**APÊNDICE E – Capacidade de Carga Admissível
para Área de Influência 3**

Capacidade de carga admissível para Área de Influência 3 - HC Ø100

Prof (m)	Aoki e Velloso (1975)			Monteiro (1997)			Décourt e Quaresma (1978)			Média dos métodos		
	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)
1	10,76	7,53	254,49	11,07	7,75	148,07	10,53	7,37	91,20	10,79	7,55	164,59
2	19,50	13,65	282,98	20,06	14,04	157,46	19,39	13,57	84,97	19,65	13,76	175,14
3	31,62	22,13	265,08	32,53	22,77	165,26	31,06	21,74	121,95	31,74	22,22	184,10
4	38,77	27,14	257,29	39,89	27,93	170,44	38,59	27,01	92,25	39,09	27,36	173,33
5	45,72	32,00	255,56	47,04	32,93	166,85	45,96	32,17	98,08	46,24	32,37	173,50
6	56,80	39,76	281,13	58,44	40,91	168,70	56,76	39,73	139,84	57,33	40,13	196,56
7	65,69	45,98	296,82	67,59	47,32	167,04	65,74	46,02	132,44	66,34	46,44	198,77
8	70,50	49,35	147,70	74,51	52,15	162,78	73,78	51,65	91,25	72,93	51,05	133,91
9	74,09	51,86	143,23	79,67	55,77	164,23	80,19	56,13	93,24	77,98	54,59	133,57
10	78,14	54,70	139,68	85,50	59,85	167,17	87,21	61,05	101,95	83,62	58,53	136,27
11	83,00	58,10	270,13	91,10	63,77	173,73	93,41	65,39	135,08	89,17	62,42	192,98
12	88,13	61,69	254,10	97,01	67,91	174,79	99,87	69,91	143,83	95,00	66,50	190,91
13	92,08	64,46	246,35	101,57	71,10	176,58	105,20	73,64	139,08	99,62	69,73	187,34
14	95,96	67,17	234,50	106,04	74,23	180,16	110,47	77,33	143,71	104,15	72,91	186,12
15	99,77	69,84	252,01	110,43	77,30	193,38	115,66	80,97	148,31	108,62	76,03	197,90
16	104,87	73,41	286,46	116,31	81,42	209,60	122,10	85,47	165,83	114,42	80,10	220,63
17	111,21	77,85	325,53	123,62	86,53	225,46	129,71	90,80	184,08	121,51	85,06	245,02
18	117,77	82,44	374,90	131,18	91,82	239,55	137,52	96,27	193,73	128,82	90,18	269,39
19	126,47	88,53	398,89	141,20	98,84	255,14	147,38	103,16	221,94	138,35	96,84	291,99

**APÊNDICE F – Capacidade de Carga Admissível
para Área de Influência 4**

Capacidade de carga admissível para Área de Influência 4 - HC Ø100

Prof (m)	Aoki e Velloso (1975)			Monteiro (1997)			Décourt e Quaresma (1978)			Média dos métodos		
	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)
1	7,64	5,35	217,46	7,86	5,51	128,41	7,94	5,56	65,27	7,82	5,47	137,05
2	16,78	11,75	224,93	17,27	12,09	139,71	17,13	11,99	85,69	17,06	11,94	150,11
3	24,98	17,48	244,56	25,70	17,99	153,26	25,53	17,87	86,97	25,40	17,78	161,60
4	33,99	23,80	259,03	34,98	24,48	168,78	34,61	24,23	102,24	34,53	24,17	176,68
5	43,79	30,65	283,67	45,06	31,54	181,31	44,35	31,04	117,81	44,40	31,08	194,26
6	53,76	37,63	319,99	55,32	38,72	182,59	54,23	37,96	129,02	54,44	38,11	210,53
7	65,94	46,16	361,17	67,85	47,50	181,56	65,95	46,16	157,29	66,58	46,61	233,34
8	79,22	55,45	319,43	81,51	57,06	177,93	78,58	55,01	178,15	79,77	55,84	225,17
9	81,30	56,91	151,50	84,51	59,16	160,93	82,96	58,07	90,54	82,92	58,05	134,32
10	83,64	58,55	114,60	87,87	61,51	153,59	87,68	61,37	96,17	86,40	60,48	121,45
11	84,79	59,35	113,58	89,53	62,67	148,19	90,80	63,56	94,99	88,37	61,86	118,92
12	86,49	60,54	111,55	91,97	64,38	144,26	94,65	66,26	100,82	91,03	63,72	118,88
13	88,15	61,71	118,94	94,36	66,05	141,28	98,47	68,93	104,52	93,66	65,56	121,58
14	90,33	63,23	129,49	97,50	68,25	139,56	102,97	72,08	110,91	96,94	67,85	126,65
15	93,53	65,47	148,12	102,11	71,47	154,49	108,86	76,20	120,50	101,50	71,05	141,04
16	97,98	68,58	170,27	108,50	75,95	181,99	116,41	81,49	132,57	107,63	75,34	161,61
17	103,34	72,34	196,78	116,22	81,35	212,35	125,21	87,65	144,73	114,93	80,45	184,62
18	113,25	79,28	453,72	127,64	89,35	250,43	136,22	95,35	221,16	125,71	87,99	308,44
19	124,35	87,05	544,50	140,43	98,30	283,18	148,36	103,85	243,49	137,72	96,40	357,06
20	140,68	98,47	503,28	157,23	110,06	313,44	163,54	114,48	285,98	153,82	107,67	367,57

**APÊNDICE G – Capacidade de Carga Admissível
para Área de Influência 5**

Capacidade de carga admissível para Área de Influência 5 - HC Ø90

Prof (m)	Aoki e Velloso (1975)			Monteiro (1997)			Décourt e Quaresma (1978)			Média dos métodos		
	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)
1	8,16	5,72	167,61	9,41	6,59	65,10	9,19	6,43	72,17	8,92	6,25	101,63
2	9,41	6,58	52,10	11,20	7,84	46,72	12,28	8,59	16,34	10,96	7,67	38,39
3	10,93	7,65	33,66	13,39	9,37	41,16	15,74	11,02	20,72	13,35	9,35	31,85
4	12,71	8,90	33,60	15,95	11,16	41,30	19,55	13,69	25,38	16,07	11,25	33,43
5	13,58	9,51	35,40	17,21	12,05	42,17	22,14	15,50	25,01	17,65	12,35	34,19
6	15,29	10,71	40,74	19,67	13,77	48,56	25,86	18,10	31,45	20,27	14,19	40,25
7	17,80	12,46	51,12	23,27	16,29	57,84	30,65	21,45	38,85	23,90	16,73	49,27
8	20,25	14,17	59,62	26,80	18,76	63,58	35,36	24,75	43,39	27,47	19,23	55,53
9	24,97	17,48	121,40	31,65	22,15	76,98	40,71	28,49	72,54	32,44	22,71	90,31
10	29,15	20,40	144,84	35,95	25,16	87,79	45,60	31,92	73,82	36,90	25,83	102,15
11	35,68	24,97	157,88	42,67	29,87	101,01	52,46	36,72	96,53	43,60	30,52	118,47
12	41,26	28,88	181,87	48,41	33,89	115,72	58,52	40,97	96,22	49,40	34,58	131,27
13	47,89	33,53	185,38	55,24	38,67	133,36	65,47	45,83	110,24	56,20	39,34	143,00
14	54,01	37,80	205,67	61,53	43,07	154,25	71,98	50,38	113,24	62,50	43,75	157,72
15	60,55	42,38	273,66	69,07	48,35	170,69	79,62	55,73	130,06	69,74	48,82	191,47
16	68,55	47,98	338,57	78,29	54,80	187,31	88,65	62,06	150,38	78,50	54,95	225,42
17	79,21	55,45	404,35	90,58	63,41	206,05	100,22	70,15	182,46	90,00	63,00	264,29
18	86,22	60,35	220,92	102,95	72,06	214,50	112,76	78,93	139,80	100,64	70,45	191,74
19	94,36	66,06	236,45	117,32	82,12	233,23	127,10	88,97	158,52	112,93	79,05	209,40

Capacidade de carga admissível para Área de Influência 5 - HC Ø100

Prof (m)	Aoki e Velloso (1975)			Monteiro (1997)			Décourt e Quaresma (1978)			Média dos métodos		
	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)
1	9,07	6,35	205,91	10,46	7,32	79,21	10,21	7,15	87,97	9,91	6,94	124,36
2	10,45	7,32	63,16	12,44	8,71	56,30	13,64	9,55	18,66	12,18	8,52	46,04
3	12,14	8,50	40,20	14,88	10,41	49,16	17,49	12,24	23,64	14,84	10,39	37,67
4	14,12	9,89	39,91	17,72	12,41	49,02	21,72	15,21	28,92	17,86	12,50	39,28
5	15,09	10,57	42,03	19,12	13,38	49,94	24,60	17,22	28,14	19,61	13,72	40,04
6	16,99	11,89	48,40	21,85	15,30	57,52	28,73	20,11	35,63	22,52	15,77	47,19
7	19,78	13,84	60,92	25,86	18,10	68,54	34,05	23,84	44,17	26,56	18,59	57,88
8	22,50	15,75	71,11	29,77	20,84	75,19	39,29	27,50	49,20	30,52	21,37	65,16
9	27,74	19,42	146,79	35,17	24,62	91,13	45,23	31,66	84,53	36,04	25,23	107,48
10	32,38	22,67	175,21	39,94	27,96	103,95	50,67	35,47	85,50	41,00	28,70	121,55
11	39,64	27,75	190,51	47,41	33,19	119,44	58,29	40,80	112,70	48,44	33,91	140,88
12	45,84	32,09	219,43	53,79	37,66	136,88	65,03	45,52	111,56	54,89	38,42	155,96
13	53,21	37,25	222,95	61,38	42,96	157,83	72,74	50,92	128,02	62,44	43,71	169,60
14	60,01	42,01	247,24	68,37	47,86	182,83	79,97	55,98	130,92	69,45	48,61	187,00
15	67,27	47,09	330,38	76,74	53,72	202,20	88,46	61,92	150,74	77,49	54,25	227,77
16	76,16	53,32	409,53	86,99	60,89	221,58	98,50	68,95	174,71	87,22	61,05	268,61
17	88,01	61,61	489,41	100,64	70,45	243,20	111,35	77,95	212,89	100,00	70,00	315,17
18	95,80	67,06	262,10	114,39	80,07	252,10	125,29	87,70	158,67	111,82	78,28	224,29
19	104,85	73,39	280,26	130,36	91,25	273,45	141,22	98,86	180,01	125,48	87,83	244,58

**APÊNDICE H – Capacidade de Carga Admissível
para Área de Influência 6**

Capacidade de carga admissível para Área de Influência 6 - HC Ø90

Prof (m)	Aoki e Velloso (1975)			Monteiro (1997)			Décourt e Quaresma (1978)			Média dos métodos		
	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)
1	5,70	3,99	172,12	6,57	4,60	87,32	6,84	4,79	50,78	6,37	4,46	103,41
2	10,36	7,25	169,65	11,94	8,36	94,27	12,69	8,88	48,63	11,66	8,16	104,18
3	14,87	10,41	168,57	17,14	12,00	95,35	18,40	12,88	53,21	16,80	11,76	105,71
4	20,04	14,03	202,37	23,10	16,17	100,20	24,74	17,32	64,66	22,63	15,84	122,41
5	27,37	19,16	234,01	31,55	22,09	107,89	33,14	23,20	89,68	30,69	21,48	143,86
6	32,17	22,52	107,89	38,45	26,91	107,35	41,01	28,71	56,70	37,21	26,05	90,65
7	37,33	26,13	119,76	45,88	32,12	113,97	49,38	34,57	66,29	44,20	30,94	100,00
8	43,86	30,70	143,80	55,26	38,69	120,63	59,58	41,71	80,93	52,90	37,03	115,12
9	52,16	36,51	147,82	67,20	47,04	133,50	72,17	50,52	99,33	63,84	44,69	126,88
10	56,47	39,53	142,86	73,40	51,38	140,32	79,39	55,57	93,50	69,75	48,83	125,56
11	61,14	42,80	123,21	80,12	56,09	146,85	87,09	60,97	102,38	76,12	53,28	124,15
12	66,69	46,68	211,23	85,83	60,08	157,17	93,13	65,19	130,60	81,88	57,32	166,34
13	72,86	51,00	211,50	92,19	64,53	167,11	99,69	69,78	141,36	88,25	61,77	173,32
14	79,62	55,74	226,37	99,14	69,40	179,30	106,74	74,72	152,38	95,17	66,62	186,01
15	86,25	60,38	243,22	105,97	74,18	191,70	113,68	79,58	158,44	101,97	71,38	197,79
16	93,79	65,65	260,61	113,72	79,61	197,89	121,37	84,96	172,24	109,63	76,74	210,25
17	101,86	71,31	285,90	122,03	85,42	205,53	129,52	90,66	184,02	117,80	82,46	225,15
18	110,79	77,55	313,78	131,22	91,85	216,79	138,37	96,86	198,63	126,79	88,75	243,06
19	117,02	81,91	205,36	140,17	98,12	215,04	148,17	103,72	168,54	135,12	94,58	196,32
20	122,94	86,06	216,63	148,69	104,08	223,30	157,55	110,29	176,92	143,06	100,14	205,62
21	129,53	90,67	226,43	155,63	108,94	220,90	167,85	117,49	189,43	151,00	105,70	212,25
22	136,40	95,48	237,35	162,86	114,00	229,48	178,51	124,96	200,98	159,25	111,48	222,61

Capacidade de carga admissível para Área de Influência 6 - HC Ø100

Prof (m)	Aoki e Velloso (1975)			Monteiro (1997)			Décourt e Quaresma (1978)			Média dos métodos		
	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)
1	6,33	4,43	211,79	7,30	5,11	106,99	7,60	5,32	61,85	7,07	4,95	126,88
2	11,51	8,05	208,17	13,26	9,28	114,91	14,10	9,87	58,47	12,96	9,07	127,18
3	16,52	11,56	206,28	19,04	13,33	115,60	20,45	14,31	63,42	18,67	13,07	128,43
4	22,27	15,59	247,36	25,67	17,97	120,85	27,49	19,24	76,78	25,14	17,60	148,33
5	30,41	21,29	285,52	35,06	24,54	129,30	36,82	25,77	106,63	34,10	23,87	173,82
6	35,74	25,02	129,23	42,72	29,90	127,79	45,57	31,90	64,94	41,34	28,94	107,32
7	41,48	29,04	143,24	50,98	35,68	135,03	54,87	38,41	75,74	49,11	34,38	118,00
8	48,73	34,11	172,11	61,41	42,98	142,10	66,20	46,34	92,56	58,78	41,14	135,59
9	57,95	40,57	176,05	74,67	52,27	156,51	80,19	56,13	113,72	70,94	49,66	148,76
10	62,74	43,92	169,40	81,56	57,09	164,17	88,21	61,75	105,63	77,50	54,25	146,40
11	67,93	47,55	144,57	89,03	62,32	171,40	96,77	67,74	115,64	84,57	59,20	143,87
12	74,10	51,87	252,55	95,37	66,76	183,44	103,48	72,44	149,74	90,98	63,69	195,24
13	80,96	56,67	252,12	102,43	71,70	194,93	110,77	77,54	162,21	98,05	68,64	203,09
14	88,47	61,93	269,64	110,16	77,11	209,11	118,60	83,02	174,94	105,74	74,02	217,90
15	95,84	67,09	289,63	117,74	82,42	223,58	126,31	88,42	181,57	113,30	79,31	231,59
16	104,21	72,95	310,16	126,36	88,45	230,27	134,86	94,40	197,66	121,81	85,27	246,03
17	113,18	79,23	340,39	135,59	94,91	238,67	143,91	100,73	211,20	130,89	91,62	263,42
18	123,10	86,17	373,70	145,80	102,06	251,44	153,74	107,62	228,14	140,88	98,62	284,42
19	130,02	91,01	239,09	155,75	109,02	248,18	164,63	115,24	189,79	150,13	105,09	225,68
20	136,60	95,62	252,27	165,21	115,65	257,32	175,06	122,54	198,97	158,95	111,27	236,19
21	143,92	100,75	263,55	172,92	121,04	253,51	186,50	130,55	213,14	167,78	117,45	243,40
22	151,55	106,09	276,19	180,95	126,67	263,21	198,34	138,84	226,09	176,95	123,86	255,16

**APÊNDICE I – Capacidade de Carga Admissível
para Área de Influência 7**

Capacidade de carga admissível para Área de Influência 7 - HC Ø100

Prof (m)	Aoki e Velloso (1975)			Monteiro (1997)			Décourt e Quaresma (1978)			Média dos métodos		
	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)
1	4,35	3,05	81,34	6,26	4,38	61,60	7,43	5,20	23,25	6,01	4,21	55,39
2	9,24	6,47	90,53	13,29	9,30	72,81	15,58	10,91	33,36	12,70	8,89	65,56
3	14,63	10,24	106,19	21,05	14,73	85,72	24,42	17,09	44,03	20,03	14,02	78,65
4	20,83	14,58	127,14	29,97	20,98	99,68	34,34	24,04	56,88	28,38	19,86	94,57
5	28,37	19,86	146,88	40,82	28,57	127,07	46,07	32,25	73,50	38,42	26,89	115,82
6	35,96	25,17	162,48	51,74	36,22	153,54	57,86	40,50	85,46	48,52	33,96	133,83
7	43,60	30,52	172,68	62,73	43,91	179,53	69,72	48,81	97,51	58,69	41,08	149,91
8	54,92	38,45	440,15	75,77	53,04	217,33	82,07	57,45	179,08	70,92	49,65	278,85
9	65,16	45,61	454,32	87,57	61,30	242,15	93,39	65,37	181,13	82,04	57,43	292,53
10	76,29	53,41	473,56	100,41	70,29	265,69	105,57	73,90	201,01	94,09	65,86	313,42
11	88,29	61,80	512,05	114,24	79,97	289,68	118,57	83,00	221,41	107,03	74,92	341,04
12	100,75	70,53	541,38	128,60	90,02	313,01	132,00	92,40	238,82	120,45	84,32	364,40
13	115,10	80,57	467,06	143,36	100,35	338,98	145,53	101,87	253,12	134,66	94,26	353,05
14	128,75	90,12	476,79	157,41	110,18	369,59	158,47	110,93	260,84	148,21	103,75	369,07
15	142,52	99,76	496,46	171,58	120,10	397,28	171,52	120,06	274,81	161,87	113,31	389,51
16	155,69	108,98	645,39	186,76	130,73	429,46	185,64	129,94	298,53	176,03	123,22	457,79
17	171,60	120,12	723,33	205,10	143,57	459,84	202,36	141,65	338,76	193,02	135,12	507,31
18	188,86	132,20	800,99	224,99	157,50	492,07	220,37	154,26	368,31	211,41	147,99	553,79
19	207,11	144,98	841,13	246,02	172,22	522,48	239,32	167,52	395,71	230,82	161,57	586,44

**APÊNDICE J – Capacidade de Carga Admissível
para Área de Influência 8**

Capacidade de carga admissível para Área de Influência 8 – HC Ø70

Prof (m)	Aoki e Velloso (1975)			Monteiro (1997)			Décourt e Quaresma (1978)			Média dos métodos		
	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)
1	2,56	1,79	78,43	2,95	2,06	45,33	3,53	2,47	18,88	3,01	2,11	47,55
2	6,07	4,25	99,01	7,00	4,90	57,57	7,98	5,59	29,06	7,02	4,91	61,88
3	11,15	7,81	137,19	12,85	9,00	73,72	13,92	9,74	44,42	12,64	8,85	85,11
4	18,61	13,03	148,57	20,53	14,37	85,31	21,24	14,87	60,41	20,13	14,09	98,10
5	27,62	19,34	180,66	29,80	20,86	88,98	29,84	20,89	77,14	29,09	20,36	115,59
6	37,39	26,17	152,92	39,85	27,89	88,60	39,08	27,36	90,36	38,77	27,14	110,62
7	38,03	26,62	68,86	40,77	28,54	77,38	41,04	28,73	42,66	39,94	27,96	62,97
8	39,27	27,49	49,80	42,56	29,79	71,28	43,82	30,67	47,00	41,89	29,32	56,03
9	40,09	28,07	51,29	43,74	30,62	65,87	46,03	32,22	48,11	43,29	30,30	55,09
10	40,90	28,63	49,57	44,91	31,44	59,22	48,22	33,75	50,27	44,68	31,27	53,02
11	41,50	29,05	52,31	45,77	32,04	55,60	50,12	35,08	51,64	45,80	32,06	53,19
12	42,87	30,01	56,52	47,74	33,42	61,40	53,07	37,15	56,56	47,89	33,53	58,16
13	44,41	31,09	65,25	49,96	34,97	70,80	56,24	39,37	60,16	50,20	35,14	65,40
14	48,37	33,86	113,76	54,03	37,82	86,38	60,64	42,44	81,40	54,34	38,04	93,84
15	53,13	37,19	137,99	58,93	41,25	103,56	65,71	45,99	90,73	59,26	41,48	110,76
16	58,96	41,27	173,96	64,92	45,45	116,19	71,66	50,16	102,25	65,18	45,63	130,80
17	68,08	47,66	218,69	74,31	52,02	132,39	80,36	56,25	128,26	74,25	51,98	159,78
18	74,81	52,37	154,42	83,99	58,79	142,47	90,52	63,37	107,64	83,11	58,17	134,85
19	82,91	58,04	173,36	95,64	66,95	157,99	102,53	71,77	123,15	93,69	65,59	151,50
20	91,34	63,94	187,78	107,77	75,44	172,73	114,99	80,49	136,45	104,70	73,29	165,65

Capacidade de carga admissível para Área de Influência 8 – HC Ø90

Prof (m)	Aoki e Velloso (1975)			Monteiro (1997)			Décourt e Quaresma (1978)			Média dos métodos		
	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)
1	3,29	2,30	128,72	3,79	2,65	79,18	4,54	3,18	29,91	3,87	2,71	79,27
2	7,80	5,46	161,44	9,00	6,30	98,10	10,26	7,18	45,10	9,02	6,31	101,55
3	14,34	10,04	222,68	16,53	11,57	115,40	17,90	12,53	68,31	16,25	11,38	135,46
4	23,93	16,75	238,75	26,40	18,48	122,18	27,31	19,11	92,06	25,88	18,11	150,99
5	35,51	24,86	288,50	38,32	26,82	125,69	38,37	26,86	116,55	37,40	26,18	176,91
6	48,07	33,65	239,04	51,24	35,86	122,88	50,25	35,17	135,01	49,85	34,90	165,64
7	48,89	34,22	99,86	52,41	36,69	106,88	52,77	36,94	55,45	51,36	35,95	87,40
8	50,50	35,35	67,90	54,72	38,31	102,90	56,34	39,44	61,60	53,85	37,70	77,46
9	51,55	36,09	70,05	56,24	39,37	100,39	59,18	41,42	62,63	55,66	38,96	77,69
10	52,59	36,81	66,92	57,74	40,42	96,66	61,99	43,39	65,40	57,44	40,21	76,32
11	53,36	37,35	71,23	58,85	41,19	96,38	64,44	45,11	66,96	58,88	41,22	78,19
12	55,12	38,59	77,68	61,38	42,97	98,20	68,23	47,76	74,00	61,58	43,10	83,29
13	57,10	39,97	91,55	64,23	44,96	106,54	72,31	50,62	78,79	64,55	45,18	92,29
14	62,19	43,53	170,28	69,46	48,62	128,49	77,96	54,57	112,28	69,87	48,91	137,02
15	68,32	47,82	208,59	75,77	53,04	142,95	84,48	59,14	125,84	76,19	53,33	159,13
16	75,81	53,06	265,91	83,47	58,43	160,00	92,14	64,50	142,69	83,81	58,66	189,53
17	87,54	61,27	336,50	95,54	66,88	181,28	103,32	72,33	182,50	95,47	66,83	233,43
18	96,18	67,33	227,79	107,98	75,59	193,74	116,38	81,47	144,69	106,85	74,80	188,74
19	106,60	74,62	256,12	122,97	86,08	217,31	131,83	92,28	165,91	120,46	84,33	213,11
20	117,44	82,21	276,86	138,56	96,99	240,50	147,84	103,49	183,32	134,61	94,23	233,56

Capacidade de carga admissível para Área de Influência 8 – HC Ø100

Prof (m)	Aoki e Velloso (1975)			Monteiro (1997)			Décourt e Quaresma (1978)			Média dos métodos		
	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)
1	3,65	2,56	158,50	4,21	2,95	97,28	5,05	3,53	36,36	4,30	3,01	97,38
2	8,67	6,07	198,34	10,00	7,00	120,01	11,40	7,98	54,42	10,02	7,02	124,26
3	15,93	11,15	273,15	18,36	12,85	140,43	19,89	13,92	82,12	18,06	12,64	165,23
4	26,59	18,61	291,80	29,33	20,53	147,58	30,34	21,24	110,28	28,75	20,13	183,22
5	39,46	27,62	351,79	42,57	29,80	150,44	42,63	29,84	139,15	41,56	29,09	213,79
6	53,41	37,39	289,18	56,93	39,85	145,38	55,83	39,08	160,47	55,39	38,77	198,34
7	54,32	38,03	117,25	58,24	40,77	125,48	58,63	41,04	61,94	57,06	39,94	101,56
8	56,11	39,27	77,59	60,80	42,56	120,28	62,60	43,82	69,09	59,84	41,89	88,99
9	57,28	40,09	80,12	62,49	43,74	117,00	65,75	46,03	70,01	61,84	43,29	89,04
10	58,43	40,90	76,12	64,15	44,91	112,20	68,88	48,22	73,08	63,82	44,68	87,13
11	59,29	41,50	81,34	65,38	45,77	111,72	71,60	50,12	74,71	65,42	45,80	89,26
12	61,25	42,87	89,10	68,20	47,74	113,65	75,81	53,07	82,93	68,42	47,89	95,23
13	63,45	44,41	105,97	71,37	49,96	123,60	80,34	56,24	88,34	71,72	50,20	105,97
14	69,10	48,37	202,54	77,18	54,03	150,05	86,62	60,64	129,00	77,63	54,34	160,53
15	75,91	53,13	249,08	84,19	58,93	167,13	93,87	65,71	144,93	84,65	59,26	187,05
16	84,23	58,96	318,93	92,75	64,92	187,22	102,37	71,66	164,79	93,12	65,18	223,65
17	97,26	68,08	404,63	106,16	74,31	212,01	114,80	80,36	212,55	106,08	74,25	276,40
18	106,87	74,81	269,35	119,98	83,99	225,85	129,32	90,52	164,26	118,72	83,11	219,82
19	118,44	82,91	303,03	136,63	95,64	253,10	146,47	102,53	188,56	133,85	93,69	248,23
20	130,49	91,34	327,30	153,96	107,77	279,81	164,27	114,99	208,06	149,57	104,70	271,72

**APÊNDICE L – Capacidade de Carga Admissível
para Área de Influência 9**

Capacidade de carga admissível para Área de Influência 9 – HC Ø70

Prof (m)	Aoki e Velloso (1975)			Monteiro (1997)			Décourt e Quaresma (1978)			Média dos métodos		
	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)
1	6,45	4,51	198,75	7,43	5,20	104,57	7,24	5,07	45,93	7,04	4,93	116,42
2	15,38	10,77	215,24	17,73	12,41	118,75	16,85	11,80	70,46	16,66	11,66	134,82
3	23,98	16,79	252,55	27,64	19,35	133,27	26,14	18,30	77,73	25,92	18,15	154,52
4	33,88	23,71	262,59	39,05	27,33	135,04	36,66	25,66	96,02	36,53	25,57	164,55
5	42,83	29,98	267,01	49,37	34,56	135,40	46,29	32,40	100,00	46,16	32,31	167,47
6	48,53	33,97	116,75	57,56	40,29	129,73	55,06	38,54	69,56	53,72	37,60	105,35
7	54,04	37,83	126,18	65,50	45,85	134,68	63,59	44,51	77,63	61,04	42,73	112,83
8	61,38	42,96	143,59	76,05	53,24	140,91	74,57	52,20	93,24	70,67	49,47	125,91
9	69,67	48,77	155,23	87,97	61,58	147,04	86,83	60,78	107,92	81,49	57,04	136,73
10	76,04	53,23	160,11	97,15	68,00	160,48	96,52	67,56	112,76	89,90	62,93	144,45
11	82,99	58,10	161,90	107,15	75,00	180,08	106,98	74,89	124,67	99,04	69,33	155,55
12	94,25	65,97	296,26	118,73	83,11	207,69	117,46	82,22	176,53	110,14	77,10	226,83
13	106,39	74,48	299,41	131,22	91,86	224,65	128,68	90,07	192,45	122,10	85,47	238,84
14	116,08	81,26	308,40	141,19	98,84	242,69	137,85	96,50	188,72	131,71	92,20	246,60
15	127,22	89,05	318,63	152,65	106,85	263,50	148,23	103,76	206,67	142,70	99,89	262,93
16	137,71	96,40	397,92	164,74	115,32	288,94	159,32	111,52	222,28	153,92	107,75	303,05
17	148,70	104,09	423,40	177,41	124,19	307,30	170,89	119,62	236,84	165,67	115,97	322,51
18	160,18	112,12	456,24	190,64	133,45	326,16	182,92	128,04	251,79	177,91	124,54	341,40
19	173,24	121,26	479,92	205,69	143,99	346,53	196,46	137,52	274,80	191,79	134,26	355,86

Capacidade de carga admissível para Área de Influência 9 – HC Ø90

Prof (m)	Aoki e Velloso (1975)			Monteiro (1997)			Décourt e Quaresma (1978)			Média dos métodos		
	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)
1	8,29	5,80	326,17	9,56	6,69	172,33	9,31	6,52	73,27	9,05	6,34	190,59
2	19,78	13,85	350,15	22,80	15,96	190,30	21,66	15,17	110,29	21,41	14,99	216,91
3	30,84	21,58	408,67	35,54	24,88	196,70	33,61	23,53	118,90	33,33	23,33	241,42
4	43,56	30,49	421,63	50,20	35,14	200,50	47,14	33,00	145,27	46,97	32,88	255,80
5	55,07	38,55	425,65	63,47	44,43	203,05	59,51	41,66	148,31	59,35	41,55	259,00
6	62,39	43,67	175,17	74,01	51,80	194,70	70,79	49,55	94,76	69,06	48,34	154,88
7	69,48	48,64	188,72	84,21	58,95	201,58	81,76	57,23	104,97	78,48	54,94	165,09
8	78,91	55,24	214,81	97,78	68,45	211,51	95,87	67,11	126,74	90,86	63,60	184,35
9	89,57	62,70	231,01	113,11	79,18	234,41	111,64	78,15	146,51	104,77	73,34	203,98
10	97,77	68,44	236,73	124,91	87,43	250,51	124,10	86,87	150,94	115,59	80,91	212,73
11	106,71	74,69	237,15	137,76	96,43	267,37	137,54	96,28	166,79	127,34	89,14	223,77
12	121,17	84,82	455,12	152,65	106,85	294,43	151,01	105,71	248,66	141,61	99,13	332,74
13	136,79	95,75	455,86	168,72	118,10	320,56	165,44	115,81	270,86	156,98	109,89	349,10
14	149,25	104,47	467,16	181,54	127,07	345,59	177,24	124,07	261,33	169,34	118,54	358,03
15	163,56	114,49	479,98	196,26	137,38	373,91	190,58	133,41	287,19	183,47	128,43	380,36
16	177,05	123,94	607,21	211,81	148,27	406,11	204,84	143,39	308,91	197,90	138,53	440,74
17	191,19	133,83	645,27	228,10	159,67	434,81	219,71	153,80	328,74	213,00	149,10	469,61
18	205,94	144,16	695,35	245,11	171,58	466,20	235,18	164,63	349,03	228,75	160,12	503,53
19	222,73	155,91	729,71	264,46	185,12	491,79	252,59	176,81	382,09	246,59	172,62	534,53

Capacidade de carga admissível para Área de Influência 9 – HC Ø100

Prof (m)	Aoki e Velloso (1975)			Monteiro (1997)			Décourt e Quaresma (1978)			Média dos métodos		
	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)
1	9,21	6,45	401,66	10,62	7,43	211,57	10,34	7,24	89,30	10,06	7,04	234,18
2	21,98	15,38	429,85	25,33	17,73	232,12	24,07	16,85	133,48	23,79	16,66	265,15
3	34,26	23,98	500,73	39,49	27,64	238,45	37,34	26,14	142,64	37,03	25,92	293,94
4	48,40	33,88	515,16	55,78	39,05	241,34	52,37	36,66	173,52	52,18	36,53	310,01
5	61,18	42,83	518,70	70,52	49,37	242,84	66,13	46,29	175,75	65,94	46,16	312,43
6	69,32	48,53	208,56	82,23	57,56	231,23	78,66	55,06	108,25	76,74	53,72	182,68
7	77,20	54,04	224,42	93,57	65,50	238,47	90,84	63,59	119,50	87,20	61,04	194,13
8	87,68	61,38	255,46	108,64	76,05	249,05	106,53	74,57	144,63	100,95	70,67	216,38
9	99,52	69,67	274,14	125,67	87,97	275,44	124,04	86,83	167,09	116,41	81,49	238,89
10	108,63	76,04	280,19	138,78	97,15	293,85	137,88	96,52	171,02	128,43	89,90	248,35
11	118,56	82,99	279,60	153,07	107,15	313,08	152,83	106,98	188,93	141,49	99,04	260,54
12	134,64	94,25	546,92	169,61	118,73	344,65	167,79	117,46	288,35	157,35	110,14	393,31
13	151,99	106,39	545,90	187,46	131,22	374,93	183,83	128,68	313,97	174,43	122,10	411,60
14	165,83	116,08	558,32	201,71	141,19	404,25	196,93	137,85	300,75	188,16	131,71	421,10
15	181,74	127,22	572,37	218,07	152,65	437,39	211,75	148,23	331,03	203,85	142,70	446,93
16	196,73	137,71	727,78	235,35	164,74	475,22	227,60	159,32	356,09	219,89	153,92	519,69
17	212,43	148,70	773,03	253,45	177,41	508,64	244,13	170,89	378,73	236,67	165,67	553,47
18	228,83	160,18	833,04	272,35	190,64	545,29	261,31	182,92	401,86	254,16	177,91	593,40
19	247,48	173,24	873,38	293,85	205,69	574,50	280,65	196,46	440,53	273,99	191,79	629,47

**APÊNDICE M – Capacidade de Carga Admissível
para Área de Influência 10**

Capacidade de carga admissível para Área de Influência 10 – HC Ø70

Prof (m)	Aoki e Velloso (1975)			Monteiro (1997)			Décourt e Quaresma (1978)			Média dos métodos		
	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)
1	8,75	6,13	231,74	10,09	7,06	99,19	9,44	6,61	61,96	9,43	6,60	130,96
2	17,84	12,49	180,26	20,56	14,39	85,49	19,19	13,43	73,70	19,20	13,44	113,15
3	19,01	13,30	51,21	22,24	15,57	63,30	21,86	15,30	24,83	21,04	14,73	46,45
4	19,69	13,79	31,29	23,23	16,26	54,87	23,89	16,72	25,64	22,27	15,59	37,27
5	20,82	14,58	33,02	24,85	17,40	52,73	26,50	18,55	29,37	24,06	16,84	38,37
6	22,14	15,50	39,20	26,75	18,73	46,37	29,38	20,57	32,75	26,09	18,27	39,44
7	24,08	16,86	43,31	29,54	20,68	43,99	33,09	23,16	38,02	28,90	20,23	41,77
8	25,77	18,04	51,03	31,97	22,38	48,12	36,46	25,52	40,75	31,40	21,98	46,64
9	28,64	20,05	58,83	36,10	25,27	55,97	41,43	29,00	48,75	35,39	24,77	54,51
10	31,84	22,29	70,60	40,71	28,49	71,63	46,84	32,79	55,00	39,80	27,86	65,74
11	35,73	25,01	83,23	46,30	32,41	89,13	53,18	37,23	63,08	45,07	31,55	78,48
12	44,01	30,81	177,87	54,82	38,37	114,13	61,18	42,83	104,64	53,34	37,34	132,21
13	52,39	36,68	202,51	63,45	44,41	133,65	69,27	48,49	113,28	61,70	43,19	149,81
14	61,47	43,03	225,12	72,78	50,95	153,53	77,93	54,55	125,56	70,73	49,51	168,07
15	72,06	50,45	249,00	83,69	58,58	174,15	87,86	61,50	143,50	81,20	56,84	188,88
16	82,72	57,91	267,69	94,66	66,26	193,85	97,84	68,49	153,81	91,74	64,22	205,11
17	93,17	65,22	280,84	105,41	73,79	209,43	107,65	75,35	162,51	102,08	71,45	217,59
18	104,24	72,96	296,14	116,79	81,75	225,18	117,97	82,58	176,03	113,00	79,10	232,45
19	115,62	80,94	319,42	128,51	89,95	240,54	128,56	89,99	188,34	124,23	86,96	249,43
20	128,11	89,68	337,03	141,36	98,95	255,93	140,06	98,04	205,62	136,51	95,56	266,19

Capacidade de carga admissível para Área de Influência 10 – HC Ø100

Prof (m)	Aoki e Velloso (1975)			Monteiro (1997)			Décourt e Quaresma (1978)			Média dos métodos		
	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)	ΣQ_L (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Q_{adm} (tf)
1	12,51	8,75	467,59	14,41	10,09	180,45	13,48	9,44	120,67	13,47	9,43	256,23
2	25,48	17,84	356,95	29,37	20,56	154,76	27,41	19,19	138,66	27,42	19,20	216,79
3	27,15	19,01	92,87	31,77	22,24	115,30	31,23	21,86	37,30	30,05	21,04	81,82
4	28,14	19,69	51,81	33,19	23,23	98,70	34,12	23,89	37,70	31,82	22,27	62,74
5	29,75	20,82	54,63	35,50	24,85	93,94	37,86	26,50	43,72	34,37	24,06	64,10
6	31,63	22,14	66,44	38,22	26,75	94,00	41,98	29,38	48,84	37,28	26,09	69,76
7	34,40	24,08	73,64	42,20	29,54	97,80	47,27	33,09	57,34	41,29	28,90	76,26
8	36,81	25,77	88,37	45,66	31,97	92,71	52,09	36,46	60,85	44,85	31,40	80,64
9	40,91	28,64	102,52	51,57	36,10	105,08	59,19	41,43	74,12	50,56	35,39	93,90
10	45,49	31,84	124,59	58,15	40,71	128,87	66,92	46,84	83,56	56,85	39,80	112,34
11	51,05	35,73	147,99	66,15	46,30	157,42	75,98	53,18	96,18	64,39	45,07	133,86
12	62,87	44,01	336,06	78,31	54,82	196,96	87,40	61,18	176,09	76,20	53,34	236,37
13	74,85	52,39	381,21	90,64	63,45	227,41	98,95	69,27	188,77	88,15	61,70	265,80
14	87,81	61,47	421,79	103,97	72,78	257,82	111,32	77,93	208,54	101,04	70,73	296,05
15	102,95	72,06	464,04	119,55	83,69	289,65	125,51	87,86	239,06	116,00	81,20	330,91
16	118,18	82,72	495,65	135,22	94,66	321,54	139,77	97,84	253,99	131,06	91,74	357,06
17	133,11	93,17	516,09	150,58	105,41	352,10	153,78	107,65	265,75	145,82	102,08	377,98
18	148,91	104,24	540,56	166,84	116,79	381,60	168,52	117,97	287,03	161,42	113,00	403,06
19	165,18	115,62	581,09	183,58	128,51	406,90	183,65	128,56	305,67	177,47	124,23	431,22
20	183,02	128,11	609,37	201,94	141,36	431,60	200,09	140,06	333,89	195,01	136,51	458,28

**APÊNDICE N – Verificação da segurança em
relação à capacidade de carga axial**

Verificação da segurança em relação à carga axial admissível

Bloco	Área de influência	Seção (cm)	Qtde	Prof. (m)	$F_z \text{ máx}$ /estaca (tf)	$F_z \text{ máx}$ devido a M_x e M_y (tf)	Q_{adm} (tf)	Verif.	$F_z \text{ min}$ /estaca (tf)	$F_z \text{ min}$ devido a M_x e M_y (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Verif.
B1	1	70	3	17	200,83	208,11	255,00	✓	151,13	139,65	-84,30	✓
B2	1	70	3	17	218,89	224,61	255,00	✓	164,03	154,99	-84,30	✓
B3	1	70	3	17	230,69	234,46	255,00	✓	177,23	172,09	-84,30	✓
B4	2	70	3	18	231,32	234,71	255,00	✓	177,60	173,44	-96,73	✓
B5	2	70	3	18	213,05	216,63	255,00	✓	160,47	156,05	-96,73	✓
B6	2	70	3	18	217,63	221,21	255,00	✓	163,70	167,33	-96,73	✓
B7	2	70	3	18	228,41	232,02	255,00	✓	175,63	159,28	-96,73	✓
B8	2	70	3	18	232,89	236,71	255,00	✓	179,23	173,89	-96,73	✓
B9	2	100	6	18	487,39	505,69	525,00	✓	358,42	340,12	-138,19	✓
B10	3	100	14	19	254,90	283,40	291,99	✓	138,76	110,26	-96,84	✓
B11	3	100	14	19	272,79	279,27	291,99	✓	194,13	177,50	-96,84	✓
B12	3	100	12	19	284,21	291,42	291,99	✓	204,13	196,91	-96,84	✓
B13	4	100	10	20	339,38	357,64	367,57	✓	244,21	226,27	-107,67	✓
B14	4	100	12	20	318,09	330,27	367,57	✓	224,98	212,80	-107,67	✓
B15	5	90	3	19	195,09	199,03	209,40	✓	145,17	139,06	-79,05	✓
B16	5	100	4	19	221,16	225,48	244,58	✓	167,88	163,56	-87,83	✓
B17	5	100	28	19	198,08	218,61	244,58	✓	140,60	120,07	-87,83	✓
B18	5	100	18	19	209,50	222,82	244,58	✓	121,62	108,30	-87,83	✓
B19	6	100	16	22	240,61	253,09	255,16	✓	133,60	121,13	-123,86	✓
B20	6	90	4	22	179,87	210,42	222,61	✓	137,50	106,94	-111,48	✓
B21	7	100	6	19	485,12	502,01	525,00	✓	356,90	340,00	-161,57	✓
B22	7	100	8	19	448,01	459,68	525,00	✓	324,73	313,05	-161,57	✓

continua

continuação

Bloco	Área de influência	Seção (cm)	Qtde	Prof. (m)	F_z máx /estaca (tf)	F_z máx devido a M_x e M_y (tf)	Q_{adm} (tf)	Verif.	F_z mín /estaca (tf)	F_z mín devido a M_x e M_y (tf)	$Q_{tração}$ (tf)	Verif.
B23	7	100	8	19	449,87	462,62	525,00	✓	326,03	313,28	-161,57	✓
B24	8	90	36	20	196,43	232,32	233,56	✓	146,05	110,16	-94,23	✓
B25	8	100	12	20	182,60	213,01	271,72	✓	113,74	83,33	-104,70	✓
B26	8	70	2	20	152,51	158,28	165,65	✓	112,30	106,53	-73,29	✓
B27	8	90	8	20	144,17	224,94	233,56	✓	109,29	28,51	-94,23	✓
B28	8	90	4	20	163,77	184,37	233,56	✓	138,68	118,08	-94,23	✓
B29	9	100	5	19	493,71	507,14	525,00	✓	362,30	348,87	-191,79	✓
B30	9	90	15	19	305,31	416,12	425,00	✓	232,03	121,21	-172,62	✓
B31	9	100	5	19	482,12	501,00	525,00	✓	339,48	320,60	-191,79	✓
B32	9	70	3	19	210,88	214,57	255,00	✓	158,47	153,78	-134,26	✓
B33	9	100	6	19	190,24	331,63	525,00	✓	144,63	3,24	-191,79	✓
B34	9	70	2	19	148,89	154,61	255,00	✓	108,15	102,44	-134,26	✓
B35	9	70	4	19	162,57	184,99	255,00	✓	137,70	115,27	-134,26	✓
B36	9	70	12	19	185,40	225,57	255,00	✓	117,73	77,55	-134,26	✓
B37	9	70	4	19	101,38	134,95	255,00	✓	69,60	36,03	-134,26	✓
B38	10	100	6	20	414,17	422,97	458,28	✓	304,33	295,53	-136,51	✓
B39	10	70	3	20	216,30	216,34	266,19	✓	162,30	162,24	-95,56	✓
B40	10	70	3	20	215,95	215,98	266,19	✓	162,47	162,43	-95,56	✓

**APÊNDICE O – Verificação da segurança em
relação à capacidade de carga lateral**

Verificação da segurança em relação à carga lateral de ruptura

Bloco	Área de influência	Seção (cm)	Qtde	Prof. (m)	M_u (tf.m)	$M_u/d^4 * \gamma * k_p$	$H_u/k_p * d^3 * \gamma$	H_u (tf)	H_u (tf)	F_x /estaca (tf)	Verif. x	F_y /estaca (tf)	Verif. y
B1	1	70	3	17	14,52	12,61	17,00	27,95		0,40	✓	1,50	✓
B2	1	70	3	17	14,52	12,61	17,00	27,95	18,64	0,23	✓	1,13	✓
B3	1	70	3	17	14,52	12,61	17,00	27,95	18,64	0,23	✓	0,63	✓
B4	2	70	3	18	14,52	11,80	16,00	28,13	18,64	0,03	✓	0,67	✓
B5	2	70	3	18	14,52	11,80	16,00	28,13	18,75	0,07	✓	0,70	✓
B6	2	70	3	18	14,52	11,80	16,00	28,13	18,75	0,03	✓	0,63	✓
B7	2	70	3	18	14,52	11,80	16,00	28,13	18,75	0,07	✓	0,53	✓
B8	2	70	3	18	14,52	11,80	16,00	28,13	18,75	0,10	✓	0,67	✓
B9	2	100	6	18	42,38	8,27	9,20	47,16	18,75	0,08	✓	1,93	✓
B10	3	100	14	19	42,38	8,55	9,50	47,08	31,44	0,32	✓	7,81	✓
B11	3	100	14	19	42,38	8,55	9,50	47,08	31,39	0,24	✓	2,63	✓
B12	3	100	12	19	42,38	8,55	9,50	47,08	31,39	0,09	✓	1,22	✓
B13	4	100	10	20	42,38	7,08	8,60	51,52	31,39	0,09	✓	1,23	✓
B14	4	100	12	20	42,38	7,08	8,60	51,52	34,34	0,15	✓	2,63	✓
B15	5	90	3	19	37,54	14,24	20,00	58,61	34,34	0,10	✓	0,70	✓
B16	5	100	4	19	42,38	10,54	15,00	60,29	39,07	0,08	✓	1,75	✓
B17	5	100	28	19	42,38	10,54	15,00	60,29	40,20	3,78	✓	2,08	✓
B18	5	100	18	19	42,38	10,54	15,00	60,29	40,20	1,77	✓	7,88	✓
B19	6	100	16	22	42,38	6,74	8,20	51,58	40,20	2,11	✓	10,54	✓
B20	6	90	4	22	37,54	9,10	10,00	45,85	34,38	0,15	✓	8,05	✓
B21	7	100	6	19	42,38	7,08	8,60	51,52	30,57	0,08	✓	2,15	✓
B22	7	100	8	19	42,38	7,08	8,60	51,52	34,34	0,08	✓	1,50	✓

continua

continuação

Bloco	Área de influência	Seção (cm)	Qtde	Prof. (m)	M_u (tf.m)	$M_u/d^4 * \gamma * k_p$	$H_u/k_p * d^3 * \gamma$	H_u (tf)	H_u (tf)	F_x /estaca (tf)	Verif. x	F_y /estaca (tf)	Verif. y
B23	7	100	8	19	42,38	7,08	8,60	51,52	34,34	0,08	✓	1,05	✓
B24	8	90	36	20	37,54	18,28	21,00	47,92	34,34	1,57	✓	5,58	✓
B25	8	100	12	20	42,38	13,54	20,00	62,61	31,95	0,49	✓	10,85	✓
B26	8	70	2	20	14,52	19,32	21,00	22,55	41,74	0,85	✓	0,05	✓
B27	8	90	8	20	37,54	18,28	21,00	47,92	15,03	3,41	✓	10,49	✓
B28	8	90	4	20	37,54	18,28	21,00	47,92	31,95	0,35	✓	1,85	✓
B29	9	100	5	19	42,38	6,50	8,00	52,17	31,95	0,08	✓	0,74	✓
B30	9	90	15	19	37,54	8,78	9,60	45,63	34,78	2,25	✓	11,63	✓
B31	9	100	5	19	42,38	6,50	8,00	52,17	30,42	0,24	✓	3,52	✓
B32	9	70	3	19	14,52	9,27	10,10	22,59	34,78	0,07	✓	0,70	✓
B33	9	100	6	19	42,38	6,50	8,00	52,17	15,06	6,73	✓	2,50	✓
B34	9	70	2	19	14,52	9,27	10,10	22,59	34,78	0,80	✓	0,05	✓
B35	9	70	4	19	14,52	9,27	10,10	22,59	15,06	0,30	✓	1,78	✓
B36	9	70	12	19	14,52	9,27	10,10	22,59	15,06	0,76	✓	9,04	✓
B37	9	70	4	19	14,52	9,27	10,10	22,59	15,06	0,75	✓	5,63	✓
B38	10	100	6	20	42,38	10,89	15,00	58,41	15,06	0,07	✓	1,37	✓
B39	10	70	3	20	14,52	15,53	20,00	26,71	38,94	0,07	✓	0,77	✓
B40	10	70	3	20	14,52	15,53	20,00	26,71	17,81	0,07	✓	0,53	✓

APÊNDICE P – Armadura

Cálculo da armadura das estacas

Bloco	N_d (tf)	A_c (cm ²)	σ_{cd} (MPa)	Prof. (m)	A_s' (cm ²)	$A'_{s\ min}$ (cm ²)	Armadura adotada		
							A_s' (cm ²)	barras/bitola	Prof. (m)
B1	291,36	0,38	5,30	0,0	0,00	15,39	16,00	8 Ø 16mm	4,0
B2	314,45	0,38	5,72	0,0	0,00	15,39	16,00	8 Ø 16mm	4,0
B3	328,24	0,38	5,97	0,0	0,00	15,39	16,00	8 Ø 16mm	4,0
B4	328,59	0,38	5,98	0,0	0,00	15,39	16,00	8 Ø 16mm	4,0
B5	303,28	0,38	5,52	0,0	0,00	15,39	16,00	8 Ø 16mm	4,0
B6	309,69	0,38	5,64	0,0	0,00	15,39	16,00	8 Ø 16mm	4,0
B7	324,83	0,38	5,91	0,0	0,00	15,39	16,00	8 Ø 16mm	4,0
B8	331,39	0,38	6,03	4,0	0,00	15,39	16,00	8 Ø 16mm	4,0
B9	707,97	0,79	6,31	8,8	0,00	31,42	31,50	10 Ø 20mm	9,0
B10	396,76	0,79	3,54	0,0	0,00	31,42	31,50	10 Ø 20mm	4,0
B11	390,98	0,79	3,49	0,0	0,00	31,42	31,50	10 Ø 20mm	4,0
B12	407,99	0,79	3,64	0,0	0,00	31,42	31,50	10 Ø 20mm	4,0
B13	500,70	0,79	4,47	0,0	0,00	31,42	31,50	10 Ø 20mm	4,0
B14	462,38	0,79	4,12	0,0	0,00	31,42	31,50	10 Ø 20mm	4,0
B15	278,65	0,64	3,07	0,0	0,00	25,45	31,50	10 Ø 20mm	4,0
B16	315,67	0,79	2,82	0,0	0,00	31,42	31,50	10 Ø 20mm	4,0
B17	306,05	0,79	2,73	0,0	0,00	31,42	31,50	10 Ø 20mm	4,0
B18	311,95	0,79	2,78	0,0	0,00	31,42	31,50	10 Ø 20mm	4,0
B19	354,33	0,79	3,16	0,0	0,00	31,42	31,50	10 Ø 20mm	4,0
B20	294,59	0,64	3,24	0,0	0,00	25,45	31,50	10 Ø 20mm	4,0
B21	702,81	0,79	6,27	8,0	0,00	31,42	31,50	10 Ø 20mm	8,0
B22	643,55	0,79	5,74	0,0	0,00	31,42	31,50	10 Ø 20mm	4,0
B23	647,67	0,79	5,78	0,0	0,00	31,42	31,50	10 Ø 20mm	4,0
B24	325,25	0,64	3,58	0,0	0,00	25,45	31,50	10 Ø 20mm	4,0
B25	298,21	0,79	2,66	0,0	0,00	31,42	31,50	10 Ø 20mm	4,0
B26	221,59	0,38	4,03	0,0	0,00	15,39	16,00	8 Ø 16mm	4,0
B27	314,92	0,64	3,47	0,0	0,00	25,45	31,50	10 Ø 20mm	4,0
B28	258,12	0,64	2,84	0,0	0,00	25,45	31,50	10 Ø 20mm	4,0
B29	710,00	0,79	6,33	9,8	0,00	31,42	31,50	10 Ø 20mm	10,0
B30	582,57	0,64	6,41	12,0	0,00	25,45	31,50	10 Ø 20mm	12,0
B31	701,40	0,79	6,26	7,6	0,00	31,42	31,50	10 Ø 20mm	8,0
B32	300,40	0,38	5,47	0,0	0,00	15,39	16,00	8 Ø 16mm	4,0
B33	464,28	0,79	4,14	0,0	0,00	31,42	31,50	10 Ø 20mm	4,0
B34	216,45	0,38	3,94	0,0	0,00	15,39	16,00	8 Ø 16mm	4,0
B35	258,99	0,38	4,71	0,0	0,00	15,39	16,00	8 Ø 16mm	4,0
B36	315,80	0,38	5,75	0,0	0,00	15,39	16,00	8 Ø 16mm	4,0
B37	188,93	0,38	3,44	0,0	0,00	15,39	16,00	8 Ø 16mm	4,0
B38	592,16	0,79	5,28	0,0	0,00	31,42	31,50	10 Ø 20mm	4,0
B39	302,88	0,38	5,51	0,0	0,00	15,39	16,00	8 Ø 16mm	4,0
B40	302,37	0,38	5,50	0,0	0,00	15,39	16,00	8 Ø 16mm	4,0

APÊNDICE Q – Recalque

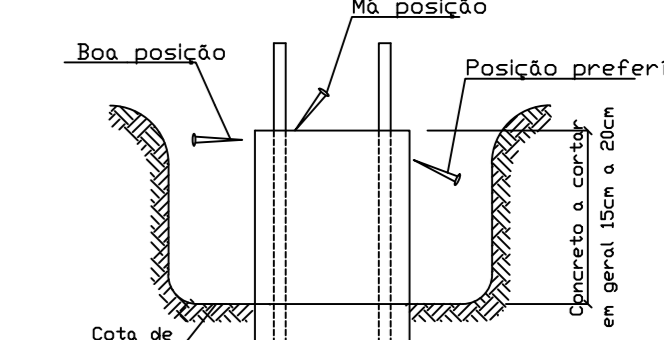
Cálculo do recalque das estacas

Bloco	A_{radier} (m ²)	q (kN/m ²)	N_{SPT}	I_c	ρ (mm) – Burland, Broms e de Mello (1977)	ρ (mm) – Burland e Burbidge (1985)
B1	3,64	560,68	34	0,012	12,55	12,21
B2	3,64	605,13	34	0,012	13,54	13,18
B3	3,64	631,66	34	0,012	14,14	13,76
B4	3,64	632,33	40	0,010	14,15	10,97
B5	3,64	583,63	40	0,010	13,06	10,13
B6	3,64	595,97	40	0,010	13,34	10,34
B7	3,64	625,10	40	0,010	13,99	10,85
B8	3,64	637,71	40	0,010	14,27	11,07
B9	21,00	236,15	40	0,010	6,02	5,55
B10	56,72	49,00	16	0,035	2,50	4,15
B11	56,72	48,28	16	0,035	2,46	4,09
B12	59,50	48,03	16	0,035	3,01	6,61
B13	37,91	92,51	26	0,018	4,72	3,97
B14	59,50	54,43	26	0,018	3,42	3,80
B15	3,64	536,22	27	0,017	24,00	16,13
B16	12,25	180,51	27	0,017	9,20	7,35
B17	136,00	15,76	27	0,017	1,05	1,19
B18	81,00	26,98	27	0,017	1,62	1,60
B19	85,00	29,20	20	0,026	1,94	3,37
B20	9,92	207,96	20	0,026	10,27	11,98
B21	21,00	234,43	33	0,013	5,97	7,21
B22	29,75	151,53	33	0,013	3,86	4,66
B23	29,75	152,50	33	0,013	3,89	4,69
B24	147,62	15,43	31	0,014	0,57	1,24
B25	54,40	38,40	31	0,014	1,17	1,97
B26	1,23	1267,09	31	0,014	19,92	13,79
B27	24,10	91,54	31	0,014	2,26	2,85
B28	9,92	182,22	31	0,014	4,50	5,68
B29	11,10	448,25	34	0,012	11,09	12,34
B30	65,40	62,40	34	0,012	1,87	2,68
B31	11,10	442,82	34	0,012	10,95	12,19
B32	3,64	578,08	34	0,012	12,94	12,59
B33	21,70	149,87	34	0,012	3,82	4,42
B34	1,23	1237,71	34	0,012	19,46	11,83
B35	7,35	246,82	34	0,012	5,65	5,67
B36	43,55	50,79	34	0,012	1,56	2,31
B37	6,00	220,47	34	0,012	5,05	5,07
B38	21,00	197,52	28	0,016	10,07	7,65
B39	3,64	582,85	28	0,016	26,09	16,66
B40	3,64	581,88	28	0,016	26,04	16,64

APÊNDICE R – Projeto de Fundação

- A OBRA DEVERÁ SER LOCADA PELA PLANTA DO PROJETO ESTRUTURAL.
- COMPRIMENTO ÚTIL PREVISTO PARA AS ESTACAS ATÉ O IMPENETRÁVEL, ENTRE 17 E 22 METROS.
- COMPRIMENTO ÚTIL PREVISTOS PARA AS ARMADURAS LONGITUDINAIS: B8 4,6 METROS; B9 9 METROS; B21 8 METROS; B29 10 METROS; B30 12 METROS; B31 8 METROS; DEMAIS 4 METROS.
- AS COTAS DE ARRASAMENTO SERÃO DEFINIDAS NO PROJETO ESTRUTURAL.
- DURANTE A EXECUÇÃO DAS ESTACAS A OBRA DEVERÁ CUIDAR PARA QUE SEJA MANTIDA SUA VERTICALIDADE, A FIM DE NÃO CAUSAR DESAPRUMOS EXCESSIVOS E/OU PRODUIR SOLICITAÇÕES NÃO PREVISTAS; O DESAPRUMO MÁXIMO TOLERADO É DE 1%.
- AS ESTACAS SERÃO ARRASADAS NAS COTAS DE PROJETO, PENETRANDO 5cm NO INTERIOR DO RESPECTIVO BLOCO DE COROAMENTO; PARTE DA FERRAGEM VERTICAL DAS ESTACAS SERÁ DEIXADA IMERSA NOS BLOCOS; O CORTE DAS ESTACAS SERÁ FEITO DE MODO CUIDADOSO, PARA RESULTAR EM SUPERFÍCIE DE TOPO PLANA, SEGUINDO OS CRITÉRIOS ABAIXO INDICADOS.

DETALHE PARA ARRASAMENTO DAS ESTACAS



- APÓS O ARRASAMENTO SERÁ LEVANTADA A POSIÇÃO REAL DE CADA ESTACA E CALCULADAS AS EXCENTRICIDADES RESULTANTES; A EXCENTRICIDADE MÁXIMA TOLERADA É DE 10% DO DIÂMETRO DA ESTACA; ESTACAS COM EXCENTRICIDADES MAIORES SERÃO ANALISADAS CASO A CASO.
- A COLOCAÇÃO DA ARMADURA EM FORMA DE GAIOLA DEVE SER FEITA IMEDIATAMENTE APÓS A CONCRETAGEM. SUA DESCIDA DEVE SER AUXILIADA POR PESO OU VIBRADOR.
- A ARMADURA DEVE SER ENRUECIDA PARA FACILITAR SUA COLOCAÇÃO.
- O PRESENTE DOCUMENTO BASEIA-SE NO PRESSUPOSTO QUE TODOS OS ELEMENTOS CITADOS COMO REFERÊNCIA FORAM FORNECIDOS E ELABORADOS CONFORME OS PRINCÍPIOS ÉTICOS E AS BOAS PRÁTICAS DA ENGENHARIA.

QUANTITATIVO DE CONCRETO

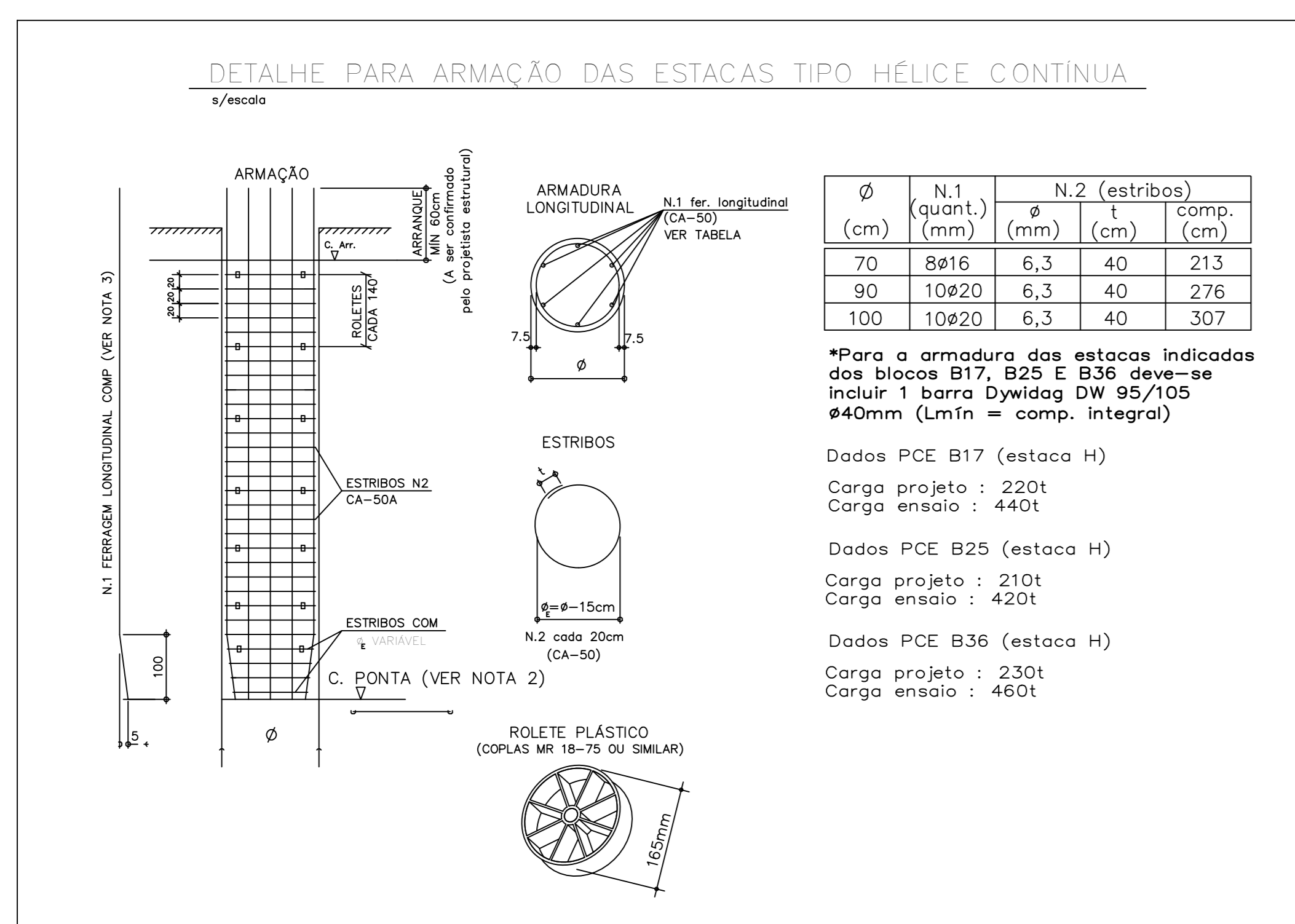
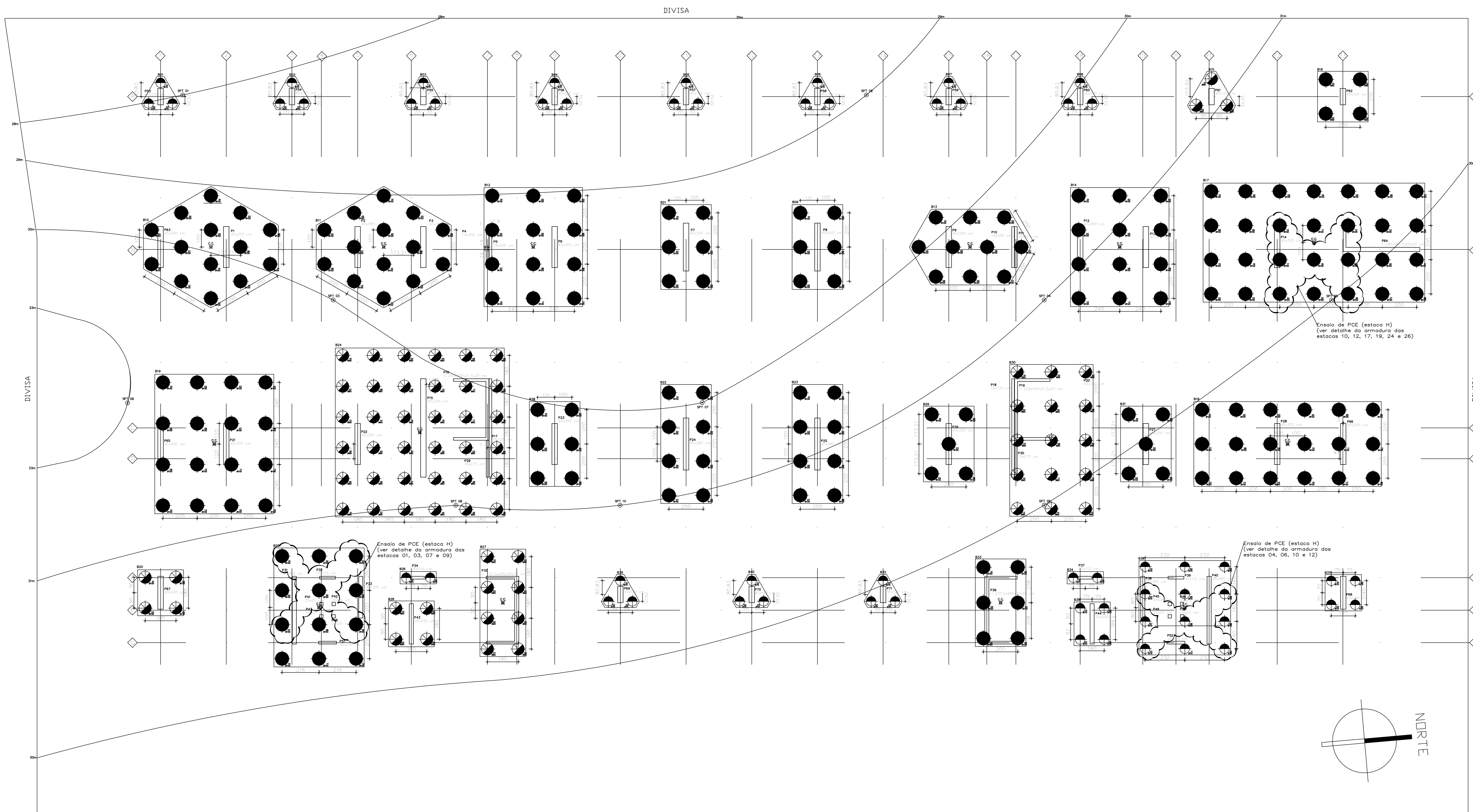
Considerando-se um aumento de 15% no volume geométrico a ser ocupado pelas estacas, teremos:

9 estacas ø 700mm 17m = 9 x 17,00m x 0,3848m ³ =	58,87m ³
15 estacas ø 700mm 18m = 15 x 18,00m x 0,3848m ³ =	103,91m ³
25 estacas ø 700mm 19m = 25 x 19,00m x 0,3848m ³ =	182,80m ³
8 estacas ø 700mm 20m = 8 x 20,00m x 0,3848m ³ =	61,50m ³
18 estacas ø 900mm 19m = 18 x 19,00m x 0,6362m ³ =	217,57m ³
48 estacas ø 900mm 20m = 48 x 20,00m x 0,6362m ³ =	610,73m ³
4 estacas ø 900mm 22m = 4 x 22,00m x 0,6362m ³ =	55,98m ³
6 estacas ø 1000mm 18m = 6 x 18,00m x 0,7854m ³ =	84,82m ³
128 estacas ø 1000mm 19m = 128 x 19,00m x 0,7854m ³ =	1910,09m ³
40 estacas ø 1000mm 20m = 40 x 20,00m x 0,7854m ³ =	628,32m ³
16 estacas ø 1000mm 22m = 16 x 22,00m x 0,7854m ³ =	276,46m ³
	= 4.191,14m ³
	Acréscimo 15% = 628,67m ³
	Consumo médio previsto = 4.819,81m ³

QUANTITATIVO DE AÇO

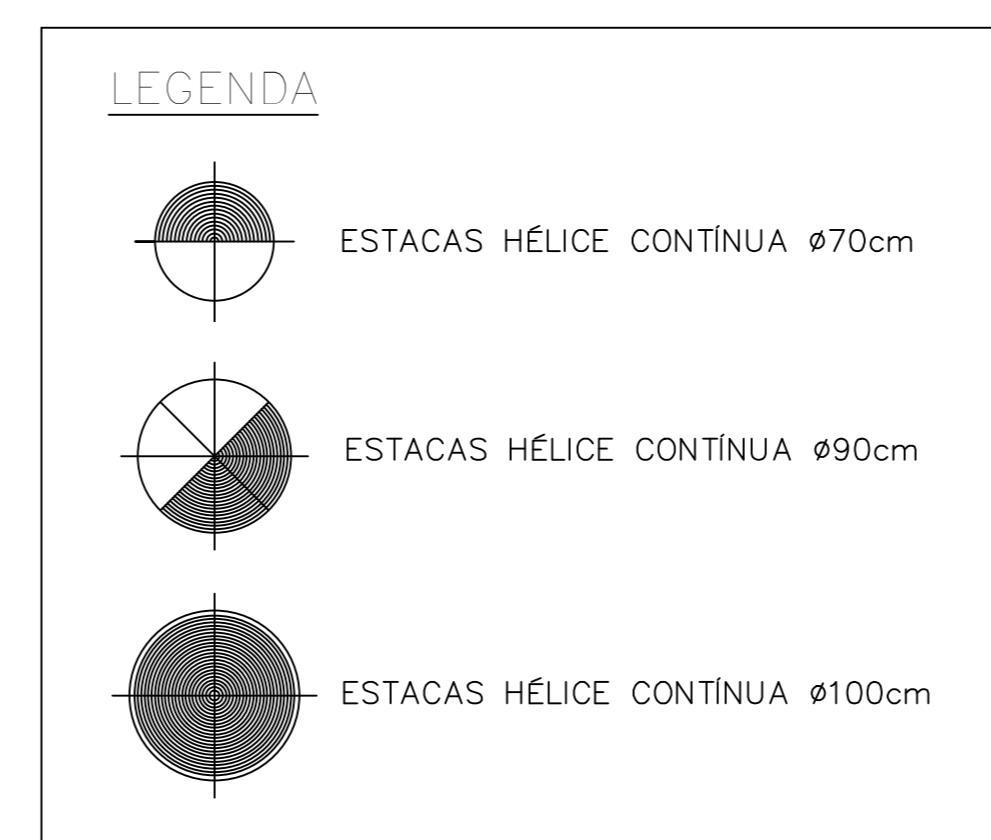
RESUMO			
AÇO	CA 50		CA 60
BITOLA (mm)	COMP. (m)	PESO (kg)	PESO (kg)
6,3			21.547,82
16	1.838,40	2.901,00	
20	12.862,00	31.717,69	
Peso Total =		34.618,69kg	Peso Total = 5.279,24kg

Obs.: Acrescentar 10% às quantidades acima correspondente a perdas no corte das barras.

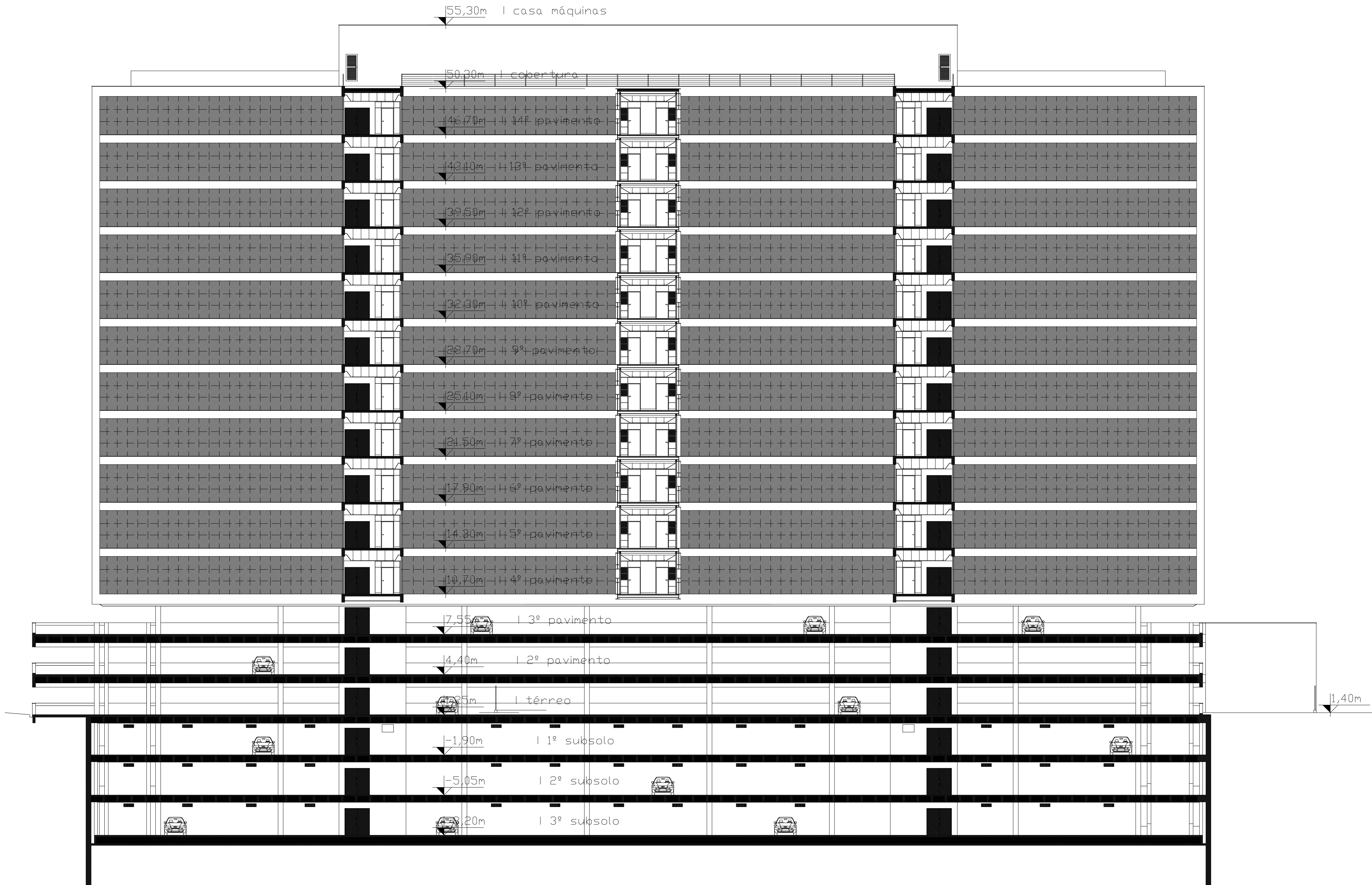


ESPECIFICAÇÃO DO CONCRETO PAR HÉLICE CONTÍNUA

- FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,6
- PEDRA O (DIMENSÃO MÁXIMA CARACTERÍSTICA 12,5 mm)
- SLUMP NA NOTA FISCAL: 22 ± 3
- CONSUMO MÍNIMO DE CIMENTO: 400 kg/m³
- A COLOCAÇÃO DA FERRAGEM NA ESTACA DEVERÁ OCORRER NO MÁXIMO 2 HORAS APÓS A CHEGADA DO CAMINHÃO BETONEIRA NA OBRA, RESPEITANDO A NBR7212
- % DE ARGAMASSA EM MASSA ≥ 55% (MASSA DE CIMENTO + MASSA DE AGREGADOS MIÚDOS) x 100 / (MASSA DO CIMENTO + MASSA DOS AGREGADOS MIÚDOS + MASSA DOS AGREGADOS GRAVOS)
- TRAÇO TIPO BOMBEADO
- PODEM SER USADOS ADITIVOS PLASTIFICANTES, INCORPORADORES DE AR, RETARDADORES, DESDE QUE ATENDAM ÀS NBR 10908, NBR 11768 E NBR 12317
- PERMITIDO O USO DE AGREGADOS MIÚDOS ARTIFICIAIS CONFORME NBR7211
- ESPECIFICAR NA NOTA FISCAL A QUANTIDADE MÁXIMA DE ÁGUA A SER ADICIONADA NA OBRA CONSIDERANDO A ÁGUA RETIDA NA CENTRAL MAIS UMA ESTIMATIVA DE ÁGUA PERDIDA POR EVAPORAÇÃO
- RESPEITANDO-SE A ESPECIFICAÇÃO ACIMA, DEVE RESULTAR 30 MPa ≤ f_{ck} ≤ 35 MPa.
- UTILIZAR ENRUECEDOR NA ARMAÇÃO PARA FACILITAR A SUA COLOCAÇÃO



ANEXO A – Projeto Arquitetônico



CT-CORTE EE
ESCALA 1:100

TRIBUNAL DE JUSTIÇA DO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL
DEAM - DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA, ARQUITETURA E MANUTENÇÃO
Avenida Borges de Medeiros nº 555 - 7º andar sala 555 - Fone (51) 3315-1400 - Fone Alameda 175

EXPERIMENTAL ÚNICO Nº 003.20867/20.1.2009

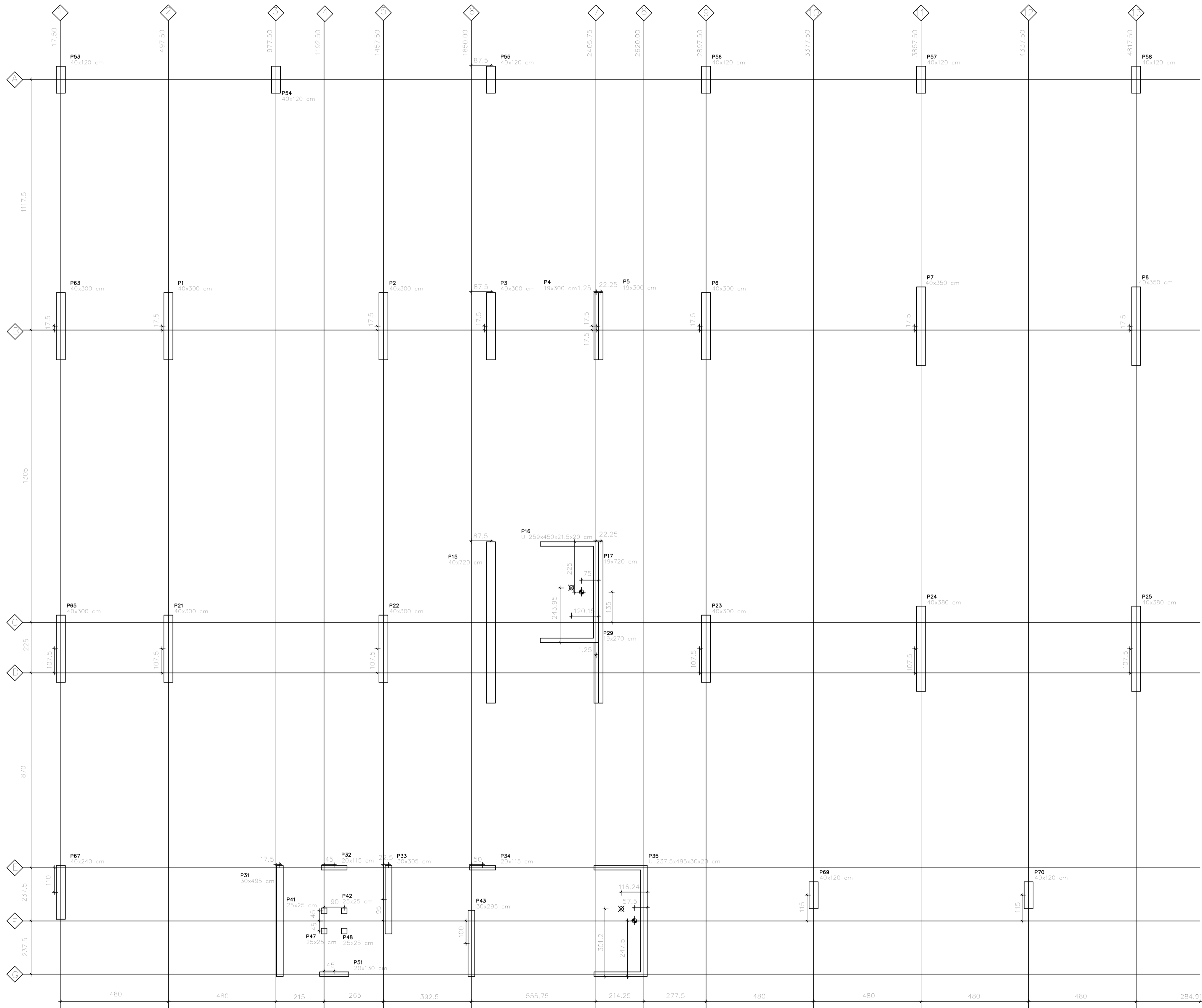
PROJETO ARQUITETÔNICO
ANEXO TRIBUNAL DE JUSTIÇA RS
AVENIDA BORGES DE MEDEIROS, 555 - PORTO ALEGRE, RS

PROPRIETÁRIO:	TRIBUNAL DE JUSTIÇA DO ESTADO - TJRS	ARQUITETO:	[REDACTED]
PROJETO:	[REDACTED]	ESCALA:	1:100
DESENHADO:	[REDACTED]	PROJETO:	PROJETO ARQUITETÔNICO CORTE EE

A-16

ANEXO B – Projeto Estrutural

LOCALIZAÇÃO dos PILARES
Escala: 1:100



PLANTA GERAL
Escala: 1:100

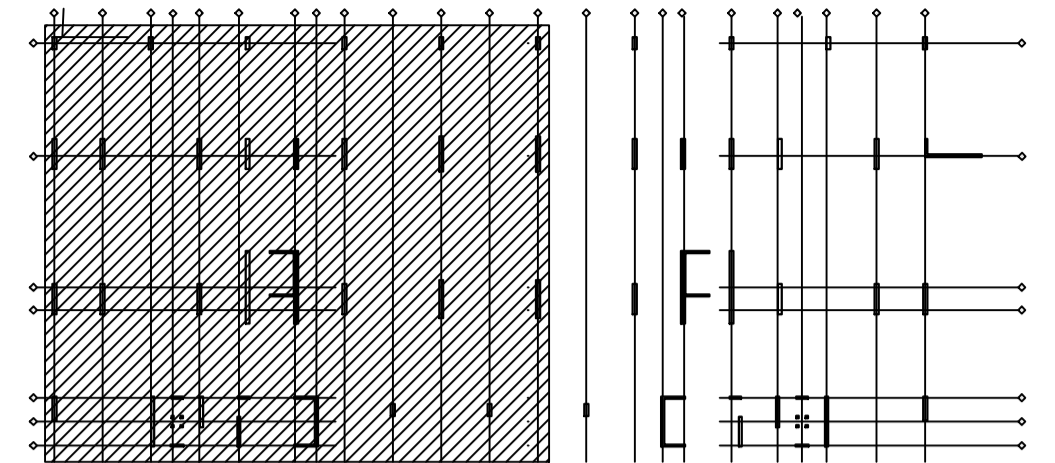


TABELA de CARGA nos PILARES

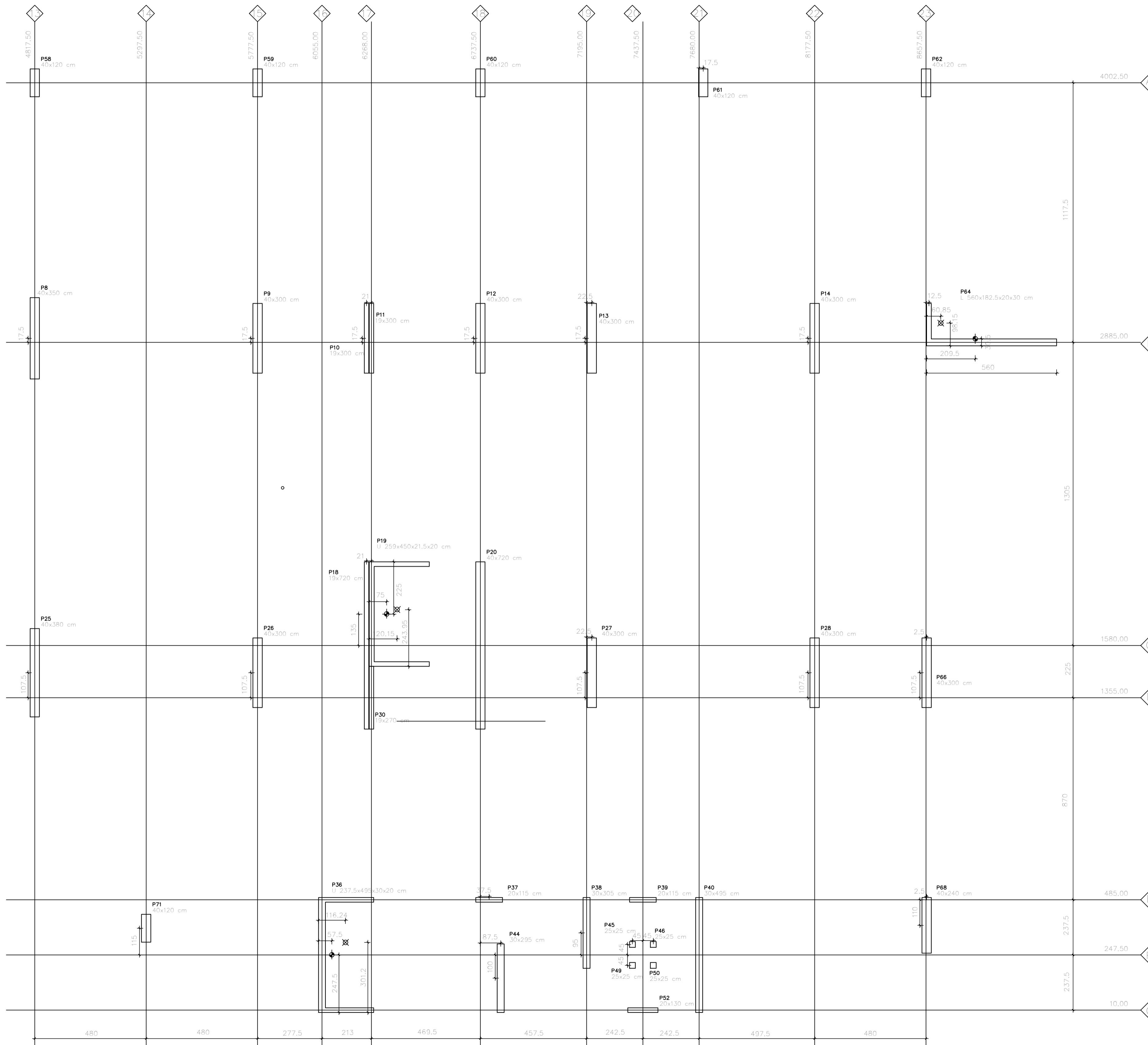
Nome	Seção (cm)	Carga Máx. (kgf)	Carga Mín. (kgf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Fx (kgf)	Fy (kgf)
P1	40x300	2604800	1771100	222500	6800	2200	46900
P2	40x300	2193600	1654000	161600	5700	1900	27800
P3	40x300	1443600	1063800	115600	5600	1500	9000
P4	19x300	513000	347500	40700	800	400	2600
P5	19x300	548000	406300	40700	800	300	3400
P6	40x300	2187100	1695700	91400	5600	400	8600
P7	40x350	2772100	2141400	160300	6500	500	12900
P8	40x350	2785100	2150500	174300	6500	500	11600
P9	40x300	2183800	1692700	117600	5600	300	6500
P10	19x300	539600	399600	57700	600	300	3000
P11	19x300	508800	349800	57800	800	300	2800
P12	40x300	1445200	1050700	132400	4700	700	10000
P13	40x300	2190100	1649100	160900	6100	1100	21600
P14	40x300	2674700	1801100	186100	7400	1600	38500
P15	40x720	2270200	1788300	1635600	12800	1400	121300
P16	259x450x21,5x20	843700	695000	590600	412600	52400	17600
P17	19x720	981700	775700	538700	1600	400	31400
P18	19x720	968400	763400	766600	1300	400	18900
P19	259x450x21,5x20	750000	622500	799100	429200	32800	18700
P20	40x720	2277900	1789800	1873000	12800	300	128300
P21	40x300	2997000	2052900	217300	6900	16700	61200
P22	40x300	2254300	1677300	153400	6000	1800	21600
P23	40x300	2366700	1826000	80800	5400	400	8200
P24	40x380	3413400	2597800	183400	6700	600	12000
P25	40x380	3427600	2608200	201300	6700	600	8400
P26	40x300	2351000	1811500	107100	5300	400	3700
P27	40x300	2295800	1697400	152400	6400	1200	17600
P28	40x300	3029200	2108300	184500	7100	16100	59100
P29	19x270	385000	321400	38700	900	400	8800
P30	19x270	365200	304700	50700	800	300	8500
P31	30x495	1021700	665900	625200	5600	2100	112100
P32	20x115	155600	84000	100	1500	900	100
P33	30x305	488600	353800	115600	3300	800	17500
P34	20x115	290500	224600	100	10100	1700	100
P35	237,5x495x30x20	1098400	874300	602500	365500	27300	83900
P36	237,5x495x30x20	1087100	867800	945200	378800	40400	15000
P37	20x115	283600	216300	200	10000	1600	100
P38	30x305	474100	342500	116600	3100	700	15900
P39	20x115	151000	79000	100	1400	700	100
P40	30x495	1042600	701200	570300	11000	5500	92000
P41	25x25	62500	43800	200	200	100	100
P42	25x25	61500	41600	200	200	100	100
P43	30x295	623900	554700	88600	4100	1400	7400
P44	30x295	619300	550800	98700	3400	1200	7100
P45	25x25	69500	49200	100	200	100	100
P46	25x25	69900	48200	100	200	100	100
P47	25x25	62100	43300	100	200	100	100
P48	25x25	61100	41200	100	200	100	100
P49	25x25	68200	48800	100	200	100	100
P50	25x25	69300	48900	100	200	100	100
P51	20x130	173700	91300	100	5000	1700	100
P52	20x130	174200	96900	100	4400	1800	100
P53	40x120	573800	453400	17400	2700	1200	4500
P54	40x120	625400	492100	13700	2100	700	3400
P55	40x120	659100	531700	7800	2100	700	1900
P56	40x120	660900	532800	6300	2300	100	2000
P57	40x120	608700	481400	6700	2400	200	2100
P58	40x120	621800	491100	6900	2400	100	1900
P59	40x120	652600	526900	6800	2400	200	1600
P60	40x120	665400	537700	8100	2000	300	2000
P61	40x120	557400	435500	11900	2000	300	2100
P62	40x120	842500	671500	19500	2100	300	7000
P63	40x300	793900	171500	252400	7400	2300	62500
P64	500x182,5x20x30	2607400	2135800	64900	1507500	104200	19700
P65	40x300	669500	84700	264700	7200	17100	87500
P66	40x300	562300	80900	208300	4800	15800	82800
P67	40x240	685200	550000	133500	4000	600	32200
P68	40x240	386200	278400	110400	7100	3000	22500
P69	40x120	618000	486900	6800	2200	200	2300
P70	40x120	617000	487400	6100	2200	200	1600
P71	40x120	602500	475400	7100	2200	200	2100

- NOTAS:
- AS UNIDADES DE MEDIDA NÃO INDICADAS ESTÃO EM CENTIMETROS
 - AS CARGAS DO PAVIMENTO DO 3º SUBSOLO NÃO ESTÃO CONSIDERADAS
 - ENTRE OS EIXOS "B" e "D" A CORTINA NÃO PODERÁ SE APOIAR NA ESTRUTURA
 - ESTA PLANTA É COMPLEMENTADA PELA PLANTA 02

- ⊙ - LOCALIZAÇÃO DOS CENTROS DE MASSAS DOS PILARES: P16,P19,P35,P36 e P64
- ⊗ - LOCALIZAÇÃO DOS CENTROS DE CARGAS DOS PILARES: P16,P19,P35,P36 e P64

	TRIBUNAL DE JUSTIÇA DO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL	UNIDADE: CENTIMÉTRICOS
	DEAM - DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA, ARQUITETURA E MANUTENÇÃO Avenida Borges de Medeiros nº 1565 3º andar sala 305 - fone (51) 3210.7400 - Porto Alegre / RS	PROJETO Nº : 681
PROJETO ESTRUTURAL		ESCALA: INDICADA
PAVIMENTO CONTEÚDO		REV: XX
ARQUIVO: ARQUIVO	PLANTA: N°	REV: XX

LOCAÇÃO dos PILARES
Esc: 1/50



PLANTA GERAL

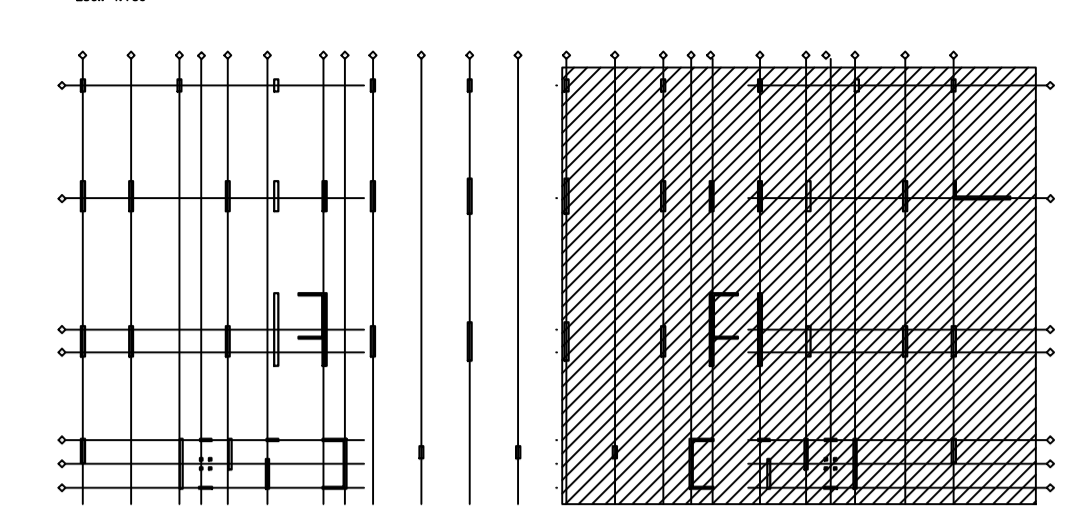


TABELA de CARGA nos PILARES

Nome	Seção (cm)	Carga Máx. (kgf)	Carga Min. (kgf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Fx (kgf)	Fy (kgf)
P1	40x300	2604800	1771100	222500	6800	2200	46300
P2	40x300	2193600	1654000	161600	5700	1900	27800
P3	40x300	1443600	1063800	115600	5600	1500	9000
P4	19x300	513000	347500	40700	800	400	2600
P5	19x300	548000	406300	40700	800	300	3400
P6	40x300	2187100	1695700	91400	5600	400	8600
P7	40x350	2772100	2141400	160300	6500	500	12900
P8	40x350	2785100	2150500	174300	6500	500	11600
P9	40x300	2183800	1692700	117600	5600	300	6500
P10	19x300	539600	399600	57700	600	300	3000
P11	19x300	508800	349800	57800	800	300	2800
P12	40x300	1445200	1050700	132400	4700	700	10000
P13	40x300	2190100	1649100	160900	6100	1100	21600
P14	40x300	2674700	1801100	186100	7400	1600	38500
P15	40x720	2270200	1788300	1635600	12800	1400	121300
P16	259x450x21.5x20	843700	695000	590600	412600	52400	17600
P17	19x720	981700	775700	538700	1600	400	31400
P18	19x720	968400	763400	766600	1300	400	18900
P19	259x450x21.5x20	750000	622500	799100	429200	32800	18700
P20	40x720	2277900	1789800	1873000	12800	300	128300
P21	40x300	2997000	2052900	217300	6900	1600	81200
P22	40x300	2254300	1677300	153400	6000	1800	21600
P23	40x300	2366700	1826000	80800	5400	400	8200
P24	40x380	3413400	2597800	183400	6700	600	12000
P25	40x380	3427600	2608200	201300	6700	600	8400
P26	40x300	2351000	1811500	107100	6300	400	3700
P27	40x300	2295800	1697400	152400	6400	1200	17600
P28	40x300	3029200	2108300	184500	7100	16100	59100
P29	19x270	385000	321400	38700	900	400	8800
P30	19x270	365200	304700	50700	800	300	8500
P31	30x495	1021700	665900	625200	5600	2100	112100
P32	20x115	155600	84000	100	1500	900	100
P33	30x305	488600	353800	115600	3300	800	17500
P34	20x115	290500	224600	100	10100	1700	100
P35	237.5x495x30x20	1098400	874300	602500	365500	27300	83900
P36	237.5x495x30x20	1087100	867800	945200	378800	40400	15000
P37	20x115	283600	216300	200	10000	1600	100
P38	30x305	474100	342500	116600	3100	700	15900
P39	20x115	151000	79000	100	1400	700	100
P40	30x495	1042600	701200	570300	11000	5500	92000
P41	25x25	62500	43800	200	200	100	100
P42	25x25	61500	41600	200	200	100	100
P43	30x295	623900	554700	88600	4100	1400	7400
P44	30x295	619300	550800	98700	3400	1200	7100
P45	25x25	69500	49200	100	200	100	100
P46	25x25	69900	48200	100	200	100	100
P47	25x25	62100	43300	100	200	100	100
P48	25x25	61100	41200	100	200	100	100
P49	25x25	68200	48800	100	200	100	100
P50	25x25	69300	48900	100	200	100	100
P51	20x130	173700	91300	100	5000	1700	100
P52	20x130	174200	96900	100	4400	1800	100
P53	40x120	573800	453400	17400	2700	1200	4500
P54	40x120	625400	492100	13700	2100	700	3400
P55	40x120	659100	531700	7800	2100	700	1900
P56	40x120	660900	532800	6300	2300	100	2000
P57	40x120	608700	481400	6700	2400	200	2100
P58	40x120	621800	491100	6900	2400	100	1900
P59	40x120	652600	526900	6800	2400	200	1600
P60	40x120	665400	537700	8100	2000	300	2000
P61	40x120	557400	435500	11900	2000	300	2100
P62	40x120	842500	671500	19500	2100	300	7000
P63	40x300	793900	171500	252400	7400	2300	62500
P64	500x182.5x20x30	2607400	2135800	64900	507500	104200	19700
P65	40x300	669500	84700	264700	7200	17100	87500
P66	40x300	562300	80900	208300	4800	15800	82800
P67	40x240	685200	550000	133500	4000	600	32200
P68	40x240	386200	278400	110400	7100	3000	22500
P69	40x120	618000	486900	6800	2200	200	2300
P70	40x120	617000	487400	6100	2200	200	1600
P71	40x120	602500	475400	7100	2200	200	2100

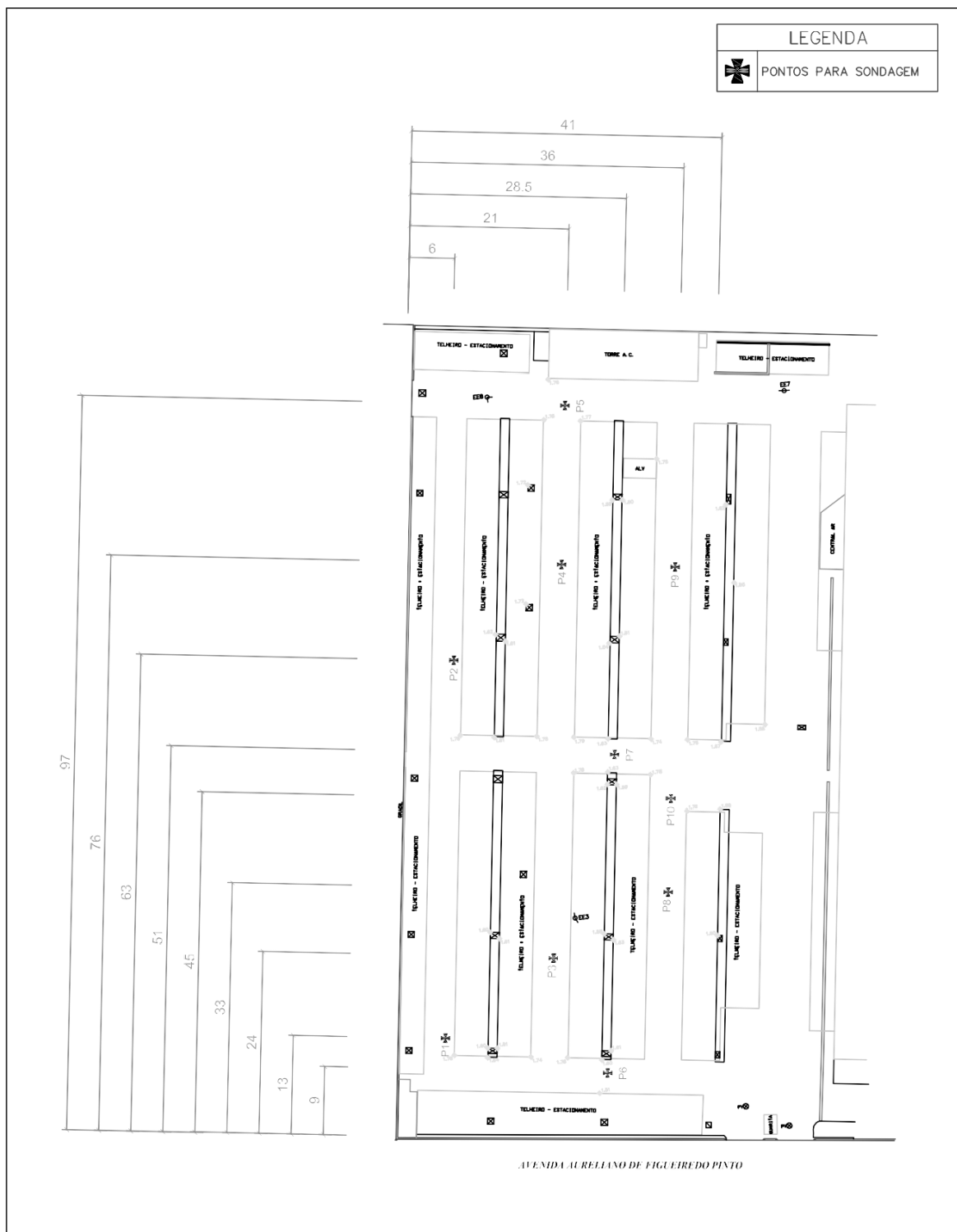
- NOTAS:
- AS UNIDADES DE MEDIDA NÃO INDICADAS ESTÃO EM CENTIMETROS
 - AS CARGAS DO PAVIMENTO DO 3º SUBSOLO NÃO ESTÃO CONSIDERADAS
 - ENTRE OS EIXOS "B" e "D" A CORTINA NÃO PODERÁ SE APOIAR NA ESTRUTURA
 - ESTA PLANTA É COMPLEMENTADA PELA PLANTA 02

- ◊ - LOCAÇÃO DOS CENTROS DE MASSAS DOS PILARES: P16,P19,P35,P36 e P64
- ⊗ - LOCAÇÃO DOS CENTROS DE CARGAS DOS PILARES: P16,P19,P35,P36 e P64

TRIBUNAL DE JUSTIÇA DO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL
DEAM - DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA, ARQUITETURA E MANUTENÇÃO
 Avenida Borges de Medeiros nº 1565 3º andar sala 305 - fone (51) 3210.7400 - Porto Alegre / RS

FÓRO CIDADE-RS		PROJETO ESTRUTURAL		UNIDADE: CENTIMETROS
PAVIMENTO CONTEÚDO		PROJETO Nº: 681		ESCALA:
		ARQUIVO		ESCALA:
ARQUIVO:	PLANTA:	Nº	REV:	XX

ANEXO C – Relatório de Sondagem SPT



TRIBUNAL DE JUSTIÇA DO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL
 DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA, ARQUITETURA E MANUTENÇÃO
 Avenida Borges de Medeiros nº 1565 3º andar sala 305 - Ione (51) 3210.7400 - Porto Alegre / RS

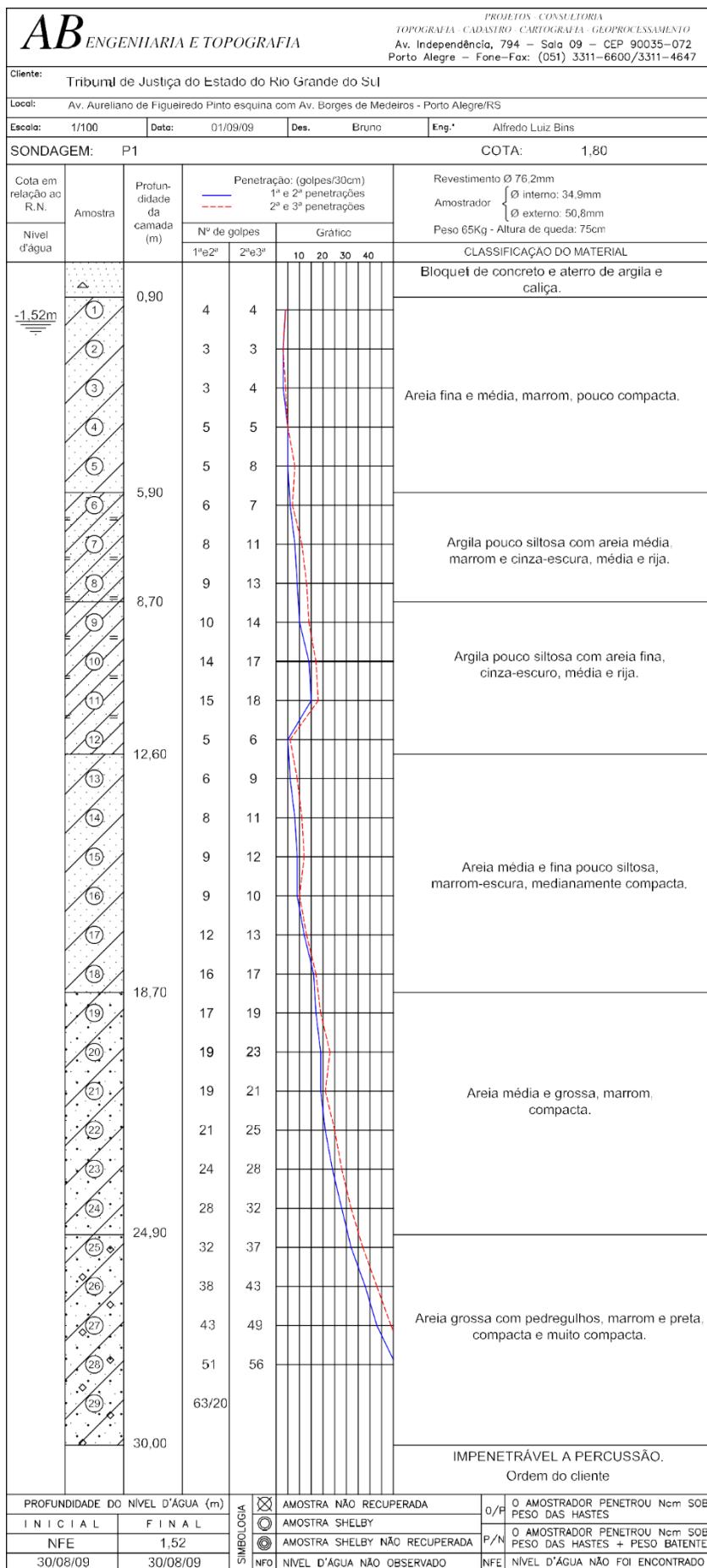
OBRA:
 FORO DA COMARCA DE PORTO ALEGRE

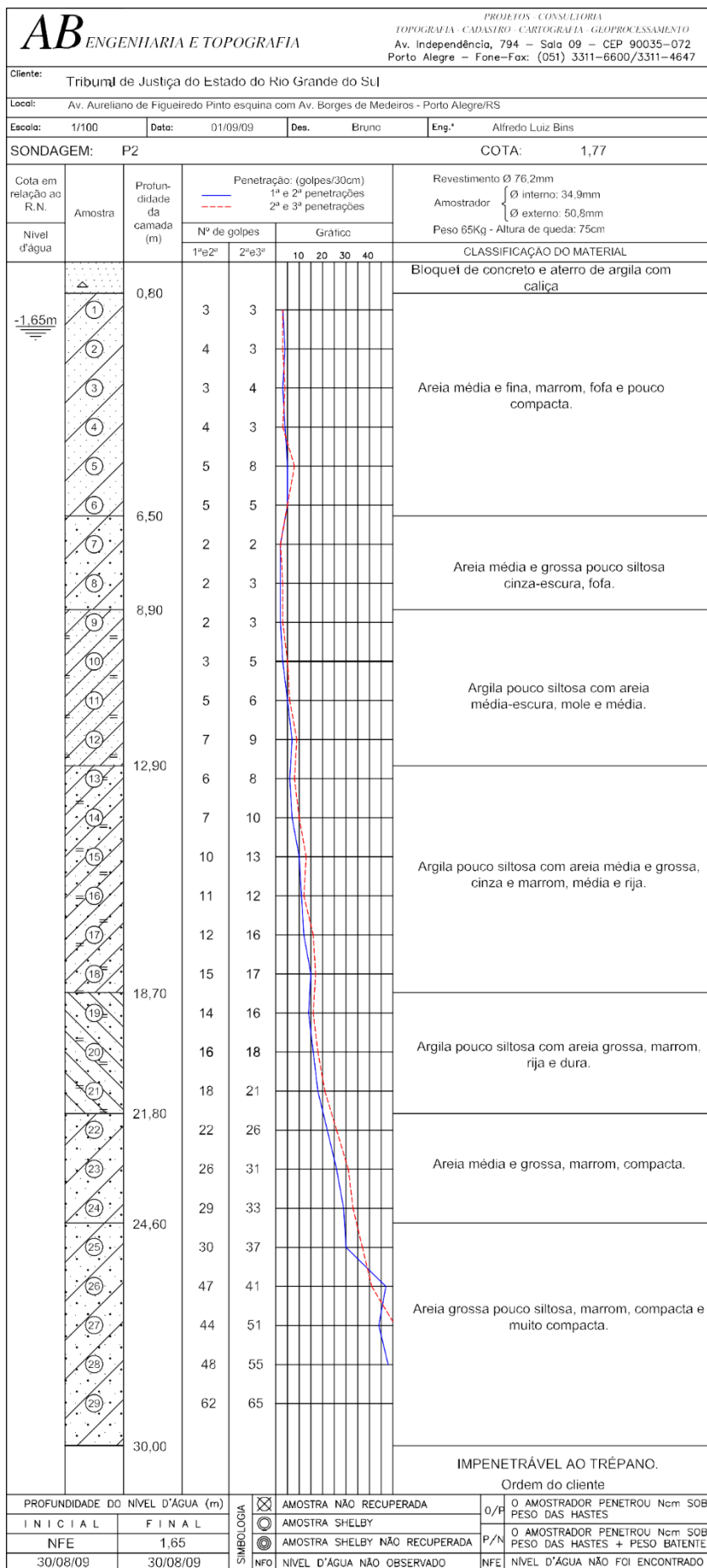
ASSUNTO:
 SONDAGEM

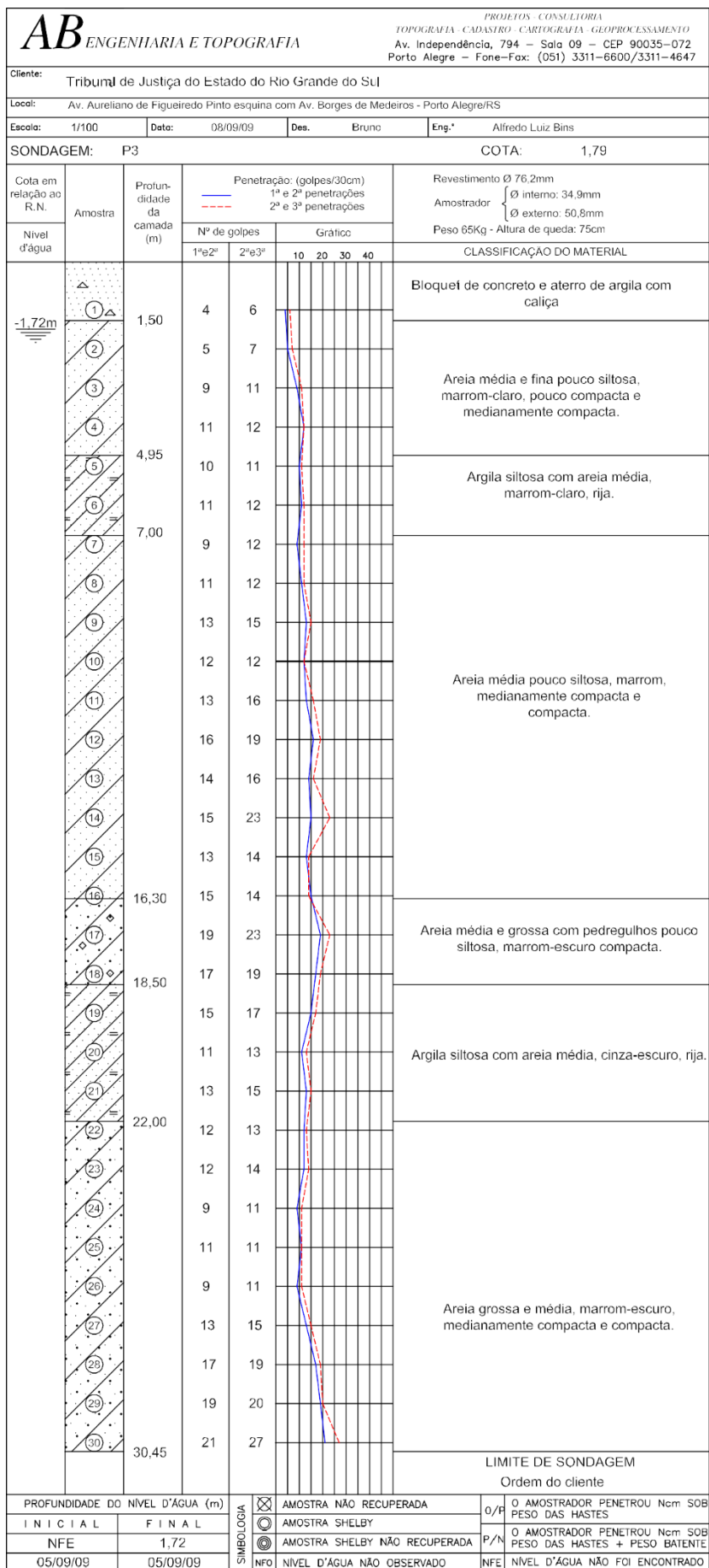
ARQUIVO:
 palegre_sondagem.dwg
 DESENHO: giovani lino
 ESCALA: 1/500
 UNIDADE: m

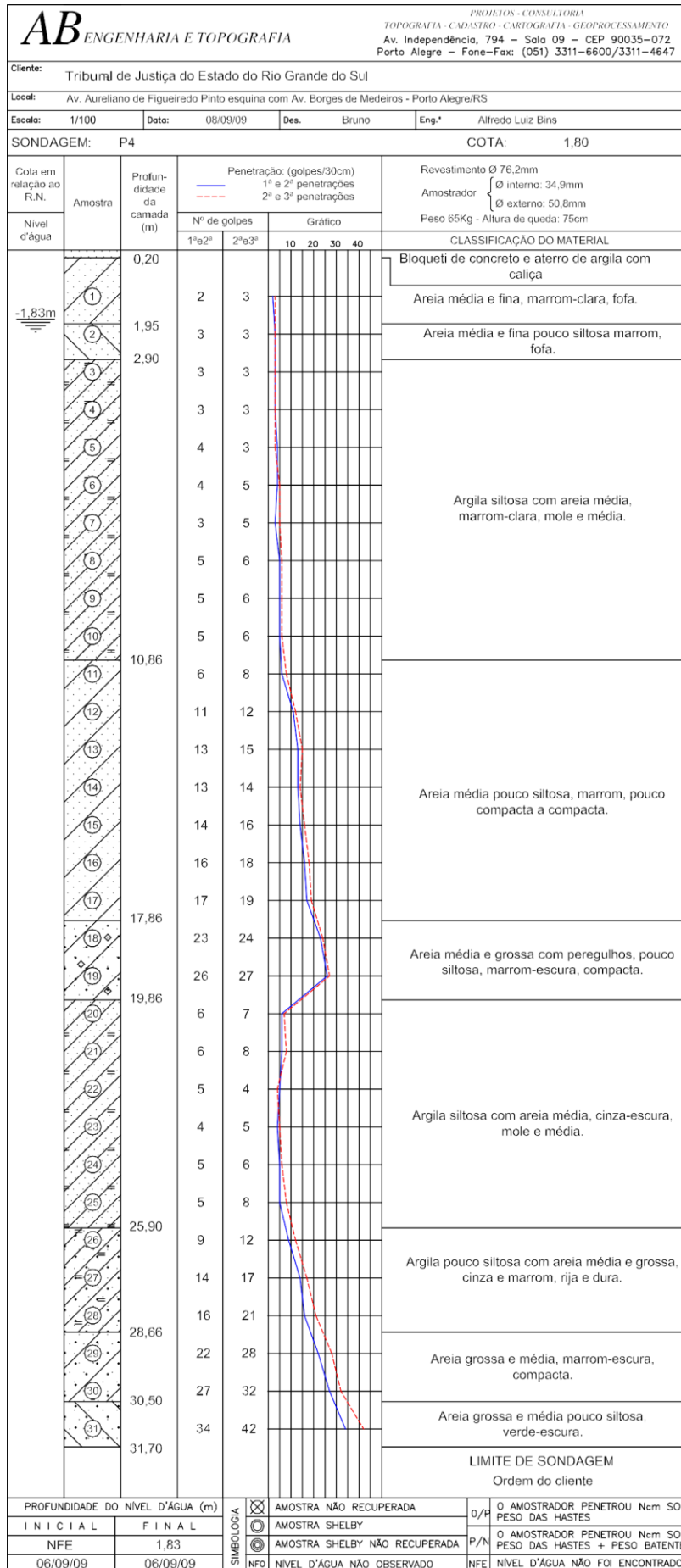
CONTEÚDO:
 PLANTA SITUAÇÃO PROVISÓRIA

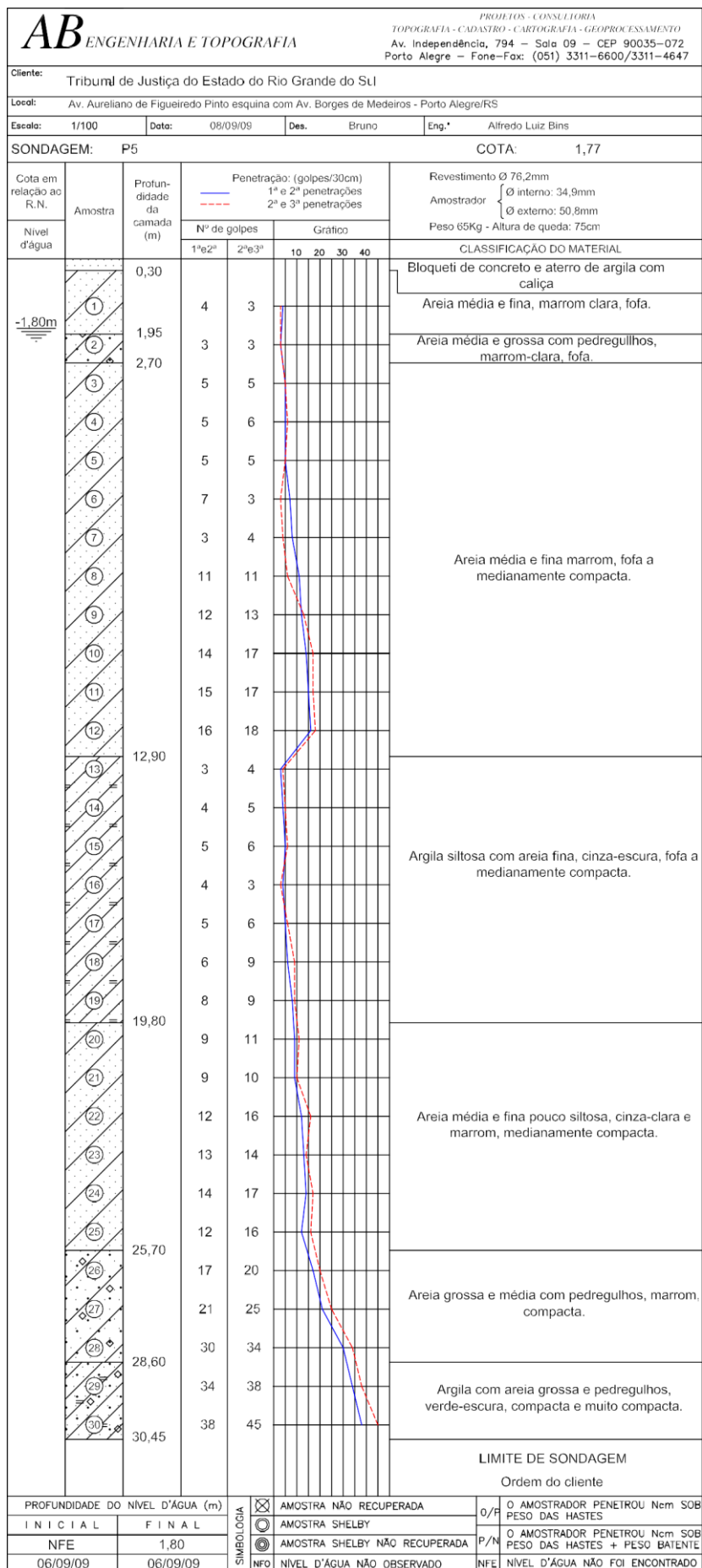
PRANCHA:
 ÚNICA

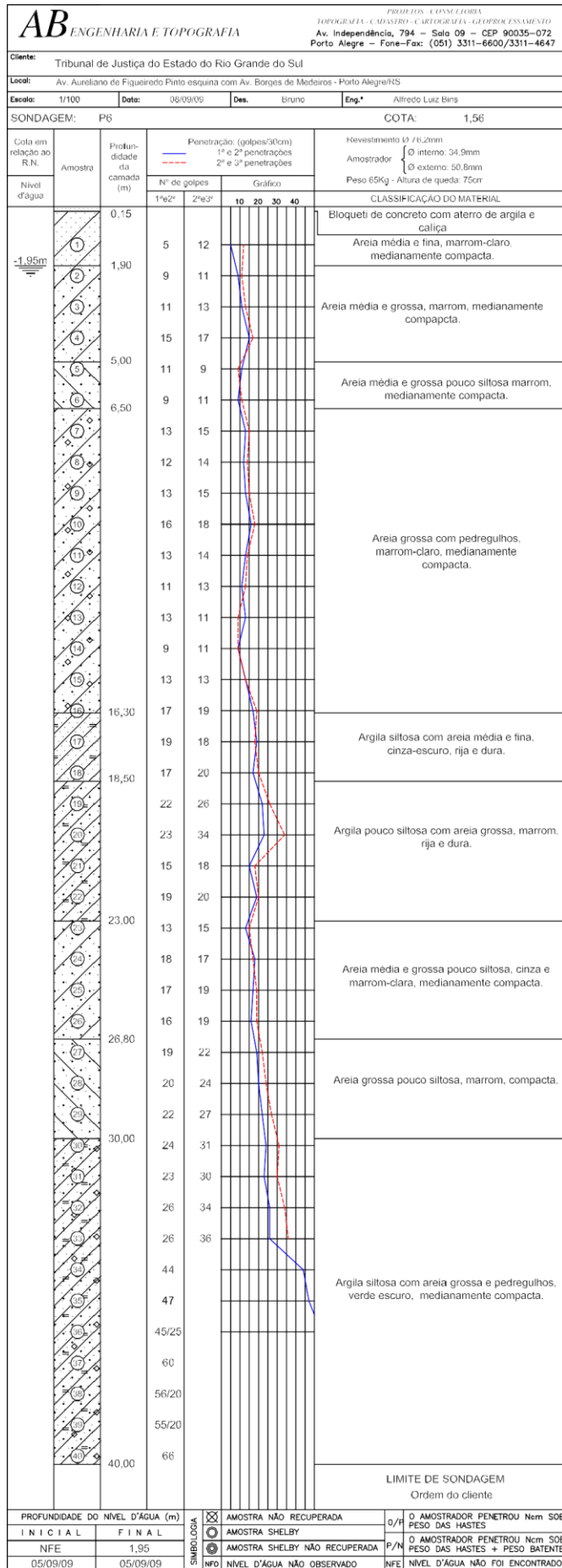


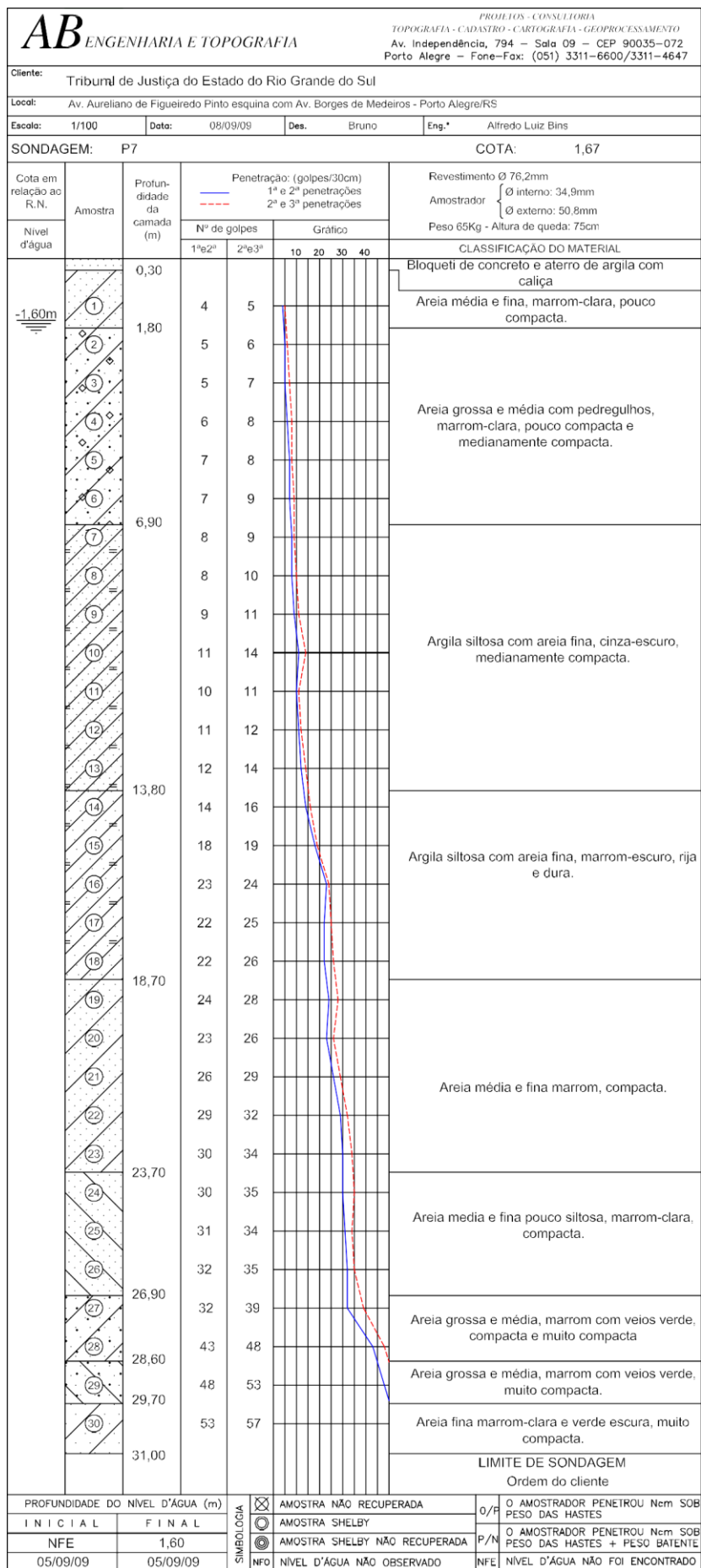


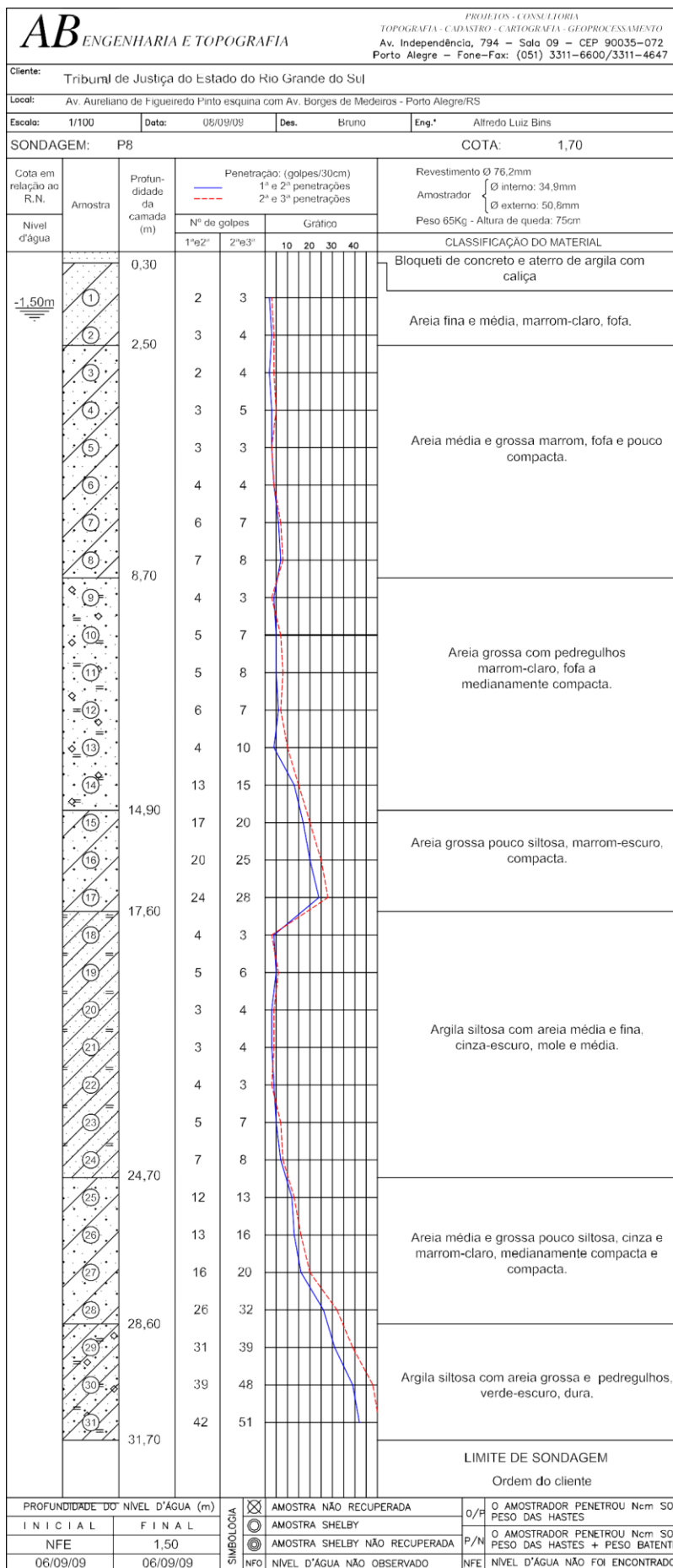


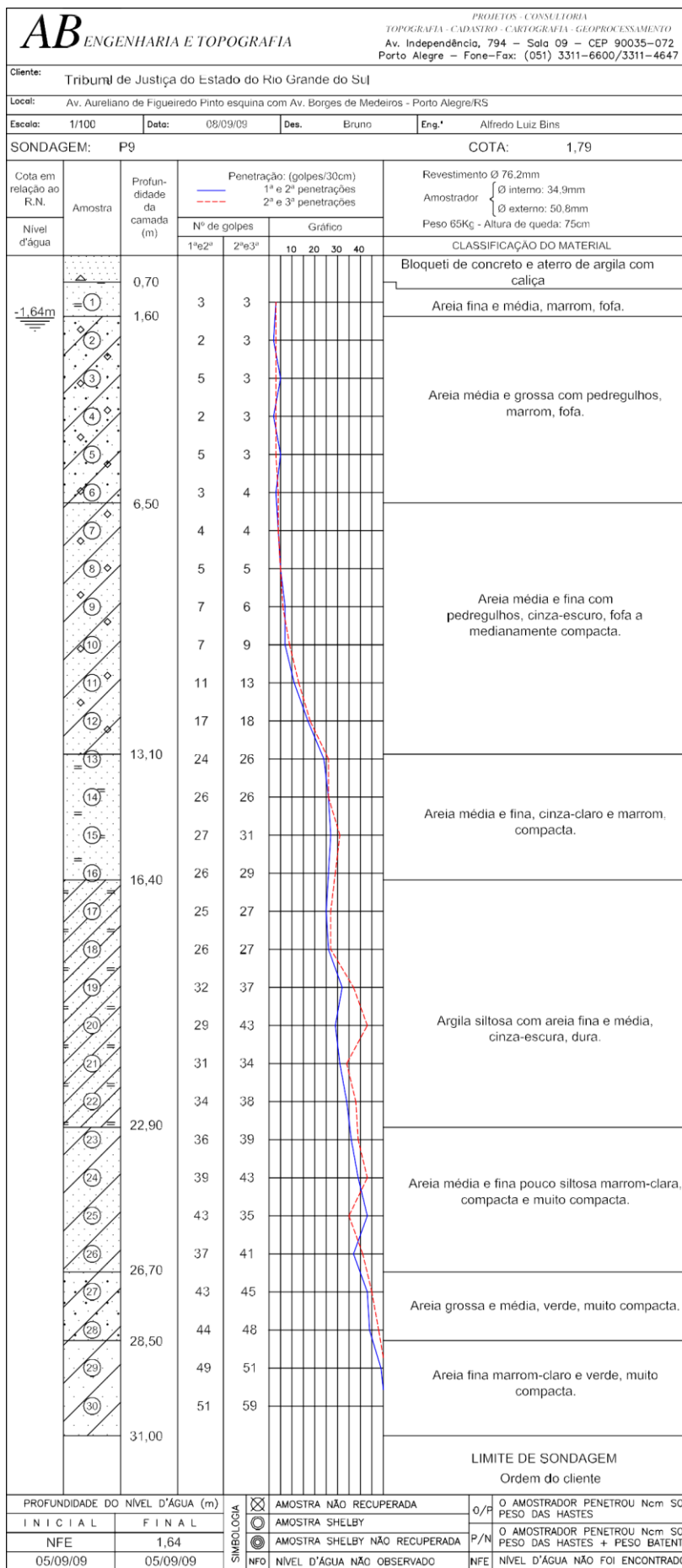


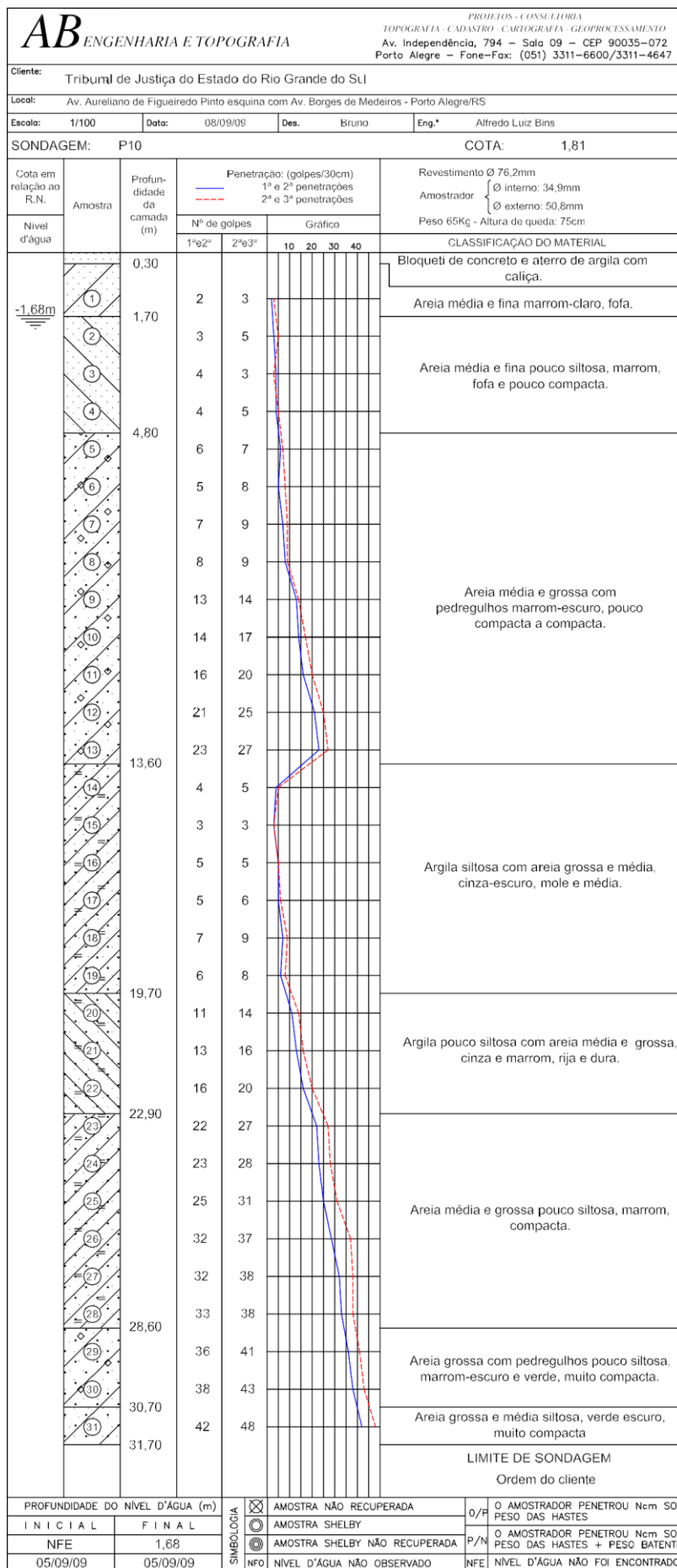




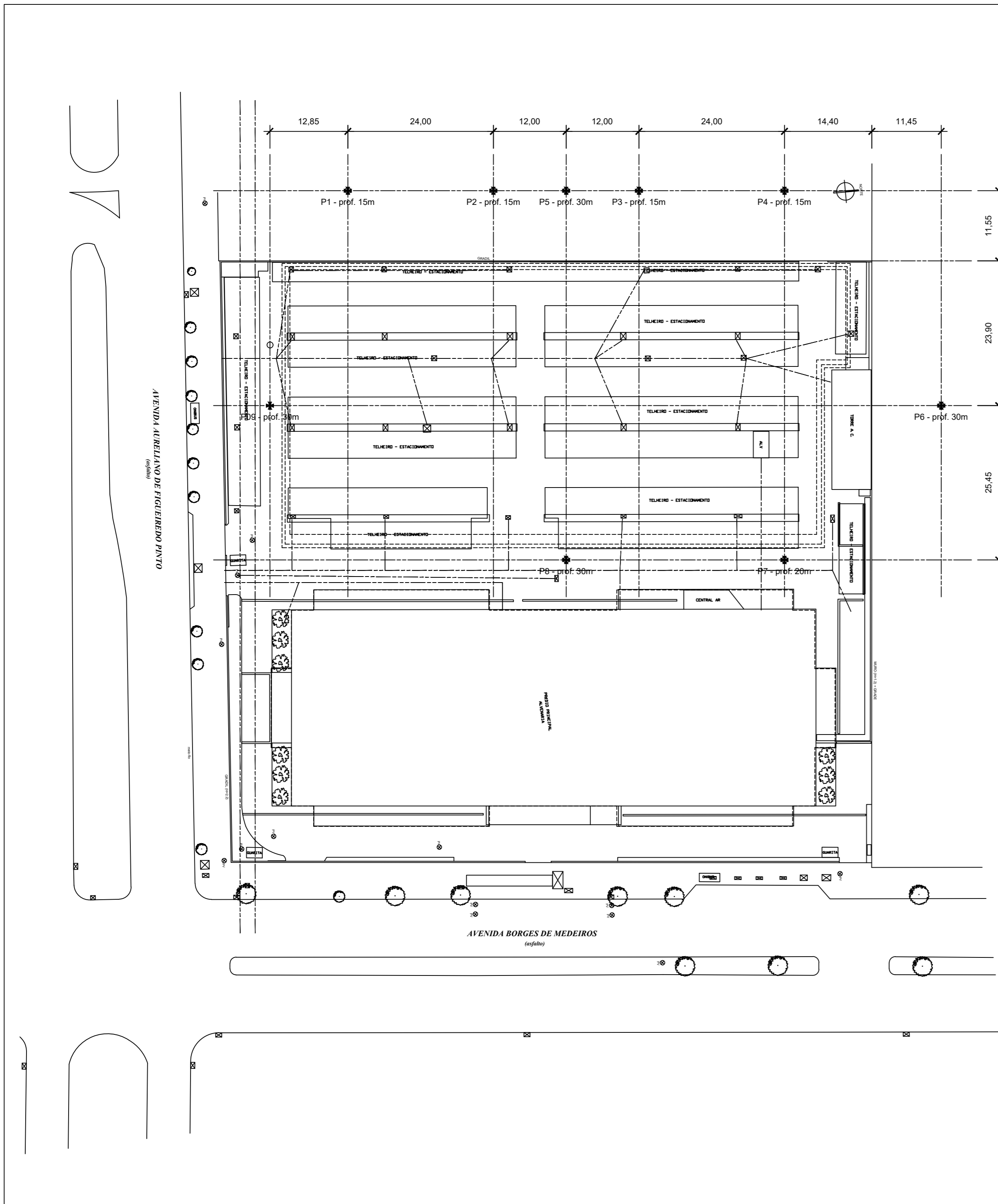








ANEXO B – Relatório de Sondagem CPT



LEGENDA

★ PONTOS PARA SONDAGEM

	TRIBUNAL DE JUSTIÇA DO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL	
	DEAM - DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA, ARQUITETURA E MANUTENÇÃO Avenida Borges de Medeiros nº 1565 3º andar sala 305 - fone (51) 3210.7400 - Porto Alegre / RS	
OBRA: TRIBUNAL DE JUSTIÇA - PRÉDIO ANEXO	ESCALA: 1/500 UNIDADE: m	DATA: agosto 2009
ASSUNTO: PLANTA DE SITUAÇÃO	DESENHO:	
CONTEÚDO: PONTOS PARA SONDAGEM CPT	FASE: EMPROJETO	
PROJETO:	PRANCHA: A-00	



Data: 26.01.2010 - Página 1 de 2

Sondagem Penetrométrica (CPT)

N° Relatório: SP058/2009

Código: 001627

Cliente: TRIBUNAL DE JUSTIÇA DO RS

Obra: PRÉDIO ANEXO

Local: AV BORGES DE MEDEIROS, 1565 - PORTO ALEGRE - RS

Número: SP07

Data de Execução: 24/01/2010

Profundidade Penetrada: 20,00 m.

Cota: +0,00 m.

Profund (m)	Cone (KN)	Cone + Atrito (KN)	Cc (kgf/cm ²)	Fa (tf/m ²)	Ra (fs/qc)
00,00	00,00	00,00	000,00	000,00	00,00
00,20	10,00	12,00	100,00	013,30	00,80
00,40	05,50	06,70	055,00	008,00	04,96
00,60	03,40	07,50	034,00	027,30	02,53
00,80	09,70	11,00	097,00	008,60	00,75
01,00	09,90	11,00	099,00	007,30	03,36
01,20	15,00	20,00	150,00	033,30	00,89
01,40	16,00	18,00	160,00	013,30	01,66
01,60	10,00	14,00	100,00	026,60	02,00
01,80	11,00	14,00	110,00	020,00	01,15
02,00	05,50	07,40	055,00	012,60	01,20
02,20	03,70	04,70	037,00	006,60	00,16
02,40	02,70	02,80	027,00	000,60	01,48
02,60	02,80	03,40	028,00	004,00	00,71
02,80	01,10	01,40	011,00	002,00	03,64
03,00	02,80	03,40	028,00	004,00	01,64
03,20	05,10	05,80	051,00	004,60	01,18
03,40	03,70	04,60	037,00	006,00	05,95
03,60	02,40	05,70	024,00	022,00	04,42
03,80	03,10	04,70	031,00	010,60	01,48
04,00	01,10	01,80	011,00	004,60	05,45
04,20	02,80	03,70	028,00	006,00	01,43
04,40	01,10	01,70	011,00	004,00	14,55
04,60	01,10	03,50	011,00	016,00	00,55
04,80	00,80	00,90	008,00	000,60	00,75
05,00	00,70	00,80	007,00	000,60	13,29
05,20	00,70	02,10	007,00	009,30	00,86
05,40	00,10	00,20	001,00	000,60	13,00
05,60	00,10	00,30	001,00	001,30	00,00
05,80	00,10	00,10	001,00	000,00	00,00
06,00	00,10	00,10	001,00	000,00	06,00
06,20	00,10	00,20	001,00	000,60	06,00
06,40	00,20	00,30	002,00	000,60	20,00
06,60	01,10	01,70	011,00	004,00	08,45
06,80	02,30	03,70	023,00	009,30	09,57
07,00	09,70	13,00	097,00	022,00	01,37
07,20	10,00	12,00	100,00	013,30	01,33
07,40	10,00	12,00	100,00	013,30	01,33
07,60	17,00	19,00	170,00	013,30	00,78
07,80	28,00	30,00	280,00	013,30	00,48
08,00	28,00	30,00	280,00	013,30	00,43
08,20	03,70	05,50	037,00	012,00	02,70
08,40	03,70	05,20	037,00	010,00	01,24
08,60	04,50	05,20	045,00	004,60	01,47
08,80	04,30	05,30	043,00	006,60	03,26
09,00	09,90	12,00	099,00	014,00	04,04
09,20	10,00	16,00	100,00	040,00	04,00
09,40	10,00	16,00	100,00	040,00	02,66
09,60	11,00	15,00	110,00	026,60	03,21
09,80	06,70	12,00	067,00	035,30	02,48
10,00	05,30	07,80	053,00	016,60	03,26
10,20	02,70	05,30	027,00	017,30	02,96
10,40	06,30	07,50	063,00	006,00	02,32
10,60	07,50	09,70	075,00	010,60	03,55
10,80	03,80	07,80	038,00	026,60	04,03
11,00	02,40	04,70	024,00	015,30	01,08

1,0 MPa = 10,0 Kgf/cm² = 100,0 tf/m² = 1000,0 KN/m²qc = resistência a penetração do cone (Kgf/cm²)fs = atrito lateral (tf/cm²)

Ra = razão de atrito fs/qc (%)



Data: 26.01.2010 - Página 2 de 2

Sondagem Penetrométrica (CPT)

N° Relatório: SP058/2009

Código: 001627

Cliente: TRIBUNAL DE JUSTIÇA DO RS

Obra: PRÉDIO ANEXO

Local: AV BORGES DE MEDEIROS, 1565 - PORTO ALEGRE - RS

Número: SP07

Data de Execução: 24/01/2010

Profundidade Penetrada: 20,00 m.

Cota: +0,00 m.

Profund (m)	Cone (KN)	Cone + Atrito (KN)	Qc (kgf/cm ²)	Fs (tf/m ²)	R% (fs/qc)
11,20	00,40	00,80	004,00	002,60	33,25
11,40	10,00	12,00	100,00	011,30	00,60
11,60	02,80	03,70	028,00	008,00	11,89
11,80	13,00	18,00	130,00	033,30	03,58
12,00	16,00	23,00	160,00	046,60	01,66
12,20	12,00	16,00	120,00	026,60	01,67
12,40	11,00	14,00	110,00	020,00	01,57
12,60	07,40	10,00	074,00	017,30	02,61
12,80	07,10	10,00	071,00	019,30	02,82
13,00	12,00	15,00	120,00	020,00	00,33
13,20	04,80	05,40	048,00	004,00	01,25
13,40	04,50	05,40	045,00	006,00	03,24
13,60	07,50	09,70	075,00	014,60	01,33
13,80	05,20	06,70	052,00	010,00	02,81
14,00	07,80	10,00	078,00	014,60	02,56
14,20	13,00	16,00	130,00	020,00	01,02
14,40	12,00	14,00	120,00	013,30	02,88
14,60	07,80	13,00	078,00	034,60	03,92
14,80	07,40	12,00	074,00	030,60	02,16
15,00	03,30	05,70	033,00	016,00	03,82
15,20	07,80	09,70	078,00	012,60	01,62
15,40	07,80	09,70	078,00	012,60	01,96
15,60	07,40	09,70	074,00	015,30	02,51
15,80	07,10	09,90	071,00	018,60	01,97
16,00	05,70	07,80	057,00	014,00	07,02
16,20	14,00	20,00	140,00	040,00	01,43
16,40	12,00	15,00	120,00	020,00	03,88
16,60	14,00	21,00	140,00	046,60	02,38
16,80	28,00	33,00	280,00	033,30	01,19
17,00	30,00	35,00	300,00	033,30	00,64
17,20	06,80	09,70	068,00	019,30	01,96
17,40	03,40	05,40	034,00	013,30	01,76
17,60	03,80	04,70	038,00	006,00	05,42
17,80	04,30	07,40	043,00	020,60	04,95
18,00	06,50	09,70	065,00	021,30	02,05
18,20	14,00	16,00	140,00	013,30	01,24
18,40	07,10	09,70	071,00	017,30	03,75
18,60	14,00	18,00	140,00	026,60	03,81
18,80	22,00	30,00	220,00	053,30	01,51
19,00	23,00	28,00	230,00	033,30	00,58
19,20	38,00	40,00	380,00	013,30	00,53
19,40	25,00	28,00	250,00	020,00	02,93
19,60	18,00	29,00	180,00	073,30	03,70
19,80	20,00	30,00	200,00	066,60	03,33
20,00	18,00	28,00	180,00	066,60	00,00

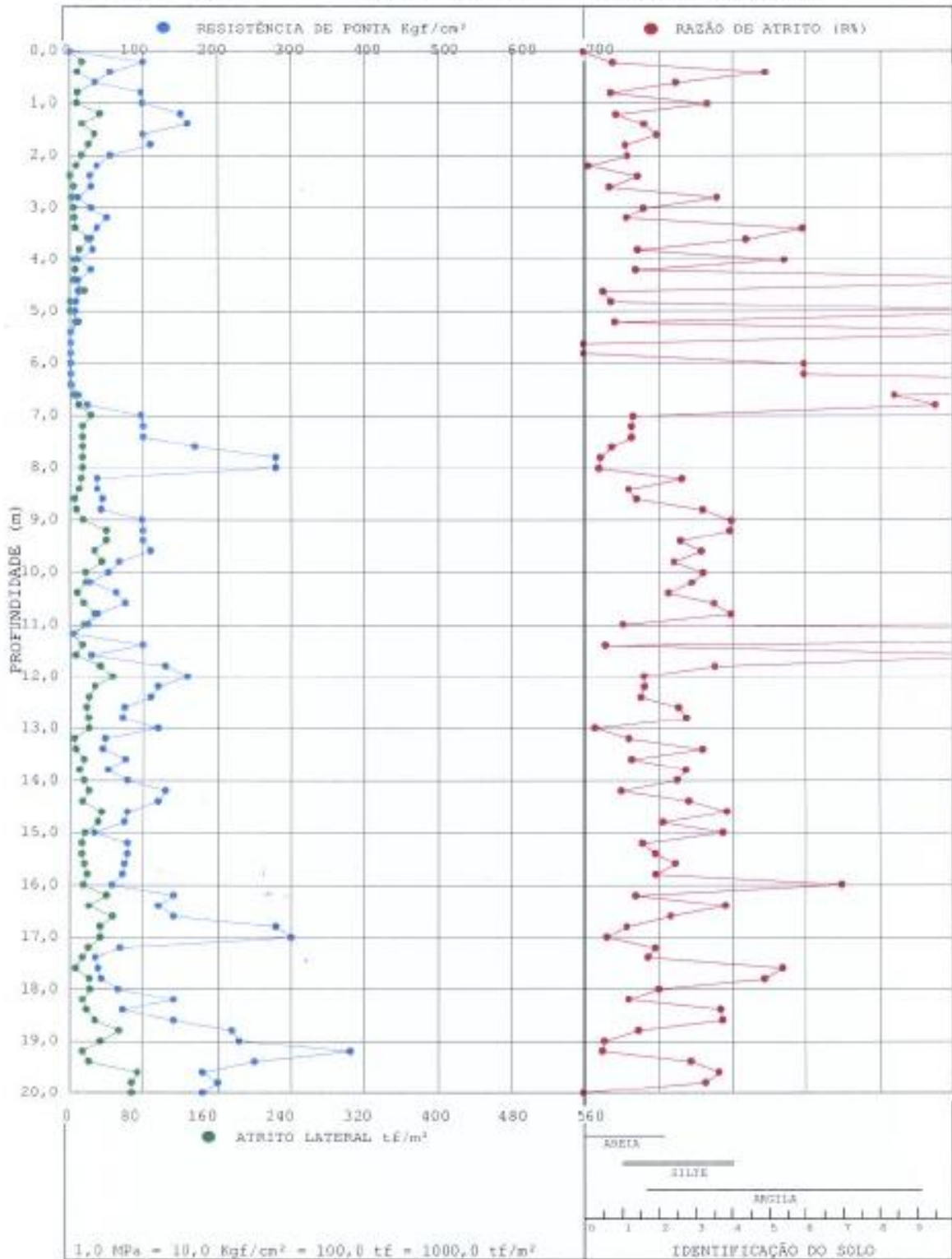
1,0 MPa = 10,0 Kgf/cm² = 100,0 tf/m² = 1000,0 KN/m²qc = resistência a penetração do cone (Kgf/cm²)fs = atrito lateral (tf/cm²)

R% = razão de atrito fs/qc (%)



Impresso em 26/01/2010
 Ensaio de Penetração Contínua (CPT)

Cliente: TRIBUNAL DE JUSTIÇA DO RS Nº Rel.: SP058/2009 Cód: 1627
 Obra: PRÉDIO ANEXO
 Endereço: AV BORGES DE MEDEIROS, 1565 - PORTO ALEGRE/RS
 Nº Furo: SP07 Cota: 0,00 m. Profund.: 20,00 m.





Data: 01.02.2010 - Página 1 de 3

Sondagem Penetrométrica (CPT)

Nº Relatório: SP058/2009

Código: 001629

Cliente: TRIBUNAL DE JUSTIÇA DO RS

Obra: PRÉDIO ANEXO

Local: AV BORGES DE MEDEIROS, 1565 - PORTO ALEGRE - RS

Número: SP08

Data de Execução: 31/01/2010

Profundidade Penetrada: 10,00 m.

Cota: +0,00 m.

Profund (m)	Cone (KN)	Cone + Atrito (KN)	Qc (kgf/cm ²)	Fs (tf/m ²)	Rs (fs/qc)
00,00	00,00	00,00	000,00	000,00	00,00
00,20	13,00	14,00	130,00	006,60	01,54
00,40	12,00	15,00	120,00	020,00	03,50
00,60	06,70	13,00	067,00	042,00	06,27
00,80	06,70	13,00	067,00	042,00	02,69
01,00	02,70	05,40	027,00	018,00	02,96
01,20	03,10	04,30	031,00	008,00	01,29
01,40	02,10	02,70	021,00	004,00	04,76
01,60	03,30	04,80	033,00	010,00	01,61
01,80	06,50	07,30	065,00	005,30	01,43
02,00	06,40	07,80	064,00	009,30	01,45
02,20	06,40	07,80	064,00	009,30	00,31
02,40	07,50	07,80	075,00	002,00	01,24
02,60	05,40	06,80	054,00	009,30	01,35
02,80	05,30	06,40	053,00	007,30	02,51
03,00	03,40	05,40	034,00	013,30	01,94
03,20	03,30	04,30	033,00	006,60	01,39
03,40	03,10	03,80	031,00	004,60	01,29
03,60	03,20	03,80	032,00	004,00	03,13
03,80	03,30	04,80	033,00	010,00	02,21
04,00	02,70	03,80	027,00	007,30	03,70
04,20	01,30	02,80	013,00	010,00	00,46
04,40	00,40	00,50	004,00	000,60	01,50
04,60	00,30	00,40	003,00	000,60	02,00
04,80	00,30	00,40	003,00	000,60	02,00
05,00	00,30	00,40	003,00	000,60	02,00
05,20	00,40	00,50	004,00	000,60	03,25
05,40	00,20	00,40	002,00	001,30	16,50
05,60	00,10	00,60	001,00	003,30	20,00
05,80	00,10	00,40	001,00	002,00	26,00
06,00	00,30	00,70	003,00	002,60	06,67
06,20	00,20	00,50	002,00	002,00	13,00
06,40	00,20	00,60	002,00	002,60	03,00
06,60	00,20	00,30	002,00	000,60	06,50
06,80	00,20	00,40	002,00	001,30	13,00
07,00	01,10	01,50	011,00	002,60	10,91
07,20	03,10	04,90	031,00	012,00	00,19
07,40	09,90	10,00	099,00	000,60	02,08
07,60	09,90	13,00	099,00	020,60	02,76
07,80	09,90	14,00	099,00	027,30	03,36
08,00	10,00	15,00	100,00	033,30	02,66
08,20	13,00	17,00	130,00	026,60	01,54
08,40	13,00	16,00	130,00	020,00	01,02
08,60	12,00	14,00	120,00	013,30	01,11
08,80	21,00	23,00	210,00	013,30	03,17
09,00	18,00	28,00	180,00	066,60	02,22
09,20	15,00	21,00	150,00	040,00	01,33
09,40	14,00	17,00	140,00	020,00	01,04
09,60	03,50	05,70	035,00	014,60	02,66
09,80	05,10	06,50	051,00	009,30	01,57
10,00	02,50	03,70	025,00	008,00	08,00
10,20	10,00	13,00	100,00	020,00	02,00
10,40	16,00	19,00	160,00	020,00	01,25
10,60	18,00	21,00	180,00	020,00	01,48
10,80	14,00	18,00	140,00	026,60	01,43
11,00	13,00	16,00	130,00	020,00	02,56

1,9 MPa = 10,0 Kgf/cm² = 100,0 tf/m² = 1000,0 KN/m²qc = resistência a penetração do cone (Kgf/cm²)fs = atrito lateral (tf/cm²)

Rs = razão de atrito fs/qc (%)



Data: 01.02.2010 - Página 2 de 3

Sondagem Penetrométrica (CPT)

N° Relatório: SP058/2009

Codigo: 001629

Cliente: TRIBUNAL DE JUSTIÇA DO RS

Obra: PRÉDIO ANEXO

Local: AV BORGES DE MEDEIROS, 1565 - PORTO ALEGRE - RS

Número: SP08

Data de Execução: 31/01/2010

Profundidade Penetrada: 30,00 m.

Cota: +0,00 m.

Profund (m)	Cone (KN)	Cone + Atrito (KN)	Qc (kgf/cm ²)	Fs (tf/m ²)	R _l (fs/qc)
11,20	13,00	18,00	130,00	033,30	01,59
11,40	12,00	15,00	120,00	020,00	00,55
11,60	12,00	13,00	120,00	006,60	00,78
11,80	04,30	05,70	043,00	009,30	03,09
12,00	10,00	12,00	100,00	013,30	00,26
12,20	06,40	06,80	064,00	002,60	01,03
12,40	06,40	07,40	064,00	006,60	01,14
12,60	06,40	07,50	064,00	007,30	01,45
12,80	03,10	04,50	031,00	009,30	02,35
13,00	02,30	03,40	023,00	007,30	04,09
13,20	02,30	03,70	023,00	009,30	04,35
13,40	02,30	03,80	023,00	010,00	04,04
13,60	05,30	06,70	053,00	009,30	10,06
13,80	10,00	10,00	100,00	053,30	06,00
14,00	19,00	20,00	190,00	060,00	03,31
14,20	30,00	40,00	300,00	066,60	00,67
14,40	28,00	31,00	280,00	020,00	00,38
14,60	04,70	06,30	047,00	010,60	02,68
14,80	04,20	06,10	042,00	012,60	05,38
15,00	06,50	09,90	065,00	022,60	01,02
15,20	01,50	02,50	015,00	006,60	03,07
15,40	01,10	01,80	011,00	004,60	13,27
15,60	07,50	09,70	075,00	014,60	01,95
15,80	07,50	09,70	075,00	014,60	02,67
16,00	10,00	13,00	100,00	020,00	01,33
16,20	12,00	14,00	120,00	013,30	01,67
16,40	10,00	13,00	100,00	020,00	01,33
16,60	11,00	13,00	110,00	013,30	02,42
16,80	15,00	19,00	150,00	026,60	01,33
17,00	20,00	23,00	200,00	020,00	01,47
17,20	05,30	09,70	053,00	029,30	02,89
17,40	05,10	07,40	051,00	015,30	01,43
17,60	05,70	06,80	057,00	007,30	02,91
17,80	05,30	07,80	053,00	016,60	03,40
18,00	05,10	07,80	051,00	018,00	04,41
18,20	04,10	07,50	041,00	022,60	05,37
18,40	04,50	07,80	045,00	022,00	05,78
18,60	06,10	10,00	061,00	026,00	03,61
18,80	06,40	09,70	064,00	022,00	01,45
19,00	06,40	07,80	064,00	009,30	02,39
19,20	05,50	07,80	055,00	015,30	06,05
19,40	13,00	18,00	130,00	033,30	05,12
19,60	10,00	20,00	100,00	066,60	04,00
19,80	10,00	16,00	100,00	040,00	02,66
20,00	12,00	16,00	120,00	026,60	03,33
20,20	10,00	16,00	100,00	040,00	04,00
20,40	11,00	17,00	110,00	040,00	03,15
20,60	07,80	13,00	078,00	034,60	04,27
20,80	10,00	15,00	100,00	033,30	02,80
21,00	07,80	12,00	078,00	028,00	04,27
21,20	10,00	15,00	100,00	033,30	03,33
21,40	10,00	15,00	100,00	033,30	03,46
21,60	07,80	13,00	078,00	034,60	05,13
21,80	10,00	16,00	100,00	040,00	04,00
22,00	10,00	16,00	100,00	040,00	02,13
22,20	06,50	09,70	065,00	021,30	05,63

1,0 MPa = 10,0 Kgf/cm² = 100,0 tf/m² = 1000,0 KN/m²qc = resistência a penetração do cone (Kgf/cm²)fs = atrito lateral (tf/cm²)R_l = razão de atrito fs/qc (%)



Data: 01.02.2010 - Página 3 de 3

Sondagem Penetrômetro (CPT)

Nº Relatório: SP058/2009

Código: 001629

Cliente: TRIBUNAL DE JUSTIÇA DO RS

Obra: PRÉDIO ANEXO

Local: AV BORGES DE MEDEIROS, 1565 - PORTO ALEGRE - RS

Número: SP08

Data de Execução: 31/01/2010

Profundidade Penetrada: 30,00 m.

Cota: +0,00 m.

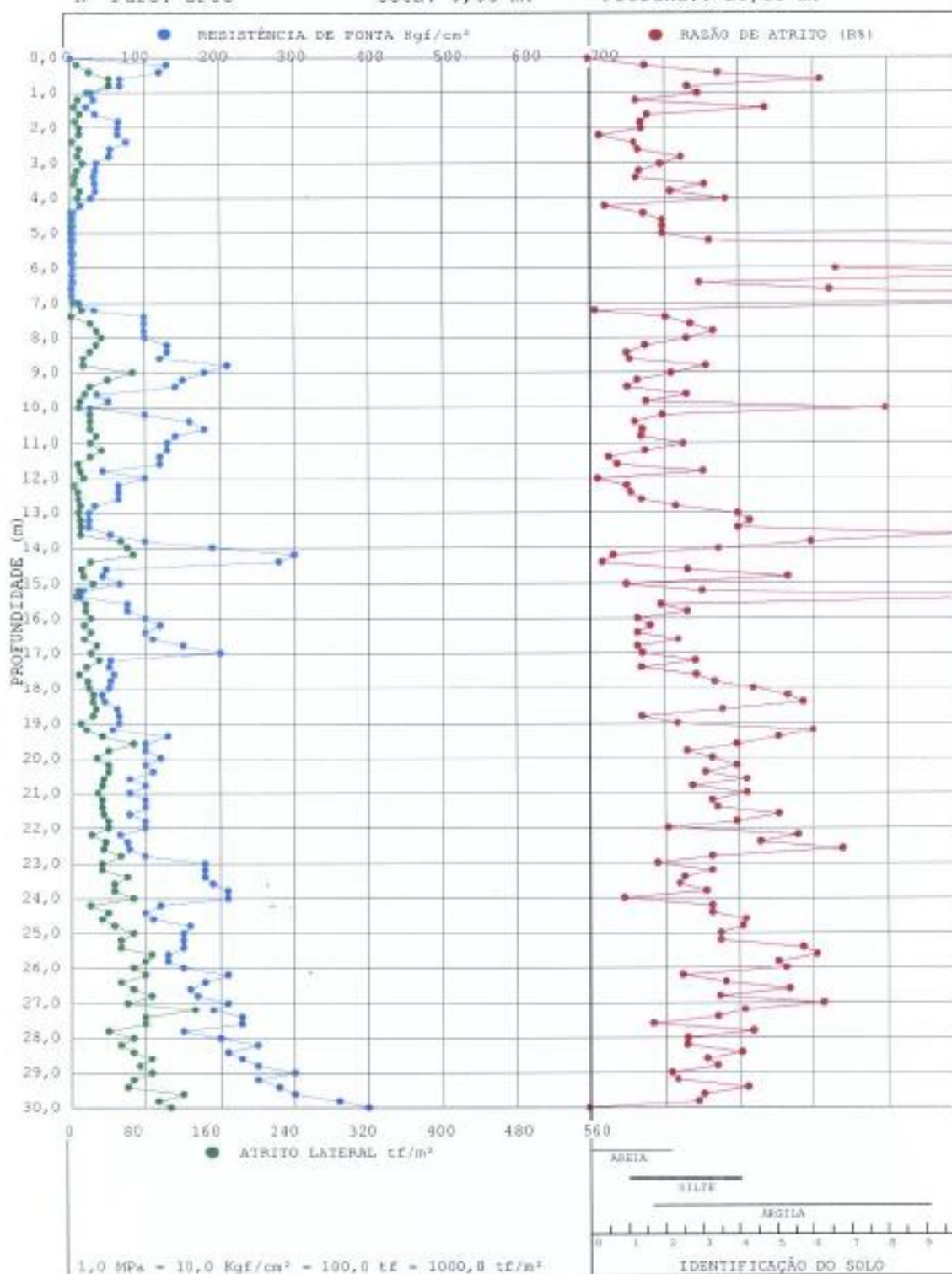
Profund (m)	Cone (KN)	Cone + Atrito (KN)	Qc (kgf/cm ²)	Fs (tf/m ²)	Rt (fs/qc)
22,40	07,50	13,00	075,00	036,60	04,61
22,60	07,80	13,00	078,00	034,60	06,89
22,80	10,00	18,00	100,00	053,30	03,33
23,00	18,00	23,00	180,00	033,30	01,85
23,20	18,00	23,00	180,00	033,30	03,33
23,40	18,00	27,00	180,00	060,00	02,59
23,60	10,00	26,00	190,00	046,60	02,45
23,80	21,00	28,00	210,00	046,60	03,17
24,00	21,00	31,00	210,00	066,60	00,95
24,20	12,00	15,00	120,00	020,00	03,33
24,40	10,00	16,00	100,00	040,00	03,33
24,60	11,00	16,00	110,00	033,30	04,24
24,80	16,00	23,00	160,00	046,60	04,16
25,00	15,00	25,00	150,00	066,60	03,55
25,20	15,00	23,00	150,00	053,30	03,55
25,40	15,00	23,00	150,00	053,30	05,77
25,60	13,00	26,00	130,00	086,60	06,15
25,80	13,00	25,00	130,00	080,00	05,12
26,00	15,00	25,00	150,00	066,60	05,33
26,20	21,00	33,00	210,00	080,00	02,54
26,40	18,00	26,00	180,00	053,30	03,70
26,60	16,00	26,00	160,00	066,60	05,41
26,80	17,00	30,00	170,00	086,60	03,53
27,00	21,00	30,00	210,00	060,00	06,35
27,20	19,00	39,00	190,00	133,30	04,21
27,40	23,00	35,00	230,00	080,00	03,48
27,60	23,00	35,00	230,00	080,00	01,74
27,80	15,00	21,00	150,00	040,00	04,44
28,00	20,00	30,00	200,00	066,60	02,67
28,20	25,00	33,00	250,00	053,30	02,66
28,40	21,00	31,00	210,00	066,60	04,13
28,60	23,00	36,00	230,00	086,60	03,19
28,80	25,00	36,00	250,00	073,30	03,46
29,00	30,00	43,00	300,00	086,60	02,22
29,20	25,00	35,00	250,00	066,60	02,40
29,40	28,00	37,00	280,00	060,00	04,29
29,60	30,00	48,00	300,00	120,00	03,11
29,80	36,00	50,00	360,00	093,30	02,96
30,00	40,00	56,00	400,00	106,60	00,00

1,0 MPa = 10,0 Kgf/cm² = 100,0 tf/m² = 1000,0 KN/m²
 qc = resistência a penetração do cone (Kgf/cm²)
 fs = atrito lateral (tf/cm²)
 Rt = razão de atrito fs/qc (%)



Impresso em 01/02/2010
Ensaio de Penetração Contínua (CPT)

Cliente: TRIBUNAL DE JUSTIÇA DO RS N° Rel.: SP058/2009 Cód: 1629
Obra: PRÉDIO ANEXO
Endereço: AV BORGES DE MEDEIROS, 1565 - PORTO ALEGRE/RS
N° Furo: SP08 Cota: 0,00 m. Profund.: 30,00 m.





Data: 25.01.2010 - Página 1 de 3

Sondagem Penetrométrica (CPT)

Nº Relatório: SP058/2009

Código: 001625

Cliente: TRIBUNAL DE JUSTIÇA DO RS

Obra: PRÉDIO ANEXO

Local: RUA BORGES DE MEDEIROS, 1565 - PORTO ALEGRE - RS

Número: SP09

Data de Execução: 23/01/2010

Profundidade Penetrada: 30,00 m.

Cota: +0,00 m.

Profund (m)	Cone (KN)	Cone + Atrito (KN)	Qc (kgf/cm ²)	Fa (tf/m ²)	R% (fs/qc)
00,00	00,00	00,00	000,00	000,00	00,00
00,20	15,00	18,00	150,00	020,00	00,93
00,40	09,90	12,00	099,00	014,00	06,39
00,60	05,50	15,00	055,00	003,30	02,42
00,80	12,00	14,00	120,00	013,30	01,38
01,00	01,70	04,20	017,00	016,60	01,94
01,20	00,80	01,30	008,00	003,30	05,00
01,40	00,90	01,50	009,00	004,00	04,44
01,60	03,20	03,80	032,00	004,00	01,25
01,80	05,50	06,10	055,00	004,00	01,20
02,00	05,80	06,80	058,00	006,60	01,60
02,20	06,10	07,50	061,00	009,30	01,31
02,40	06,40	07,60	064,00	008,00	01,45
02,60	04,10	05,50	041,00	009,30	01,29
02,80	04,30	05,10	043,00	005,30	02,47
03,00	02,50	04,10	025,00	010,60	02,64
03,20	02,30	03,30	023,00	006,60	01,74
03,40	02,10	02,70	021,00	004,00	01,90
03,60	02,20	02,80	022,00	004,00	04,23
03,80	02,30	03,70	023,00	009,30	02,87
04,00	01,70	02,70	017,00	006,60	03,12
04,20	01,00	01,80	010,00	005,30	04,00
04,40	00,80	01,20	008,00	004,00	03,33
04,60	00,50	00,80	005,00	002,00	04,00
04,80	00,50	00,80	005,00	002,00	05,20
05,00	00,40	00,80	004,00	002,60	05,00
05,20	00,40	00,70	004,00	002,00	06,50
05,40	00,30	00,70	003,00	002,60	11,00
05,60	00,20	00,70	002,00	003,30	16,50
05,80	00,30	00,80	003,00	003,30	08,67
06,00	00,40	00,80	004,00	002,60	06,50
06,20	00,30	00,70	003,00	002,60	08,67
06,40	00,30	00,70	003,00	002,60	04,33
06,60	00,10	00,30	001,00	001,30	06,00
06,80	00,10	00,20	001,00	000,60	13,00
07,00	02,30	02,50	023,00	001,30	02,30
07,20	04,30	05,10	043,00	005,30	01,53
07,40	11,00	12,00	110,00	006,60	01,82
07,60	14,00	17,00	140,00	020,00	00,47
07,80	15,00	16,00	150,00	006,60	01,33
08,00	20,00	23,00	200,00	020,00	00,67
08,20	17,00	19,00	170,00	013,30	00,39
08,40	13,00	14,00	130,00	006,60	01,02
08,60	10,00	12,00	100,00	013,30	01,33
08,80	18,00	20,00	180,00	013,30	00,74
09,00	15,00	17,00	150,00	013,30	01,77
09,20	14,00	18,00	140,00	026,60	00,47
09,40	15,00	16,00	150,00	006,60	00,17
09,60	04,10	04,50	041,00	002,60	00,63
09,80	04,10	04,50	041,00	002,60	01,61
10,00	01,50	02,50	015,00	006,60	13,33
10,20	12,00	15,00	120,00	020,00	01,11
10,40	18,00	20,00	180,00	013,30	00,37
10,60	16,00	17,00	160,00	006,60	01,25
10,80	12,00	15,00	120,00	020,00	01,11
11,00	12,00	14,00	120,00	013,30	00,55

1,0 MPa = 10,0 kgf/cm² = 100,0 tf/m² = 1000,0 KN/m²qc = resistência a penetração do cone (kgf/cm²)fa = atrito lateral (tf/cm²)

R% = razão de atrito fa/qc (%)



Data: 25.01.2010 - Página 2 de 3

Sondagem Penetrométrica (CPT)

N° Relatório: SP058/2009

Código: 001625

Cliente: TRIBUNAL DE JUSTIÇA DO RS

Obra: PRÉDIO ANEXO

Local: RUA BORGES DE MEDEIROS, 1565 - PORTO ALEGRE - RS

Número: SP09

Data de Execução: 23/01/2010

Profundidade Penetrada: 30,00 m.

Cota: +0,00 m.

Profund (m)	Cone (KN)	Cone + Atrito (KN)	Qc (kgf/cm ²)	Ps (tf/m ²)	R% (fs/qc)
11,20	15,00	16,00	150,00	006,60	00,89
11,40	11,00	13,00	110,00	013,30	00,60
11,60	10,00	11,00	100,00	006,60	01,06
11,80	03,10	04,70	031,00	010,60	00,19
12,00	09,90	10,00	099,00	000,60	00,20
12,20	06,50	06,80	065,00	002,00	00,62
12,40	04,10	04,70	041,00	004,00	00,49
12,60	05,20	05,50	052,00	002,00	00,38
12,80	03,20	03,50	032,00	002,00	00,41
13,00	02,50	02,70	025,00	001,30	04,00
13,20	01,30	02,80	013,00	010,00	03,08
13,40	02,10	02,70	021,00	004,00	03,81
13,60	06,30	07,50	063,00	008,00	07,40
13,80	23,00	30,00	230,00	046,60	00,58
14,00	38,00	37,00	350,00	013,30	01,30
14,20	50,00	60,00	500,00	066,60	00,93
14,40	23,00	30,00	230,00	046,60	01,04
14,60	03,70	07,30	037,00	024,00	03,41
14,80	03,20	05,10	032,00	012,60	05,19
15,00	07,50	10,00	075,00	016,60	00,80
15,20	01,80	02,70	018,00	006,00	01,11
15,40	01,20	01,50	012,00	002,00	05,50
15,60	06,50	07,50	065,00	006,60	01,32
15,80	06,50	07,80	065,00	008,60	01,02
16,00	12,00	13,00	120,00	006,60	00,55
16,20	10,00	11,00	100,00	006,60	00,73
16,40	09,90	11,00	099,00	007,30	00,67
16,60	10,00	11,00	100,00	006,60	00,66
16,80	17,00	18,00	170,00	006,60	00,78
17,00	18,00	20,00	180,00	013,30	02,07
17,20	04,30	09,90	043,00	037,30	04,65
17,40	04,10	07,10	041,00	020,00	03,24
17,60	04,70	06,70	047,00	013,30	03,40
17,80	04,10	06,50	041,00	016,00	03,56
18,00	04,30	06,50	043,00	014,60	04,65
18,20	04,20	07,20	042,00	020,00	04,76
18,40	04,70	07,70	047,00	020,00	06,81
18,60	05,10	09,90	051,00	032,00	05,75
18,80	05,50	09,90	055,00	029,30	02,91
19,00	04,70	07,10	047,00	016,00	04,26
19,20	04,50	07,50	045,00	020,00	04,44
19,40	12,00	15,00	120,00	020,00	03,33
19,60	12,00	18,00	120,00	040,00	02,28
19,80	09,90	14,00	099,00	027,30	02,69
20,00	10,00	14,00	100,00	026,60	02,71
20,20	09,90	14,00	099,00	027,30	02,69
20,40	10,00	14,00	100,00	026,60	03,66
20,60	06,50	12,00	065,00	036,60	03,17
20,80	09,90	13,00	099,00	020,60	02,35
21,00	06,50	10,00	065,00	023,30	04,20
21,20	09,90	14,00	099,00	027,30	02,08
21,40	09,90	13,00	099,00	020,60	02,83
21,60	07,80	12,00	078,00	028,00	03,50
21,80	09,90	14,00	099,00	027,30	02,76
22,00	09,90	14,00	099,00	027,30	01,34
22,20	05,50	07,50	055,00	013,30	06,42

1,0 MPa = 10,0 Kgf/cm² = 100,0 tf/m² = 1000,0 KN/m²qc = resistência a penetração do cone (Kgf/cm²)fs = atrito lateral (tf/cm²)

R% = razão de atrito fs/qc (%)



Data: 25.01.2010 - Página 3 de 3

Sondagem Penetrométrica (CPT)

Nº Relatório: SP058/2009

Código: 001625

Cliente: TRIBUNAL DE JUSTIÇA DO RS

Obra: PRÉDIO ANEXO

Local: RUA BORGES DE MEDEIROS, 1565 - PORTO ALEGRE - RS

Número: SPO9

Data de Execução: 23/01/2010

Profundidade Penetrada: 30,00 m.

cota: +0,00 m.

Profund (m)	Cone (KN)	Cone + Atrito (KN)	Qc (kgf/cm ²)	Fs (tf/m ²)	R% (fs/qc)
22,40	06,70	12,00	067,00	035,30	04,48
22,60	07,50	12,00	075,00	030,00	04,53
22,80	09,90	15,00	099,00	034,00	03,36
23,00	15,00	20,00	150,00	033,30	02,22
23,20	15,00	20,00	150,00	033,30	04,44
23,40	15,00	25,00	150,00	066,60	02,67
23,60	17,00	23,00	170,00	040,00	02,74
23,80	18,00	25,00	180,00	046,60	03,33
24,00	18,00	27,00	180,00	060,00	03,11
24,20	10,00	13,00	100,00	020,00	03,00
24,40	07,50	12,00	075,00	030,00	02,67
24,60	10,00	13,00	100,00	020,00	02,66
24,80	15,00	19,00	150,00	026,60	04,44
25,00	13,00	23,00	130,00	066,60	03,58
25,20	13,00	20,00	130,00	046,60	03,58
25,40	13,00	20,00	130,00	046,60	06,15
25,60	12,00	24,00	120,00	080,00	06,67
25,80	11,00	23,00	110,00	080,00	06,05
26,00	13,00	23,00	130,00	066,60	04,62
26,20	10,00	27,00	100,00	060,00	02,96
26,40	15,00	23,00	150,00	053,30	04,44
26,60	14,00	24,00	140,00	066,60	05,24
26,80	16,00	27,00	160,00	073,30	03,33
27,00	19,00	27,00	190,00	053,30	07,02
27,20	17,00	37,00	170,00	133,30	04,71
27,40	21,00	33,00	210,00	080,00	03,81
27,60	21,00	33,00	210,00	080,00	01,59
27,80	13,00	18,00	130,00	033,30	04,62
28,00	18,00	27,00	180,00	060,00	02,96
28,20	23,00	31,00	230,00	053,30	02,32
28,40	21,00	29,00	210,00	053,30	03,17
28,60	20,00	30,00	200,00	066,60	03,33
28,80	23,00	33,00	230,00	066,60	02,90
29,00	28,00	38,00	280,00	066,60	02,14
29,20	27,00	36,00	270,00	060,00	03,21
29,40	30,00	43,00	300,00	086,60	03,33
29,60	33,00	48,00	330,00	100,00	02,62
29,80	40,00	53,00	400,00	086,60	02,17
30,00	37,00	50,00	370,00	086,60	00,00

1,0 MPa = 10,0 Kgf/cm² = 100,0 tf/m² = 1000,0 KN/m²qc = resistência a penetração do cone (Kgf/cm²)fs = atrito lateral (tf/cm²)

R% = razão de atrito fs/qc (%)



Impresso em 25/01/2010
 Ensaio de Penetração Contínua (CPT)

Cliente: TRIBUNAL DE JUSTIÇA DO RS N° Rel.: SP058/2009 Cód: 1625
 Obra: PRÉDIO ANEXO
 Endereço: AV BORGES DE MEDEIROS, 1565 - PORTO ALEGRE/RS
 N° Furo: SP09 Cota: 0,00 m. Profund.: 30,00 m.

