



Universidade Federal do Rio de Janeiro

Escola Politécnica

Programa de Projetos de Estruturas

Francisco Magalhães Dias

**ASPECTOS TÉCNICOS E CONSTRUTIVOS DO PROJETO
DE REFORÇO DAS FUNDAÇÕES DO HUCFF.**

Rio de Janeiro

2014



Francisco Magalhães Dias

ASPECTOS TÉCNICOS E CONSTRUTIVOS DO PROJETO DE REFORÇO DAS FUNDAÇÕES DO HUCFF.

Dissertação apresentada ao Corpo Docente do Programa de Projeto de Estruturas da Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Orientador: Ricardo Valeriano Alves, D.Sc.

Rio de Janeiro

2014



Dias, Francisco Magalhães.

Aspectos Técnicos e Construtivos do Projeto de Reforço do HUCFF/

Francisco Magalhães Dias - Rio de Janeiro -2014

f. 127; 30cm.

Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) –

Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica.

Programa de Projeto de Estruturas. Rio de Janeiro. 2014

Orientador: Ricardo Valeriano Alves, D.Sc.

1. Estruturas e fundações. 2. Implosão. 3. Recalque. 4 HUCFF

I. Alves, Ricardo Valeriano II. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica. III. Aspectos técnicos e construtivos do projeto de reforço HUCFF.

Rio de Janeiro
2014



Aspectos Técnicos e Construtivos do Projeto de Reforço do HUCFF

Francisco Magalhães Dias

Dissertação apresentada ao corpo docente do Programa de Projetos de Estruturas da Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Aprovada pela Banca Examinadora:

Ricardo Valeriano Alves, D.Sc., Escola Politécnica/UFRJ

Francisco de Rezende Lopes, Ph.D., COPPE/UFRJ

Fernando Artur Brasil Danziger, D.Sc., COPPE/UFRJ

Rio de Janeiro
2014

EPÍGRAFE

“(…) Um homem discreto construiu sua casa sobre a rocha. E caiu a chuva, e vieram as inundações, e sopraram os ventos e açoitaram a casa, mas ela não se desmoronou, pois tinha sido fundada na rocha.”

- Mateus 7 , vs 24 e 25 (TNM)

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a **Jeová** Deus, aquele que lançou as fundações da Terra, o construtor de todas as coisas, a quem devo a vida.

Dedico este trabalho também ao Nosso Senhor Jesus Cristo, Rei dos Reis e Senhor dos Senhores, Príncipe da Paz e exemplo máximo de humildade e submissão ao Pai Jeová.

Ao meu pai, Paulo Dias (in memoriam), que primeiro me ensinou sobre o solo, as pedras e as rochas, pois era topógrafo de profissão e garimpeiro nas horas vagas. O seu exemplo, me ensinou a amar e a dignificar meu trabalho.

À minha mãe, Neiza Magalhães Dias, que, pelo seu amor incondicional, nunca deixou de acreditar em mim e as minhas irmãs, sobrinhos e sobrinhas pelo apoio e incentivo.

À minha namorada Ângela Lôbo, pelo amor e pela cumplicidade, dedicação compreensão e carinho a mim dedicado durante toda essa fase da minha vida. Agradeço também ao Marcelinho e Diguinho testemunhas e fiscais dessa história de amor.

DEDICATÓRIA ESPECIAL



Dedico este trabalho aos futuros engenheiros Marcelo e Rodrigo, que este trabalho sirva de inspiração aos seus estudos. E que suas formações tenham por objetivo servir ao **Engenheiro** que projetou e executou a Estrela Anã Amarela, que mesmo estando a incrível distancia de 150 milhões de km da terra, fornece energia essencial a nossas vidas.

'Preparaste o luzeiro, o Sol', sim o Sol honra Aquele que fez o céu e a terra, Jeová Deus. Rev. 4:11.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Ricardo Valeriano Alves, orientador desta dissertação, por quem nutro profundo respeito e admiração, minha gratidão pelas diretrizes na realização deste trabalho.

Ao também Professor Francisco de Rezende Lopes, meus agradecimentos pela dedicação, disponibilidade e ensinamentos.

Ao professor Fernando Artur Brasil Danziger e aos professores do Departamento de Estruturas, pela dedicação e pela atenção dispensada antes e durante o curso.

Ao professor Sergio Hampshire e Professora Claudia Eboli pela paciência e dedicação.

Ao professor Benjamin Ernani Diaz e aos Engenheiros Geraldo Filizola e Carlos Fragelli pela prontidão em atender as minhas dúvidas e solicitações.

Aos meus superiores Márcio Escobar e Alexandre Martins, meus profundos agradecimentos por terem tornado viável a realização deste sonho, bem como aos colegas engenheiros Renan Setubal, Fabiana Guedes, Cerix Azevedo, Gustavo Fonseca, Lays Cristina, Arthur Fernandes, Priscila Sanchez e Maria Lúcia que incentivaram meus estudos e compreenderam meus momentos de ausência.



ABSTRACT

DIAS, Francisco Magalhães. **Technical and construction aspects of the project to strengthen the HUCFF**. Rio de Janeiro, 2014. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

The present research discusses the choice of octagonal footings for the foundations of Block AIII of the University Hospital, built in the 1950s. Data was gathered after the research of documents and projects of the time, geotechnical investigations and recently performed studies, in order to understand the processes that led to settlements of the foundations of Block AIII. Such settlements began after the implosion of part of the hospital, and led to serious structural problems. This work also followed up closely the technical measures adopted to underpin the foundations of Block AIII. Therefore, this dissertation will serve as a reference for the design of the foundations of the New Hospital, which should to be built in the area adjacent to Block AIII.

Keywords: Structures and foundations; Implosion; Settlements; HUCFF.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
2. HISTÓRICO DO HUCFF	5
2.1 HISTÓRICO RECENTE DO HUCFF	9
2.2 IMPORTÂNCIA DO HUCFF	12
3. HISTÓRICO DA FORMAÇÃO DA ILHA DO FUNDÃO	14
3.1 CARACTERIZAÇÃO DO SUBSOLO DAS FUNDAÇÕES DO HUCFF	17
3.2 PROJETO EXECUTIVO ORIGINAL DAS FUNDAÇÕES DO BLOCO AIII	19
3.2.1. QUADRO DE CARGAS ORIGINAL DO BLOCO AIII	20
3.2.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA À RUPTURA	25
3.2.3. ESTIMATIVA DE RECALQUES	29
4. READEQUAÇÃO	36
4.1 MOTIVAÇÃO DA ANÁLISE ESTRUTURAL	36
4.2 CARREGAMENTOS CONSIDERADOS NA ESTRUTURA	37
4.2.1. PRIMEIRA COMBINAÇÃO	38
4.2.2. SEGUNDA COMBINAÇÃO	39
4.2.3. TERCEIRA COMBINAÇÃO	39
4.3. QUADRO DE CARGA ADVINDO DA MODELAGEM	42
4.4. QUADRO DE CARGAS POR ÁREA DE INFLUÊNCIA	42
4.5. COMPARATIVO ENTRE OS QUADROS DE CARGAS	43
4.6. INTERPRETAÇÃO DOS DADOS	46
5. PROBLEMAS ESTRUTURAIS	48
5.1. IMPLOSÃO	49
5.1.1. DESMONTE MANUAL	49
5.1.2. USO DE EXPLOSIVOS	50
5.2. CONFIGURAÇÃO ESTRUTURAL ATUAL	51
5.3. RECALQUES NO BLOCO AIII	53
5.4. ANÁLISE DO PROJETO DE REFORÇO DAS FUNDAÇÕES	61

5.4.1.	PRIMEIRA VERSÃO DO PROJETO DE REFORÇO	61
5.4.2.	SEGUNDA VERSÃO DO PROJETO DE REFORÇO	63
5.4.3.	INTERDIÇÃO DA ALA D (BLOCO AIII)	65
5.4.4.	TERCEIRA VERSÃO DO PROJETO DE REFORÇO	66
5.4.5.	VANTAGENS DO REFORÇO COM ESTACAS MEGA	67
5.4.6.	EXECUÇÃO DA CRAVAÇÃO DAS ESTACAS MEGA	70

6. CONCLUSÕES **78**

6.1.	FUNDAÇÕES DIRETAS	78
6.2.	RECALQUES ESTIMADOS NAS FUNDAÇÕES	81
6.2.1.	RECALQUES TOTAIS (W)	81
6.2.2.	RECALQUES DIFERENCIAIS (ΔW)	82
6.2.3.	DISTORÇÕES ANGULARES	83
6.3.	RECALQUES APÓS A IMPLOSÃO DA ALA SUL	84

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS **88**

ANEXOS

CÁLCULO DOS E_z s PARA VALORES MÁXIMOS DE PREVISÃO DE RECALQUE
(PROFESSOR BARATA);

CÁLCULO DOS E_z s PARA VALORES MÍNIMOS DE PREVISÃO DE RECALQUE
(PROFESSOR BARATA);

PERFIL LONGITUDINAL DO TERRENO;

PERFIL TRANSVERSAL DO TERRENO;

LOG DAS SONDAGENS (SP01; SP02; SP13; SP14; SP15; SP16; SP17; SP18).

1. INTRODUÇÃO

Este trabalho de pesquisa tem como objetivo abordar os problemas estruturais ocorridos no HUCFF (Hospital Universitário Clementino Fraga Filho), mais particularmente relacionados às fundações do prédio. Para isso, será tomado como caso representativo o complexo denominado Bloco A, que teve parte de sua estrutura demolida por implosão.

É ainda objetivo deste trabalho estudar os processos que desencadearam os recalques observados nas fundações do Bloco AIII, que tiveram início após a implosão da chamada “perna seca” (Blocos AI, AII e parte do AIII), suas consequências e possíveis soluções. Este tema tem inegável relevância para todos os interessados na integridade estrutural do HUCFF.

A princípio, é apresentado um breve histórico do HUCFF, desde sua concepção no início na década de 60 até os nossos dias. Considera-se de especial relevância resgatar o momento político e histórico pelo qual passava o Brasil na época da construção. Analisando-se o Histórico do HUCFF, observa-se que este empreendimento sempre foi motivo de muita polêmica, não apenas à época de sua construção, mas também recentemente, ao ser constatada a ruptura de dois pilares do Bloco A em 2010, passando-se pelas análises que levaram à decisão de se implodir a chamada “perna seca”.

Busca-se entender os motivos que levaram os engenheiros responsáveis pelo projeto estrutural a optarem por fundações diretas. O conjunto completo de blocos do tipo A, com treze pavimentos de altura, teve sua infraestrutura praticamente toda executada com elementos de fundação do tipo sapatas octogonais isoladas. A figura 1.1 apresenta a divisão estrutural dos Blocos do HUCFF.

É apresentada uma comparação das condições estruturais entre o Projeto original, antes da implosão da “perna seca”, e após a implosão. Para isso, este trabalho

focalizou sua atenção somente no Bloco AIII, pois somente esta parte do Hospital sofreu recalques após a implosão da “perna seca”.

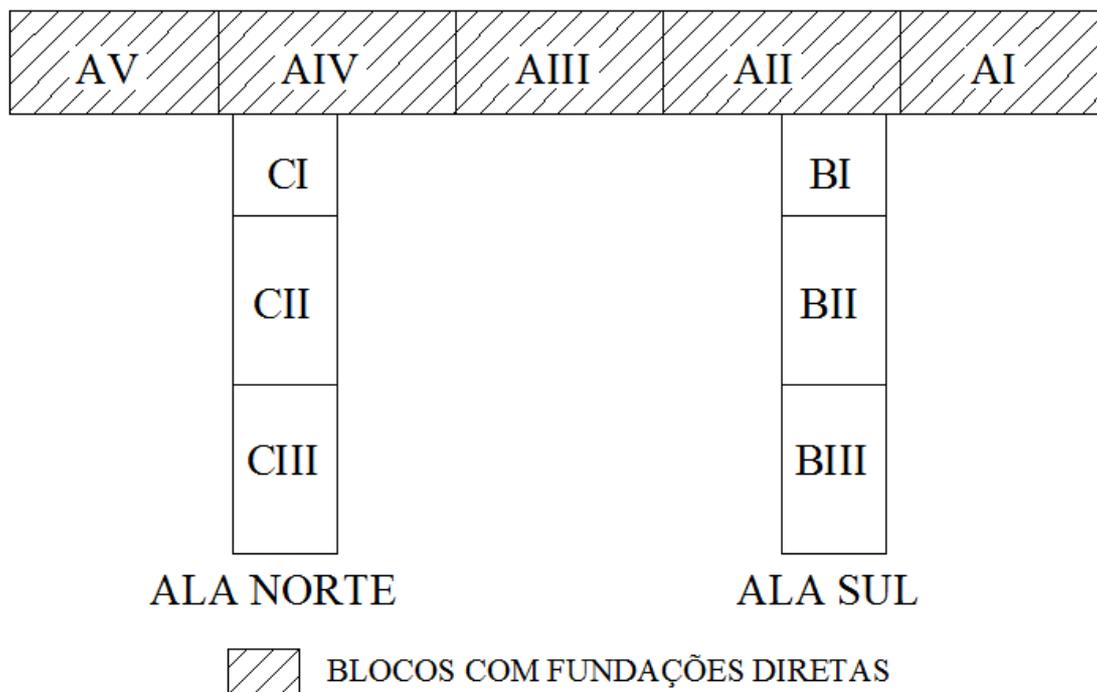


Figura 1.1 – Esquema estrutural dos blocos do HUCFF.

Relata-se também a importância deste hospital para a comunidade acadêmica e para a população do Rio de Janeiro. O HUCFF tem se caracterizado, ao longo de toda a sua existência, pela busca constante da excelência na realização de suas atividades de ensino, pesquisa e assistência. Embora a elevada qualidade de seus funcionários e alunos tenha minimizado as consequências de décadas de subfinanciamento, os efeitos sobre sua estrutura física e seu parque tecnológico são evidentes.

A história do HUCFF continua a ser escrita, e este trabalho procura esclarecer a situação de sua estrutura no momento, contribuindo para as tomadas de decisão que possibilitarão a sobrevivência e a expansão do Hospital.

RELEVÂNCIA DO TEMA

A relevância do tema pode ser mais bem percebida ao se considerar que em breve estarão sendo construídas as fundações para o novo HUCFF. Assim, entender os processos que desencadearam os recalques observados nas fundações do Bloco AIII e suas consequências no restante da estrutura tem inegável relevância para todos os engenheiros e administradores interessados na longevidade estrutural da Ala Norte do HUCFF. Soma-se a isso também o melhor dimensionamento possível das fundações do novo prédio e a busca por respostas a questões pertinentes tais como: Haverá implicações para a estrutura do Bloco AIII, resultantes da construção do prédio que abrigará o novo HUCFF? É tecnicamente e economicamente viável construir a infraestrutura do novo HUCFF em fundação direta?

Respostas confiáveis a essas e as outras perguntas que surgirão ao longo do processo de concepção e dimensionamento das fundações do novo HUCFF podem resultar em considerável economia de recursos financeiros, não somente na construção da infraestrutura do hospital, mas também evitando-se onerosas intervenções futuras, que certamente serão necessárias caso ocorram recalques oriundos de soluções equivocadas no projeto de fundações.

Recentemente, o restante do Bloco AIII sofreu urgentes intervenções em suas estruturas, tendo sido realizados reforços em suas fundações, bem como obras de contraventamento. Estas últimas serão descritas em pormenores no capítulo 4 desse trabalho. As sapatas isoladas do Bloco AIII foram reforçadas com estacas raiz em quatro sapatas e em estacas metálicas tipo Mega em outras oito sapatas. Durante este período, todo o Bloco AIII foi monitorado por nivelamento geométrico de alta precisão para medição dos recalques. Foram executadas também novas sondagens a percussão para uma melhor caracterização do solo da região onde foram reforçadas as fundações.

Um hospital que pretenda estar em consonância com a política nacional de ciência e tecnologia deve ser erguido de modo a fornecer um ambiente adequado para as novas e futuras tecnologias relacionadas à assistência, ensino e pesquisa. Ainda, um hospital que pretenda servir como cenário de ensino-aprendizagem e de pesquisa em

todas as áreas de conhecimento relacionadas às suas atividades deve atrair e ser conduzido pelas Unidades Acadêmicas que atuem nestas áreas. Para cada uma destas Unidades, os espaços hospitalares devem proporcionar o ambiente mais adequado para o desenvolvimento de ensino e de pesquisa de ponta, de forma integrada e multidisciplinar. O prédio atual é fruto de um projeto antigo que não contemplava este conceito e impõe dificuldades para que seja atendido.

Projetos básicos e executivos modernos necessariamente incluem em seu escopo os aspectos relacionados à manutenção preditiva (antecipação das necessidades de manutenção após o imóvel estar em uso), preventiva (avaliação periódica para se evitar danos e interrupção de seu funcionamento) e corretiva (solução oportuna dos problemas com introdução de mudanças e adaptações de modo a prevenir novos eventos). Este novo conceito é um marco na construção civil e é especialmente importante para as instituições públicas, cujo provisionamento de recursos exige planejamento com maior antecedência.

No dimensionamento das fundações do novo hospital, será necessário calcular o recalque previsto e compará-lo com valores admissíveis, usualmente aplicados na boa prática da engenharia. O capítulo 3 deste trabalho considerará em pormenores tais prescrições. Desta forma, este trabalho poderá ser útil quanto à caracterização do solo e sua previsão de recalque quando submetido à carga de trabalho imposta pelo novo hospital.

2. HISTÓRICO DO HUCFF

A obra de construção do Hospital Universitário da UFRJ foi iniciada em setembro de 1950. Este projeto grandioso tinha como objetivo a existência de um hospital dentro da própria Cidade Universitária da UFRJ que possibilitasse um ensino clínico de qualidade. Foram necessários 28 anos para que o Hospital Universitário iniciasse o seu funcionamento, porém numa proporção bem menor do que o seu projeto, que previa a existência de 1.800 leitos dentro de uma área de 220.000 m². A demora na sua construção ocorreu devido a diversos obstáculos, como escassez de recursos, mudanças no cenário político brasileiro e transferência do governo central do Rio de Janeiro para Brasília. O seu regimento geral foi aprovado no Conselho Universitário em 1977 e, no dia 1º de março de 1978, o hospital foi inaugurado com setores já em funcionamento.

Objeto de desejo dos acadêmicos da Faculdade de Medicina da Universidade Federal do Rio de Janeiro, o Hospital Universitário foi concebido inicialmente como um projeto grandioso. Uma imponente estrutura de concreto foi concebida pelo arquiteto Jorge Machado Moreira, dentro do projeto executado sob a responsabilidade do Escritório Técnico da Cidade Universitária da Universidade do Brasil (ETUB). Este escritório especial foi criado em 1944, estando subordinado inicialmente ao Departamento Administrativo do Serviço Público (DASP), ainda na presidência de Getúlio Vargas.

Após estudar várias alternativas e locais para construir o novo hospital, os técnicos escolheram uma área no extremo Noroeste da Ilha do Fundão na cidade Universitária da UFRJ. Os critérios que nortearam a escolha do local serão detalhados no capítulo 3, na parte que trata das fundações. A figura 2.1 apresenta a perspectiva do Hospital Universitário Clementino Fraga Filho (ETUB), 1950.

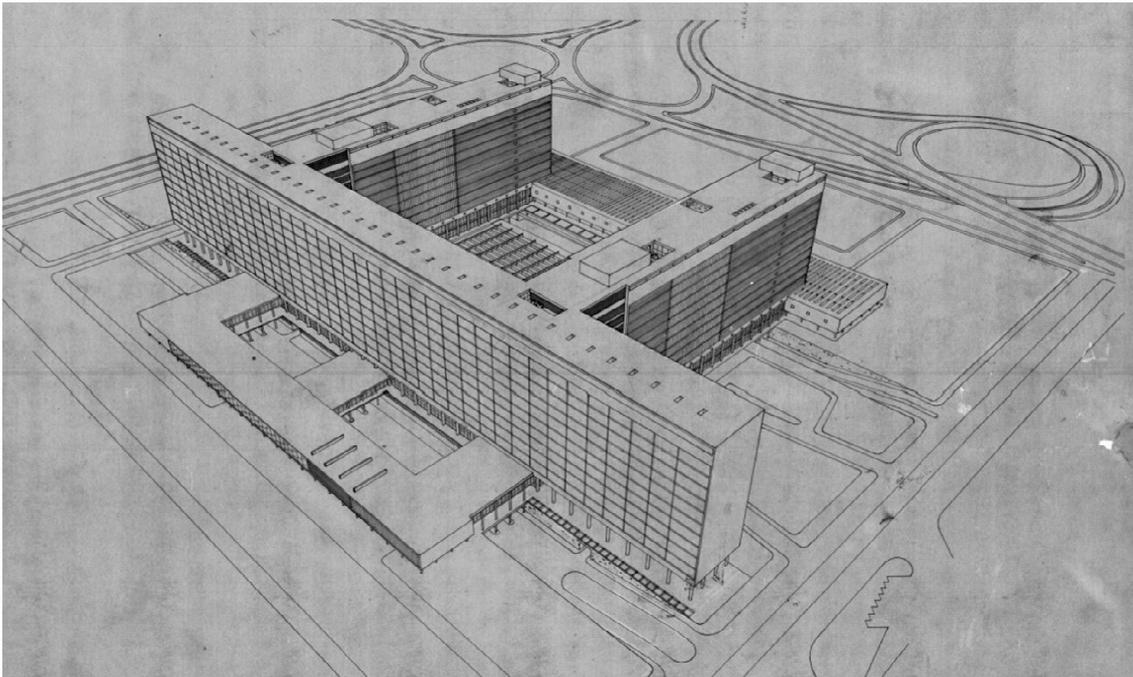


Figura 2.1 – Perspectiva da Vista Norte

A ideia era de que a unidade ocupasse uma área construída de 220.000 metros quadrados, dos quais apenas metade foi concluída integralmente. A obra foi iniciada em setembro de 1950, prolongando-se em ritmo incerto de recursos até 1955, quando foi interrompida, em meio a um conturbado momento político que dificultava a negociação da universidade com o governo por liberação de verbas. Após o suicídio de Vargas, em 1954, o país entrou em grave crise política que só seria abrandada com a posse da presidência de Juscelino Kubitschek, em 1957. Mesmo assim a obra só seria retomada dez anos depois, quando o Brasil já se encontrava sob o regime de ditadura militar. Durante este período, partes da estrutura sofreram deteriorações significativas.

Em 1967, o Reitor Raimundo Moniz Aragão designou uma Comissão na qual destacavam-se os seguintes integrantes: Clementino Fraga Filho, na época vice Reitor, Carlos Cruz Lima, Decano do Centro de Ciências da Saúde, José Lemos Lopes, Diretor da Faculdade de Medicina, J. Lopes Pontes, Mariano de Andrade e Amaral de Osório, sub-reitor de Desenvolvimento, para reexaminar o projeto do Hospital. Nesse mesmo ano, alunos da Faculdade de Medicina participaram do movimento pela retomada das obras.

Em 1970, no reitorado de Djacir Menezes, a Comissão de Implantação resolveu que o Hospital ocuparia apenas 110.000 metros quadrados, isto é, metade da área total da estrutura. O reinício das obras do Hospital data de 22 de janeiro de 1971 sendo que ao findar o ano de 1972, por circunstâncias várias, envolvendo inclusive o fluxo de recursos, a obra do Hospital Universitário entrou em ritmo lento, chegando em pouco tempo à paralisação.

No entanto, a retomada da obra deu-se no reitorado do professor Hélio Fraga. Assim que assumiu a Reitoria em setembro de 1973, resolveu reorganizar a Comissão em 25 de junho de 1974, limitando-se somente a implantação do Hospital Universitário. Uma nova comissão foi inicialmente composta por: Clementino Fraga Filho, Presidente; J.P Lopes Pontes e Mariano de Andrade, Faculdade de Odontologia e Ernani Braga, assessor de saúde da Diretoria da Faculdade de Medicina.

Em novembro de 1974, o Conselho de Desenvolvimento Social aprovou a concessão da verba inicial para a retomada do projeto, no valor de 80 milhões e 500 mil cruzeiros. O reinício das obras ficou assim condicionado à liberação dos recursos, ocorrendo em 1975. Todo esse período decorreu sob o Governo Geisel, sendo o Ministro da Educação o Senador Ney Braga. Em primeiro dia de março de 1978 foi inaugurado o Hospital Universitário Clementino Fraga Filho.

Em seu livro, o professor Clementino Fraga Filho relata: "O assunto mais importante era a projeção inicial do número de leitos, logo se concluiu pelo exagero, aceitando-se a ocupação da metade da área total da estrutura". Paulo de Góes, Diretor do Instituto de Microbiologia, sugeriu que a projeção inicial fosse preservada, mediante dois argumentos: "a má repercussão do reinício das obras por uma demolição e a previsão de ampliação que as grandes instituições devem fazer".

No histórico das obras mencionado no relatório, registra-se que em 1963 já se verificavam sinais de deterioração nas vigas, lajes e pilares, com algumas barras de aço da armadura expostas e recobertas por camadas de ferrugem. Foram realizados, parcialmente, serviços de revestimento dessas áreas expostas, porém, a vistoria concluiu que a estrutura "se apresentava em um estado de regular para bom, havendo, no entanto, a necessidade de se atacar num tempo muito breve a reposição da

impermeabilização da cobertura do Bloco C, já feita e condenada por deixar vaziar água e comprometer o cimento da laje do 13º andar, bem como a impermeabilização dos blocos A”.

Assim, esta comissão estabelecia em 110 mil metros quadrados da área originalmente erguida como o espaço aonde viria a ser efetivamente implantado o Hospital Universitário e decretava, na prática, o surgimento da parte jamais ocupada, que seria apelidada de "perna-seca". A figura 2.2 apresenta vista onde é possível notar o ritmo incerto das obras do Hospital.



2.2 – Vista aérea do HUCFF na década de 1970.

A inauguração do hospital, em 1º de março de 1978, foi marcada pela resistência do professor Hélio Fraga de permanecer no cargo de reitor, por discordar da decisão de inaugurar o hospital ainda inacabado. Com isso, coube ao professor Renato Luiz Caldas, seis meses após a renúncia de seu antecessor e companheiro de administração, ocupar o mais importante cargo da universidade durante a cerimônia. No primeiro dia de funcionamento do HU, foram atendidos 108 pacientes.

Clementino Fraga Filho foi aclamado diretor do HUCFF, em resposta ao papel de liderança frente aos trabalhos de retomada das obras e, em seguida, de adaptação da estrutura originalmente erguida para a nova unidade de saúde, sendo conferido seu nome ao Hospital Universitário, em justa homenagem, um ano depois de deixar a direção, na década de 1980.

2.1 HISTÓRICO RECENTE DO HUCFF

Passados 33 anos da inauguração, novos percalços provocados pela falta de verbas dificultaram a manutenção da parte ocupada e condenaram as estruturas da Ala Sul, já abandonada como projeto hospitalar, praticamente ao relento. A recuperação de parcela dessa estrutura vinha sendo estudada pela atual Reitoria quando à ruptura de dois pilares, em 21 de junho de 2010, precipitou a decisão de demoli-la. Um diagnóstico realizado pela COPPE/UFRJ, ainda em 2007, já assinalava tal desfecho, pois revelava as péssimas condições da estrutura. Tal abalo foi causado pela ruptura dos Pilares P303 e P330 localizados ao longo da junta entre os blocos AII e AIII.

Conforme noticiado no Jornal O Globo em 21 junho de 2010, “A Secretaria Estadual de Saúde informou nesta segunda-feira (21) que houve um abalo estrutural em dois pilares do prédio anexo ao Hospital do Fundão, na Ilha do Governador, no subúrbio do Rio. A Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ) informou em nota que, devido a um ruído registrado na madrugada desta segunda, a Direção Geral do Hospital Universitário Clementino Fraga Filho (HUCFF) solicitou um estudo aos especialistas de engenharia da UFRJ e da Secretaria de estado de Saúde e Defesa Civil. Foram detectados problemas na estrutura desocupada do prédio, conhecida como perna seca”.

Em laudos produzidos pela COPPE/UFRJ foi diagnosticado pelos técnicos que o atual prédio onde funciona o HUCFF é de cara manutenção e pouco apropriado para incorporar sucessivos avanços científicos e tecnológicos na área. De acordo com o

professor José Marcus, ficou comprovado que é mais viável construir um novo prédio do que insistir em reformas cada vez mais custosas.

Foi dentro dessa filosofia que o hospital Clementino Fraga Filho reuniu seu corpo funcional e fez um plano diretor que contemplava três ações básicas. A primeira ação é a demolição da Ala Sul, conforme figura 2.3. A segunda, o plano de manutenção do hospital atual, que inclui os meios de subsistência do prédio, enquanto o novo edifício é construído. A terceira ação, depois da construção do novo prédio, é a transferência total das atividades do hospital Clementino Fraga Filho para essa nova edificação.

Para o então diretor do HUCFF, professor José Marcus Eulálio, a demolição antecipa a possibilidade da construção, no espaço que fica vago, de um novo hospital universitário, que garanta a manutenção dos cerca de 550 leitos atuais e possibilite a continuidade e avanço dos processos de pesquisa e atendimento à população. É isso que prevê o Plano Diretor do HUCFF para a década 2011-2020, elaborado com a ativa participação do corpo social da instituição e em consonância com as diretrizes do Programa de Reestruturação dos Hospitais Universitários Federais (REHUF) do Governo Federal.

No domingo 19 de dezembro de 2010, oito segundos de implosão demoliram parte da estrutura conhecida como Ala Sul. Tal evento abre espaço para que o Plano Diretor da UFRJ incorpore a perspectiva de um novo hospital na Cidade Universitária. Atualmente o Escritório Técnico da Universidade Federal do Rio de Janeiro (ETU/UFRJ) elabora as diretrizes para contratação da(s) empresa(s), por meio de licitação pública, para a elaboração de projetos e execução do novo HUCFF.

A expectativa da comunidade acadêmica é de que o novo hospital incorpore conceitos de um hospital moderno com perspectivas para uma gestão médico-hospitalar compatível com os avanços no ensino, na pesquisa e na assistência às necessidades de saúde da população. Assim, a previsão é que o prédio atual (Ala Norte) seja ocupado somente pela comunidade acadêmica com salas de aulas, anfiteatro e laboratórios de pesquisas.

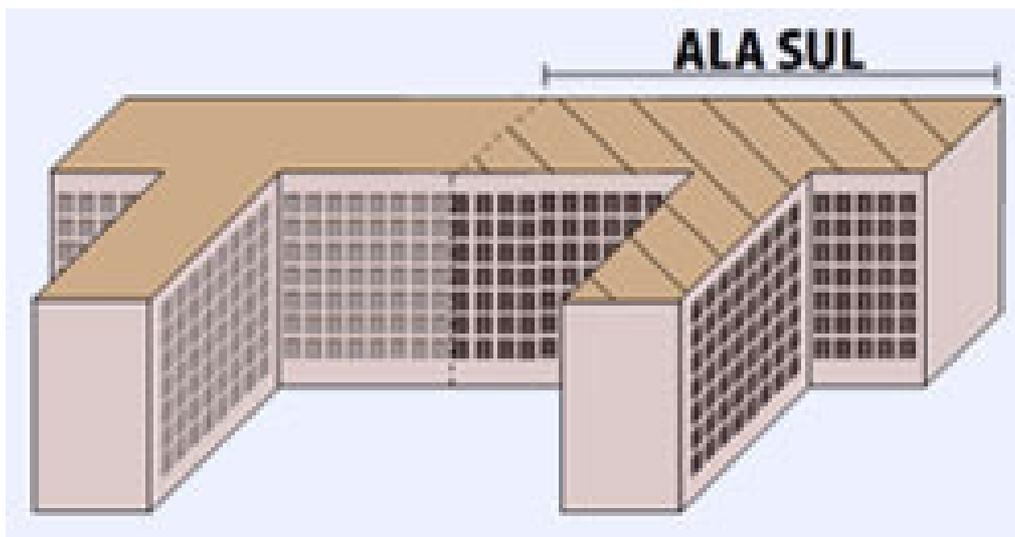


Figura 2.3 – Ala Sul (Perna Seca) parte implodida.

O novo HUCFF deverá ter capacidade de comportar 500 leitos, 150 a mais que o atual, e atenderá pacientes de média a alta complexidade. Além disso, poderá acomodar todas as unidades funcionais que hoje existem no HUCFF atual e absorver possíveis expansões. A figura 2.4 apresenta a perspectiva do novo HUCFF que deverá ter iniciada sua construção a partir de 2014.



Figura 2.4 – Perspectiva do futuro HUCFF.

2.2 IMPORTÂNCIA DO HUCFF

O Hospital Universitário Clementino Fraga Filho é paradigma no tratamento e pesquisa de diversas patologias de alta complexidade. Além, de realizar procedimentos inéditos e estudos pioneiros em parceria com entidades nacionais e internacionais, é um centro de excelência em ensino, pesquisa e extensão. A figura 2.5 ilustra atividade na área de pesquisas médicas.



Figura 2.5 – Pesquisadora trabalhando em laboratório do HUCFF

O HUCFF é vinculado ao Ministério da Educação e ao Sistema Único de Saúde (SUS) e atende somente a partir do encaminhamento realizado através da Central de Regulação. O hospital atualmente possui mais de 300 leitos ativos - com possibilidade de 450 - em todas as especialidades médicas, e conta com um efetivo de mais de 3.000 profissionais entre professores, enfermeiros, médicos e administrativos e há 35 anos funciona como laboratório para a formação de especialistas através de sua residência médica.

Ao todo são 13 andares e mais um pavimento no subsolo abrigando: CTI, alojamento de residentes, Centro Cirúrgico, Biblioteca, Enfermarias, Unidades de Pesquisa Clínica, Farmácia, Seção de Métodos Especiais, laboratórios, ambulatórios e

Radiologia. Há ainda salas de aulas, anfiteatros e setores administrativos. Para o deslocamento interno no prédio, além das escadas, o HUCFF possui 15 elevadores.

Ao longo dos anos, o HUCFF apresentou declínio no número de leitos. Embora tenha sido inaugurado com cerca de 550 leitos ativos, hoje são 327 leitos entre clínicos, cirúrgicos, de isolamento e do setor de emergência, além de 35 leitos de UTI adulto. Há enfermarias destinadas aos convênios, correspondendo a 17 leitos adicionais.

Existem dois pavimentos ambulatoriais com 88 salas ao todo, onde são oferecidas consultas que se constituem em campo de prática e aprimoramento para o ensino, desenvolvimento de pesquisas e avaliação de tecnologias em saúde, além de ampla oferta de serviços à população.

São realizadas consultas nas seguintes especialidades e programas: clínicas básicas médicas e ginecológicas e especialidades médicas em angiologia, cardiologia, dermatologia, endocrinologia, gastroenterologia, geriatria, hematologia, hepatologia, imunologia, infectologia, mastologia, nefrologia, neurocirurgia, neurologia, nutrologia, oftalmologia, oncologia, ortopedia, pneumologia, proctologia, psiquiatria, reumatologia, toxicologia e urologia.

Ainda são oferecidos à população acesso aos seguintes programas: Clínica de Dor e Cuidados Paliativos, Diabetes, Hanseníase, Hipertensão Resistente, Tabagismo e Tuberculose; além de atendimentos não médicos: consultas de enfermagem (geral, diabetes e geriatria), serviço social, psicologia, nutrição e saúde bucal (geral e de pacientes imunocomprometidos).

O centro cirúrgico possui 21 salas, onde 15 permanecem ativas diariamente. Além das cirurgias relacionadas à maioria das especialidades ambulatoriais, são realizados ainda transplantes de fígado, pulmão e renal. A média mensal da produção do hospital em 2009 foi de 20.727 consultas ambulatoriais, 714 internações, 435 cirurgias e 720 atendimentos de urgência.

3. HISTÓRICO DA FORMAÇÃO DA ILHA DO FUNDÃO

A seguir será apresentado um histórico da formação da Ilha Universitária onde se encontra construído o maior campus entre as universidades públicas federais do Brasil.

Na década de 50, encontrar um terreno adequado para construção do Campus da UFRJ já não era tarefa fácil. O Rio de Janeiro já era um populoso centro urbano. Os melhores locais só poderiam ser adquiridos pela desapropriação a preços elevados.

Conseguir uma vasta área, tão central quanto possível, não somente em relação ao perímetro urbano da época, mas principalmente em relação ao crescimento futuro da população, sem causar grandes impactos político-sociais – na época não existia significativa preocupação quanto a impactos ambientais – constituía um problema quase que insolúvel.

Estudos mostravam que a zona de Mangueiros atendia razoavelmente ao conjunto de condições impostas pela complexidade da construção da Cidade Universitária. A solução adotada também levou em conta a sempre crescente preponderância demográfica da zona norte. Um recenseamento de 1940 indicava que 52% da população estudantil universitária residiam na da zona Norte. A zona Sul contava com 39% e apenas 9% cabia a Niterói.

Além desses aspectos essenciais, o arquipélago que viria a ser Ilha Universitária já pertencia, em quase sua totalidade, à União. Sua diminuta população poderia ser removida a baixo custo de indenização.

Outro aspecto considerado foi que o Plano Diretor da Cidade do Rio de Janeiro já indicava a existência, ou previsão, de vias urbanas e suburbanas que facilitariam o acesso à Cidade Universitária. Como exemplo, a Av. Brigadeiro Trompowsky e sua ponte de acesso à Ilha do Governador já interligava a Ilha do Fundão ao continente. A figura 3.1 apresenta foto aérea dessa situação.



Figura 3.1 – Foto aérea mostrando a ligação da Ilha do Fundão com o continente.

A localização adotada sobreveio depois de numerosos e detalhados estudos procedidos por experiente equipe técnica. Sob o aspecto da extensão de sua área, a Cidade Universitária da UFRJ situa-se acima das Universidades de Colúmbia, Ohio, Roma, Atenas, Madrid e muitas outras de capacidade aproximadamente igual.

Os estudos feitos, tendo em vista a recuperação da vasta baixada de Manguinhos, apontavam a urgente necessidade de serem efetuados os trabalhos agora já executados para a formação da Ilha Universitária. Assim, não se deve esquecer a importância destes vultosos aterros para o saneamento da cidade do Rio de Janeiro.

As ilhas Baiacu, Bom Jesus, Cabras, Catalão, Pinheiro, Fundão, Pindaí do Ferreira, Pindaí do França e Sapucaia foram interligadas formando a conhecida Ilha do Fundão. A Ilha do Fundão hoje possui uma área de aproximadamente 560 hectares (ETU, 1952). Na figura 3.2 pode-se observar a disposição original do arquipélago que deu origem a Ilha do Fundão e a localização do HUCFF.

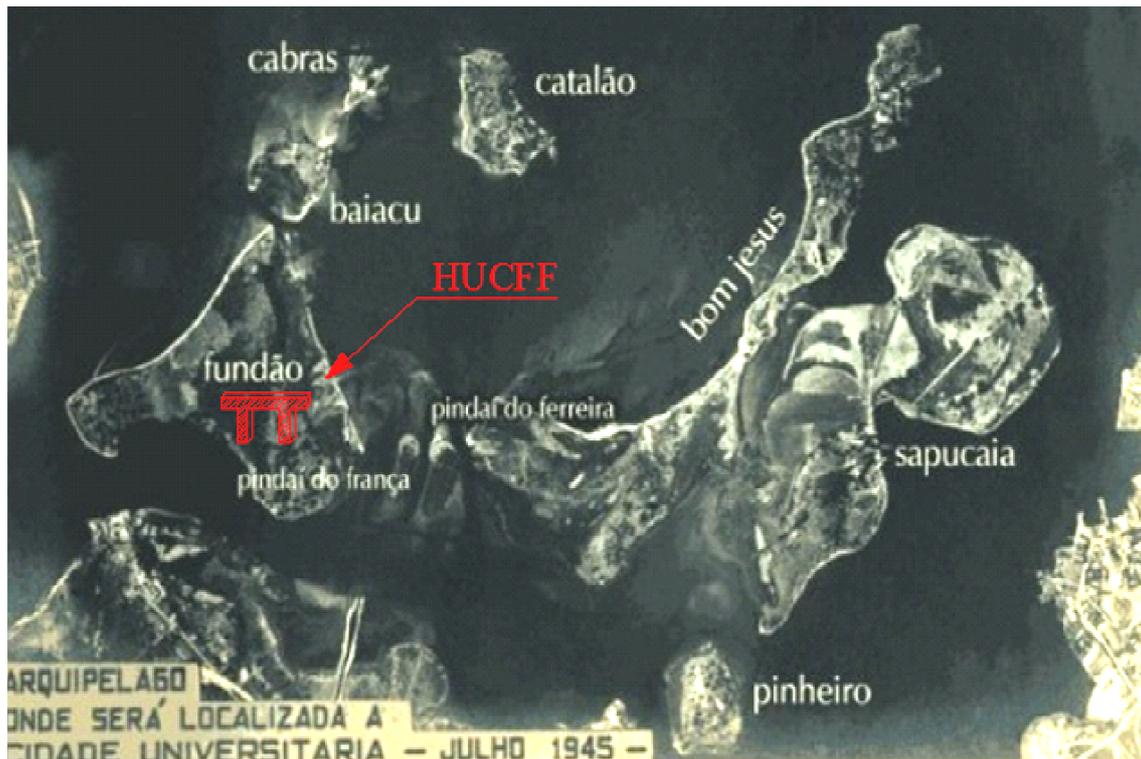


Figura 3.2 – Arquipélago onde foi construída a cidade universitária da UFRJ.

A atual Ilha do Fundão que abriga a Cidade Universitária adveio da união de um arquipélago composto de nove ilhas. A Ilha da Cidade Universitária foi construída sob ordens de Getúlio Vargas, já que até então a cidade do Rio de Janeiro era o Distrito Federal. Entre os anos de 1950 a 1952, obras de terraplenagem preencheram os espaços então existentes entre as ilhas unificando-as em apenas uma.

O volume de material para aterro usado durante a obra de terraplenagem foi obtido pela dragagem e recalque das areias oriundas de bancos de areia contíguos às Ilhas. A figura 3.3 apresenta a execução do aterro hidráulico na data de 15 de maio de 1951.



Figura 3.3 – O engenheiro Horta Barbosa inspecionando a execução do aterro hidráulico (1951).

O desmonte da colina da Ilha do Fundão também forneceu grande volume de material para levantar a cota (altitude) de extensas áreas que ficavam submersas por ocasião das marés cheias

3.1 CARACTERIZAÇÃO DO SUBSOLO DAS FUNDAÇÕES DO HUCFF

O Instituto Nacional de Tecnologia (INT) foi o responsável pela caracterização do subsolo visando a construção das fundações dos edifícios. Foram executadas mais de mil sondagens. As nove ilhas reunidas são constituídas de gnaisses decompostos. As ilhas originalmente eram circundadas e alongadas por extensões de bancos de areia.

Os estudos feitos, tendo em vista o desmonte da colina situada na primitiva Ilha do Fundão, região onde foi construído o HUCFF, classificaram o subsolo como solo residual gnáissico. Sob o critério de resistência, as sondagens executadas especificamente para as fundações do HUCFF acusavam características que permitiam o emprego de tensões admissíveis de até 500 kPa.

AOKI (2010) recentemente tratou sobre caracterização geológica da região da Ilha do Fundão da seguinte maneira: “Trata-se de região de baixada na Baía da Guanabara, Rio de Janeiro, com sedimentos de solos do quaternário e terciário que repousam sobre espessa camada de saprólito de rocha gnáissica, pouco a medianamente alterada...”.

No presente trabalho não se teve acesso às sondagens feitas na época da execução das fundações do HUCFF. Entretanto, foram obtidos os resultados de oito sondagens à percussão na região do Bloco AIII, efetuadas durante a execução dos trabalhos de reforço das fundações.

As sondagens executadas durante a obra de reforço das fundações foram posicionadas em função da localização de alguns pilares do Bloco AIII. Assim, foi possível estabelecer dois perfis do subsolo. Um perfil longitudinal com seis sondagens relacionadas aos pilares 336 (SP13), 335 (SP14), 334 (SP15), 333 (SP16), 332 (SP17) e 331 (SP18). E um perfil transversal com três sondagens relacionadas aos pilares 305 (SP02), 323 (SP01), 332 (SP17). Os perfis transversal, longitudinal do subsolo e perfis individuais das oito sondagens à percussão executadas estão incluídos nos anexos deste trabalho.

As sondagens realizadas nesta campanha indicam a presença de uma camada superior de aterro com espessura máxima de 1,5 m, depositada sobre camada de solo residual areno-argiloso com valores médios de N_{SPT} na faixa de 20 golpes, onde: N_{SPT} é número de golpes necessários para a penetração dos dois últimos trechos de cravação do amostrador-padrão cravado em três trechos consecutivos de 15 cm cada, sendo que o valor da resistência à penetração N_{SPT} consiste no número de golpes aplicados na cravação dos 30 cm finais.

A camada de solo residual é seguida de uma alteração de rocha que se apresenta impenetrável à percussão entre 12 a 20 m de profundidade. A princípio, nenhum valor de N_{SPT} relacionado à profundidade de assentamento das sapatas, por volta de 1,5 metros, justifica adoção de tensão admissível de 500kPa.

3.2 PROJETO EXECUTIVO ORIGINAL DAS FUNDAÇÕES DO BLOCO AIII

Neste item será apresentado o Projeto Original de Fundações buscando-se estabelecer as reais tensões de trabalho solicitadas pelas fundações na região do Bloco AIII.

Conforme já exposto anteriormente, as fundações do Bloco AIII são do tipo diretas e transmitem as cargas do edifício por meio de sapatas isoladas. O Núcleo de Pesquisas e Documentação (NPD) da FAU/UFRJ possui em seu acervo os arquivos digitalizados do Projeto Executivo das Fundações.

Os pilares do Bloco AII do HUCFF são circulares e possuem suas fundações em sapatas octogonais. Foram executados três diferentes tipos de sapatas octogonais. Todas possuem a mesma configuração, conforme apresentado na Figura 3.4. No entanto, com dimensões distintas e, conseqüentemente, áreas de contato com solo diferentes.

As menores sapatas têm dimensão característica em planta de 2,70 metros e área de contato de 6,0 m² com o solo. As sapatas intermediárias têm dimensão característica de 3,30 metros e 9,0 m² de área. As sapatas maiores têm dimensão característica de 3,50 metros e 10,0 m² de área. Assim, adota-se uma nomenclatura própria, para distinguir os três tipos de sapatas. Sapatas Tipo 1 (6,0 m²); Sapatas Tipo 2 (9,0 m²) e Sapatas Tipo 3 (10,0 m²).

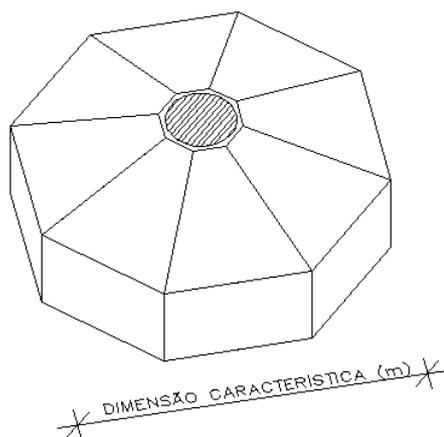


Figura 3.4 – Planta de forma típica das sapatas octogonais.

3.2.1. QUADRO DE CARGAS ORIGINAL DO BLOCO AIII

O NPD não apresenta o Projeto Completo do HUCFF. Não existe em seus arquivos documentos que apresentem o quadro de cargas para os quais as fundações foram dimensionadas.

Optou-se, então, por estimar o Quadro de Cargas Originais pelo método das áreas de influência. Para isso, com o projeto original já em CAD, é possível estabelecer com maior precisão as áreas de influência relativas a cada pilar. Deste modo a figura 3.5 apresenta o desenho analisado.

A carga por pavimento foi estabelecida em 10 KN/m^2 , esta carga já engloba: Peso Próprio, Peso da Alvenaria, Peso de Revestimento e Carga Acidental. A figura 3.6 do Corte Transversal do Bloco AIII esclarece o número de pavimentos a serem considerados nos cálculos.

O Projeto executivo original de fundações esclarece quanto ao dimensionamento relativo aos três tipos de sapatas executadas na construção do Bloco AIII. A figura 3.7 apresenta a disposição das sapatas, e planilha 3.1 apresenta as tensões de trabalho no solo.

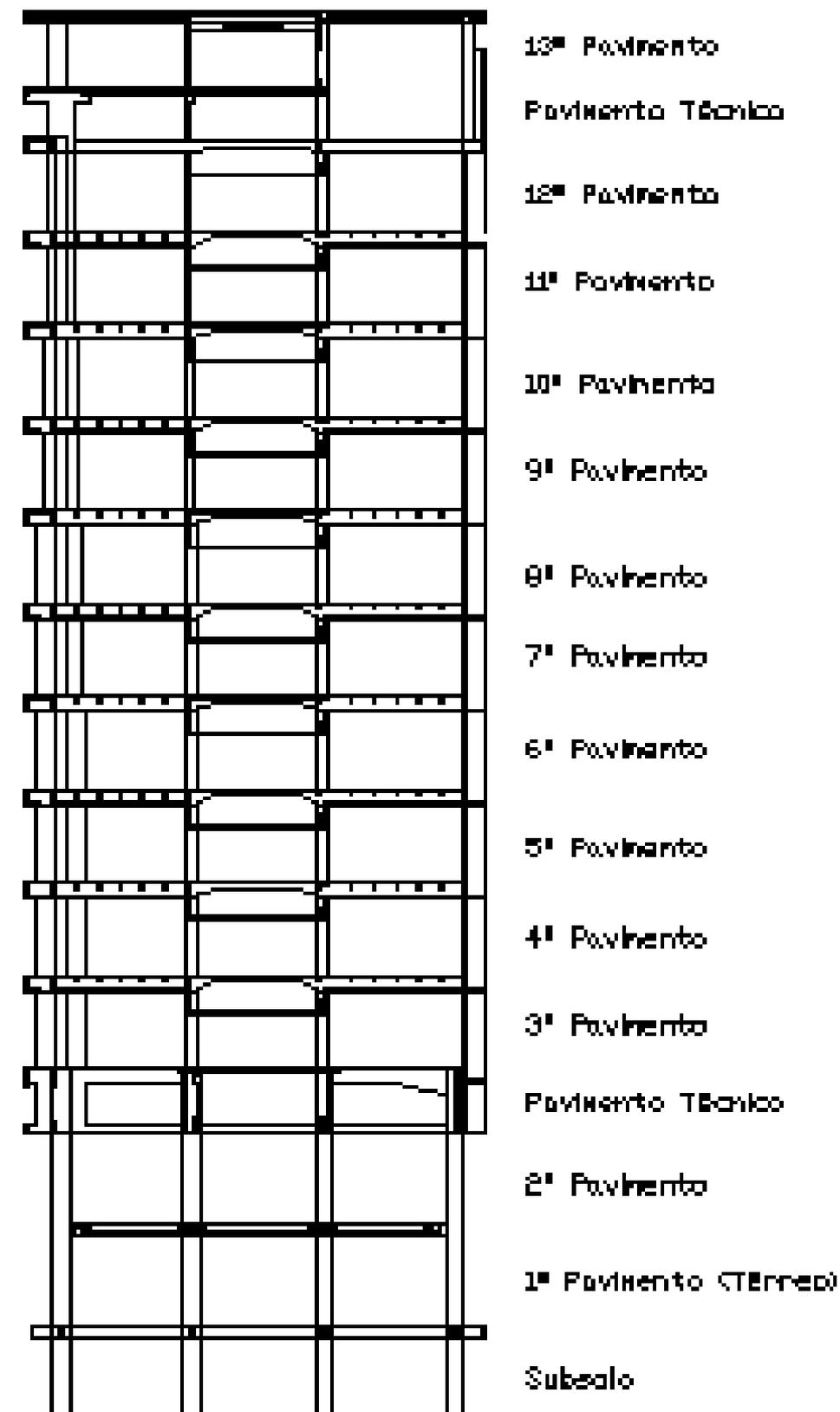


Figura 3.6 – Corte transversal do Bloco A III – HUCFF.

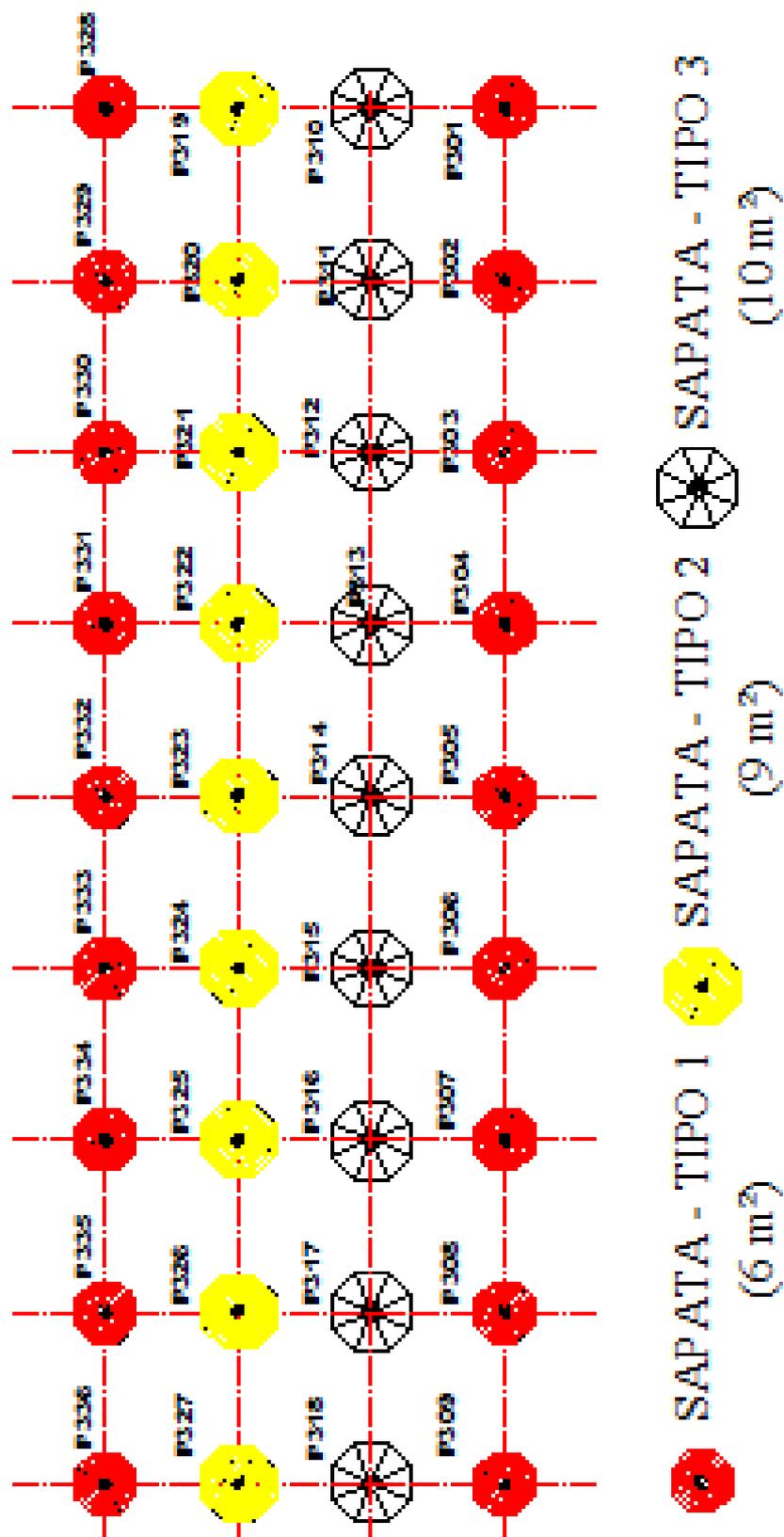


Figura 3.7 – Projeto executivo original das fundações diretas – Bloco AII.

Pilar	Área de Influência (m ²)	Cargas nas Fundações (kN)	Sapatas Tipo	Área de Contato (m ²)	q _{trabalho} (kPa)
331	35	4900	Tipo 1	6	816,7
322	46,7	6538	Tipo 2	9	726,4
313	46,7	6538	Tipo 3	10	653,8
304	35	4900	Tipo 1	6	816,7
332	35	4900	Tipo 1	6	816,7
323	46,7	6538	Tipo 2	9	726,4
314	46,7	6538	Tipo 3	10	653,8
305	35	4900	Tipo 1	6	816,7
333	35	4900	Tipo 1	6	816,7
324	46,7	6538	Tipo 2	9	726,4
315	46,7	6538	Tipo 3	10	653,8
306	35	4900	Tipo 1	6	816,7
334	35	4900	Tipo 1	6	816,7
325	46,7	6538	Tipo 2	9	726,4
316	46,7	6538	Tipo 3	10	653,8
307	35	4900	Tipo 1	6	816,7
335	35	4900	Tipo 1	6	816,7
326	46,7	6538	Tipo 2	9	726,4
317	46,7	6538	Tipo 3	10	653,8
308	35	4900	Tipo 1	6	816,7
336	17,5	2450	Tipo 1	6	408,3
327	23,4	3276	Tipo 2	9	364,0
318	23,4	3276	Tipo 3	10	327,6
309	17,5	2450	Tipo 1	6	408,3
328	17,5	2450	Tipo 1	6	408,3
319	23,4	3276	Tipo 2	9	364,0
310	23,4	3276	Tipo 3	10	327,6
301	17,5	2450	Tipo 1	6	408,3
329	35	4900	Tipo 1	6	816,7
320	46,7	6538	Tipo 2	9	726,4
311	46,7	6538	Tipo 3	10	653,8
302	35	4900	Tipo 1	6	816,7
330	35	4900	Tipo 1	6	816,7
321	46,7	6538	Tipo 2	9	726,4
312	46,7	6538	Tipo 3	10	653,8
303	35	4900	Tipo 1	6	816,7
Área de Influência	Cargas Fundações	Área de Contato			
Σ = 1307 m²	Σ = 183 MN	Σ = 279 m²			
Tensão Média de Trabalho no Solo = 670 kPa					

Tabela 3.1 – Tensões de trabalho estimadas nas sapatas.

3.2.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA À RUPTURA

Estabelecidas as cargas de trabalho das fundações, define-se a verificação da segurança à ruptura generalizada, uma vez que este solo é residual de origem gnáissica. Como as sapatas das fundações do HUCFF são octogonais, utiliza-se a fórmula proposta por Terzaghi (1943) para sapatas circulares:

$$q_{ult} = 1,3 c N_c + q N_q + 0,3 \gamma D N_\gamma \quad (3.1)$$

onde:

q_{ult} = pressão de Ruptura;

c = coesão do solo;

q = tensão vertical efetiva do solo ao nível da base da fundação;

γ = peso específico aparente do solo;

D = diâmetro (neste caso, dimensão característica) da sapata;

ϕ = ângulo de atrito do solo

N_c ; N_q ; N_γ = fatores de capacidade de carga, função exclusiva do ângulo de atrito do solo ϕ , e que é obtido a partir da figura 3.8 ou na tabela da figura 3.9.

As fundações estão assentes a uma profundidade média (z) de 1,5 m, e a profundidade média do nível d'água do lençol freático $z(\text{NA})$ é de aproximadamente 1,0 metros (vide os perfis do subsolo apresentado nos anexos).

Segundo Godoy (1972), para verificações preliminares, solos argila silto-arenosa saturados medianamente compactos ($9 < N_{\text{SPT}} < 18$), têm valores de pesos específicos aproximados de 18 kN/m^3 .

O valor de ângulo de atrito (ϕ°) proposto por Teixeira (1996) é dado pela fórmula:

$$\varphi = \sqrt{20N_{SPT}} + 15^\circ \quad (3.2)$$

Assim, segundo perfil geotécnico, o valor médio da resistência do solo para a profundidade $z = 4$ metros, da possível superfície de ruptura, é de 15 N_{SPT} . Portanto, $\varphi = \sqrt{20 \times 15} + 15^\circ = 30^\circ$

Considerando-se a natureza do solo residual de gnaiss pode-se considerar uma pequena coesão de 20 kPa.

Com base nestes parâmetros, pode-se encontrar pelo ábaco da figura 3.8 os valores de N_c , N_q e N_γ para aplicar na formula 3.1 proposta por Terzaghi.

Para maior precisão na obtenção destes parâmetros, optou-se por usar os valores obtidos em Bowles (1968) conforme tabela da figura 3.9.

Para $\varphi = 30^\circ$:

$$N_c = 37,2;$$

$$N_q = 22,5;$$

$$N_\gamma = 19,7.$$

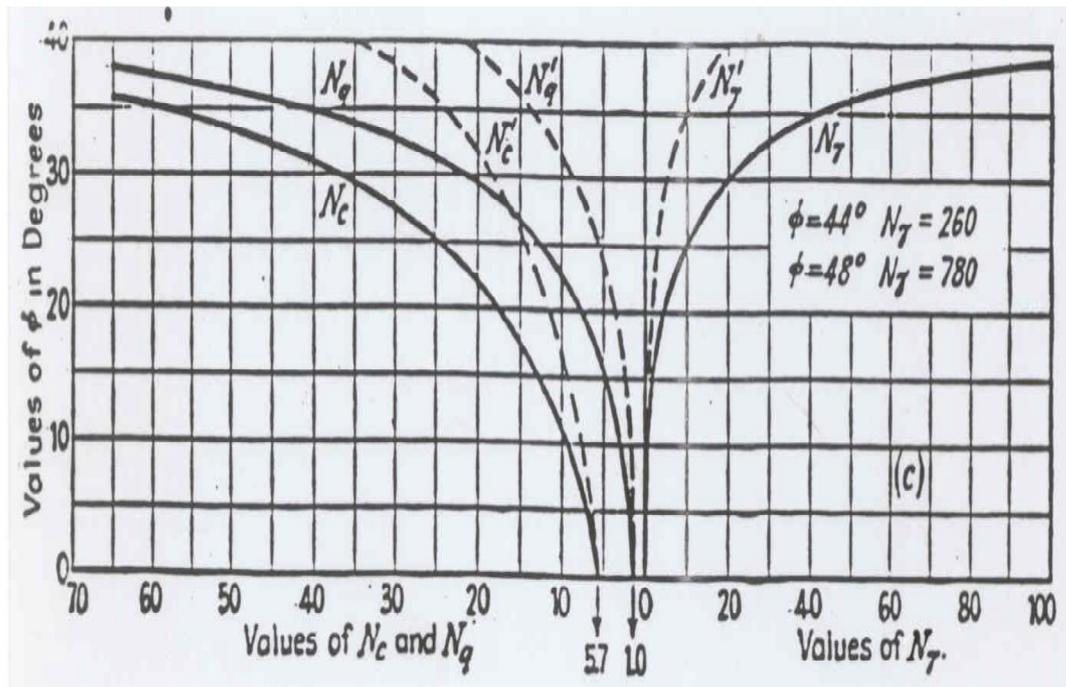


Tabela 3.8 – Fatores de capacidade de carga de Terzaghi (1943)

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_c'	N_q'	N_γ'
0	5.7	1.0	0.0	5.7	1.0	0.0
5	7.3	1.6	0.5	6.7	1.4	0.2
10	9.6	2.7	1.2	8.0	1.9	0.5
15	12.9	4.4	2.5	9.7	2.7	0.9
20	17.7	7.4	5.0	11.8	3.9	1.7
25	25.1	12.7	9.7	14.8	5.6	3.2
30	37.2	22.5	19.7	19.0	8.3	5.7
34	52.6	36.5	35.0	23.7	11.7	9.0
35	57.8	41.4	42.4	25.2	12.6	10.1
40	95.7	81.3	100.4	34.9	20.5	18.8
45	172.3	173.3	297.5	51.2	35.1	37.7
48	258.3	287.9	780.1	66.8	50.5	60.4
50	347.5	415.1	1,153.2	81.3	65.6	87.1

Figura 3.9 - Fatores de capacidade de carga de Terzaghi (obtidos em Bowles, 1968).

A tabela 3.2 apresenta os valores de tensão de ruptura e de trabalho. Os valores FS (fator de segurança), de FS < 3. Estas não atendem a Norma NBR 6122-2010 Projeto e Execução de Fundações.

Sapata	Q_{trabalho} (kPa)	Q_{ruptura} (kPa)	FS
331	817	1750	2,1
322	726	1835	2,5
313	654	1814	2,8
304	817	1750	2,1
332	817	1750	2,1
323	726	1835	2,5
314	654	1814	2,8
305	817	1750	2,1
333	817	1750	2,1
324	726	1835	2,5
315	654	1814	2,8
306	817	1750	2,1
334	817	1750	2,1
325	726	1835	2,5
316	654	1814	2,8
307	817	1750	2,1
335	817	1750	2,1
326	726	1835	2,5
317	654	1814	2,8
308	817	1750	2,1
336	408	1750	4,3
327	364	1835	5,0
318	328	1814	5,5
309	408	1750	4,3
328	408	1750	4,3
319	364	1814	5,0
310	328	1835	5,6
301	408	1750	4,3
329	817	1750	2,1
320	726	1814	2,5
311	654	1835	2,8
302	817	1750	2,1
330	817	1750	2,1
321	726	1814	2,5
312	654	1835	2,8
303	817	1750	2,1

Tabela 3.2 - Valores de tensão última segundo Terzaghi (1943).

3.2.3. ESTIMATIVA DE RECALQUES

A fase de projeto e dimensionamento das fundações diretas deve sempre considerar dois critérios fundamentais. O primeiro obviamente tem a ver com a resistência à ruptura do solo. O segundo, e não menos importante, e que em muitos casos passa a ser o critério mais rigoroso sob o ponto de vista do dimensionamento, é o recalque máximo admissível.

O termo recalque se refere ao movimento vertical descendente da fundação. Existem três tipos de recalques: recalque absoluto, que é o valor total de recalque que uma fundação pode sofrer tendo como referência um ponto indeslocável; recalque relativo que é a diferença entre os recalques de dois pontos da fundação; e por último o recalque diferencial específico, ou distorção angular: é a relação entre o recalque diferencial e distância correspondente.

Barata (1962) desenvolveu um método para estimativas do recalque das fundações. Tal método, baseado na Teoria da Elasticidade, correlacionou várias provas tríplexes tipo Housel (1929), bem como vários ensaios de cone (CPT) a resultados de sondagem à percussão que foram realizadas durante a execução das fundações da Refinaria de Duque de Caxias (REDUC). Barata propôs que o recalque de uma fundação assente à profundidade h seja dado pela fórmula:

$$\Delta_h = \lambda c_\Delta \frac{p}{E_z} B (1 - \mu^2) \quad (3.3)$$

sendo:

λ = coeficiente de Mindlin, $\lambda \leq 1$, que leva em consideração o fato da fundação estar assente a uma profundidade h e não na superfície do terreno; a figura 3.10 apresenta o ábaco onde se pode obter o coeficiente de Mindlin;

c_Δ = fator de forma da fundação; como as sapatas são octogonais usaremos o fator de forma das sapatas circulares, que segundo Barata é $c_\Delta = 0,88$;

p = tensão aplicada à fundação;

B = menor dimensão da fundação (dimensão característica);

μ = coeficiente de Poisson, que na maioria dos casos é igual a $\mu = 0,3$ (adotado);

E_z = módulo de deformação, que é obtido pela formula $E_z = a q_c$;

q_c = resistência de ponta do ensaio de cone;

a = coeficiente de Buisman, obtido pela tabela 3.3;

Como só se dispõe das sondagens SPT, pode-se, segundo Barata, obter os valores da resistência de ponta (q_c), através da correlação $q_c = K N_{SPT}$, onde

K = fator de correlação entre o ensaio de cone e a sondagem à percussão, obtidos pela tabela 3.4.

O ábaco correlaciona os valores de λ ao raio das sapatas circulares (ou placas) para profundidades (h) representadas por linhas. No caso em questão, todas as sapatas foram consideradas assentes à profundidade média (h) igual a 1,5 metros.

Como se tem três configurações distintas de sapatas octogonais (tomadas como circulares), obtém-se pelo ábaco da figura 3.10 os valores de λ , como segue:

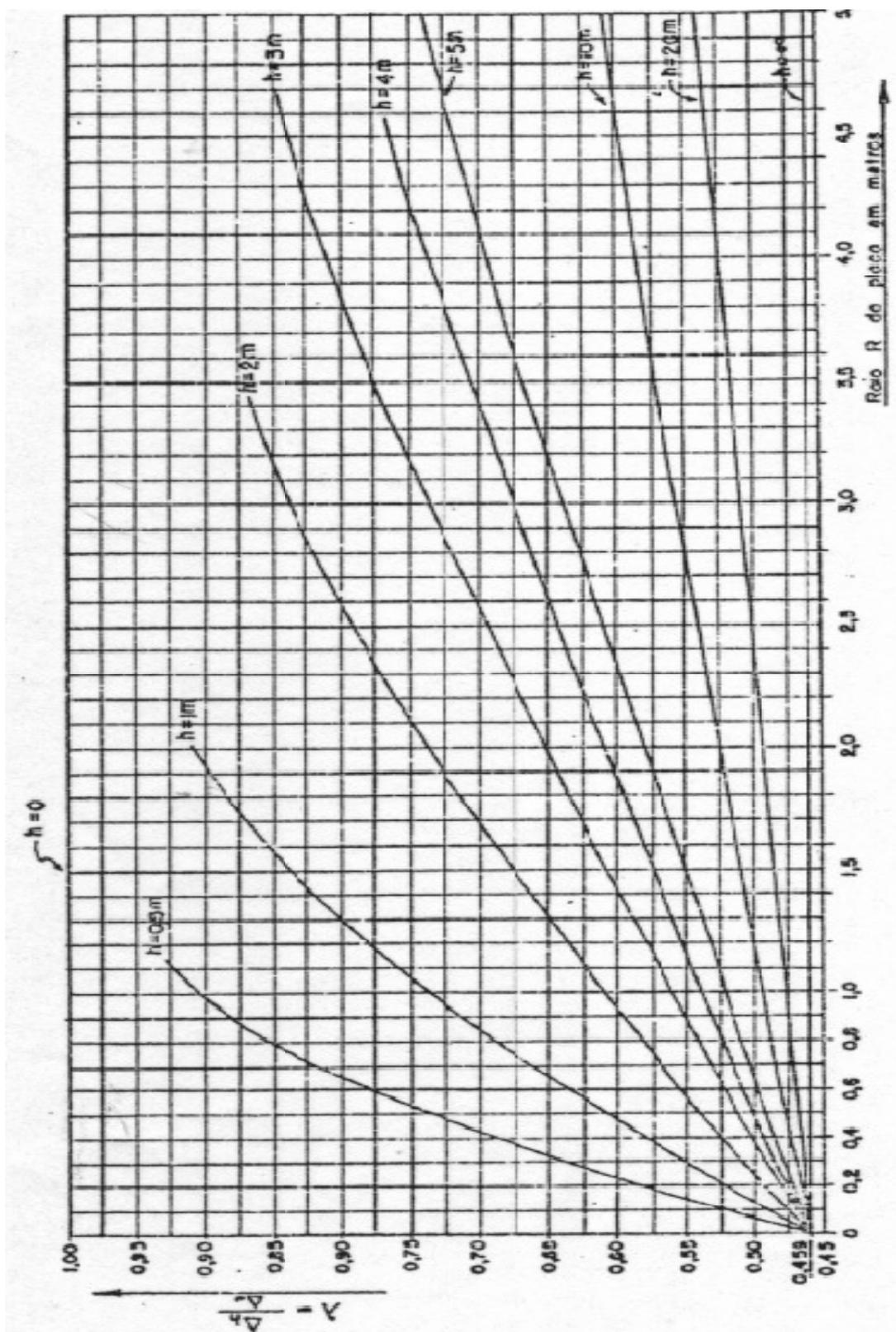
$\lambda_1 = 0,74$ (sapata Tipo 1);

$\lambda_2 = 0,78$ (sapata Tipo 2);

$\lambda_3 = 0,79$ (sapata Tipo 3).

Os coeficientes de Buisman (a) usados nos cálculos se situaram numa faixa entre 1,15 e 2,4 apresentada na tabela 3.3).

Os coeficientes K usados nos cálculos se situaram numa faixa de 380 kPa a 530 kPa apresentada na tabela 3.4.



3.10 – Valores λ para fundações circulares de Caquot e Kérisel (1956), segundo Barata (1962).

Tipo de Solo	Coefficiente de Buisman	Referência
Silte arenoso, pouco argiloso (solo residual de gnaiss, ao natural) (local - Refinaria Duque de Caxias, Caxias,RJ)	1,15	Barata (1962)
Areia siltosa (solo residual de gnaiss, ao natural) (local - Refinaria Duque de Caxias, Caxias, RJ)	1,20	Barata (1962)
Silte argiloso (solo residual de gnaiss, ao natural) (local - Refinaria Duque de Caxias, Caxias, RJ)	2,40	Barata (1962)
Argila pouco arenosa (solo residual de gnaiss, ao natural) (local - Adrianópolis, Nova Iguaçu, RJ)	2,85	Jardim (1980)
Silte pouco argiloso (aterro compactado) (local - não determinado)	3,00	de Mello e cepollina (1978)
Solo residual argiloso (aterro compactado) (local - Refinaria Duque de Caxias, Caxias, RJ)	3,40	Barata (1962)
Argila pouco arenosa (solo residual de gnaiss, ao natural) (local - Adrianópolis, Nova Iguaçu, RJ)	3,60	Jardim (1980)
Solo residual argiloso (aterro compactado) (local - Refinaria Duque de Caxias, Caxias, RJ)	4,40	Barata (1962)
Argila areno-siltosa (solo residual de gnaiss, ao natural) (local - Adrianópolis, Nova Iguaçu, RJ)	5,20	Jardim (1980)
Argila areno-siltosa (porosa) (solo residual de basalto, ao natural) (local - Refinaria do Planalto, Campinas,SP)	5,20 - 9,20	Barata, Cortês e Santos (1970)
Areias sedimentares	2,00	não publicado

Tabela 3.3 - Valores do coeficiente de Buisman (Barata, 1984).

Tipo de Solo	Sugestão para valores de K (kPa)
areia	600
areia siltosa, areia argilosa, areia silto-argilosa ou areia argilo-siltosa	530
silte, silte arenoso, argila arenosa	480
silte areno-argiloso, silte argilo-arenoso, argila silto-arenosa, argila areno-siltosa	380
silte argiloso	300
argila, argila siltosa	250

Tabela 3.4 - Valores de K para emprego na correlação entre o ensaio de cone e a sondagem à percussão (Danziger, 1982).

Assim, uma vez que se obtêm os resultados da resistência à percussão em ensaios SPT de metro em metro, calcula-se o valor de E_z pela definição de uma reta, cuja tendência de comportamento represente os pontos na região correspondente ao bulbo.

Definida a reta, o valor de E_z a ser empregado no cálculo das estimativas de recalque deve corresponder ao meio do bulbo de tensões. A figura 3.11 detalha o esquema.

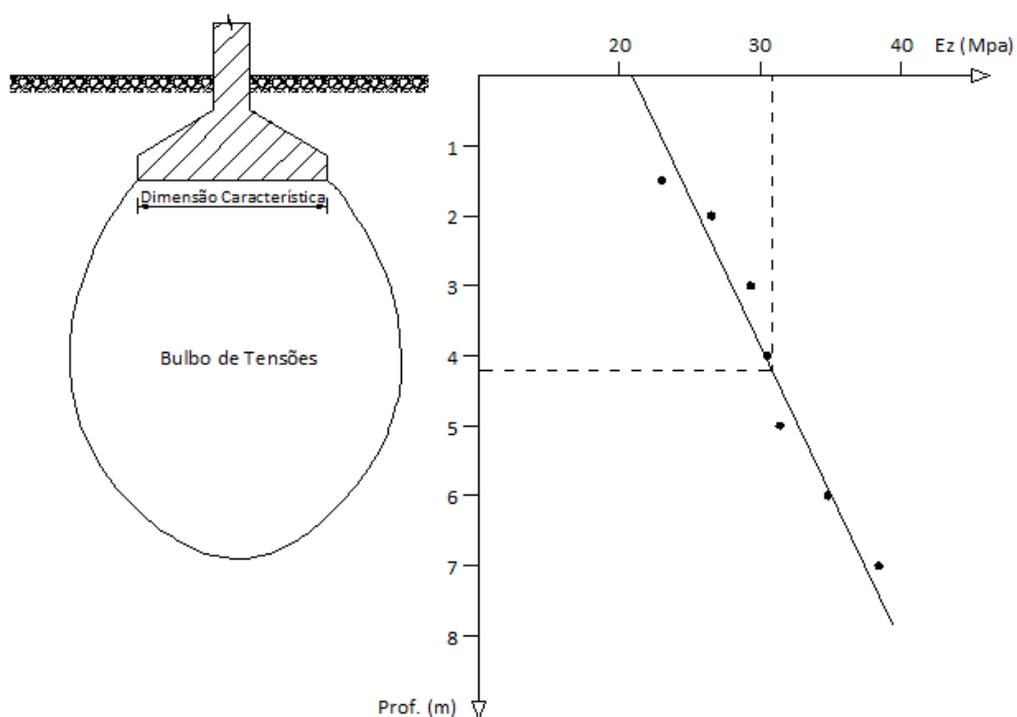


Figura 3.11 – Esquema para obtenção do valor de E_z por interpolação linear para profundidade no meio do bulbo de tensão.

Os cálculos do E_z do perfil longitudinal com seis sondagens relacionadas aos Pilares 336 (SP13), 335 (SP14), 334 (SP15), 333 (SP16), 332 (SP17) 331 (SP18), e dos E_z do perfil transversal com duas sondagens relacionadas aos Pilares 305 (SP02), 323 (SP01), encontram-se nos anexos a este trabalho.

O anexo contém 16 planilhas com todas as variáveis identificadas e seus respectivos gráficos relacionados a obtenção dos valores de E_z . Foram feitas previsões de recalques para valores máximos e mínimos conforme nas tabelas 3.5 e 3.6.

ESTIMATIVA DOS RECALQUES (BARATA, 1962)							
Sapata	Sondagem de Referência	E_z (MPa)	q_{trabalho} (kPa)	B (m)	c_{Δ}	λ	w (cm)
336	SP -13	9,6	408	2,70	0,88	0,74	5,6
335	SP -14	8,1	817	2,70	0,88	0,74	13,3
334	SP -15	11,0	817	2,70	0,88	0,74	9,8
333	SP -16	9,1	817	2,70	0,88	0,74	11,9
332	SP -17	5,7	817	2,70	0,88	0,74	18,7
331	SP -18	8,2	817	2,70	0,88	0,74	13,2
305	SP-02	8,4	817	2,70	0,88	0,74	12,8
323	SP-01	8,4	726	3,33	0,88	0,78	14,9

Tabela 3.5 – Recalques máximos previstos em pilares do Bloco AIII.

ESTIMATIVA DOS RECALQUES (BARATA, 1962)							
Sapata	Sondagem de Referência	E_z (MPa)	q_{trabalho} (kPa)	B (m)	c_{Δ}	λ	w (cm)
336	SP -13	27,9	408	2,70	0,88	0,74	1,9
335	SP -14	23,5	817	2,70	0,88	0,74	4,6
334	SP -15	32,1	817	2,70	0,88	0,74	3,4
333	SP -16	26,4	817	2,70	0,88	0,74	4,1
332	SP -17	16,7	817	2,70	0,88	0,74	6,4
331	SP -18	23,8	817	2,70	0,88	0,74	4,5
305	SP-02	24,4	817	2,70	0,88	0,74	4,4
323	SP-01	24,3	726	3,30	0,88	0,78	5,1

Tabela 3.6 – Recalques mínimos previstos em pilares do Bloco AIII.

As duas próximas tabelas das figuras 3.7 e 3.8 apresentam respectivamente os valores dos recalques relativos e das distorções angulares relacionadas, no alinhamento dos perfis longitudinal e transversal, conforme a previsões de recalques para valores máximos.

VERIFICAÇÃO DAS DISTORÇÕES						
Sapatas		Distância L (cm)	Recalque em A (cm)	Recalque em B (cm)	Δw (cm)	Distorção 1/ β
A	B					
336	335	780	5,61	13,35	7,74	101
335	334	780	13,35	9,77	3,58	218
334	333	780	9,77	11,86	2,08	374
333	332	780	11,86	18,74	6,88	113
332	331	780	18,74	13,17	5,56	140

Figura 3.7 – Seção Longitudinal – recalques máximos.

VERIFICAÇÃO DAS DISTORÇÕES						
Sapatas		Distância L (cm)	Recalque em A (cm)	Recalque em B (cm)	Δw (cm)	Distorção 1/ β
A	B					
305	323	1200	12,8	14,90	2,07	579
323	332	600	14,9	18,74	3,84	156

Figura 3.8 – Seção Transversal - recalques máximos.

As duas próximas tabelas das figuras 3.9 e 3.10 apresentam respectivamente os valores dos recalques relativos e das distorções angulares relacionadas, no alinhamento dos perfis longitudinal e transversal, conforme a previsões de recalques para valores mínimos.

VERIFICAÇÃO DAS DISTORÇÕES						
Sapatas		Distância L (cm)	Recalque em A (cm)	Recalque em B (cm)	Δw (cm)	Distorção 1/ β
A	B					
336	335	780	1,93	4,59	2,66	293
335	334	780	4,59	3,36	1,23	635
334	333	780	3,36	4,07	0,72	1.089
333	332	780	4,07	6,44	2,36	330
332	331	780	6,44	4,53	1,91	408

Figura 3.9 – Seção Longitudinal – recalques mínimos.

VERIFICAÇÃO DAS DISTORÇÕES						
Sapatas		Distância L (cm)	Recalque em A (cm)	Recalque em B (cm)	Δw (cm)	Distorção 1/ β
A	B					
305	323	1200	4,4	5,12	0,71	1.685
323	332	600	5,1	6,44	1,32	455

Figura 3.10 – Seção Transversal – recalques mínimos.

4. READEQUAÇÃO

Na década de 1950, os técnicos responsáveis pelo cálculo estrutural do HUCFF não tinham à sua disposição os programas de análises estruturais disponíveis atualmente. Devido a isso, provavelmente não foram realizadas as mesmas considerações que são atualmente analisadas para carga de vento conforme prescreve a NBR6123 – Forças Devidas ao Vento em Edificações.

A adoção das paredes de concreto entre as juntas de dilatação talvez tenha sido a única providência neste sentido. Construídas até o terceiro pavimento, nas extremidades de cada bloco no sentido transversal, as paredes de concreto visavam aumentar a rigidez e conseqüentemente a resistência no sentido de menor inércia da edificação. Com a alteração provocada pela secção do Bloco AIII, questões quanto à segurança da estrutura remanescente passaram a ser levantadas.

4.1 MOTIVAÇÃO DA ANÁLISE ESTRUTURAL

O Professor Francisco Lopes recomendou que fosse elaborada uma análise das condições estruturais do Bloco AIII. Tal avaliação foi justificada devido às alterações estruturais sofridas pelo bloco com a demolição de parte da sua estrutura e a conseqüente retirada da parede de concreto entre os Blocos AIII e AII.

A firma JC Filizola Engenharia foi contratada para elaborar a análise do projeto de reforço estrutural do Bloco AIII após sua parcial demolição. Os engenheiros Geraldo Filizola e Carlos Fragelli foram os responsáveis pela modelagem e pelo projeto de reforço estrutural do Bloco AIII, recomendado no relatório CV356_R3.

4.2 CARREGAMENTOS CONSIDERADOS NA ESTRUTURA

O Relatório apresentado pela JC Filizola informa que foi utilizado o Programa ROBOT para modelar espacialmente a estrutura remanescente do Bloco AIII. A análise que formou o escopo do serviço considerou as seguintes suposições de carregamentos: o peso próprio da estrutura foi considerado automaticamente pelo programa, revestimento $1,5 \text{ kN/m}^2$. A carga de alvenaria foi substituída por uma carga distribuída equivalente de $1,0 \text{ kN/m}^2$. A carga accidental $3,0 \text{ kN/m}^2$ foi reduzida a partir do 4º piso abaixo da cobertura conforme a norma NBR 6120. Assim, este procedimento permitiu estabelecer uma carga média por andar de: $2,00 \text{ kN/m}^2$.

Para a estimativa dos esforços oriundos da ação dos ventos, foi considerada a seguinte geometria espacial do Bloco AIII no modelo: barlavento com comprimento de 85 metros, largura de 20 metros e uma altura de 65 metros. Entretanto até a altura de 4,20 metros o prédio está abrigado da ação do vento. A força total do vento é 2185 kN e sua resultante está a 37,5 metros acima do terreno.

As cargas de vento foram consideradas de acordo com a NBR 6123 – Forças Devidas ao Vento em Edificações. A figura 4.1 exemplifica a o modelo considerado.

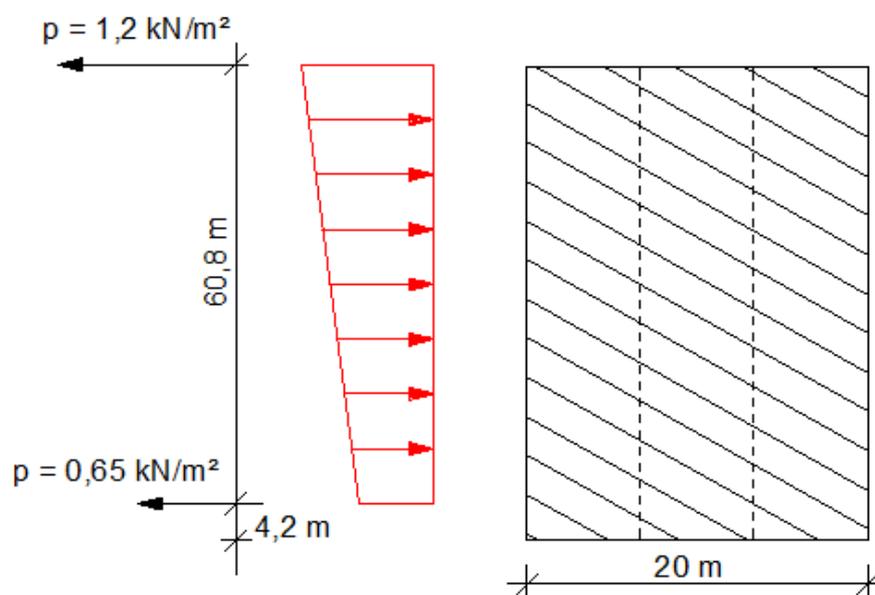


Figura 4.1 – Cargas de vento segundo NBR 6123.

O modelo também admitiu os recalques obtidos pelas medições realizadas pela equipe de monitoramento. Os recalques foram majorados em 50% por considerar que a estrutura já apresentava recalques antes do início das medições. A tabela 4.1 apresenta os valores prescritos ao modelo.

Pilar	Recalque (cm)	Pilar	Recalque (cm)
331	3,0	334	0,3
322	3,3	325	1,3
313	4,0	316	0,8
304	4,5	307	1,3
332	2,5	335	0,3
323	3,5	326	0,5
314	3,3	317	0,5
305	4,0	308	0,8
333	2,5	336	0
324	2,5	327	0
315	3,0	318	0
306	3,3	309	0

Tabela 4.1 – Recalques prescritos ao modelo segundo Relatório CV356_R3.

Foram executadas três combinações distintas no modelo elaborado a partir do projeto de formas do HUCFF. Cada combinação considerou hipóteses de configuração estrutural diferentes.

4.2.1. PRIMEIRA COMBINAÇÃO

Na primeira combinação foi considerada a estrutura na sua forma atual. Ou seja, considerou-se a contribuição de rigidez da parede de concreto no alinhamento dos pilares P309 e 336 e aberta ao longo do alinhamento dos pilares P304 e 331. Segue o comentário apresentado no Relatório CV356_R3 sobre a primeira combinação:

“Essa configuração foi prevista no escopo inicial com a finalidade de ter-se uma ideia dos esforços que estavam atuando na estrutura, bem como uma avaliação das cargas nas fundações e uma verificação dos efeitos de segunda ordem sobre os esforços

nas colunas. As vigas foram consideradas não fissuradas e foram verificadas então as deformações no topo da edificação, a magnitude dos esforços, comparada com as dimensões externas das peças, as cargas nas fundações e a importância dos efeitos de segunda ordem na estrutura, cerca de 10% dos efeitos de primeira ordem. Vale lembrar que o estudo inicial não previa a avaliação das tensões na armadura uma vez que não se tinha certeza de seu valor. Os esforços encontrados nas vigas foram muito altos, especialmente aqueles provocados pelas cargas de vento.”

4.2.2. SEGUNDA COMBINAÇÃO

A segunda combinação considerou a fixação de perfis de aço na fachada aberta em substituição da parede de concreto demolida. Assim, foram dimensionados perfis de aço que impunham à estrutura a mesma rigidez existente antes da demolição. Nesse modelo, as vigas foram consideradas com uma rigidez reduzida pela sua fissuração.

Os resultados obtidos também indicaram que as principais vigas do sistema de contraventamento não resistiriam aos esforços, caso houvesse a solicitação considerada pelas cargas de vento. Outra verificação permitida pelo modelo é que alguns pilares apresentaram coeficiente de segurança inferior à especificada pelas normas, no nível abaixo do segundo pavimento. As ligações entre os perfis especificados e a estrutura de concreto mostraram-se complexas e de execução sofisticada.

4.2.3. TERCEIRA COMBINAÇÃO

A terceira combinação considerou a execução de duas paredes de concreto armado na fachada aberta. As paredes seriam solidarizadas à estrutura existente, indo do subsolo até o nível do segundo piso. O vão central da fachada continuaria para livre acesso e compatibilização com o edifício do Novo Hospital a ser construído. Por essa solução ser temporária, adotou-se para a ação do vento um valor reduzido,

correspondente à velocidade com probabilidade de 63% de não ser ultrapassada nos próximos dois anos (corresponde a uma velocidade de 75,6km/hora). Assim, tomou-se como premissa a execução em regime de urgência desta etapa do contraventamento.

Na próxima etapa foi previsto dar continuidade às paredes de reforço até o 12º pavimento como solução definitiva de contraventamento. Nesta etapa o sistema de contraventamento foi dimensionado para resistir a toda a ação horizontal do vento.

Por ser uma obra definitiva, foram considerados todos os carregamentos: cargas permanentes e variáveis, a ação dos recalques prescritos e do vento máximo especificado na norma NBR6123 – Forças Devidas ao Vento em Edificações.

A solução que prescreve a execução das paredes em concreto armado, na fachada aberta, mostrou-se a mais adequada para o contraventamento da estrutura. Em termos de execução, as paredes em concreto também são mais simples, não exigindo os cuidados necessários nas ligações aço/concreto analisada na segunda combinação.

A terceira modelagem indica uma solução que também abre o leque do mercado para que mais empresas participem da concorrência para a execução dos serviços. Pode-se perceber que a solução da 1º etapa, dita provisória, é parte da solução definitiva na 2º etapa do sistema de contraventamento. A figura 4.2 apresenta à modelagem no ROBOT e a figura 4.3 a solução do contraventamento em duas etapas.

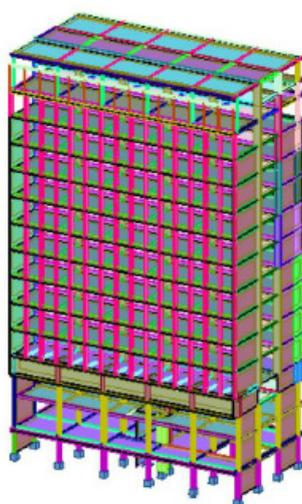
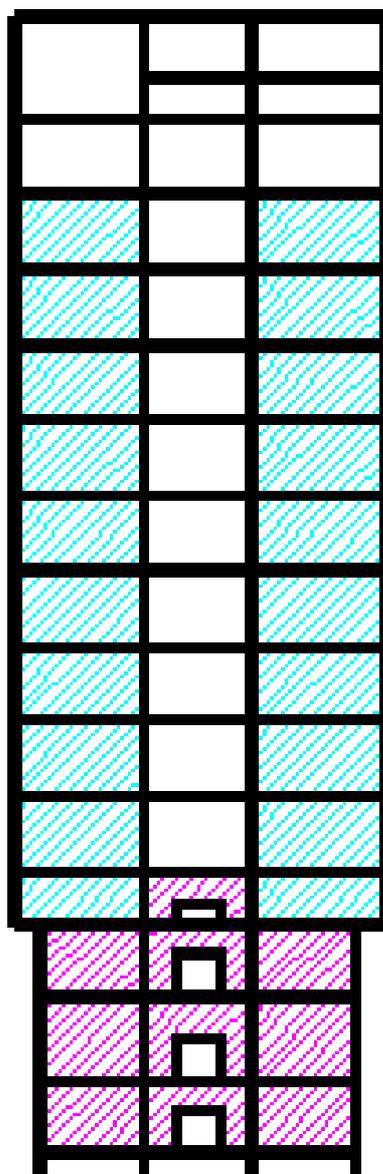
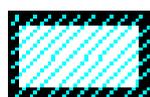


Figura 4.2 – Modelagem estrutural no Programa ROBOT (RELATÓRIO SV356/2012).



LEGENDA



2ª ETAPA DO
CONTRAVENTAMENTO



1ª ETAPA DO
CONTRAVENTAMENTO

Figura 4.3 – Contraventamento com paredes de concreto em Duas Etapas.

4.3. QUADRO DE CARGA ADVINDO DA MODELAGEM

A modelagem computacional feita no Programa ROBOT forneceu o atual quadro de cargas das fundações do Bloco AIII. Este quadro advém da consideração de todo o carregamento aplicado na modelagem. A tabela 4.2 apresenta os valores do quadro de carga retirados do Relatório CV356_R3.

Pilar	Carga (kN)	Pilar	Carga (kN)
331	6030	334	6460
322	5880	325	7010
313	5630	316	7770
304	5790	307	6230
332	6250	335	6180
323	6710	326	7180
314	7160	317	7370
305	5320	308	5730
333	5880	336	760
324	5610	327	300
315	6700	318	7340
306	4790	309	9500

Tabela 4.2 – Valores de cargas dos pilares do Bloco AIII.

4.4. QUADRO DE CARGAS POR ÁREA DE INFLUÊNCIA

O Núcleo de Pesquisas e Documentação (NPD/UFRJ) não possui o quadro original de cargas dos pilares usado no dimensionamento das fundações diretas. No entanto, segundo Libânio M. Pinheiro (2007) é possível calcular o quadro de cargas dos pilares pelo método de área influência dos pilares. Para permitir a comparação entre os dois quadro de cargas utilizaram-se os mesmos valores de carga expostos no item 4.2 – (Carregamentos Considerados Na Estrutura). Assim, pela análise do projeto de formas original do HUCFF disponível no NPD foi possível calcular o quadro de cargas do Bloco AIII. O Capítulo 3 em seu item 3.2 – (Projeto Original Das Fundações Do Bloco

AIII) apresenta o quadro original de cargas dos pilares do Bloco AIII, calculada pelo método de área de influência.

4.5. COMPARATIVO ENTRE OS QUADROS DE CARGAS

A figura 4.3 apresenta o comparativo das cargas dos Pilares 331, 322, 313 e 304. Estes são situados na linha da fachada aberta e foram reforçados com Estacas Mega.

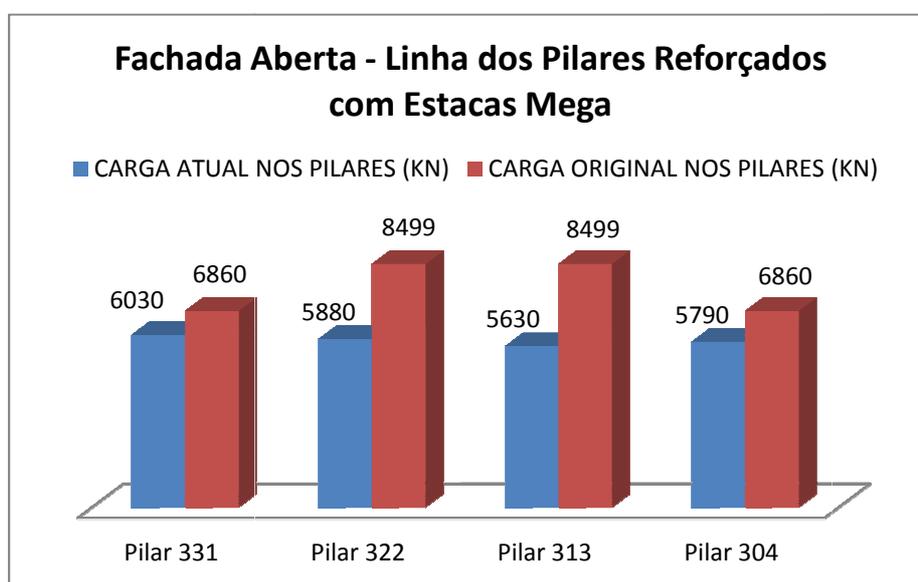


Figura 4.3 – Cargas nos pilares antes e após implantação do Bloco AIII.

A figura 4.4 apresenta o comparativo das cargas dos Pilares 332, 323, 314 e 305. Estes são situados na primeira e única linha reforçada com Estacas Raiz.

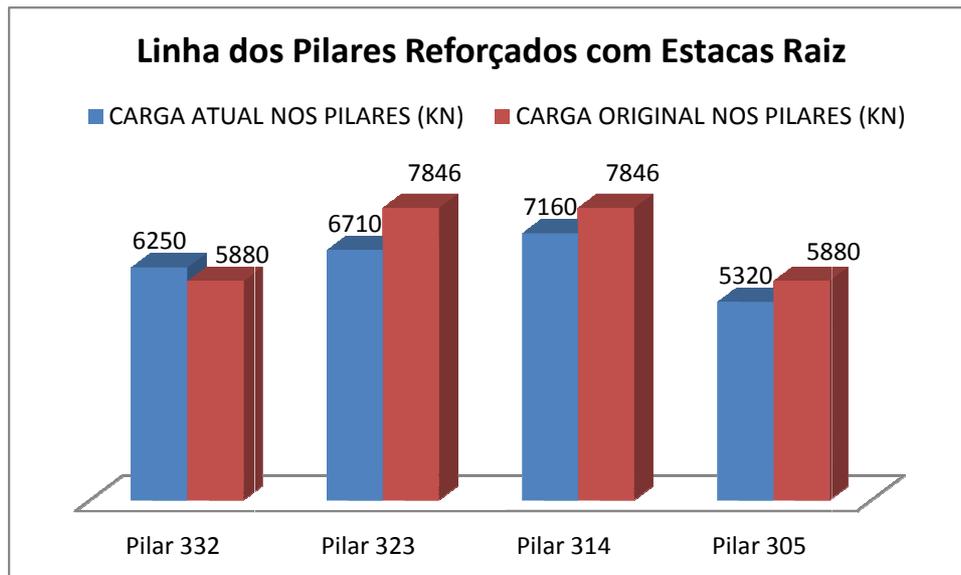


Figura 4.4 – Cargas nos pilares antes e após implosão do Bloco AIII.

A figura 4.5 apresenta o comparativo das cargas dos Pilares 333, 324, 315 e 306. Estes são situados na primeira linha reforçada com Estacas Mega.

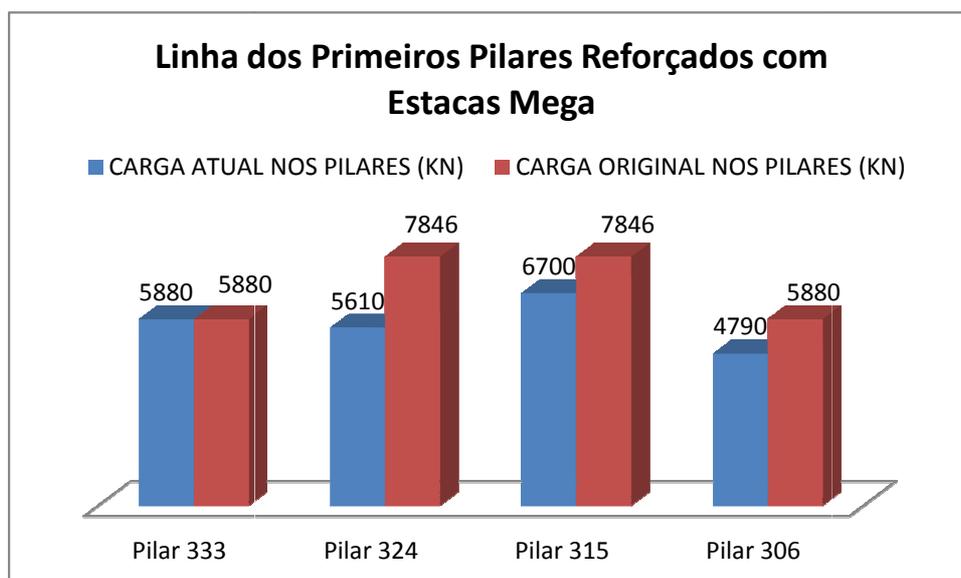


Figura 4.5 – Cargas nos pilares antes e após implosão do Bloco AIII.

A figura 4.6 apresenta o comparativo das cargas dos Pilares 334, 325, 316 e 307. Estes não tiveram suas fundações reforçadas, pois os valores médios de recalques foram inferiores a 1 centímetro.

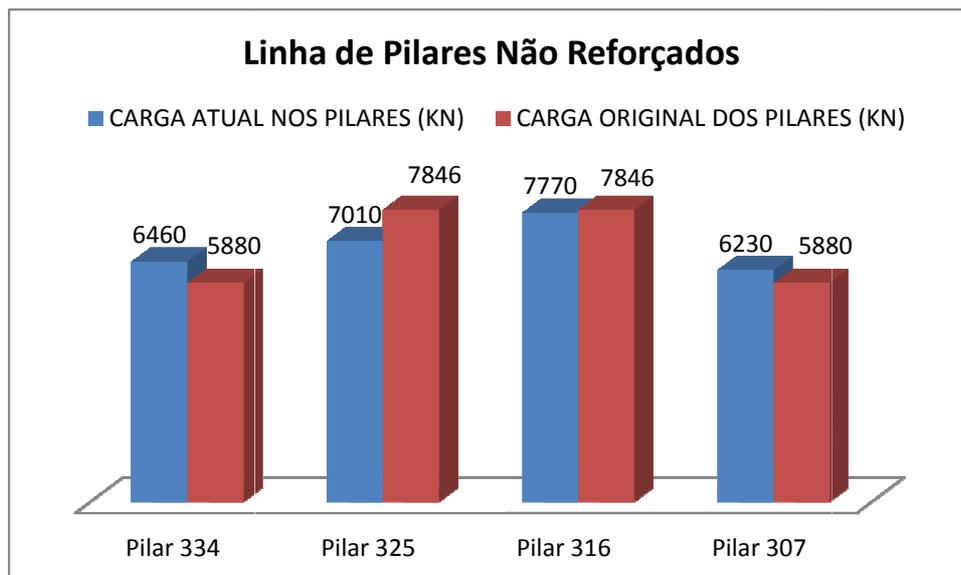


Figura 4.6 – Cargas nos pilares antes e após implosão do Bloco AIII.

A figura 4.7 apresenta o comparativo das cargas dos Pilares 335, 326, 317 e 308. Estes não tiveram suas fundações reforçadas, pois os valores médios de recalques ficaram em torno de 0,5 centímetros.

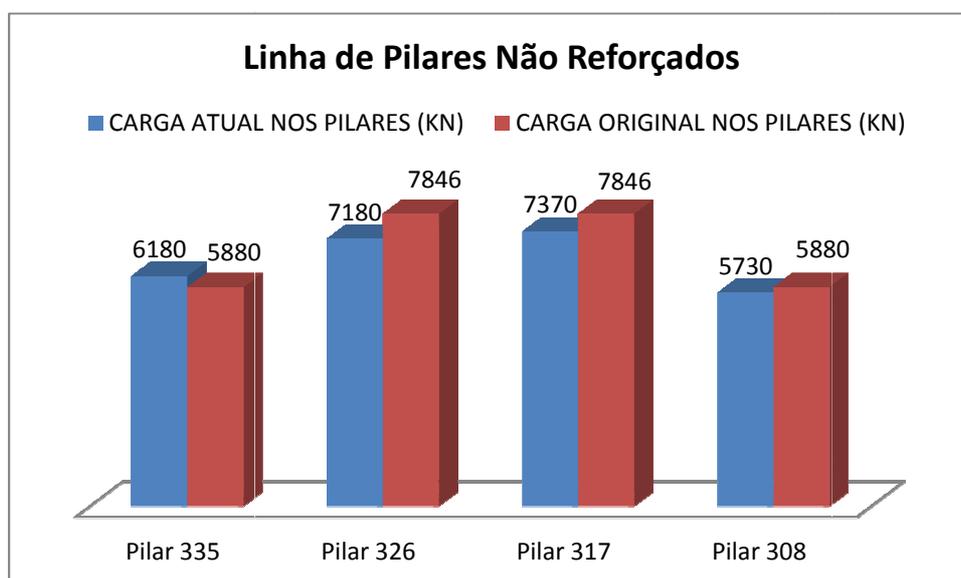


Figura 4.7 – Cargas nos pilares antes e após implosão do Bloco AIII.

A figura 4.8 apresenta o comparativo das cargas dos Pilares 336, 327, 318 e 309. Estes são os pilares da junta de dilatação e estão situados entre os blocos AIII e AII. Não foram observados recalques nestes pilares.

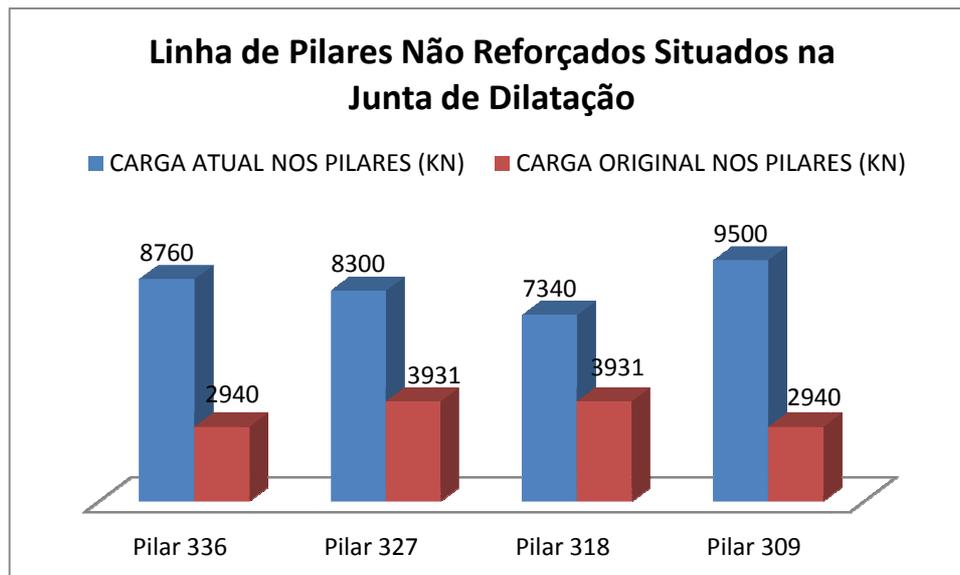


Figura 4.8 – Cargas nos pilares antes e após implosão do Bloco AIII.

A discrepância entre os valores de carga observadas na figura 4.10 pode ser explicada devido à modelagem computacional ter considerado corretamente a parede de concreto existente na junta de dilatação entre os blocos AIII e AII. Diferente do método de área de influência onde as cargas nos pilares são obtidas pelo produto da carga média distribuída pela área de influência do pilar.

4.6. INTERPRETAÇÃO DOS DADOS

Explicar os motivos que desencadearam a ocorrência de recalques em pilares, que tiveram suas fundações aliviadas é objetivo deste trabalho e será abordado nas conclusões.

A análise dos gráficos demonstra que estes pilares foram mais aliviados do que os demais. Os Pilares centrais 322 e 313 tiveram suas cargas aliviadas 30,8% e 33,8 respectivamente. Os Pilares 331 e 304, localizados na extremidade, tiveram suas cargas aliviadas 12,1% e 15,6% respectivamente.

No entanto, estes também estão entre os pilares que mais sofreram recalques. Os Pilares 322 e 313 recalçaram respectivamente 3,3 cm e 4,0 cm. Os Pilares 331 e 304

recalcaram respectivamente 3,0 cm e 4,5 cm. A figura 4.9 apresenta os valores percentagem de alívio nas cargas após a demolição parcial do Bloco AIII e os valores dos recalques medidos pela equipe de monitoramento topográfico.

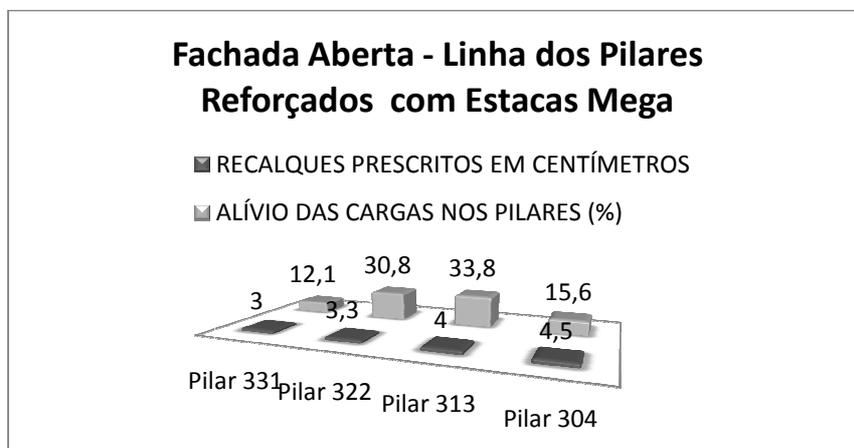


Figura 4.9 – Alívio das cargas e recalques prescritos.

5. PROBLEMAS ESTRUTURAIS

Uma inspeção realizada por professores da COPPE/UFRJ, em 2007, já revelara que a “perna seca” encontrava-se em péssimas condições estruturais, principalmente quanto ao estado avançado de deterioração das armaduras.

A recuperação de parte dessa estrutura vinha sendo considerada quando, em 21 de junho de 2010, ocorreu o rompimento dos Pilares P303 e P330 localizados na junta entre os blocos AII e AIII.

Tal fato resultou na decisão de implodir a “perna seca” do HUCFF. Essa decisão foi respaldada por pareceres técnicos de especialistas que indicavam que o atual prédio onde funciona o HUCFF é de cara manutenção e pouco apropriado para incorporar sucessivos avanços científicos e tecnológicos na área.

Especialistas diagnosticaram que seria mais viável construir um novo prédio do que insistir em reformas cada vez mais custosas. A demolição propiciaria um local ideal para a construção do novo Hospital Universitário. Este Hospital poderá incorporar uma gestão médico-hospitalar mais compatível com os avanços da medicina, do ensino, da pesquisa e da assistência à saúde da população.

Na época, o reitor Aloísio Teixeira ressaltou: “Estamos virando uma página de megalomania, de autoritarismo e criando condições para avançar na construção de uma universidade melhor. Um sistema público de atenção à saúde melhor. Este hospital que estamos prevendo será mais amigável, mais moderno, com mais recursos, significando melhorias para a Universidade e para a saúde do Rio de Janeiro”.

5.1. IMPLOÇÃO

A implosão ocorreu no dia 19 de dezembro de 2010, às 7:05 horas da manhã. A marcação da data e hora foi tomada em conjunto pela Comissão de Planejamento da Reitoria, Administração Geral do HUCFF e Defesa Civil.

O procedimento durou dois dias e, logo depois de finalizado, peritos da Defesa Civil e engenheiros da UFRJ avaliaram a integridade estrutural do edifício. Em 21 de dezembro foi iniciada a limpeza do local. No início de 2011, os funcionários do hospital retornaram aos trabalhos e a partir do dia 10 de janeiro, e os serviços passaram a ser retomados gradativamente.

5.1.1. DESMONTE MANUAL

A primeira etapa do processo consistiu na demolição manual para a abertura de um vão de vinte metros, conforme a figura 5.1, a fim de separar a parte do hospital em uso da parte a ser implodida. Esta etapa foi necessária para se evitar que a parte ocupada do hospital fosse afetada por vibrações resultantes da implosão.



Figura 5.1 – Demolição manual – vão de 20 metros entre os Blocos AII e AIII.

5.1.2. USO DE EXPLOSIVOS

A Empresa Fábio Bruno Construções foi a ganhadora da licitação pública para a implosão da “perna seca” do HUCFF. Coube ao ex-reitor da universidade, Aluizio Teixeira, ativar o detonador que em vinte segundos e com 900 kg de dinamite reduziram a Ala Sul do HUCFF, um edifício de 13 andares, a 120 mil toneladas de entulho. O engenheiro Fábio Bruno, responsável técnico pela implosão, disse: “Foi exatamente como esperávamos, não houve lançamento de fragmentos de concretos para outras áreas, somente muito poeira”. A figura 5.2 captou o momento da implosão.



Figura 5.2 – Momento da implosão do HUCFF.

5.2. CONFIGURAÇÃO ESTRUTURAL ATUAL

Anteriormente, o Bloco AIII, objeto deste trabalho, possuía duas paredes em concreto armado ao longo das duas juntas de dilatação. Pode-se imaginar a estrutura do Bloco AIII como uma caixa de sapato. Antes da demolição a caixa estava toda “fechada”, ou seja, as paredes de concreto forneciam a rigidez necessária para resistir às solicitações oriundas principalmente dos ventos, no sentido de menor inércia do edifício. Com a demolição foi como se retirasse uma lateral da caixa de sapato.

A demolição da parede de concreto localizada entre os Blocos AII e AIII motivou a análise estrutural do HUCFF. A empresa JC Filizola Engenharia foi a empresa contratada para proceder tal análise estrutural da parte remanescente do Bloco AIII. Após análise, a JC Filizola Engenharia recomenda em seu relatório final a execução de um sistema de contraventamento para a nova “fachada”.

A execução da implosão não previu um monitoramento da estrutura do HUCFF antes da execução dos serviços de desmonte, que se tivesse sido executado, possibilitaria a comparação dos resultados entre as campanhas de monitoramento de antes e após a implosão da Ala Sul. Tal falha grave implicou na impossibilidade de se conhecer os reais valores de recalques ocorridos após a implosão da estrutura.

A figura 5.3 apresenta na planta baixa do Bloco AIII as duas partes da estrutura. Em preto a parte remanente e na cor magenta a parte demolida da estrutura.

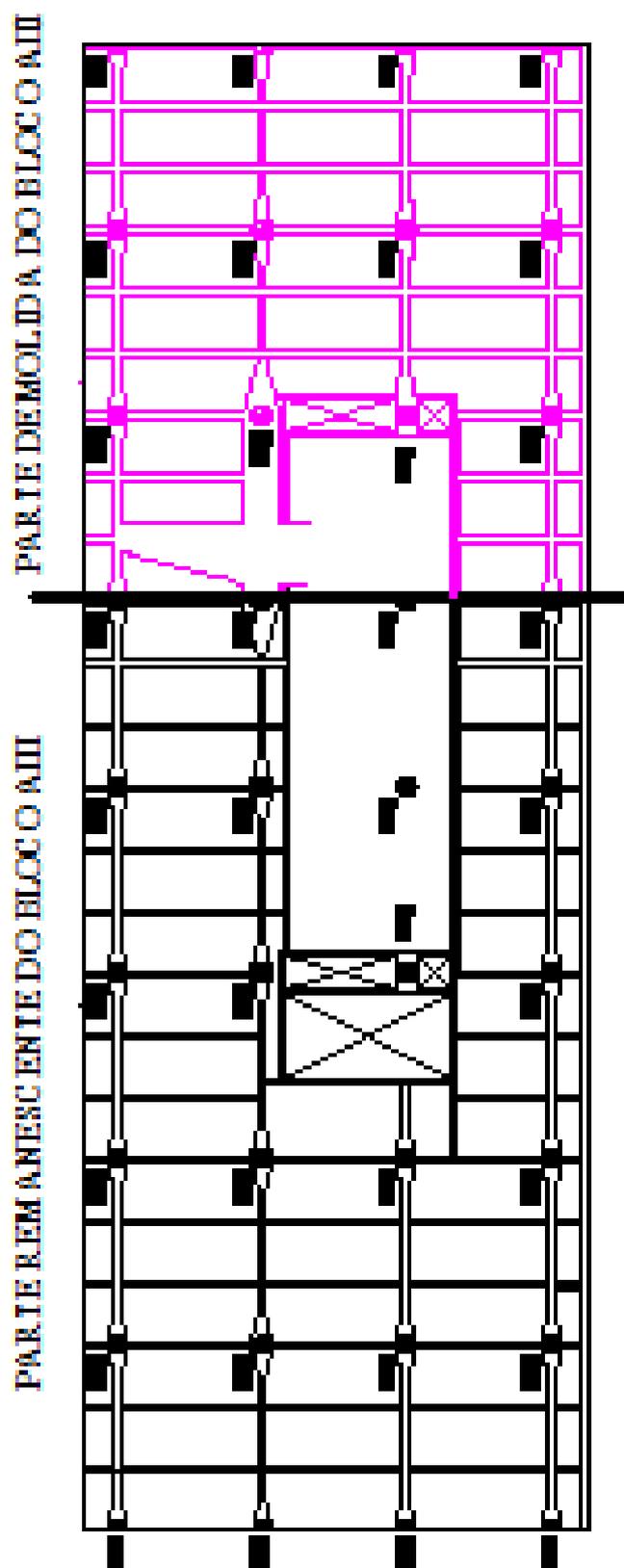


Figura 5.3 – Nova configuração do Bloco AIII após a demolição manual.

5.3. RECALQUES NO BLOCO AIII

No final de julho de 2011, constatou-se uma trinca de 8 mm na parede lateral divisória causada em princípio pelo recalque do Pilar 332 do Bloco AIII, conforme ilustrado na figura 5.3.



Figura 5.3 – Trinca horizontal de 8 mm.

Pouco depois, uma trinca de 10 mm apareceu na parede de alvenaria de uma sala no 2º andar da Ala D (Bloco AIII). Figura 5.4.

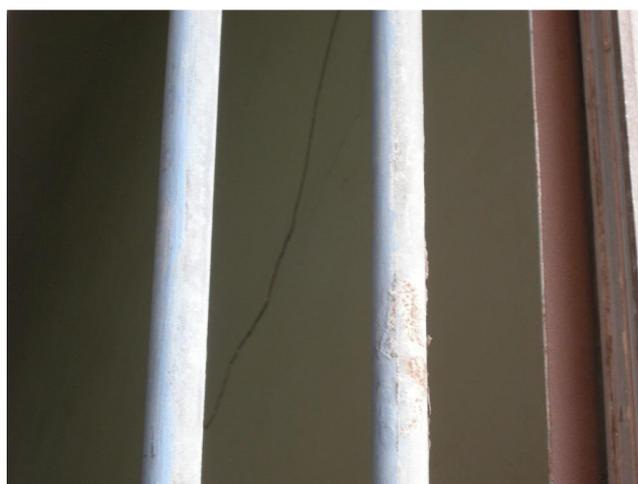


Figura 5.4 – Trinca em alvenaria de 10 mm.

A trinca de maior magnitude ocorreu na parede de alvenaria do refeitório, conforme figura 5.5. Após a ocorrência destas trincas e sob a orientação do Professor Ernani Diaz, a direção do HUCFF contratou a Contemat Engenharia e Geotecnia S.A. para executar o reforço das fundações dos pilares P332 e P314 do Bloco AIII. As obras se iniciaram no dia primeiro de agosto de 2012.



Figura 5.5 – Trinca na parede de alvenaria do refeitório.

O Reitor Carlos Antônio Levi da Conceição, em 30 de julho de 2011, publicou a portaria Nº 8256 como segue: “Resolve constituir Comissão de Fiscalização e Acompanhamento dos Serviços de Monitoramento e Reforço Estrutural do Hospital Universitário Clementino Fraga Filho - HUCFF/UFRJ, composta pelos seguintes membros: Eng. Márcio Escobar Conforte, Presidente da Comissão de Fiscalização; Engº Paulo Mario Ripper; Prof. Francisco de Rezende Lopes, Assessoramento Técnico; Prof. Fernando Arthur Brasil Danziger, Assessoramento Técnico; Eng. Francisco Magalhães Dias, Fiscal Técnico; Eng. Zenildo Pereira de Oliveira, Fiscal Técnico; Eng. Nelson Castelpaggi Saliba, Fiscal do Contrato e Eng. Francisco de Paula, Fiscal do Contrato”.

Além da Comissão de Fiscalização, o Prof. Ernani Diaz e os Engenheiros Carlos Fragelli, Geraldo Filizola (JC Filizola Engenharia), Ricardo Araujo, Sandro Valverde

(Contemat Engenharia e Geotecnia S/A) e a Eng^a. Lays Cristina Barcelos de Souza (ETU/UFRJ) tiveram significativa participação nos trabalhos executados.

A fim de manter a integridade dos pacientes e funcionários da Instituição, a Ala D (Bloco AII) foi remanejada para outras alas do hospital. Na época o diretor do HUCFF, José Marcus Raso Eulálio, afirmou que o período de desativação seria o menor possível e que as atividades de rotina nos outros setores do hospital seriam mantidas enquanto estivesse sendo executado o reforço nos pilares. Para viabilizar o remanejamento temporário, as internações no HUCFF foram suspensas, assim como também o atendimento na emergência. Os pacientes previamente agendados para consultas ambulatoriais foram atendidos normalmente. A Reitoria da UFRJ também informou, via assessoria de imprensa, estar acompanhando de perto a situação do Hospital e reforçou o compromisso de garantir a segurança e o pleno funcionamento deste.

IMPLANTAÇÃO DO MONITORAMENTO DOS RECALQUES

A empresa Limbo Topografia LTDA, subcontratada da Contemat, foi a responsável técnica pelas campanhas de medições de nivelamento geométrico de primeira ordem. Para tal, foi usado o Nível Geométrico Wild NAK-2, com micrômetro e mira invar (GONÇALVEZ 2012). Foi instalado como referência altimétrica um benchmark que teve sua haste metálica fixada em rocha à profundidade de 14,2 m. A cota da referência de nível é arbitrária. A partir do dia 30 de setembro de 2012, foi iniciada a fixação de pinos para o monitoramento dos pilares de toda a linha dos pilares P332, P314, P305 e P323. As figuras 5.6 e 5.7 ilustram os gráficos dos recalques que ocorreram nos Pilares P332/P314 e P305/P323 durante o período de 30 de setembro a 25 de novembro de 2012. Durante o monitoramento diário dos quatro primeiros pilares, todos no mesmo alinhamento transversal, passou-se a considerar a possibilidade de recalques estarem ocorrendo também em outros pilares do Bloco AIII, principalmente em decorrência das obras de reforço das sapatas na linha de reforços em estacas raiz.

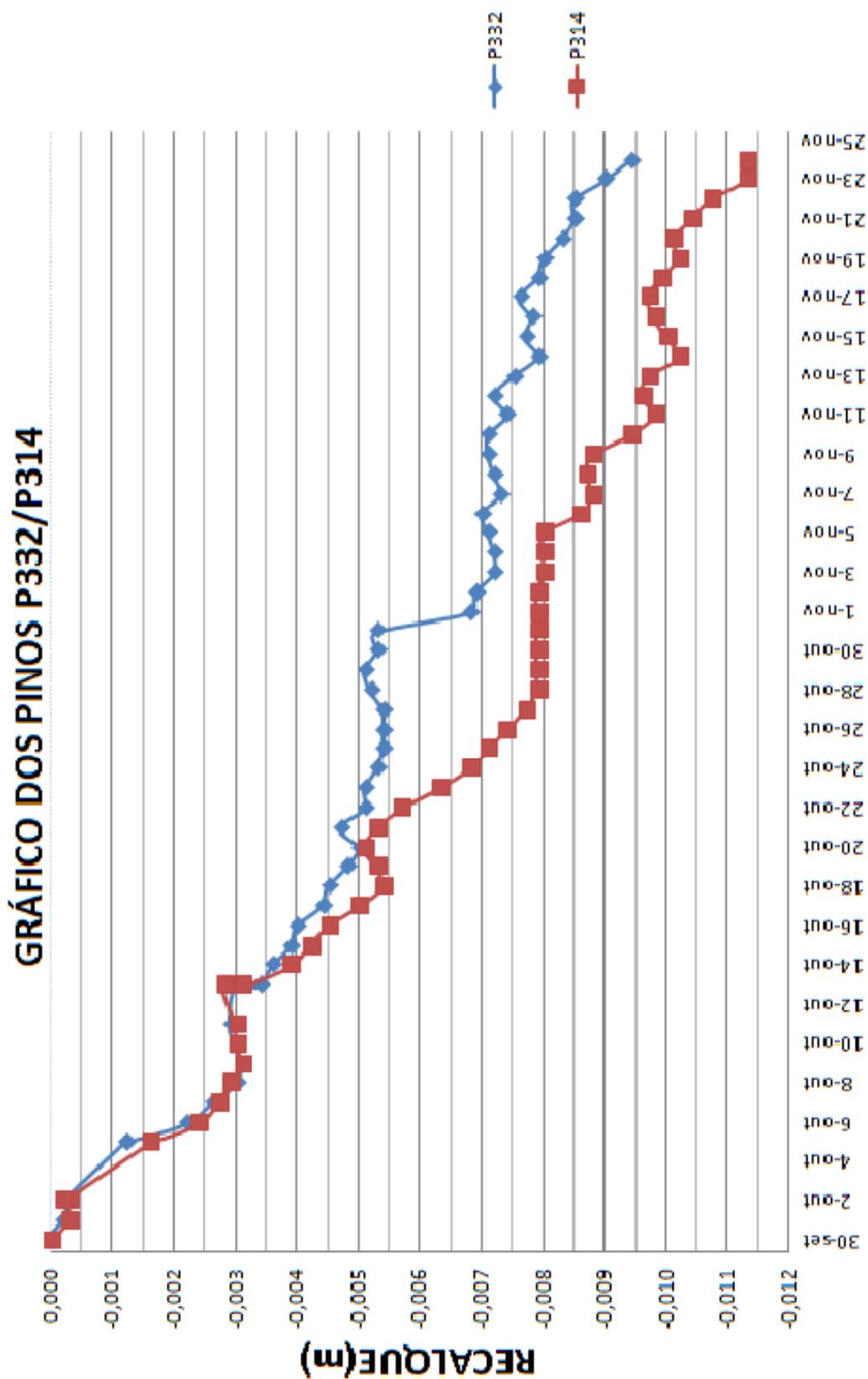


Figura 5.6 – Gráfico dos recalques nos Pilares P332 e P314.

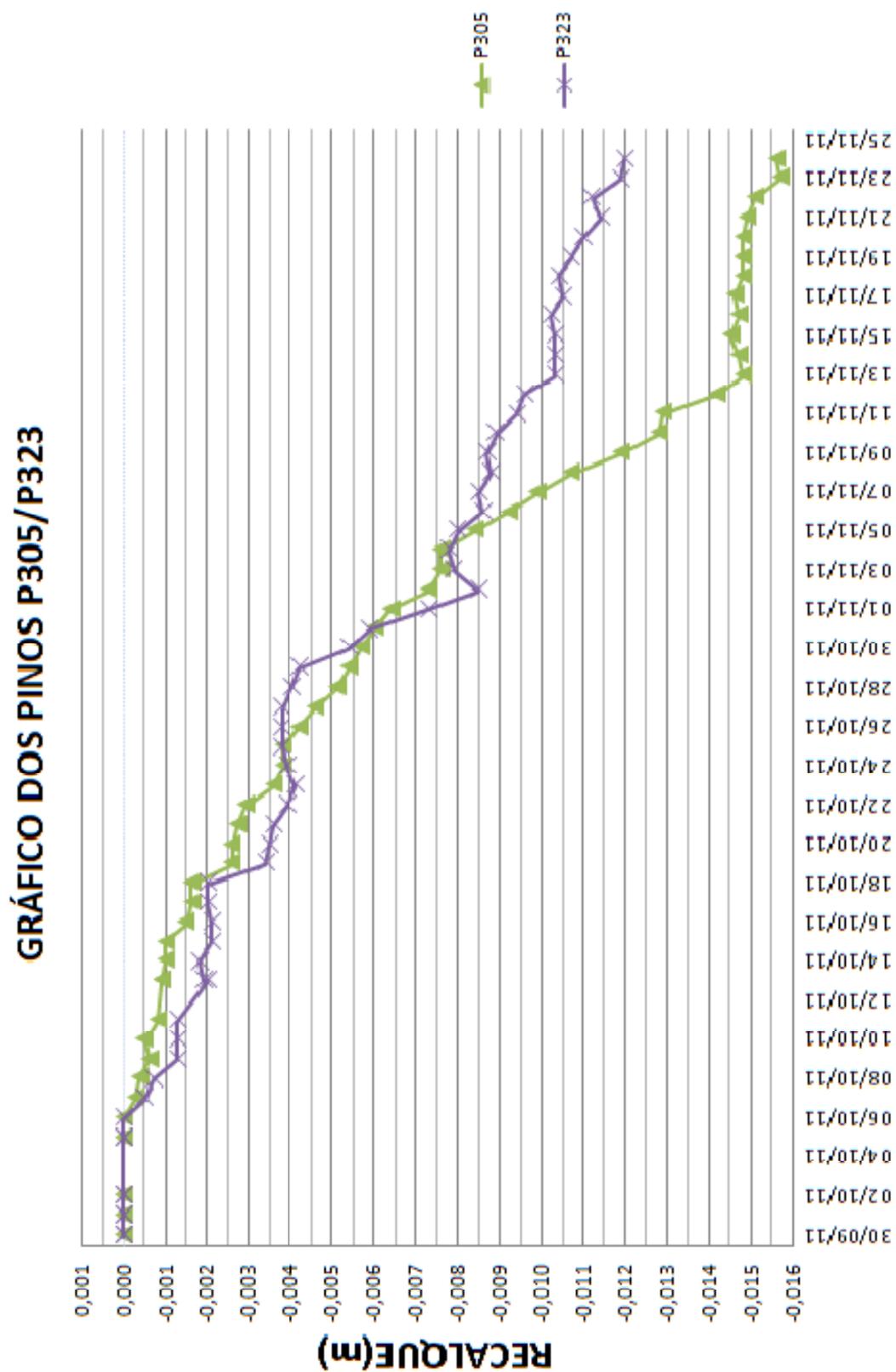


Figura 5.7 – Gráfico dos recalques nos Pilares P305 e P323.

A Comissão de Fiscalização resolveu então estabelecer uma segunda etapa de monitoramento. Assim, acrescentaram a esses mais oito pilares: P331, P322, P313, P304, P333, P324, P315 e P306.

No início de novembro, foram fixados pinos nos doze últimos pilares. Deste modo, com leituras diárias, todos os 24 remanescentes pilares do Bloco AIII passaram a ser monitorados. Todos os pinos foram fixados no nível do subsolo. A figura 5.8 apresenta o pino fixado no pilar 324.



Figura 5.8 – Pilar metálico rosqueável para a medição dos recalques.

No decorrer dos trabalhos, por sugestão do Professor Fernando Danziger, foi contratado, como especialista em monitoramento topográfico, o Professor Adalino Valentim. O planejamento de posicionamento do Nível Geométrico está detalhado na Figura 5.9. O posicionamento visou favorecer as leituras diretas e visadas curtas. O objetivo do planejamento é evitar leituras de visadas intermediárias entre o benchmark e o pino fixado em cada pila, pois cada mudança está associada ao acúmulo dos erros inerentes ao processo de mensuração.

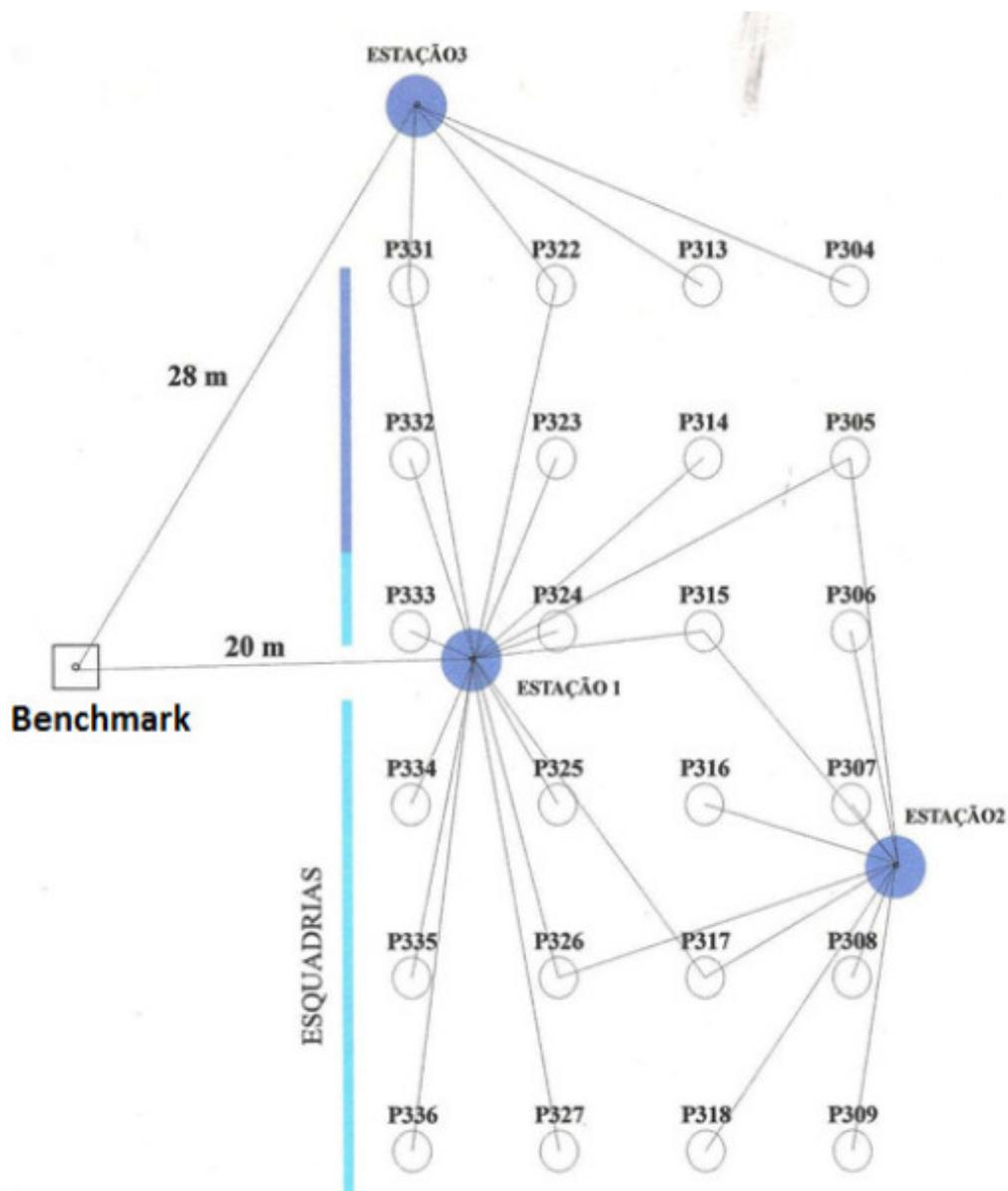


Figura 5.9 – Esquema de posicionamento do Nível Geométrico Wild NAK-2.

No final dos trabalhos de reforço das fundações, quando as medições passaram a indicar a estabilização dos recalques, foi possível traçar as curvas isorrecalques, conforme ilustrado na figura 5.10.

Ao analisar as curvas de isorrecalques pode-se concluir que os valores mais significativos de recalques ocorreram na região onde houve a secção ou corte da estrutura criando uma nova “fachada” no Bloco AIII.

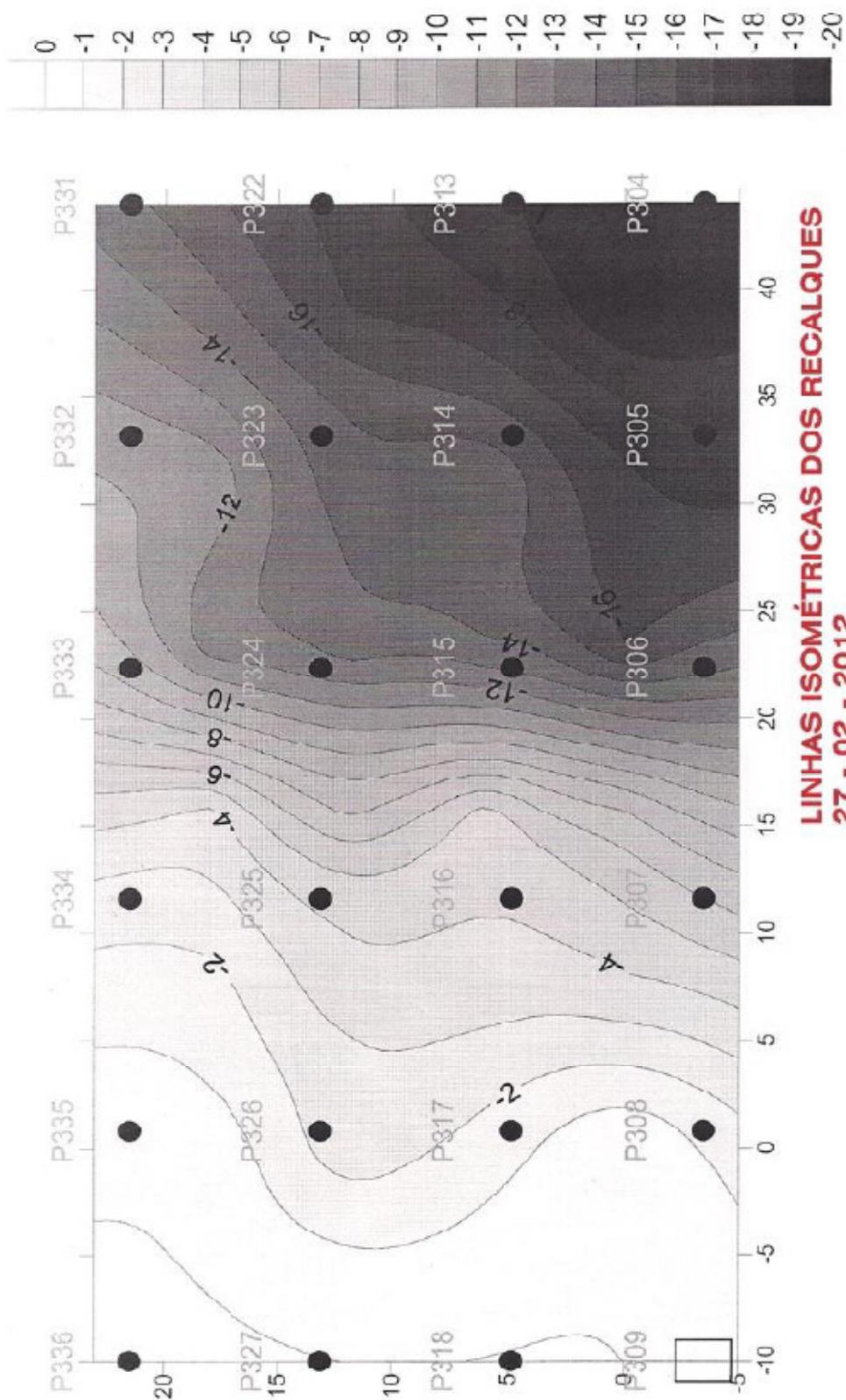


Figura 5.10 – Curvas isorrecalques dos 24 pilares remanescentes do Bloco AIII.

5.4. ANÁLISE DO PROJETO DE REFORÇO DAS FUNDAÇÕES

Conforme já relatado, a Direção do HUCFF contratou a Contemat Engenharia e Geotecnia S.A., para executar os reforços das fundações do Bloco AIII. O primeiro contrato previa somente o reforço dos Pilares P314 e P332. Mas, à medida que o reforço e monitoramento dos recalques estavam sendo executados, a Comissão de Fiscalização percebeu a necessidade de outras intervenções tais como: reforço de outras sapatas, mudanças na concepção dos projetos e nos procedimentos de execução dos serviços.

As etapas de medições foram sendo implantadas à medida que os consultores foram observando o comportamento da estrutura e suas implicações. É importante ressaltar que, durante a execução das obras de reforço das fundações, recalques mais significativos foram sendo observados.

5.4.1. PRIMEIRA VERSÃO DO PROJETO DE REFORÇO

A primeira versão do Projeto de Fundações elaborado pelo Escritório Técnico Costa Santos especificou a execução de seis estacas raiz dispostas de modo a formar uma seção quadrada com a seção octogonal da sapata inscrita na seção quadrada. Ou seja, a sapata era incorporada ao bloco de coroamento. A figura 5.11 apresenta a forma em planta e a Figura 5.12 o corte A-A.

As estacas raiz foram dimensionadas com diâmetro de 410 mm e para atingirem o comprimento de 16 metros. A carga de trabalho de cada estaca é de 1.000 kN. Um dos problemas executivos enfrentados durante a execução das estacas foi a dificuldade de manobrar a perfuratriz devido às imposições de pé direito do subsolo.

Durante a execução do reforço dos pilares P232 e P314, o monitoramento acusou o aumento da velocidade de recalque em ambos, entre o período de 20 de outubro a 1 de novembro, conforme pode-se observar no gráfico da figura 5.6. Isto

ocorreu porque a própria execução dos trabalhos de perfuração do solo induziram novos recalques.

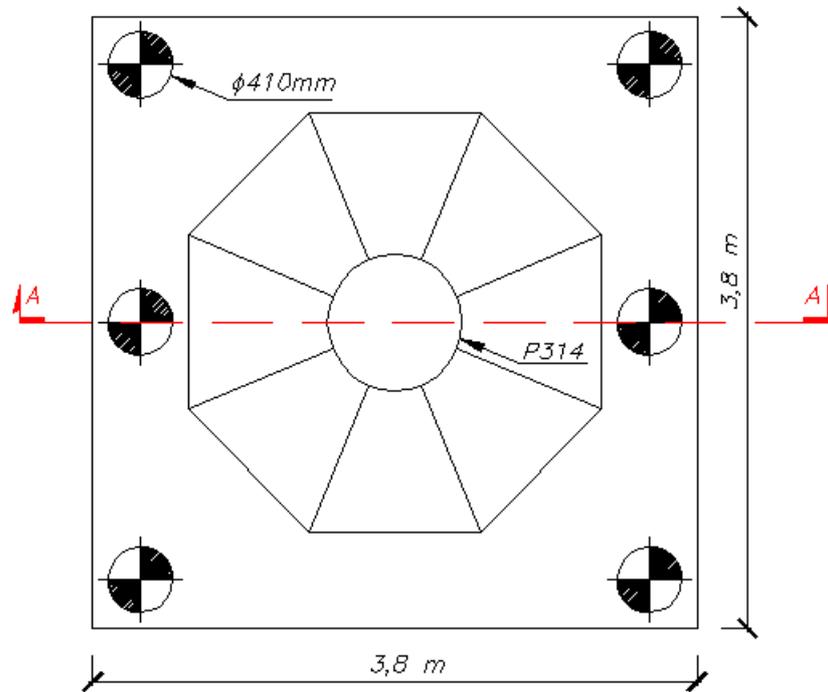


Figura 5.11 – Projeto de forma em planta – 6 estacas de $\Phi 410\text{ mm}$.

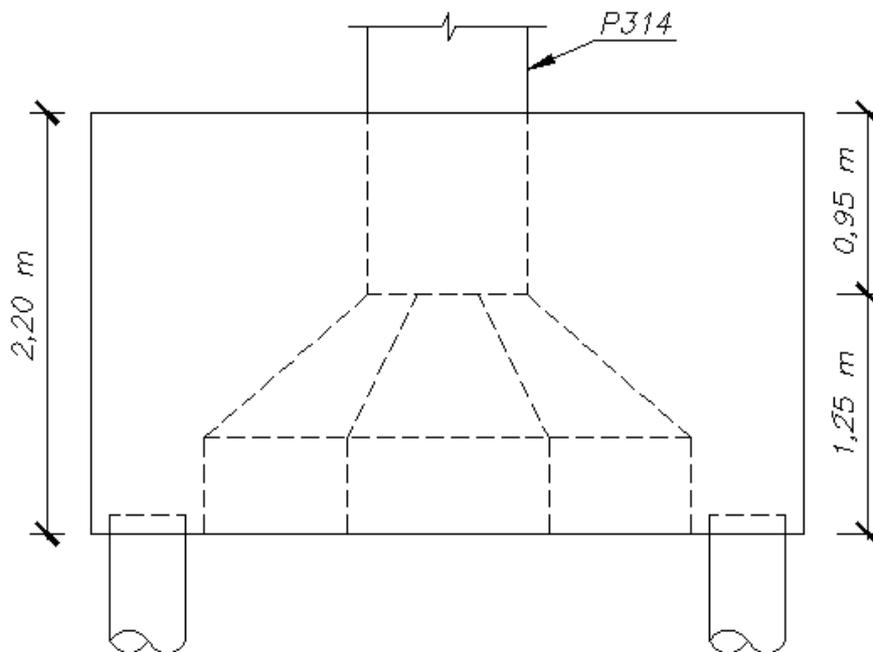


Figura 5.12 - Corte A-A– 6 estacas de $\Phi 410\text{ mm}$.

5.4.2. SEGUNDA VERSÃO DO PROJETO DE REFORÇO

Após analisar os dados do monitoramento dos recalques, os Professores Francisco Lopes e Fernando Danziger sugeriram a troca do fluido de resfriamento da broca. Assim, optou-se pela troca do uso de água pressurizada por ar comprimido. Outra sugestão, dada pelos professores, foi a mudança dos diâmetros das estacas. Com isso, a execução dos Pilares P305 e P323 passaram a incorporar as mudanças sugeridas. As figuras 5.13 e 5.14 apresentam a proposta da segunda versão do Projeto Executivo. Foram dimensionadas oito estacas com diâmetro de 310 mm e carga de trabalho de 750kN.

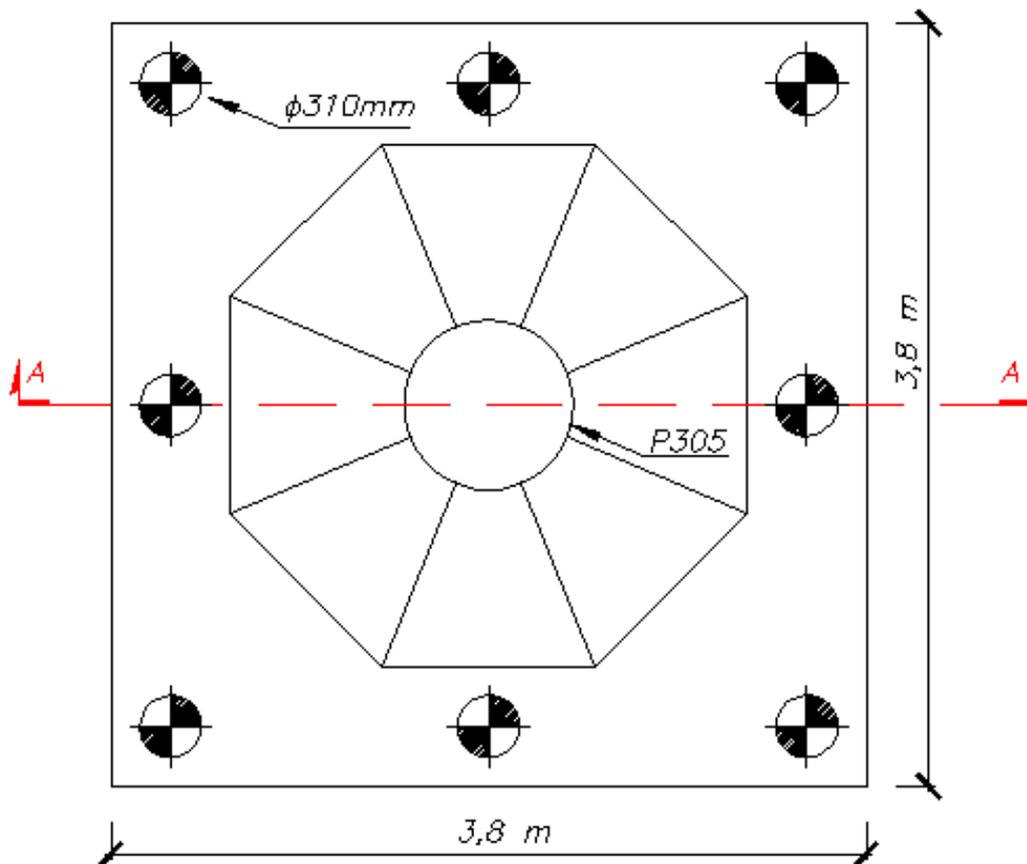


Figura 5.13 – Projeto de forma em planta – 8 estacas de Φ 310 mm.

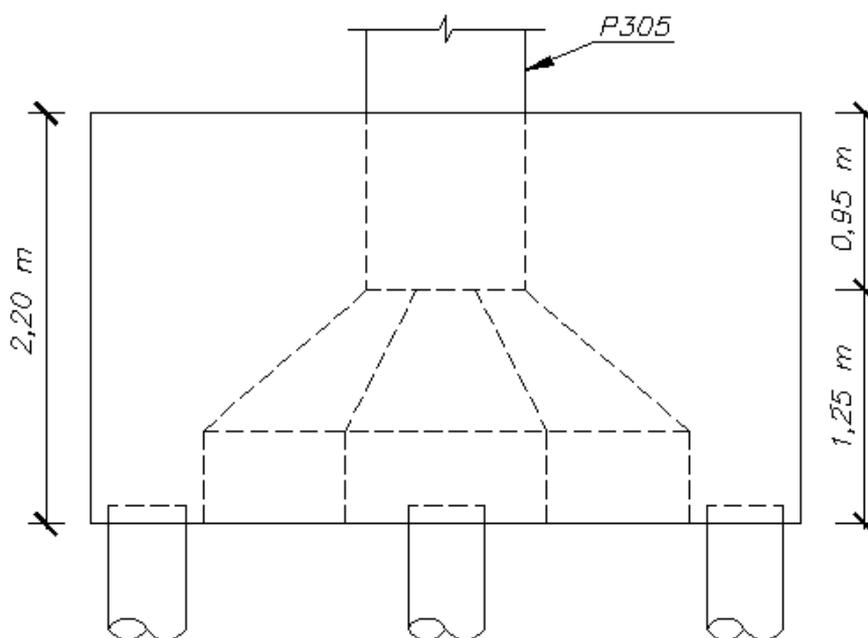


Figura 5.14 - Corte A-A– 8 estacas de Φ 310 mm.

Um questionamento também levantado quanto à eficácia desta solução tem a ver com a monoliticidade entre o concreto dos blocos de coroamento e o concreto das sapatas. Ambas as estruturas precisam ter mais do que aderência entre si para trabalharem unidas. Foi necessária a previsão de elementos que garantissem a transferência dos esforços entre as estruturas. O projeto especificou barras de aço CA50 a serem fixadas, com grout, nas sapatas para esse fim específico. A figura 5.15 apresenta essa armadura.



Figura 5.15 – Sapata S-314 com armaduras fixadas.

5.4.3. INTERDIÇÃO DA ALA D (BLOCO AIII)

Na terça feira, 4 de outubro de 2011, após a conclusão dos reforços dos quatros pilares acima citados, funcionários do hospital, apavorados com aumento da abertura da junta de dilatação no centro cirúrgico, acionaram a Defesa Civil. A figura 5.16 ilustra a suposta movimentação ocorrida no centro cirúrgico (Ala D).

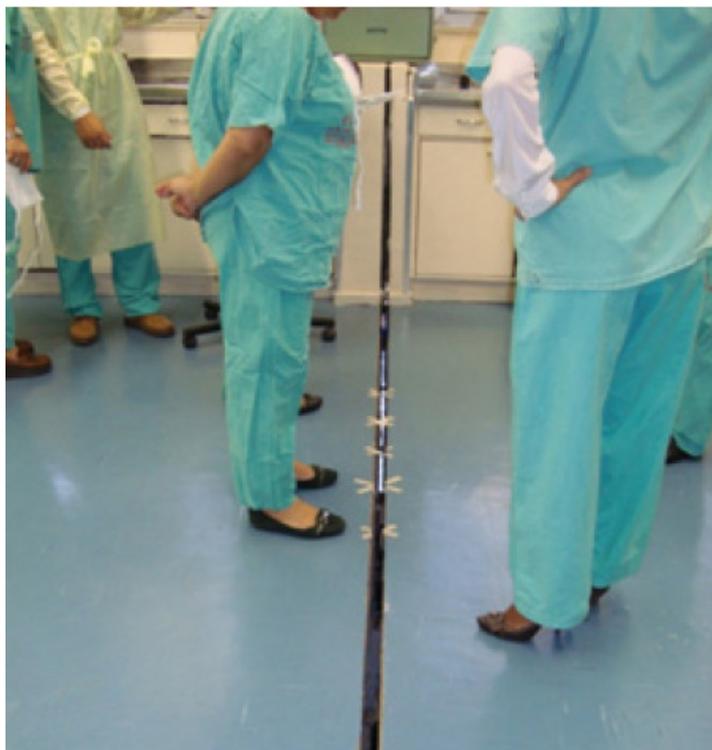


Figura 5.16 – Suposta movimentação da junta de dilatação.

O Hospital foi vistoriado pelo órgão e por integrantes do Conselho Regional de Engenharia, Arquitetura e Agronomia (CREA). Entretanto, apesar das rachaduras no prédio, as inspeções não detectaram nenhum risco para a estrutura do Hospital. Segundo os engenheiros, estava ocorrendo a movimentação previsível da junta de dilatação do prédio em consequência das obras de reforço que estavam em curso e das variações de temperatura.

A Defesa Civil, em reunião com a Comissão de Fiscalização, informou que a interdição evitaria transtornos decorrentes da obra de reparo. Assim, ficou decidida a intervenção da Ala D.

5.4.4. TERCEIRA VERSÃO DO PROJETO DE REFORÇO

Os resultados do monitoramento passaram a indicar que a solução do problema não estava satisfatória. A partir deste momento a comissão de fiscalização resolveu alterar radicalmente a concepção do reforço das fundações.

O processo de escavação das estacas induzia ao aumento dos recalques. Embora a troca do fluido lubrificante e a redução do diâmetro das estacas tenham contribuído para a diminuição das deformações do solo, o monitoramento indicava que os recalques ainda não se haviam estabilizado. Essa conclusão fica bem explícita ao se analisar os gráficos dos quatro pilares reforçados durante e após a cravação das estacas raiz conforme apresenta a Figura 5.6 e 5.7.

As estacas escavadas em geral, como é o caso da estaca raiz, somente têm sua capacidade de carga mobilizada após a ocorrência de recalques. Alguns trabalhos indicam que existe uma relação entre recalque máximo, para a mobilização total da capacidade de carga, e o diâmetro da estaca. Essa deformação seria da ordem de 1 a 3% para solos granulares, (Décourt 1998). Assim, teríamos recalques de 4 a 12 mm para as estacas de 410 mm e recalques de 3 a 9 mm para estacas de 310 mm.

Outra opção é admitir que essa mobilização seja independente do tipo de estaca escavada, do tipo de solo e das dimensões da estaca. O valor de pico da adesão solo-estaca seria então atingido com movimento relativo de alguns poucos milímetros. Fala-se frequentemente em 10 mm embora alguns autores procurem definir valores maiores. Jamiolkowsky e Lancellota (1988), por exemplo, falam em 5 a 25 mm para o caso de estacas em areia.

Ambas as hipóteses levam a valores de recalques indesejáveis para uma estrutura que já necessitava de urgente estabilização de seus recalques. Por isso, os Professores Francisco Lopes e Fernando Danziger, na reunião do dia 8 de outubro de 2011, sugeriram uma solução que utilizasse estacas Mega.

5.4.5. VANTAGENS DO REFORÇO COM ESTACAS MEGA

A nova concepção do projeto de reforço das fundações propôs uma solução radical. O professor Francisco Lopes, sugeriu que, ao invés das estacas serem executadas em volta da seção da sapata, somente duas Estacas Mega seriam cravadas dentro da seção da sapata.

A execução de dois furos com diâmetro de 30 cm significou um aumento máximo de 2,5% da tensão de trabalho no solo sob as sapatas. Tal aumento, em termos percentuais, não é muito significativo. Entretanto a execução dos furos significou um corte, em concreto armado, com espessura aproximada de 1,2 metros. Para tal, foi utilizada coroa diamantada resfriada com água pressurizada.

Na ocasião foi discutido pela comissão de fiscalização quais consequências poderia haver com a inevitável infiltração de parte dessa água para o solo sob a sapata. Ficou estabelecido, com o objetivo de minimizar ao máximo o problema, que uma bomba de lama (figura 5.17) estaria permanentemente recalcando a água de resfriamento para fora da cava feita em volta da sapata.



5.17 – Bomba de lama.

A pesar dos riscos envolvidos, as vantagens da nova solução adotada foram devidamente consideradas. Por exemplo, a estaca Mega é cravada por prensagem com o auxílio de atuador hidráulico apoiado no aparelho de reação. Na grande maioria das vezes a própria estrutura serve como aparelho de reação, como também foi neste caso. O aparelho de reação proposto é um consolo engastado no pilar, com peso próprio de aproximadamente de 80kN. O consolo é oito vezes mais leve do que o bloco de coroamento das estacas, que têm peso próprio aproximado de 650kN. A princípio essa redução de 570kN pode parecer pouca, mas tem-se que considerar que a estrutura encontrava-se recalçando e qualquer ganho na diminuição de cargas adicionais mostrava-se pertinente. A figura 5.18 exemplifica a redução do volume de concreto.

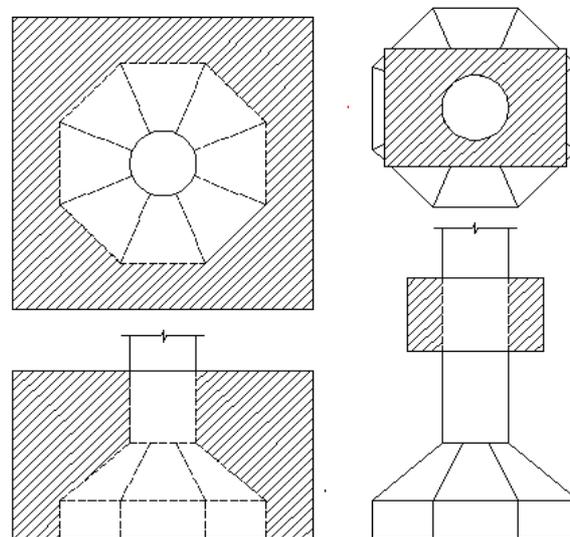


Figura 5.18 – Proporção em escala real da redução do volume de concreto.

A maior vantagem, no entanto, é com certeza a própria definição de estaca Mega. A estaca raiz, como já mencionado, necessita que recalques significativos ocorram para que seja mobilizada sua capacidade de carga. Diferentemente, a estaca Mega, quando definitivamente cravada, já se encontra com sua capacidade de carga substancialmente mobilizada. Segundo Gotlieb e Gusmão (1996) : “A segurança da obra, que está sendo reforçada, é aumentada instantaneamente após a instalação de cada estaca”.

As limitações de altura impostas pelo pé direito do pavimento de subsolo do HUCFF foi também um problema contornado pela solução com Estacas Mega. Este tipo de reforço mostrou-se bastante conveniente, pelo fato das estacas serem introduzidas no terreno por meio de atuadores hidráulicos e em pequenos segmentos de perfis metálicos soldados.

Outra vantagem considerada foi que o processo de cravação por prensagem não provoca vibrações, o que levaria ao aumento dos riscos de instabilidade que poderiam existir devido à precariedade das fundações. Esse tipo de solução também tem a vantagem de poder ser executada em locais apertados e de difícil acesso de pessoal e equipamentos.

A última vantagem a ser destacada é que a própria cravação das estacas por prensagem pode ser considerada como uma prova de carga. O atuador hidráulico possuía um manômetro que possibilitou a escrita do boletim de cravação relacionando a carga aplicada em kN com o segmento cravado em centímetros.

A NBR 6122 estabelece fator de segurança $FS \geq 1,6$ prescrito na Tabela 1 (Fatores de Segurança Globais Mínimos) para estacas escavadas com prova de carga.

A nota abaixo da Tabela 1 observa: “No caso de fundações profundas, só é permitido reduzir o fator de segurança... quando os elementos ensaiados são representativos do conjunto da fundação, ou a critério do projetista. Esta redução só é possível quando as provas de carga são realizadas a priori na obra...”

O critério usado pelo projetista atende às premissas descritas na nota acima. Assim, o fator de segurança foi reduzido para 1,5 conforme implícito nas notas do projeto de forma “Estacas Mega, Perfil HP200X53, com carga de trabalho de 600kN, e carga de cravação de 900kN”.

A solução em Estacas Mega permitiu uma diminuição na tensão de trabalho do solo sob a fundação original. Por exemplo, a carga de trabalho na sapata S-306 era 4790 kN e área de 6 m². Com isso, a tensão de trabalho antes do reforço era de 8 MPa. Após a cravação das Estacas Mega, a sapata foi aliviada em 1200 kN. Assim, a tensão de trabalho passou pra 6 Mpa, o que representa 25% de alívio na tensão de trabalho do

solo sob as sapatas. A tabela 5.1 apresenta os valores de redução nas oito sapatas reforçadas.

Sapata	Carga Anterior ao Reforço	Carga Posterior ao Reforço	Área da Sapata	Tensão Anterior ao Reforço	Tensão Posterior ao Reforço	Redução da Tensão
	(kN)	(kN)		(kPa)	(kPa)	
306	4790	3590	6	800	600	-25%
315	6700	5500	10	670	550	-18%
324	5610	4410	9	620	490	-21%
333	5880	4680	6	980	780	-20%
304	5790	4590	6	970	770	-21%
313	5630	4430	10	560	440	-21%
322	5880	4680	9	650	520	-20%
331	6030	4830	6	1010	810	-20%

Tabela 5.1 – Redução da tensão de trabalho no solo nas sapatas reforçadas com Estacas Mega.

5.4.6. EXECUÇÃO DA CRAVAÇÃO DAS ESTACAS MEGA

A execução começou em 6 de outubro de 2011. A primeira sapata reforçada foi a S-304. Na época, uma preocupação era quanto à integridade das sapatas durante e após a execução dos furos. Das oito sapatas reforçadas, quatro são do Tipo-1: S-304, S-306, S-331 e S-333 (sapatas de menor dimensão), com $B = 2,7$ metros e área de 6 m^2 . Decidiu-se retirar todo o solo de embutimento para facilitar a inspeção visual da fundação durante e após a execução dos furos.

As estacas foram cravadas simultaneamente, evitando-se assim, valores significativos de momentos diferenciais. Os dois atuadores hidráulicos estavam acoplados em paralelo em uma única bomba. Assim, assegurava-se que ambos trabalhassem na mesma pressão. Conforme esquema da figura 5.19.

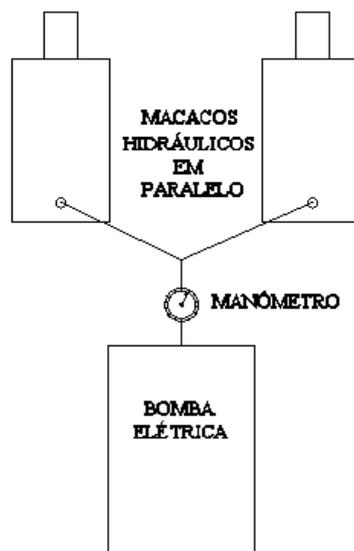


Figura 5.19 – Atuadores hidráulicos em paralelo acionados por bomba elétrica.

O perfil metálico utilizado no projeto para Estaca Mega foi o HP200x53 da Gerdau. Este perfil foi aproveitado das sobras das fundações da EBA (Escola de Belas Artes da UFRJ). Em todas as 16 estacas cravadas (duas por sapata), o primeiro segmento cravado tinha comprimento de 3 metros e depois os outros seguimentos de 1,5 metros foram sendo soldados, na medida em que se avançava a cravação. A figura 5.20 detalha a terceira versão do projeto executivo.

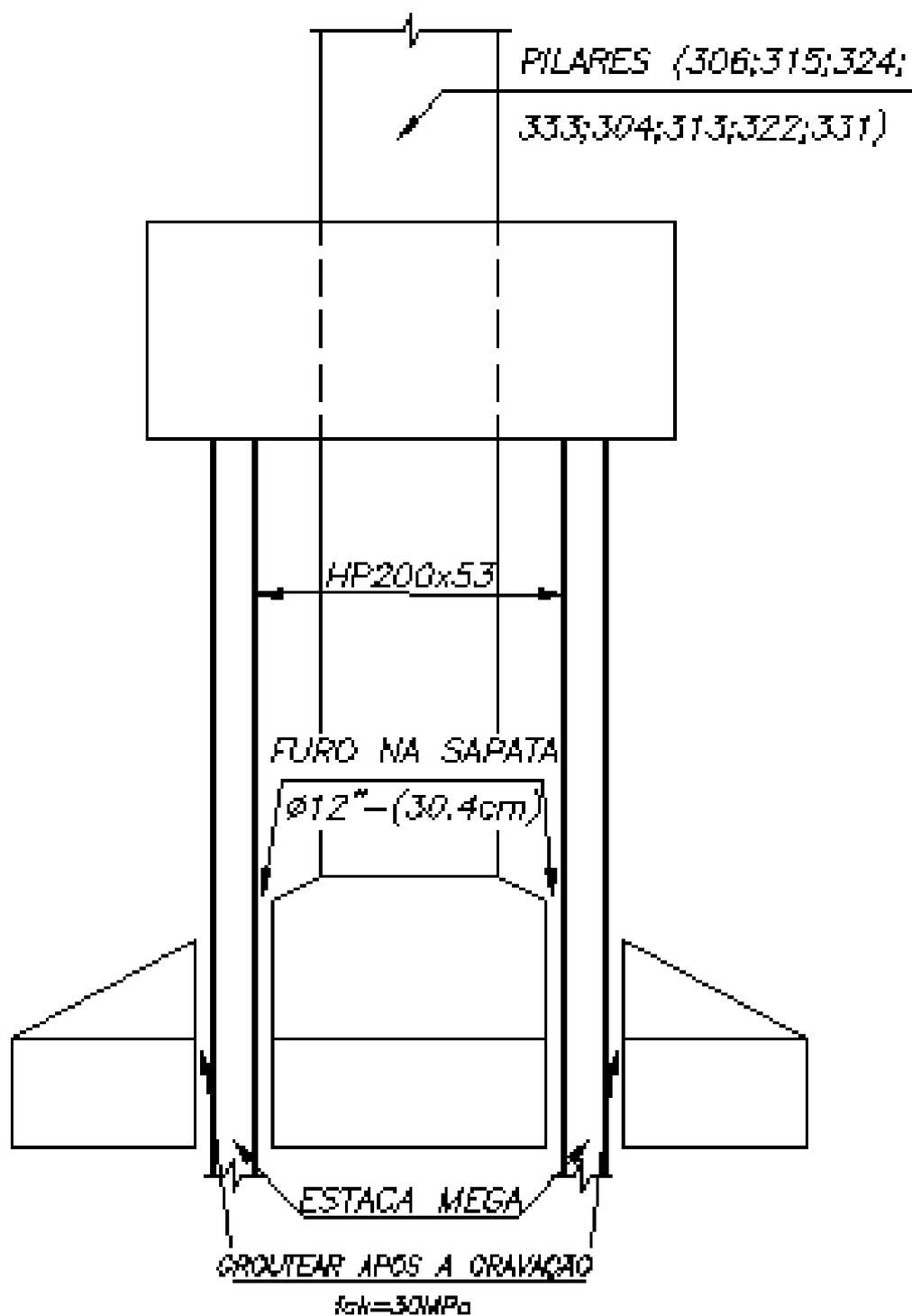


Figura 5.20 – Terceira versão do projeto de reforço das fundações.

Na prática, porém, pode-se observar que, em alguns momentos, embora as estacas estivessem sob o mesmo estado de tensão, apresentavam avanços distintos de cravação. A única explicação para isso é a heterogeneidade do solo residual. Por exemplo, durante a cravação das duas estacas na sapata S-313, uma estaca atingiu sua capacidade de carga na profundidade de 5,5 metros e a outra a 8,3 metros, embora estas estivessem a menos de 1,6 metros de distância uma da outra.

Durante a cravação dos perfis, o solo sob a sapata sofria uma variação cíclica e decrescente do seu estado de tensão. No final de cada estágio de cravação, quando os atuadores hidráulicos atingiam seu curso máximo de 17 cm, eram retirados para a colocação de calços, obtendo-se alívio da carga nas estacas, o que, conseqüentemente, fazia com que o estado de tensão do solo sob as sapatas voltasse ao valor inicial, ou seja, de antes do início da cravação.

À medida que a cravação prosseguia e as estacas aumentavam gradativamente sua capacidade de carga, maior também era o alívio das tensões do solo, as quais retornavam instantaneamente ao valor inicial assim que findava mais um estágio de cravação e se iniciava a manobra de retirada dos atuadores hidráulicos para a colocação de mais calços.

A tabela 5.1 apresentou, em percentagem, os valores máximos previstos de alívio das tensões em cada sapata. Entretanto, conforme explicado acima, a variação deste alívio aumentava até o valor final de forma cíclica em função dos estágios de cravação. Tal processo de descompressão e compressão do solo provavelmente induziu a recalques adicionais de grandezas de difícil previsão, contudo, totalmente indesejáveis.

O processo de cravação das estacas foi permanentemente monitorado pela equipe topográfica responsável pelas campanhas de medições de recalques. As medições ocorreram durante todo o processo de cravação. A primeira leitura era realizada antes do início da cravação, depois as outras eram feitas ao final da cravação de cada segmento, durante a solda dos perfis. No final, após a cunhagem das estacas no consolo, procedia-se a última leitura da cravação das estacas.

A execução do reforço com Estacas Mega ocorreu entre 6 de outubro de 2011 e 30 de janeiro de 2012. O tempo necessário à execução de cada reforço era de oito dias em média.

No primeiro dia era feita a cava retirando o solo de embutimento para facilitar a inspeção durante a perfuração da sapata. A escavação era manual, pois não havia espaço para retroescavadeira.

No segundo dia era feita a perfuração da sapata. Eram executados dois furos de $\varnothing = 304$ mm com a mesma perfuratriz usada para perfuração das estacas raiz. A figura 5.21 ilustra o momento de perfuração da sapata.



Figura 5.21 – Exemplo de furo na sapata..

No terceiro dia, retirava-se o reboco do pilar até o concreto ficar em “osso”. A seguir, executava-se o picoteamento do pilar para garantir a máxima aderência com o consolo. A próxima etapa era fixar no pilar, em toda a região de contato com o consolo, os grampos de $\varnothing = 12,5$ mm(CA50) em forma de ganchos, com groute de $f_{ck} \geq 30$ MPa.

No quarto dia era montada a forma do consolo e posicionada toda a armadura passiva detalhada no projeto executivo. Junto à armadura estava também prevista a colocação de seis bainhas para colocação de armadura de protensão do consolo.

No quinto dia era realizada a concretagem com groute de $f_{ck} \geq 30\text{MPa}$, conforme especificado no projeto. O concreto era produzido no próprio canteiro. Procedia-se também à confecção dos corpos de prova conforme o procedimento prescrito na NBR 5738. Neste dia também se dava início aos procedimentos de cura do concreto. A protensão era executada após o concreto atingir o $f_{ck} \geq 25\text{MPa}$. Essa resistência era atingida geralmente 24 horas após a concretagem.

No sétimo dia se executava a protensão do consolo com barras GEWI DYWIDAG $\varnothing = 32\text{ mm}$ (Aço ST 50/55). Após atingir a carga de protensão especificada no projeto (360kN), procedia-se ao aperto das placas de ancoragem e à injeção da nata de cimento nas bainhas de protensão.

No oitavo dia as Estacas Mega eram cravadas até a carga de 900kN. A carga era geralmente atingida na profundidade entre 6 a 7 metros de cravação. A Figura 5.22 mostra a cravação das Estacas Mega no reforço do Pilar P333.



Figura 5.22 – Cravação das Estacas Mega, vendo-se atuadores hidráulicos em paralelo.

Na fase final de cravação, para garantir a capacidade de resistência prevista para a estaca, mantinha-se a carga de 1000kN nos pistões dos atuadores hidráulicos por trinta minutos. Durante este período de repouso eram feitas duas medidas de cravação. Se a diferença entre a medição final e a inicial não indicasse nenhum avanço, a cravação da estaca era dada por encerrada na resistência especificada no projeto.

Por último, era realizada a incorporação das estacas ao consolo por meio de peças metálicas em forma de cunhas, procedimento conhecido como encunhamento. Após a retirada dos atuadores hidráulicos era possível perceber as cunhas entrarem em carga (elas estalavam), o que inevitavelmente significava uma pequena perda de carga de incorporação. Assim, ao final do encunhamento, as estacas estavam submetidas a uma carga próxima de 900kN. A concretagem final, incorporando as cunhas com o consolo, somente era executada após duas semanas de monitoramento do pilar. A figura 5.23 exemplifica o processo de cunhagem.



Figura 5.23 – Cunhagem das Estacas Mega.

A maior parte dos trabalhos seguiu a sequência acima descrita. Em duas ocasiões, atrasos ocorreram devido à substituição da bomba de acionamento dos atuadores hidráulicos. Por recomendação do Professor Francisco Lopes, os reforços eram realizados em uma única sapata por vez. Isso obrigou que os trabalhos seguissem uma sequência rígida, impossibilitando que a maioria dos serviços fossem executados em paralelo entre as sapatas.

Cabe ressaltar que, durante uma reunião semanal da Comissão de Fiscalização, após o fim do reforço da linha de pilares com estacas raiz, o monitoramento não indicava a estabilização dos recalques, então cogitou-se retirar a equipe do local por se temer a ruptura da estrutura.

A terceira versão do reforço mostrou-se a mais bem sucedida, apesar de alguns contratemplos burocráticos, inerentes e necessários ao funcionalismo público. Apesar do contrato ser em regime de urgência, toda a solução era analisada e determinada em função do monitoramento dos recalques. Isso obrigou mudanças repentinas e inesperadas nos serviços contratados. Foram firmados três contratos seguidos com a empreiteira para contemplar todos os trabalhos realizados. Porém, ao final dos trabalhos, toda a equipe se confraternizou com o sucesso da empreitada.

6. CONCLUSÕES

As conclusões sobre os problemas estruturais do HUCFF são apresentadas sob três aspectos distintos. O primeiro questiona a escolha por fundação direta, e se o dimensionamento das sapatas foi adequado em termos de tensão admissível. O segundo discorre sobre o dimensionamento em função dos limites máximos aceitáveis para a estrutura. O terceiro discute o que levou o Bloco AIII a recalcar após a implosão da “perna seca”.

6.1. FUNDAÇÕES DIRETAS

Um método usado na prática para estimar a σ_a (tensão admissível) no solo consiste em estabelecer o valor de N_{SPT} na região do bulbo de tensões da sapata. Neste trabalho, admitimos que o bulbo de tensões tem duas vezes a dimensão característica da sapata octogonal. Por exemplo, para sapata Tipo 1, com dimensão característica de 2,7 metros e profundidade de assentamento de 1,5 metros. Obtém-se N pela média dos valores N_{SPT} até 7 metros. A figura 6.1 ilustra o procedimento exposto.

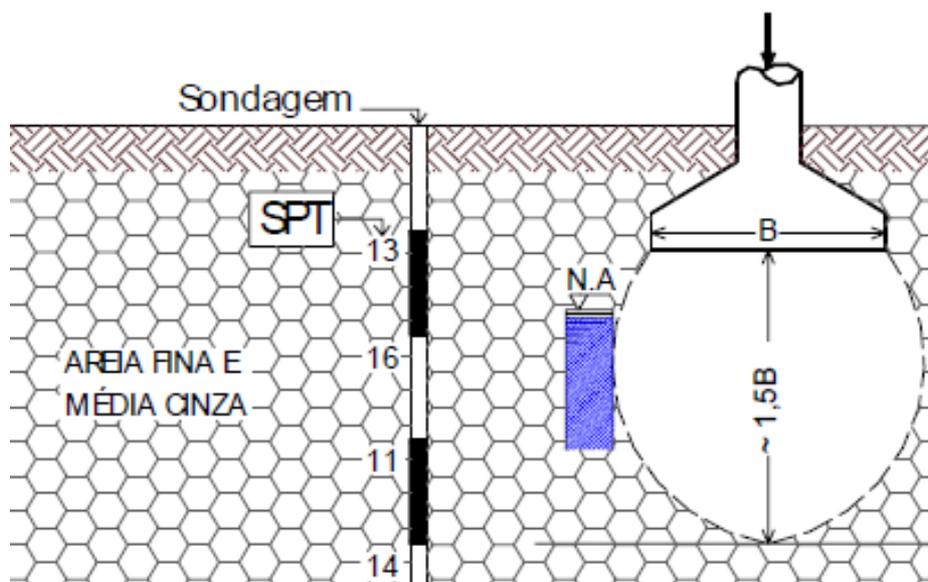


Figura 6.1 – Esquema para estimar a tensão admissível, Terzaghi e Peck (1948).

A Figura 6.2 fornece a fórmula para estimar a tensão admissível sugerida por Terzaghi e Peck (1948), sendo depois adaptado por Leme (1953) e Teixeira (1966).

$$\sigma_a = 0,02 N_{SPT} \text{ (MPa)} \quad (6.1)$$

onde: N_{SPT} é a resistência à penetração, válido para qualquer solo natural no intervalo de $5 < N_{SPT} < 20$.

A tabela 6.1 apresenta os valores estimados de tensão admissível, considerando as oito sondagens executadas a época das obras de reforço das fundações e que permitiram a confecção dos perfis apresentados nos anexos.

Prof. (m)	SPT-13	SPT-14	SPT-15	SPT-16	SPT-17	SPT-18	SPT-02	SPT-01
	N_{SPT}							
1,5	16	13	14	13	5	5	6	9
2	28	13	29	28	9	9	8	11
3	17	17	38	29	14	19	21	7
4	14	13	36	22	24	32	21	11
5	17	15	17	16	16	15	20	23
6	24	26	15	16	4	18	26	23
7	36	28	28	22	19	30	29	33
N	22	18	25	21	13	18	19	17
σ_a (kPa)	434	357	506	417	260	366	374	334
$\sigma_{a_m\acute{e}dia}$ (kPa) = 381								

Tabela 6.1 – Tensão admissível estimada - Fórmula 6.1

Os cálculos da tabela 6.1 indicam tensão admissível média de **381kPa**. No entanto, os cálculos apresentados no Capítulo 3 e sintetizados na tabela 3.1 mostram que o solo é solicitado à tensão de trabalho média de 670kPa.

Os dois valores de tensões admissíveis são incompatíveis, pois a tensão de trabalho tem de ser menor ou igual a tensão admissível. Tais resultados sugerem que talvez as oito sondagens executadas não foram suficientemente capazes de caracterizar, de forma satisfatória, o subsolo do bloco AIII.

Outro método de estimativa da tensão admissível é dado pela tabela 6.2 retirada da Tabela 4 da NBR 6122/1996 - Projeto e Execução de Fundações. O solo residual gnáissico, conforme as sondagens SPT, pode ser tomado como de Classe 5.

Classe	Descrição	Valores (MPa)
5	Solos pedregulhos compactos a muito compactos	0,6

Tabela 6.2 – Retirada da tabela 4 da NBR 6122/1996.

A segunda estimativa para tensão admissível igual a 600kPa encontra-se mais compatível com a tensão de trabalho média de 670kPa. Entretanto, continua não atendendo a premissa de que as tensões de trabalhos devem ser iguais ou inferiores à tensão admissível.

A conclusão é que os projetistas não fizeram a melhor escolha quando a solução adotada. Nota-se que os blocos remanescentes AIII, AIV e AV se movimentaram. Há inclinações facilmente percebidas do bloco AV em relação ao bloco AIV, devido a recalques que ocorreram desde a construção do Bloco A na década de 50. Provavelmente os próprios responsáveis pelo projeto executivo perceberam essas patologias, pois as fundações foram mudadas para estacas na construção da infraestrutura dos Blocos B e C do HUCFF.

6.2. RECALQUES ESTIMADOS NAS FUNDAÇÕES

O segundo aspecto analisado são os limites aceitáveis de recalques. Sob o ponto de vista das deformações do solo, o critério dos recalques admissíveis, implica na adoção de uma tensão no solo, que conduza a recalques que a superestrutura possa suportar. Este é o principal critério na maioria dos dimensionamentos de fundações diretas.

Os valores de previsão de recalques foram feitos para valores máximos e mínimos, conforme as faixas de classificação dos coeficientes de Buisman (a) e de (K) (correlação entre o ensaio de cone e a sondagem à percussão).

6.2.1. RECALQUES TOTAIS (W)

O cálculo para valores máximos de recalques totais (w) nas fundações dos pilares 336, 335, 334, 333, 332, 331, 305 e 323, conforme apresentado no Capítulo 3, na tabela 3.5, são: 5,6cm; 13,3cm; 9,8cm; 11,9cm; 18,7cm; 13,2cm; 12,8cm; 14,9cm respectivamente.

O limite aceitável segundo Burland (1977) para as areias é $W_{max} = 4$ cm. Assim, **todos os oito pilares não atendem ao limite proposto.**

O cálculo para valores mínimos de recalques totais (w) nas fundações dos pilares 336, 335, 334, 333, 332, 331, 305 e 323, conforme apresentado no Capítulo 3, na tabela 3.6 são: 1,9cm; 4,6cm; 3,4cm; 4,1cm; 6,4cm; 4,5cm; 4,4cm; 5,1cm respectivamente.

Pode-se observar que mesmo para valores mínimos de previsão de recalque **cinco** dos oito pilares **não atenderam ao limite** de 4 cm proposto por Burland (1977).

6.2.2. RECALQUES DIFERENCIAIS (Δw)

Os recalques diferenciais (Δw), para valores máximos de recalques previstos, são apresentados na tabela 6.3.

Sapatas		Δw (cm)	Distorção $1/\beta$
A	B		
336	335	7,74	101
335	334	3,58	218
334	333	2,08	374
333	332	6,88	113
332	331	5,56	140
305	323	2,07	579
323	332	3,84	156

Tabela 6.3 – Δw e $1/\beta$ para os valores máximos de recalques.

O limite proposto por Burland (1977) para areias é (Δw) max = 2,5 cm. Neste caso, somente duas linhas entre pilares atendem ao critério proposto.

Os recalques diferenciais (Δw), para valores mínimos de recalques previstos, são apresentados na tabela 6.4.

Sapatas		Δw (cm)	Distorção $1/\beta$
A	B		
336	335	2,66	293
335	334	1,23	635
334	333	0,72	1089
333	332	2,36	330
332	331	1,91	408
305	323	0,71	1685
323	332	1,32	455

Tabela 6.4 – Δw e $1/\beta$ para os valores mínimos de recalques.

Neste caso, para valores mínimos, o limite (Δw) max = 2,5 cm somente não é atendido em duas linhas.

6.2.3. DISTORÇÕES ANGULARES

A figura 6.3 apresenta os limites de distorções angulares propostos por Bjerrum (1963).

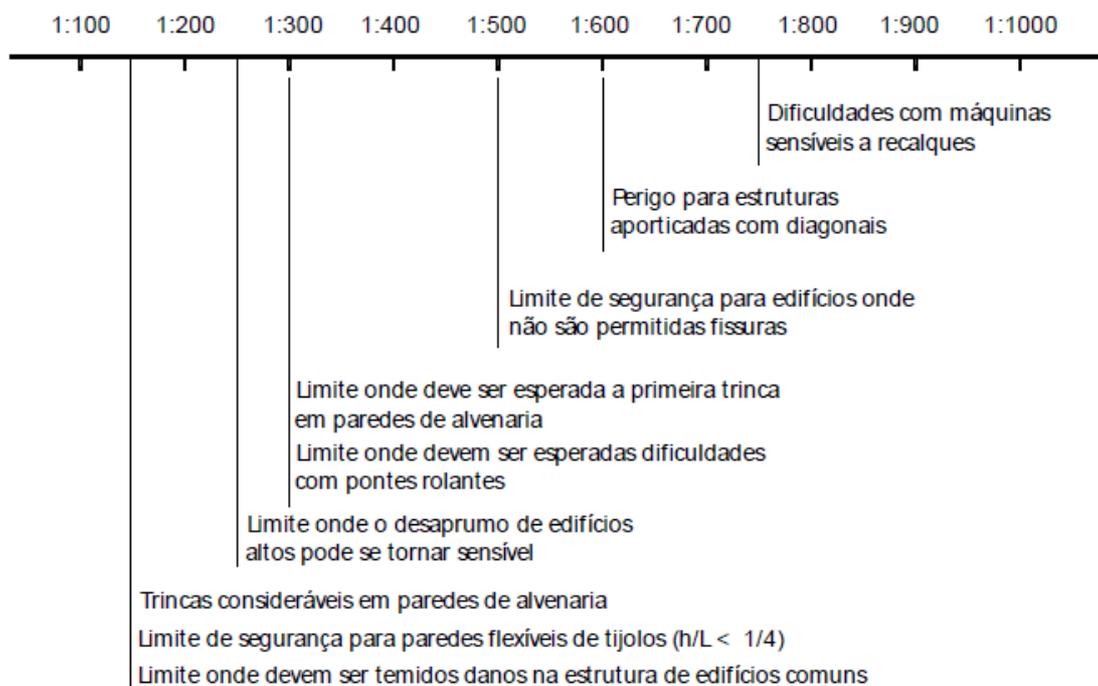


Figura 6.3- Patologias relacionadas a recalque diferencial específico (Bjerrum, 1963).

Considerando os valores máximos de recalques, o valor de $(1/\beta) = 101$ encontra-se abaixo do limite onde se devem temer danos estruturais em edifícios comuns. Para os valores mínimos de recalques, o valor de $(1/\beta) = 293$ encontra-se muito próximo do limite para o aparecimento das primeiras trincas nas alvenarias ($1/\beta = 300$).

A conclusão quanto aos limites aceitáveis de recalques no HUCFF é a mesma da tensão admissível no solo. A escolha fundações diretas impôs a estrutura do hospital patologias associadas a deformações excessivas desde o início da construção.

6.3. RECALQUES APÓS A IMPLOÇÃO DA ALA SUL

Após a implosão da Ala Sul alguns fatores deflagraram o surgimento de recalques diferenciais na região do Bloco AIII. Este inesperado fenômeno ocorreu mesmo após o alívio de algumas fundações devido à secção e retirada de parte da estrutura do bloco do Bloco AIII.

A linha da “nova fachada” composta pelos pilares 331, 322, 313 e 304 tiveram suas cargas de fundações aparentemente aliviadas. Contrariando a lógica dos fatos, estes estão entre os pilares que mais sofreram recalques. A figura 5.10 apresenta as curvas de isorrecalques que indicam maiores recalques nos pilares mais próximos da parte demolida.

Uma das hipóteses que podem explicar o surgimento destes recalques, após a demolição de parte do Bloco AIII, é o chamado “efeito de viga contínua”. Para verificar como de deu a distribuição das cargas após a demolição, propõe-se um modelo com uma viga contínua com carregamento distribuído unitário em duas situações.

Na primeira situação, a viga possui os oito vãos (existentes antes da demolição). Para conferir mais realismo ao modelo, os nove apoios estão relacionados a pilares reais no sentido longitudinal do Bloco AIII. A figura 6.4 apresenta o primeiro modelo. Na segunda situação, a viga possui somente cinco vãos, para simular a demolição. A figura 6.5 apresenta o segundo modelo.

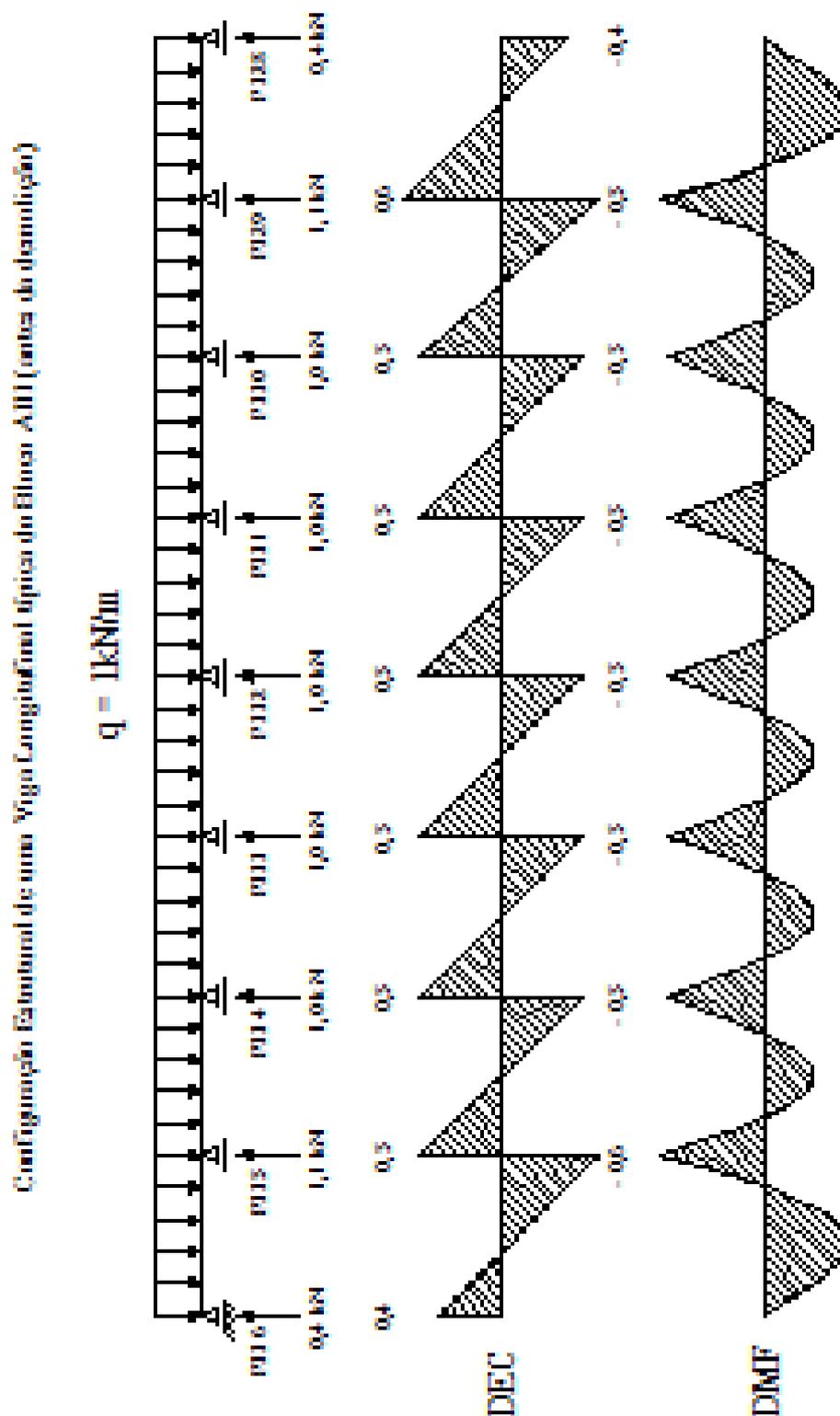


Figura 6.4 – Viga contínua com carga distribuída unitária (antes da demolição).

Configuração Estrutural de uma Viga Longitudinal típica do Bloco 6/III (depois da demolição)

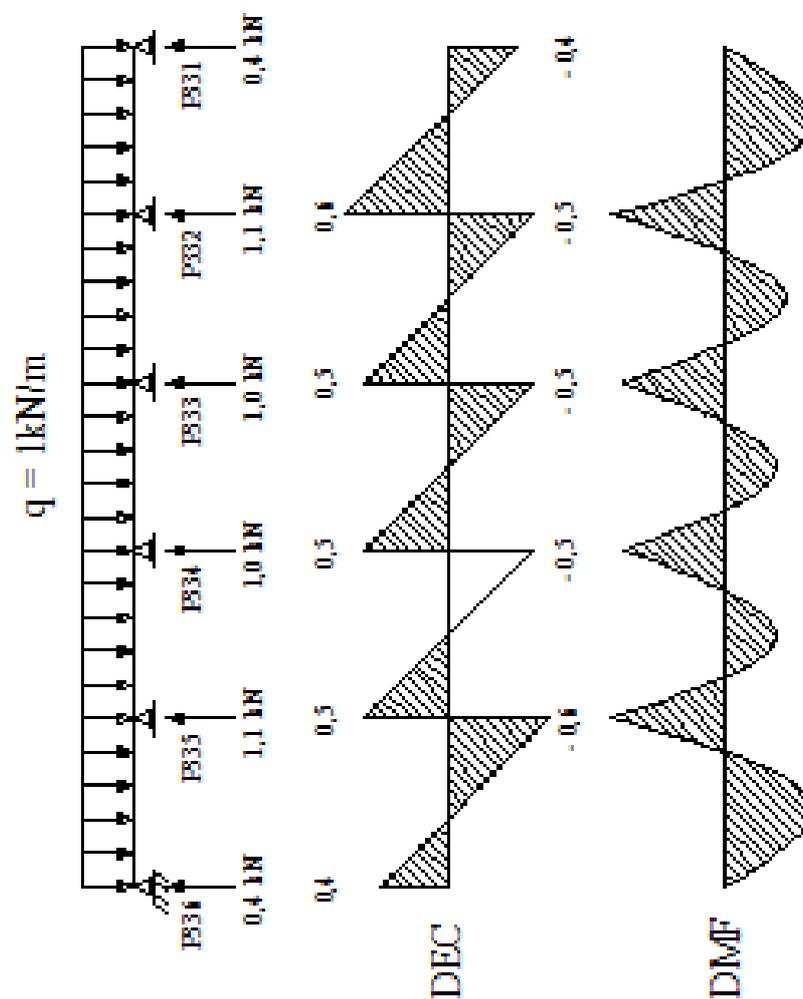


Figura 6.5 – Viga contínua com carga distribuída unitária (após a demolição).

Ao analisar os dois modelos observa-se que o **Pilar 332**, que é anterior ao Pilar 331 agora localizado na nova fachada, **sofreu um aumento de 10% em sua carga**.

O Pilar 332 e os que compõem sua linha transversal (323, 314 e 305) foram os primeiros pilares a apresentar recalques, e também os primeiros a serem reforçados.

Estes pilares, mesmo antes da demolição, já se encontravam em uma situação limite, com tensões de trabalho entre 564kPa a 817kPa (vide tabela 3.1). Assim, o aumento na sua carga após a demolição deflagrou os recalques observados.

Estes recalques, então prescritos à estrutura, impuseram uma nova distribuição de cargas aos pilares das linhas adjacentes. Por sua vez, estes também estavam em situação limite, e começaram também a apresentar novos recalques. Estes novos recalques impuseram uma segunda distribuição de cargas que aumentaram novamente os recalques. Uma analogia a este fenômeno é o efeito dos momentos de 2º ordem. Estes, quando ocorrem, induzem a mais momentos.

Estruturas de edifícios em concreto armado, como é o caso do HUCFF, são sensíveis à ocorrência de recalques diferenciais. As obras de reforço executadas nas fundações foram essenciais para impedir que o Bloco AIII continuasse a sofrer recalques, que inevitavelmente causariam a ruptura da estrutura.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR6118: 2007 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento

ABNT NBR6120: 1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – Procedimento

ABNT NBR6122: 2010 – Projeto e execução de Fundações – Procedimento

ABNT NBR6123: 1988 – Forças devidas ao vento em edificações – Procedimento

ABNT NBR-6502 - 1995 - Rochas e Solos

ABNT NBR7480: 1996 – Barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto armado – Especificações

ABNT NBR7482: 1991 – Fios de aço para concreto protendido - Especificação

ABNT NBR7483: 1991 – Cordoalhas de aço para concreto protendido - Especificação

ABNT NBR8681: 2003 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento

ABNT NBR14931: 2003 – Execução de estruturas de concreto – Procedimento

ALONSO, Urbano Rodriguez. Previsão e controle das fundações: uma introdução ao controle de qualidade em fundações – 2. ed. – São Paulo: Blucher, 2011.

ALONSO, Urbano Rodriguez. Dimensionamento de fundações profundas - 2. ed. São Paulo: Blucher, 2012.

BARATA; Fernando Emmanuel - Propriedades Mecânicas dos Solos: Uma Introdução ao Projeto de Fundações - Livros Técnicos e Científicos. Editora S.A. Rio de Janeiro, 1984.

DANZIGER, F. A B. Fundações Profundas. Notas de Aula. Rio de Janeiro, 2011

ETUB. “Cidade Universitária da Universidade do Brasil”. Acervo do Núcleo de Pesquisa e Documentação – FAU/UFRJ. BRASIL. 1952.

GONÇALVES, A. Relatório de Acompanhamento. Rio de Janeiro, 2012.

HACHICH; Waldemir. Fundações: teoria e prática. — 2 ed. Editora Pini - São Paulo, 1998.

HOUSEL, W.S., 1929, A practical method for the selection of foundations based on fundamental research in Soil Mechanics, Research Bulletin no. 13, University of Michigan, Ann Arbour.

JC FILIZOLA ENGENHARIA. Relatório do Estudo de Estabilidade do HUCFF. Rio de Janeiro, 2012.

SOUZA; Lays Cristina Barcelos de. Análise dos Recalques das Fundações do Hospital Universitário Clementino Fraga Filho.

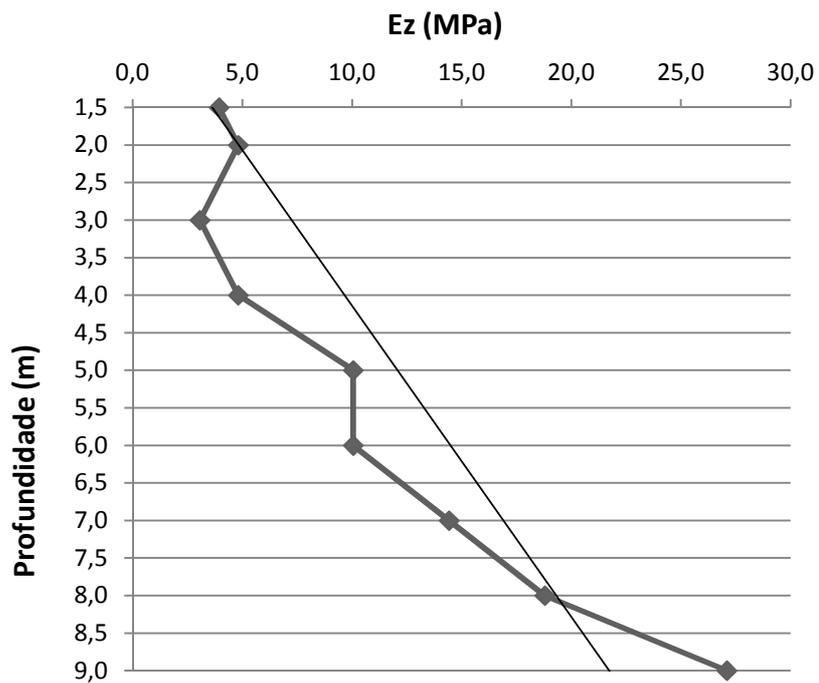
VELLOSO; Dirceu A./LOPES; Francisco R. Critérios de Projeto - Investigação do Subsolo - Fundações Superficiais. Editora: Oficina de Textos, São Paulo, 2004.

VELLOSO; Dirceu A./LOPES; Francisco R./ Fundações: Fundações Profundas, Volume 2 - Editora: Oficina de Textos, São Paulo, 2010.

.

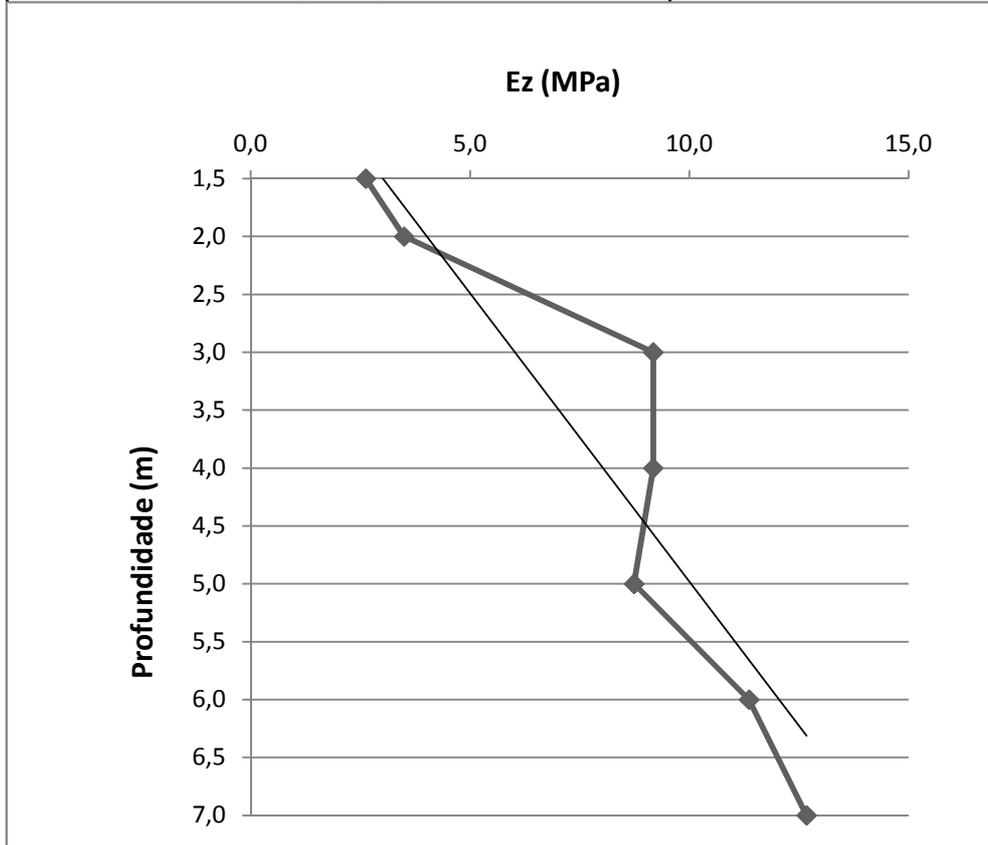
Anexo - Cálculo do Ez - Valores Máximos de Previsão de Recalques - Professor Barata

SONDAGEM - SP-01		
Sapata de Referência:	323	
B = 3,5 m	Dimensão Característica	
$\alpha =$	2,00	
Profundidade do bulbo	8,50	metros
Profundidade assentamento	1,50	metros
a =	1,15	Silte arenoso, pouco argiloso (solo residual de gnaisse, ao natural)
k (kPa) =	380	Silte areno-argiloso, silte argilo-arenoso, argila silto-arenosa, argila areno-siltosa
z (m)	N_{spt}	Ez = a.k.Nspt (MPa)
1,5	9	3,9
2,0	11	4,8
3,0	7	3,1
4,0	11	4,8
5,0	23	10,1
6,0	23	10,1
7,0	33	14,4
8,0	43	18,8
9,0	62	27,1
Ez(4,2 m) =		8,4



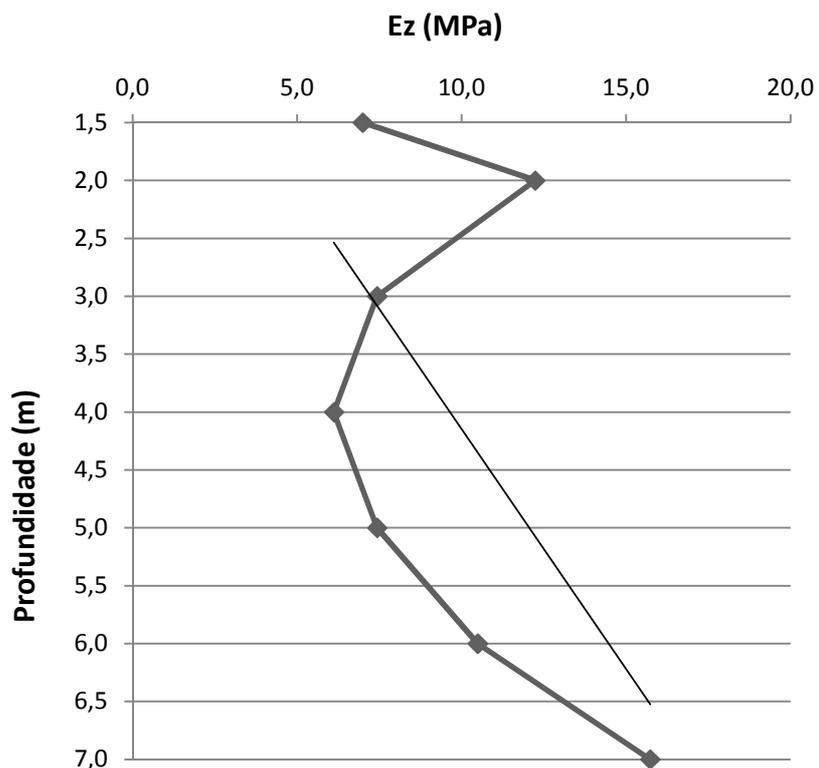
Anexo - Cálculo do Ez - Valores Máximos de Previsão de Recalques - Professor Barata

SONDAGEM - SP-02		
Sapata de Referência:	305	
B = 2,7 m	Dimensão Característica	
$\alpha =$	2,00	
Profundidade do bulbo	5,40	metros
Profundidade assentamento	1,50	metros
a =	1,15	Silte arenoso, pouco argiloso (solo residual de gnaisse, ao natural)
k (kPa) =	380	Silte areno-argiloso, silte argilo-arenoso, argila silto-arenosa, argila areno-siltosa
z (m)	N_{spt}	Ez = a.k.Nspt (MPa)
1,5	6	2,6
2,0	8	3,5
3,0	21	9,2
4,0	21	9,2
5,0	20	8,7
6,0	26	11,4
7,0	29	12,7
Ez(4,2 m) =		8,4



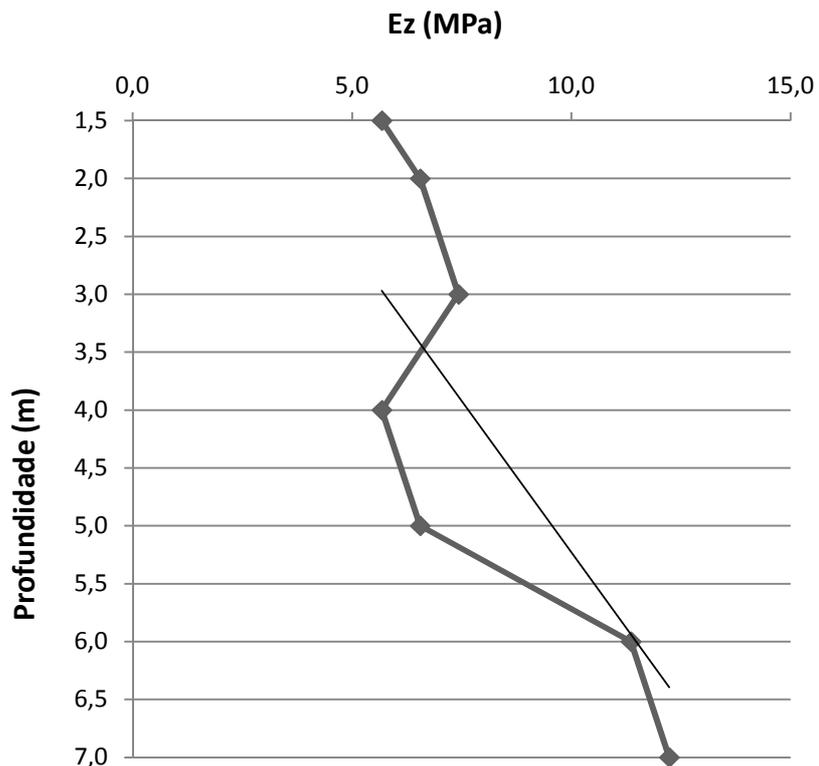
Anexo - Cálculo do Ez - Valores Máximos de Previsão de Recalques - Professor Barata

SONDAGEM - SP-13		
Sapata de Referência:	336	
B = 2,7 m	Dimensão Característica	
$\alpha =$	2,00	
Profundidade do bulbo	5,40	metros
Profundidade assentamento	1,50	metros
a =	1,15	Silte arenoso, pouco argiloso (solo residual de gnaisse, ao natural)
k (kPa) =	380	Silte areno-argiloso, silte argilo-arenoso, argila silto-arenosa, argila areno-siltosa
z (m)	N_{spt}	Ez = a.k.Nspt (MPa)
1,5	16	7,0
2,0	28	12,2
3,0	17	7,4
4,0	14	6,1
5,0	17	7,4
6,0	24	10,5
7,0	36	15,7
Ez(4,2 m) =		9,6



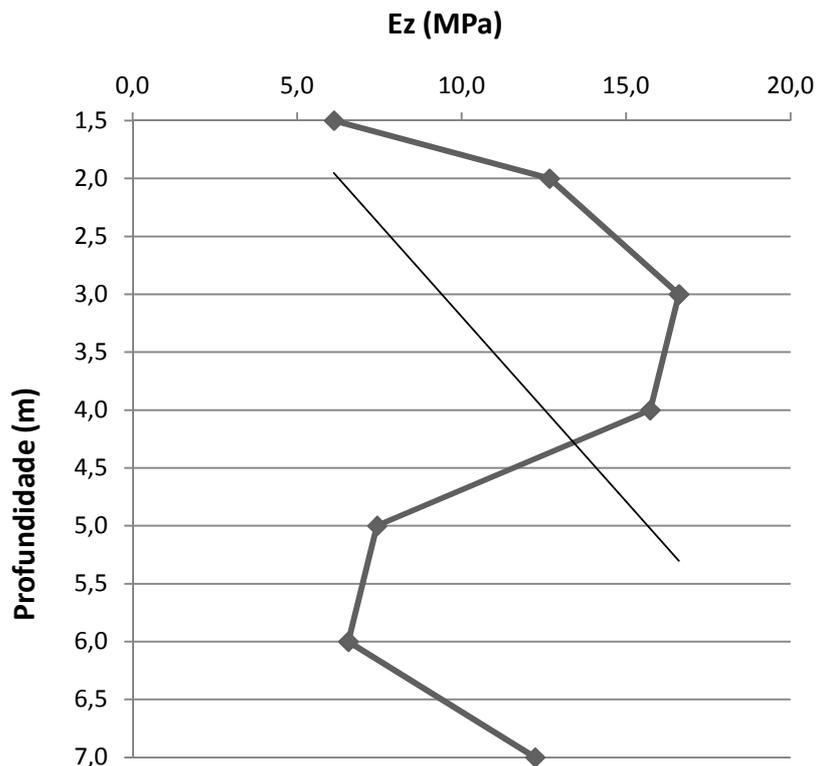
Anexo - Cálculo do Ez - Valores Máximos de Previsão de Recalques - Professor Barata

SONDAGEM - SP-14		
Sapata de Referência:	335	
B = 2,7 m	Dimensão Característica	
$\alpha =$	2,00	
Profundidade do bulbo	5,40	metros
Profundidade assentamento	1,50	metros
a =	1,15	Silte arenoso, pouco argiloso (solo residual de gnaisse, ao natural)
k (kPa) =	380	Silte areno-argiloso, silte argilo-arenoso, argila silto-arenosa, argila areno-siltosa
z (m)	N_{spt}	Ez = a.k.Nspt (MPa)
1,5	13	5,7
2,0	15	6,6
3,0	17	7,4
4,0	13	5,7
5,0	15	6,6
6,0	26	11,4
7,0	28	12,2
Ez(4,2 m) =		8,1



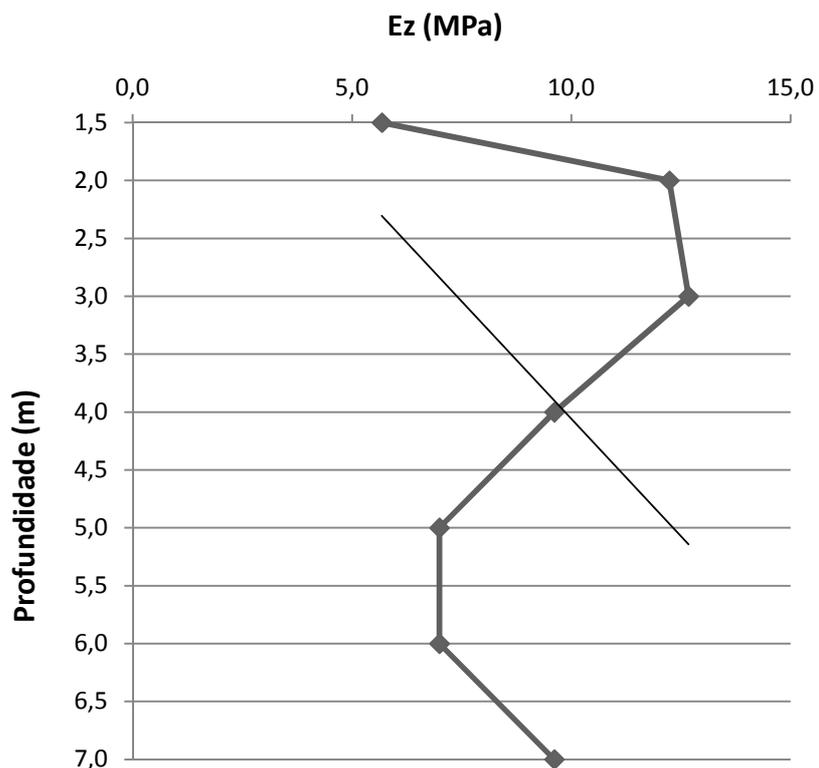
Anexo - Cálculo do Ez - Valores Máximos de Previsão de Recalques - Professor Barata

SONDAGEM - SP-15		
Sapata de Referência:	334	
B = 2,7 m	Dimensão Característica	
$\alpha =$	2,00	
Profundidade do bulbo	5,40	metros
Profundidade assentamento	1,50	metros
a =	1,15	Silte arenoso, pouco argiloso (solo residual de gnaisse, ao natural)
k (kPa) =	380	Silte areno-argiloso, silte argilo-arenoso, argila silto-arenosa, argila areno-siltosa
z (m)	N_{spt}	Ez = a.k.Nspt (MPa)
1,5	14	6,1
2,0	29	12,7
3,0	38	16,6
4,0	36	15,7
5,0	17	7,4
6,0	15	6,6
7,0	28	12,2
Ez(4,2 m) =		11,0



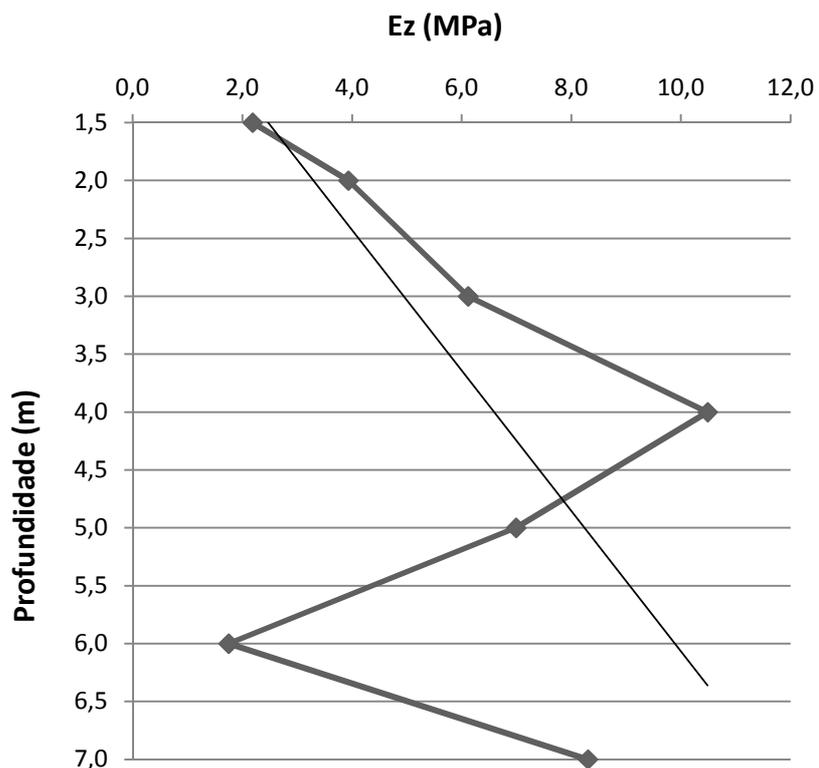
Anexo - Cálculo do Ez - Valores Máximos de Previsão de Recalques - Professor Barata

SONDAGEM - SP-16		
Sapata de Referência:	333	
B = 2,7 m	Dimensão Característica	
$\alpha =$	2,00	
Profundidade do bulbo	5,40	metros
Profundidade assentamento	1,50	metros
a =	1,15	Silte arenoso, pouco argiloso (solo residual de gnaisse, ao natural)
k (kPa) =	380	Silte areno-argiloso, silte argilo-arenoso, argila silto-arenosa, argila areno-siltosa
z (m)	N_{spt}	Ez = a.k.Nspt (MPa)
1,5	13	5,7
2,0	28	12,2
3,0	29	12,7
4,0	22	9,6
5,0	16	7,0
6,0	16	7,0
7,0	22	9,6
Ez(4,2 m) =		9,1



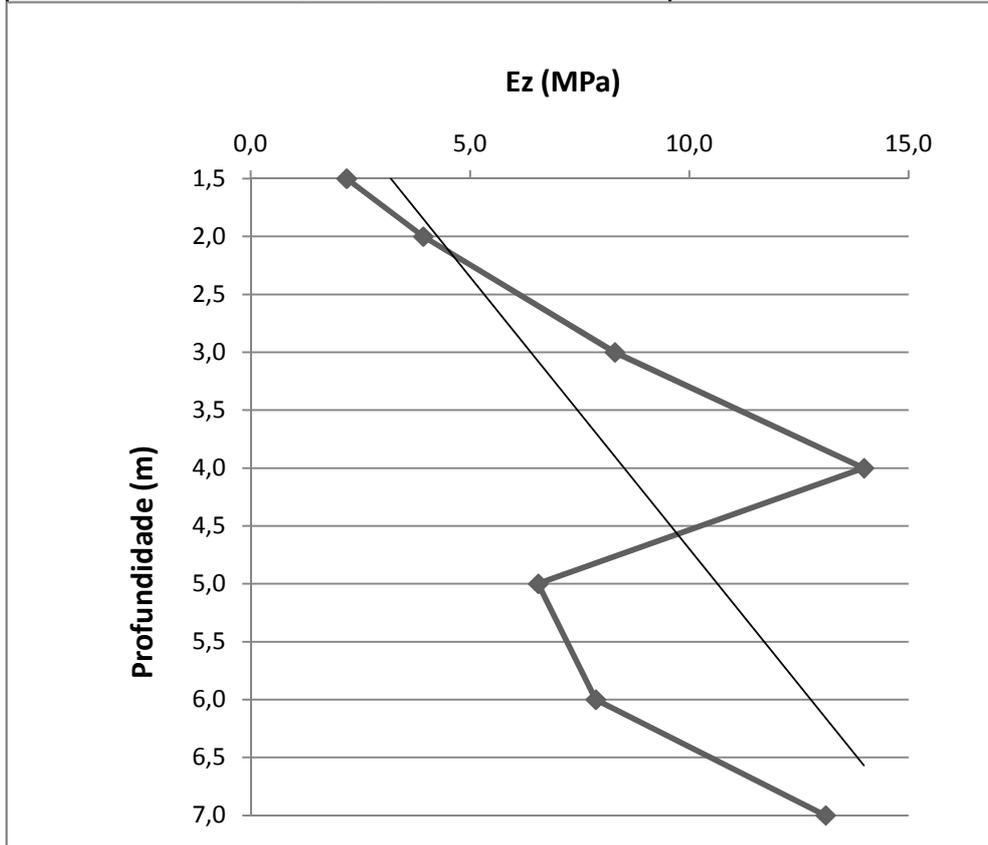
Anexo - Cálculo do Ez - Valores Máximos de Previsão de Recalques - Professor Barata

SONDAGEM - SP-17		
Sapata de Referência:	332	
B = 2,7 m	Dimensão Característica	
$\alpha =$	2,00	
Profundidade do bulbo	5,40	metros
Profundidade assentamento	1,50	metros
a =	1,15	Silte arenoso, pouco argiloso (solo residual de gnaisse, ao natural)
k (kPa) =	380	Silte areno-argiloso, silte argilo-arenoso, argila silto-arenosa, argila areno-siltosa
z (m)	N_{spt}	Ez = a.k.Nspt (MPa)
1,5	5	2,2
2,0	9	3,9
3,0	14	6,1
4,0	24	10,5
5,0	16	7,0
6,0	4	1,7
7,0	19	8,3
Ez(4,2 m) =		5,7



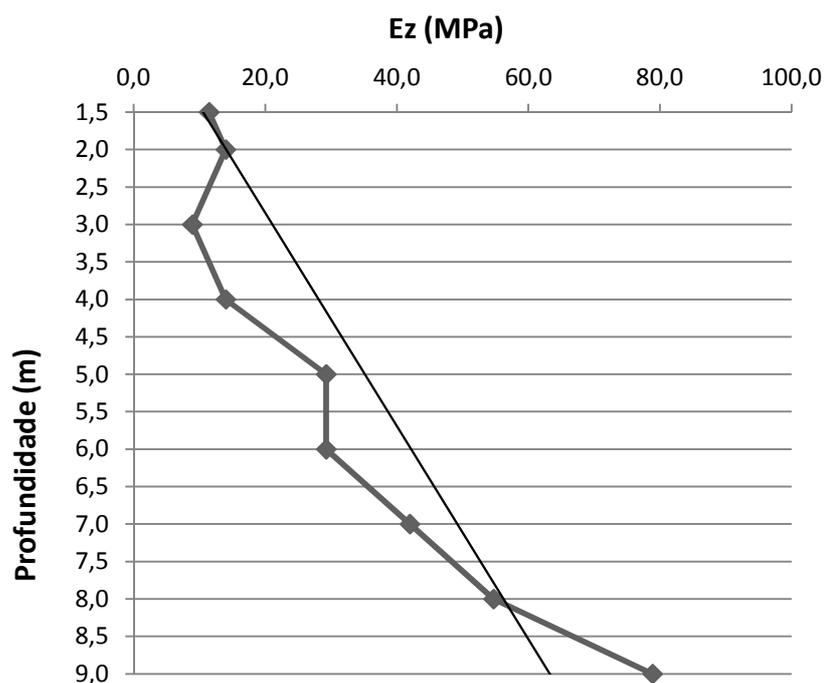
Anexo - Cálculo do Ez - Valores Máximos de Previsão de Recalques - Professor Barata

SONDAGEM - SP-18		
Sapata de Referência:	331	
B = 2,7 m	Dimensão Característica	
$\alpha =$	2,00	
Profundidade do bulbo	5,40	metros
Profundidade assentamento	1,50	metros
a =	1,15	Silte arenoso, pouco argiloso (solo residual de gnaisse, ao natural)
k (kPa) =	380	Silte areno-argiloso, silte argilo-arenoso, argila silto-arenosa, argila areno-siltosa
z (m)	N_{spt}	Ez = a.k.Nspt (MPa)
1,5	5	2,2
2,0	9	3,9
3,0	19	8,3
4,0	32	14,0
5,0	15	6,6
6,0	18	7,9
7,0	30	13,1
Ez(4,2 m) =		8,2



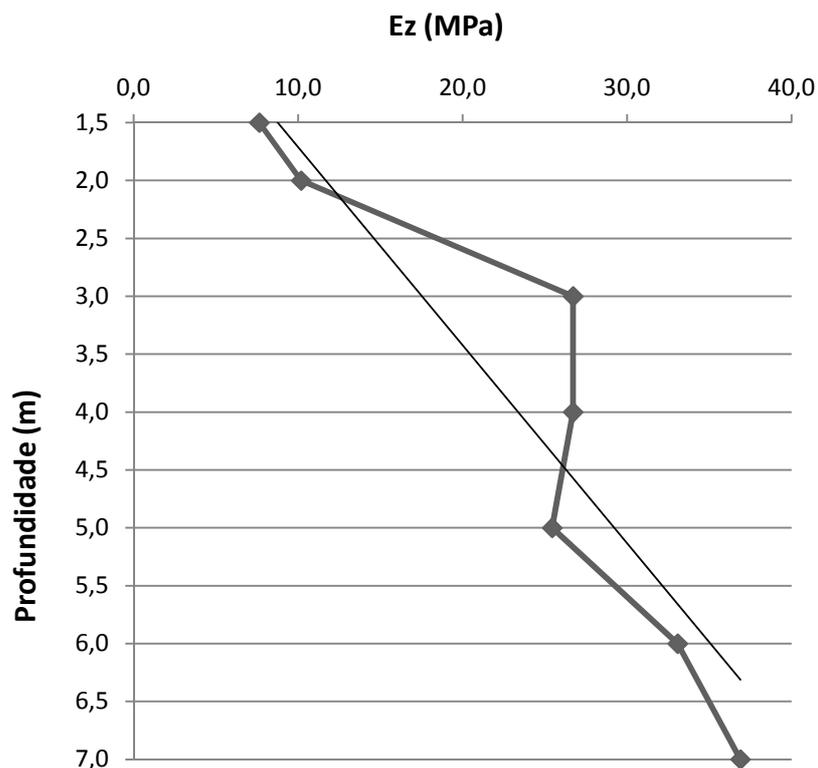
Anexo - Cálculo do Ez - Valores Mínimos de Previsão de Recalques - Professor Barata

SONDAGEM - SP-01		
Sapata de Referência:	323	
B = 3,5 m	Dimensão Característica	
$\alpha =$	2,00	
Profundidade do bulbo	8,50	metros
Profundidade assentamento	1,50	metros
a =	2,40	Silte argiloso (solo residual de gnaise, ao natural)
k (kPa) =	530	areia siltosa, areia argilosa, areia silto-argilosa ou areia argilo-siltosa
z (m)	N_{spt}	Ez = a.k.Nspt (MPa)
1,5	9	11,4
2,0	11	14,0
3,0	7	8,9
4,0	11	14,0
5,0	23	29,3
6,0	23	29,3
7,0	33	42,0
8,0	43	54,7
9,0	62	78,9
Ez(4,2 m) =		24,3



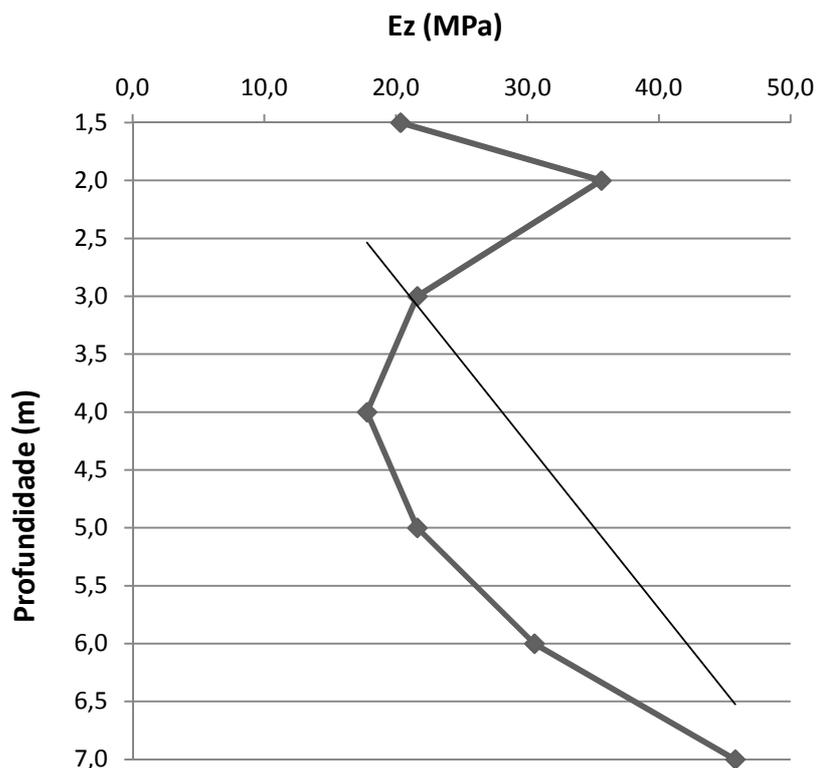
Anexo - Cálculo do Ez - Valores Mínimos de Previsão de Recalques - Professor Barata

SONDAGEM - SP-02		
Sapata de Referência:	305	
B = 2,7 m	Dimensão Característica	
$\alpha =$	2,00	
Profundidade do bulbo	5,40	metros
Profundidade assentamento	1,50	metros
a =	2,40	Silte argiloso (solo residual de gnaise, ao natural)
k (kPa) =	530	areia siltosa, areia argilosa, areia silto-argilosa ou areia argilo-siltosa
z (m)	N_{spt}	Ez = a.k.Nspt (MPa)
1,5	6	7,6
2,0	8	10,2
3,0	21	26,7
4,0	21	26,7
5,0	20	25,4
6,0	26	33,1
7,0	29	36,9
Ez(4,2 m) =		24,4



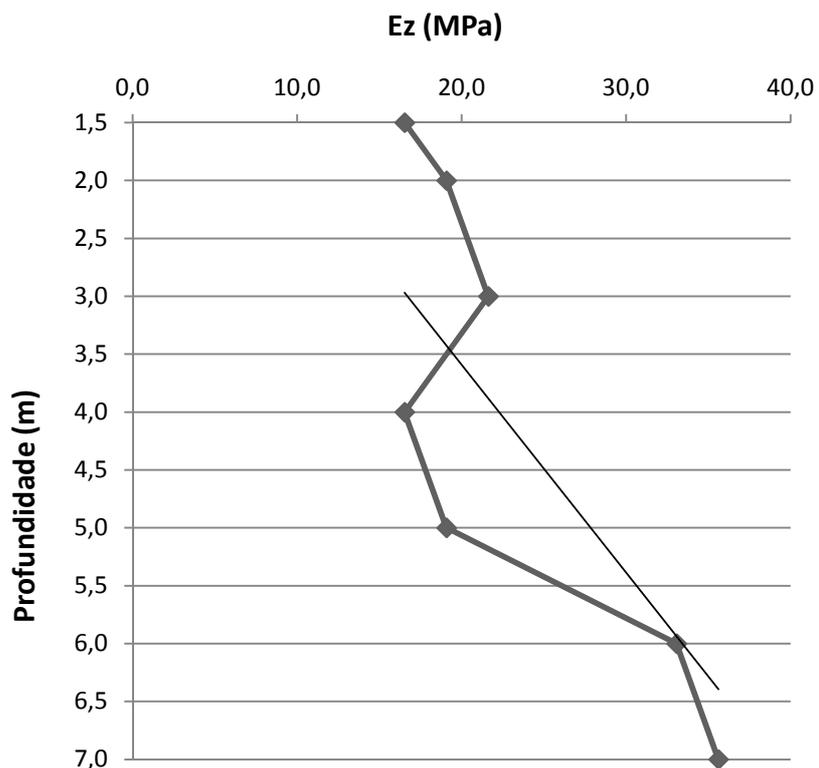
Anexo - Cálculo do Ez - Valores Mínimos de Previsão de Recalques - Professor Barata

SONDAGEM - SP-13		
Sapata de Referência:	336	
B = 2,7 m	Dimensão Característica	
$\alpha =$	2,00	
Profundidade do bulbo	5,40	metros
Profundidade assentamento	1,50	metros
a =	2,40	Silte argiloso (solo residual de gnaise, ao natural)
k (kPa) =	530	areia siltosa, areia argilosa, areia silto-argilosa ou areia argilo-siltosa
z (m)	N_{spt}	Ez = a.k.Nspt (MPa)
1,5	16	20,4
2,0	28	35,6
3,0	17	21,6
4,0	14	17,8
5,0	17	21,6
6,0	24	30,5
7,0	36	45,8
Ez(4,2 m) =		27,9



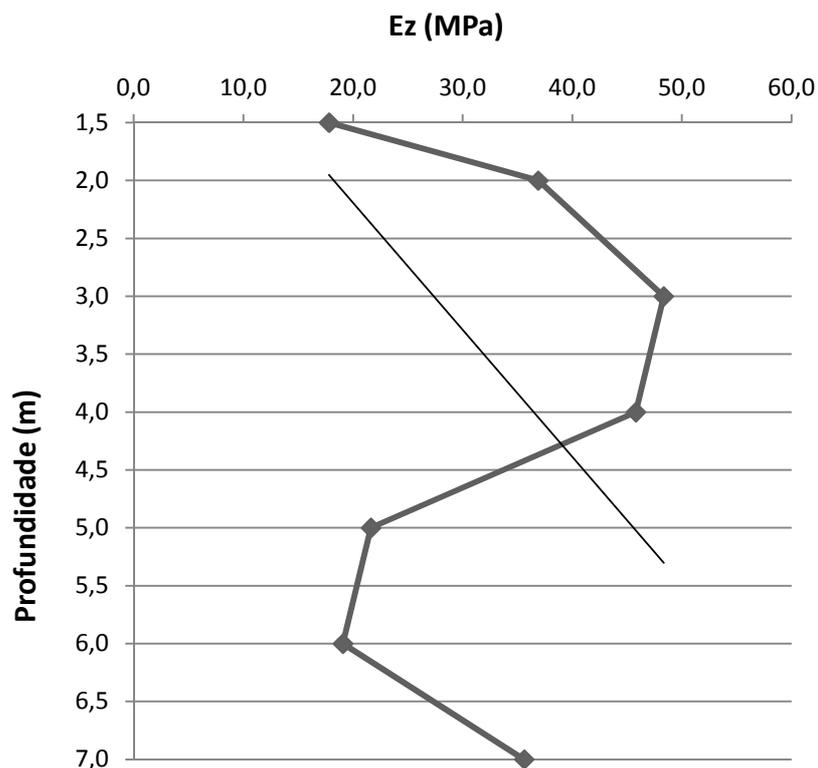
Anexo - Cálculo do Ez - Valores Mínimos de Previsão de Recalques - Professor Barata

SONDAGEM - SP-14		
Sapata de Referência:	335	
B = 2,7 m	Dimensão Característica	
$\alpha =$	2,00	
Profundidade do bulbo	5,40	metros
Profundidade assentamento	1,50	metros
a =	2,40	Silte argiloso (solo residual de gnaise, ao natural)
k (kPa) =	530	areia siltosa, areia argilosa, areia silto-argilosa ou areia argilo-siltosa
z (m)	N_{spt}	Ez = a.k.Nspt (MPa)
1,5	13	16,5
2,0	15	19,1
3,0	17	21,6
4,0	13	16,5
5,0	15	19,1
6,0	26	33,1
7,0	28	35,6
Ez(4,2 m) =		23,5



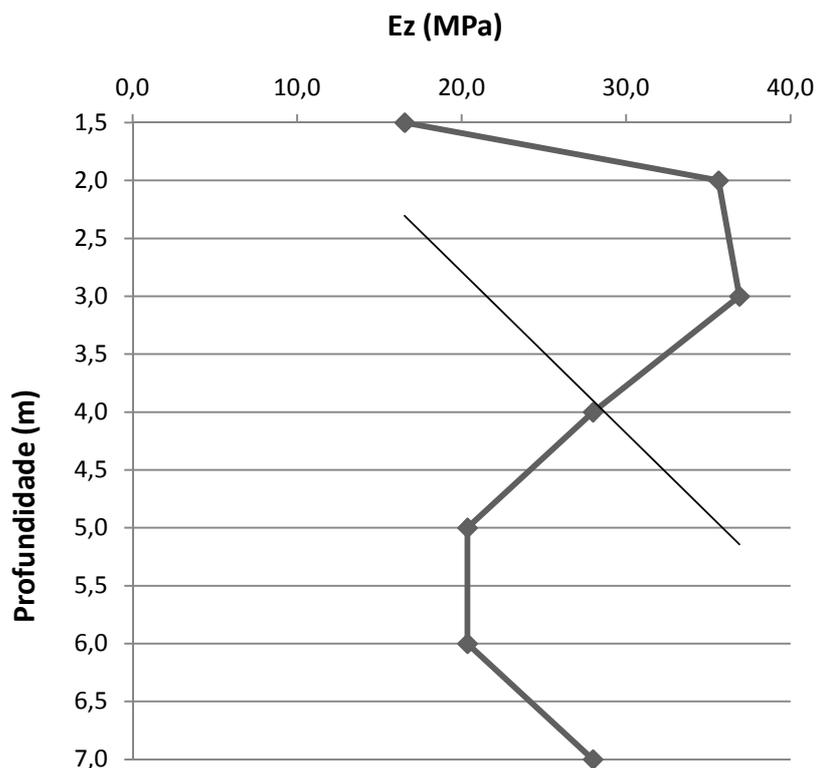
Anexo - Cálculo do Ez - Valores Mínimos de Previsão de Recalques - Professor Barata

SONDAGEM - SP-15		
Sapata de Referência:	334	
B = 2,7 m	Dimensão Característica	
$\alpha =$	2,00	
Profundidade do bulbo	5,40	metros
Profundidade assentamento	1,50	metros
a =	2,40	Silte argiloso (solo residual de gnaise, ao natural)
k (kPa) =	530	areia siltosa, areia argilosa, areia silto-argilosa ou areia argilo-siltosa
z (m)	N_{spt}	Ez = a.k.Nspt (MPa)
1,5	14	17,8
2,0	29	36,9
3,0	38	48,3
4,0	36	45,8
5,0	17	21,6
6,0	15	19,1
7,0	28	35,6
Ez(4,2 m) =		32,1



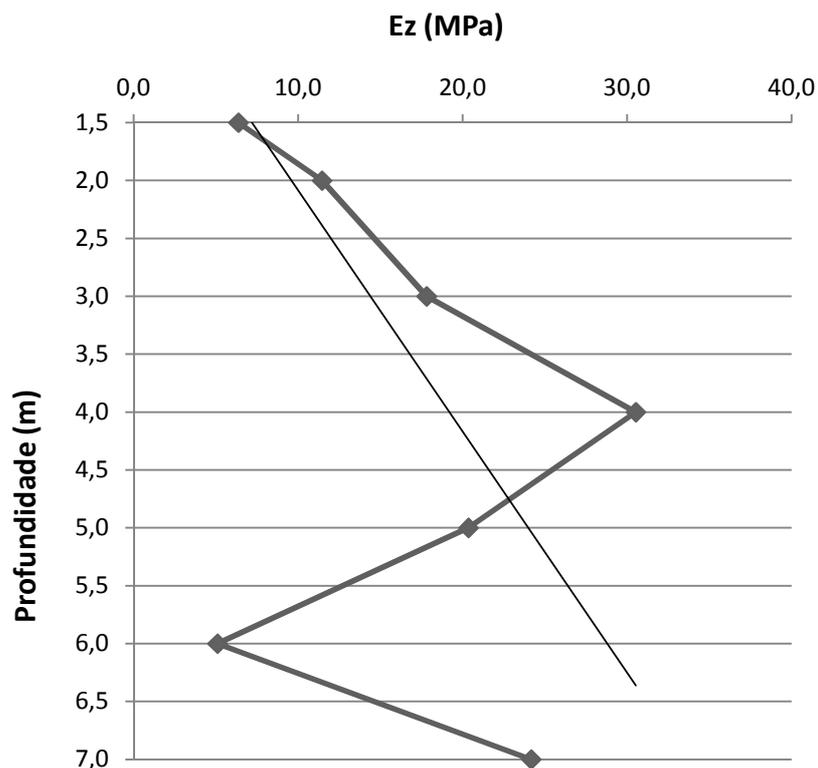
Anexo - Cálculo do Ez - Valores Mínimos de Previsão de Recalques - Professor Barata

SONDAGEM - SP-16		
Sapata de Referência:	333	
B = 2,7 m	Dimensão Característica	
$\alpha =$	2,00	
Profundidade do bulbo	5,40	metros
Profundidade assentamento	1,50	metros
a =	2,40	Silte argiloso (solo residual de gnaise, ao natural)
k (kPa) =	530	areia siltosa, areia argilosa, areia silto-argilosa ou areia argilo-siltosa
z (m)	N_{spt}	Ez = a.k.Nspt (MPa)
1,5	13	16,5
2,0	28	35,6
3,0	29	36,9
4,0	22	28,0
5,0	16	20,4
6,0	16	20,4
7,0	22	28,0
Ez(4,2 m) =		26,4



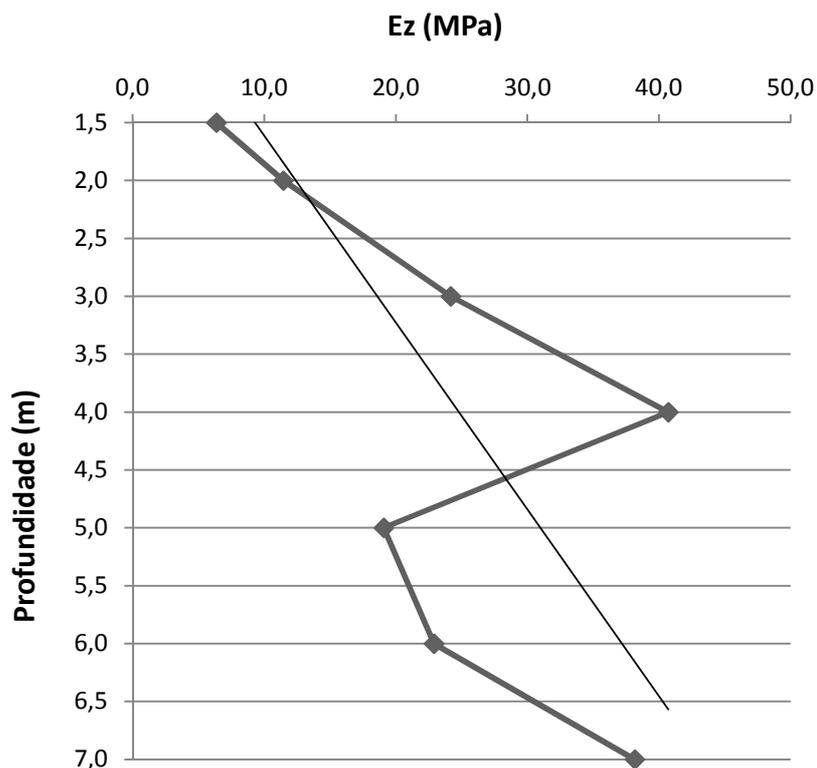
Anexo - Cálculo do Ez - Valores Mínimos de Previsão de Recalques - Professor Barata

SONDAGEM - SP-17		
Sapata de Referência:	332	
B = 2,7 m	Dimensão Característica	
$\alpha =$	2,00	
Profundidade do bulbo	5,40	metros
Profundidade assentamento	1,50	metros
a =	2,40	Silte argiloso (solo residual de gnaise, ao natural)
k (kPa) =	530	areia siltosa, areia argilosa, areia silto-argilosa ou areia argilo-siltosa
z (m)	N_{spt}	Ez = a.k.Nspt (MPa)
1,5	5	6,4
2,0	9	11,4
3,0	14	17,8
4,0	24	30,5
5,0	16	20,4
6,0	4	5,1
7,0	19	24,2
Ez(4,2 m) =		16,7

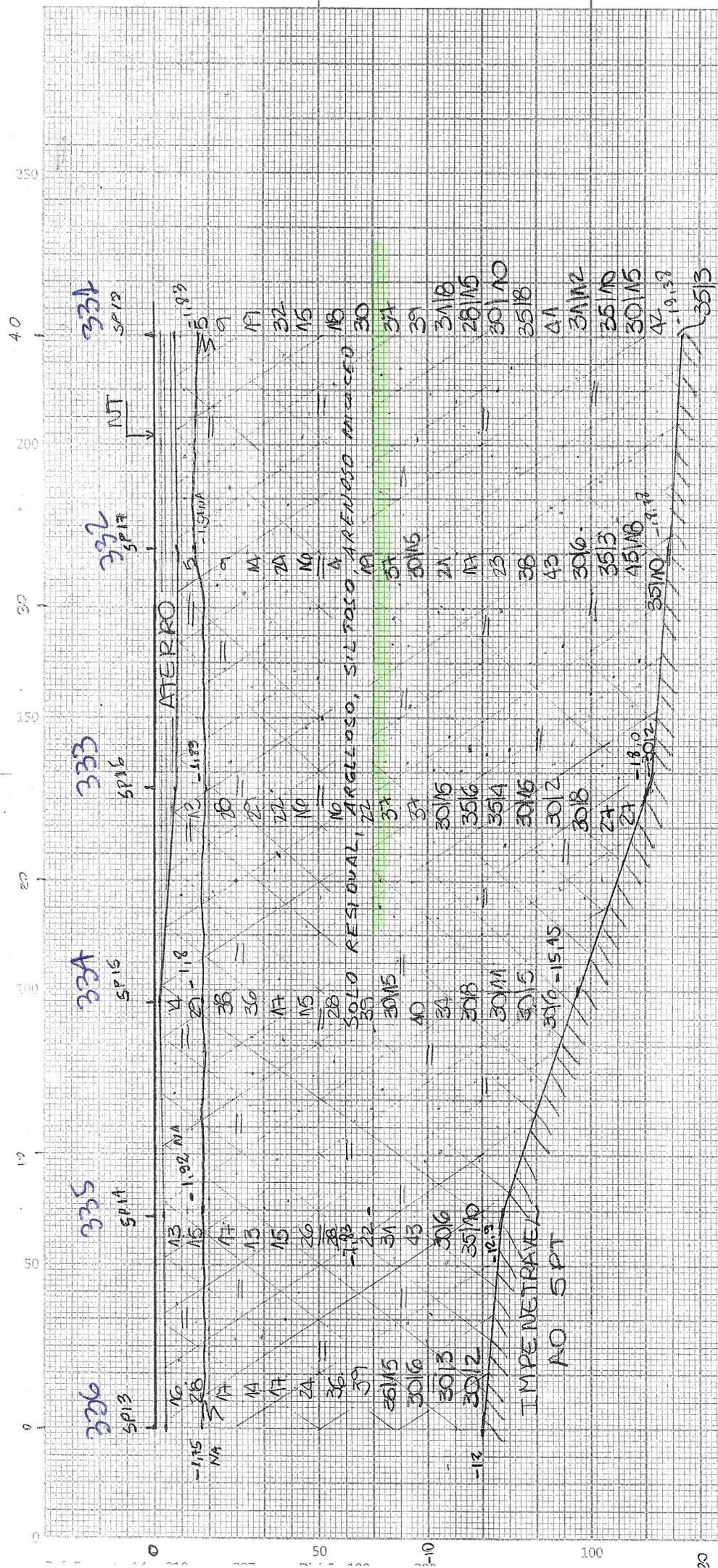


Anexo - Cálculo do Ez - Valores Mínimos de Previsão de Recalques - Professor Barata

SONDAGEM - SP-18		
Sapata de Referência:	331	
B = 2,7 m	Dimensão Característica	
$\alpha =$	2,00	
Profundidade do bulbo	5,40	metros
Profundidade assentamento	1,50	metros
a =	2,40	Silte argiloso (solo residual de gnaise, ao natural)
k (kPa) =	530	areia siltosa, areia argilosa, areia silto-argilosa ou areia argilo-siltosa
z (m)	N_{spt}	Ez = a.k.Nspt (MPa)
1,5	5	6,4
2,0	9	11,4
3,0	19	24,2
4,0	32	40,7
5,0	15	19,1
6,0	18	22,9
7,0	30	38,2
Ez(4,2 m) =		23,8

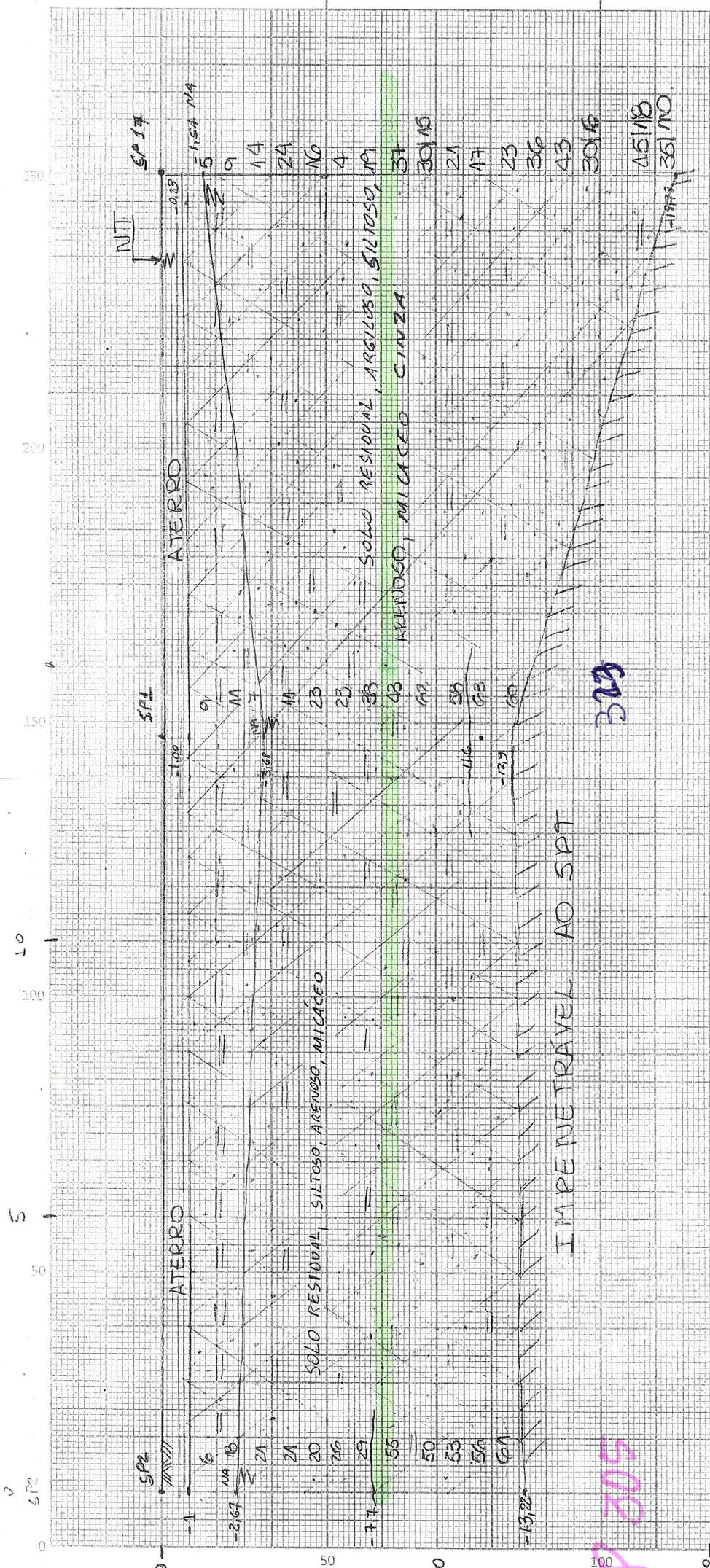


PERFIL GEOTÉCNICO LONGITUDINAL - PILARES P336, P335, P334, P333, P332, P331



ESCALA: HORIZONTAL: 1:200
VERTICAL: 1:200

PERFIL GEOTÉCNICO TRANSVERSAL - PILARES P305, P314, P323, P335



N° 1

Boletim de Sondagem



Obra: Reforço dos pilares 322 e 331 do Bloco A - Parte III	Local: Hospital Universitário Clementino Fraga Filho	Furo nº: SP 01 - P 09
Centro de Custo: 8.5.7.2	Comprimento Revestimento: 3,00 m	INÍCIO: 19/10/2011
Cliente: UFRJ - Hospital Universitário Clementino Fraga Filho	Clima: (X) BOM () CHUVOSO	TÉRMINO: 20/10/2011

AO FIM DA SONDAAGEM						APÓS 12 H	ENSAIO DE LAVAGEM			
INICIAL	0 MIN.	10 MIN.	20 MIN.	30 MIN.	PROFUNDIDADE		12,87	12,88	12,89	12,90
N.A.	SECO	4,38	4,17	3,97	3,68					
DATA	19/10									
HORA	9:30	9:50	10:00	10:10	10:20					

PERFURAÇÃO

COMPRIMENTOS FINAIS - TRADO				MATERIAL	LAVAGEM				SPT - T (Knf x m)
AMOSTRA		PROFUNDIDADE			PENETRAÇÃO				
N°	PROF.	de	até		PROF.	GOLPES / cm			
1		0,00	1,00	ATERRO REMOVIDO	1,00	3 / 15	4 / 15	5 / 15	
					1,45				
2					2,00	4 / 15	5 / 15	6 / 15	
					2,45				
3					3,00	3 / 15	3 / 15	4 / 15	
					3,45				
4			3,70	SOLO RESIDUAL COM MICA	4,00	4 / 15	6 / 15	5 / 15	
					4,45				
5					5,00	8 / 15	10 / 15	13 / 15	
					5,45				
6					6,00	10 / 15	11 / 15	12 / 15	
					6,45				
7			6,76	SOLO RESIDUAL COM MICA NA COR	7,00	17 / 15	18 / 15	20 / 15	
					7,45				
8				VARIADA DEVIADO AO POÇO ARENOZO	8,00	18 / 15	21 / 15	22 / 15	
					8,45				
9					9,00	15 / 15	30 / 15	32 / 15	
					9,45				
10					10,00	17 / 15	28 / 15	30 / 15	
					10,45				
11					11,00	16 / 15	30 / 15	33 / 15	
					11,45				
12			11,60	SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA	12,00	20 / 15	30 / 15	30 / 15	
					12,45				
				ROCHA IMPENETRÁVEL OU MATAÇÃO 12,90					

LIMITE DE SONDAAGEM

12,90 metros

PARALISAÇÃO

<input type="checkbox"/>	ORDEM DO CLIENTE
<input checked="" type="checkbox"/>	IMPENETRÁVEL À LAMINA DE LAVAGEM
<input type="checkbox"/>	PENETRAÇÃO
<input type="checkbox"/>	_____

DECLARO SER DE MINHA RESPONSABILIDADE A EXECUÇÃO DESTE FURO DE SONDAAGEM, CONFORME ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS

CONTEMAT

CLIENTE

N° 02

Boletim de Sondagem



Obra: Reforço dos pilares 322 e 331 do Bloco A - Parte III	Local: Hospital Universitário Clementino Fraga Filho	Furo nº: SP 02 - P 08
Centro de Custo: 8.5.7.277	Comprimento Revestimento: 2,00 m	INÍCIO: 20/10/2011
Cliente: UFRJ - Hospital Universitário Clementino Fraga Filho	Clima: (X) BOM () CHUVOSO	TÉRMINO: 21/10/2011

AO FIM DA SONDAAGEM						APÓS 12 H	ENSAIO DE LAVAGEM			
INICIAL	0 MIN.	10 MIN.	20 MIN.	30 MIN.	PROFUNDIDADE		13,17	13,18	13,20	13,22
N.A.	SECO	3,20	2,80	2,98	2,67					
DATA	20/10									
HORA	14:30									
							HORÁRIO DE LAVAGEM			
							10:10	10:20	10:30	10:40
							A CADA 10 MIN.			

PERFURAÇÃO

COMPRIMENTOS FINAIS - TRADO				MATERIAL	LAVAGEM			SPT - T (Knf x m)
AMOSTRA		PROFUNDIDADE			PENETRAÇÃO			
N°	PROF.	de	até		PROF.	GOLPES / cm		
1		0,00	1,00	ATERRO REMOVIDO	1,00	2 / 15	3 / 15	3 / 15
					1,45			
2			1,60	SOLO ARGILOSO COM COR VARIADA	2,00	4 / 15	8 / 15	10 / 15
					2,45			
3					3,00	7 / 15	9 / 15	12 / 15
					3,45			
4					4,00	9 / 15	10 / 15	11 / 15
					4,45			
5			4,80	SOLO ARENOSO COM MICA COM	5,00	6 / 15	8 / 15	12 / 15
					5,45			
6				COR VARIADA	6,00	8 / 15	12 / 15	14 / 15
					6,45			
7					7,00	10 / 15	14 / 15	15 / 15
					7,45			
8			7,70	SOLO RESIDUAL DE ALTERAÇÃO	8,00	17 / 15	25 / 15	30 / 15
					8,45			
9					9,00	20 / 15	20 / 15	30 / 15
					9,45			
10					10,00	18 / 15	23 / 15	30 / 15
					10,45			
11					11,00	21 / 15	26 / 15	30 / 15
					11,45			
12					12,00	16 / 15	29 / 15	32 / 15
					12,45			
13					13,00	40 / 10		
					13,10			
				ROCHA IMPENETRÁVEL OU MATAÇÃO 13,22				

LIMITE DE SONDAAGEM

13,22 metros

PARALISAÇÃO

<input type="checkbox"/>	ORDEM DO CLIENTE
<input checked="" type="checkbox"/>	IMPENETRÁVEL À LAMINA DE LAVAGEM
<input type="checkbox"/>	PENETRAÇÃO
<input type="checkbox"/>	_____

DECLARO SER DE MINHA RESPONSABILIDADE A EXECUÇÃO DESTE FURO DE SONDAAGEM, CONFORME ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS

CONTEMAT

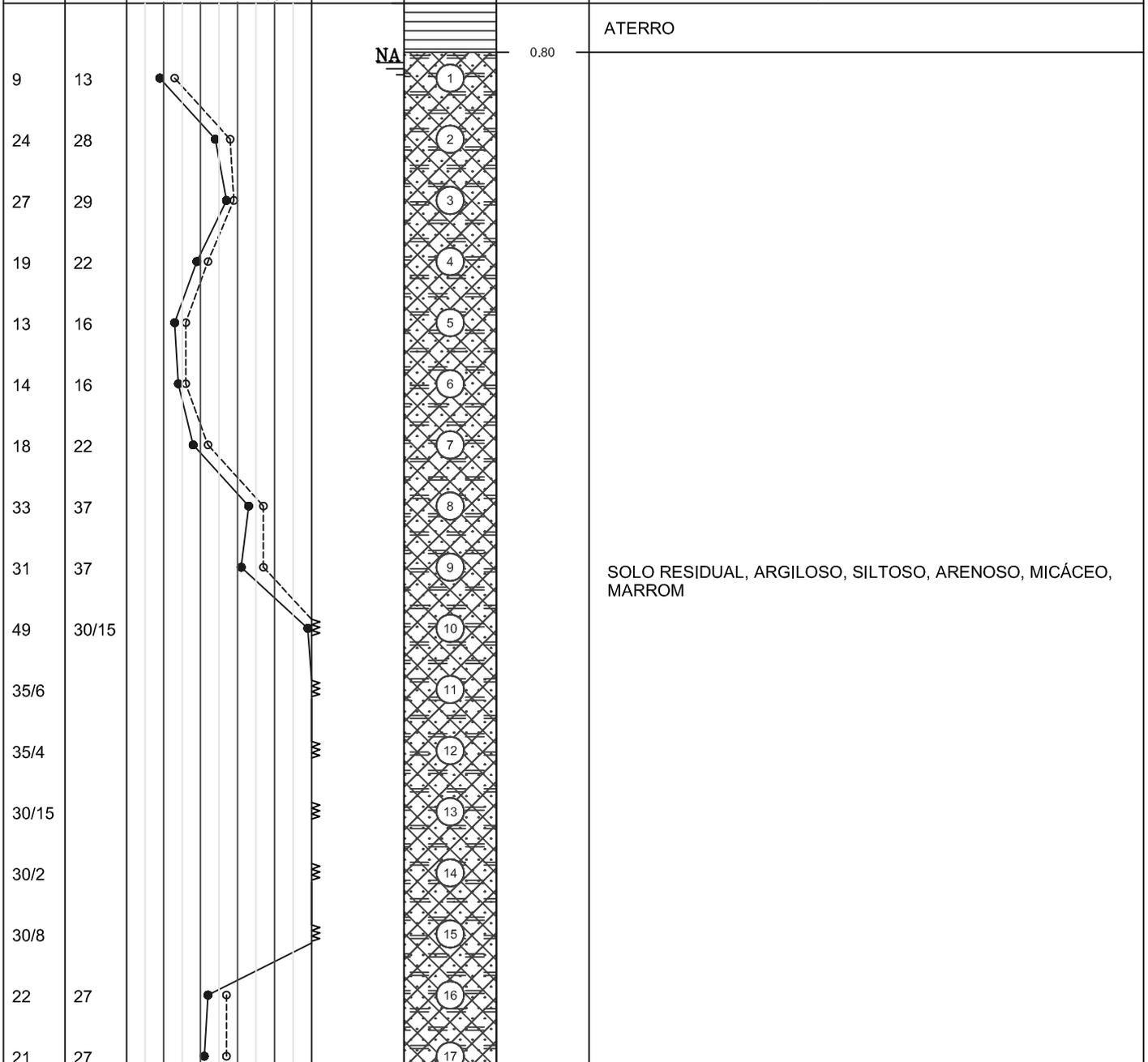
CLIENTE



SP - FURO No. SP-16

COTA: 0.00 m

PENETRAÇÃO		CONSISTÊNCIA				COTA EM RELAÇÃO AO RN	AMOSTRA	PROFUN- DIDADE DA CAMADA (m)	REVESTIMENTO Ø = 63,5 mm	FORAM UTILIZADOS 4.00 METROS DE REVESTIMENTO
No GOLPES 30 CM		MUITO MOLE	MOLE	MÉDIA	RÍGIDA				DURA	
1a E 2a PENETRAÇÕES		GRÁFICO				NÍVEL DE ÁGUA			PESO: 65 kg - ALTURA DE QUEDA: 75 cm	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
2a E 3a PENETRAÇÕES										
No DE GOLPES										
1a e 2a	2a e 3a	10	20	30	40					



COMPACIDADE				
FOFA	POLUCO COMPACTA	MEDIANAMENTE COMPACTA	COMPACTA	MUITO COMPACTA

50/30 GOLPES/cm

CONTINUA NO DESENHO 06

PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA	
25/11/11 - INICIAL : SECO	26/11/11 10:36 h-2.71 m
30/11/11 - 8:05h - FINAL : FECHADO ATÉ .0.97 m	10:46 h-2.00 m
	10:56 h-1.90 m
	11:06 h-1.89 m

ESCALA	1:100	DATA	30/11/2011	DESENHO No.	05	RELATÓRIO	5294/2011	REV.	00
DESENHISTA	KATHILLEN CARLOS VENTAPANE		ENGENHEIRO		OLIVALTE VIEGAS DE OLIVEIRA - CREA 177-D/PB				
CLIENTE	CONTEMAT ENGENHARIA E GEOTECNIA S.A.								
LOCAL	HOSPITAL UNIVERSITÁRIO CLEMENTINO FRAGA - RUA RODOLPHO PAULO ROCCO, Nº 255 - CIDADE UNIVERSITÁRIA - RIO DE JANEIRO / RJ								



GEOLOGUS

GEOLOGUS ENGENHARIA LTDA

SP - FURO No. SP-17 (CONTINUAÇÃO)

COTA: 0.00 m

PENETRAÇÃO		CONSISTÊNCIA					COTA EM RELAÇÃO AO RN	AMOSTRA	PROFUN- DIDADE DA CAMADA (m)	REVESTIMENTO Ø = 63,5 mm AMOSTRADOR { INTERNO Ø = 34,9 mm EXTERNO Ø = 50,8 mm PESO: 65 kg - ALTURA DE QUEDA: 75 cm	FORAM UTILIZADOS 4.00 METROS DE REVESTIMENTO
No GOLPES 30 CM 1a E 2a PENETRAÇÕES 2a E 3a PENETRAÇÕES		MUITO MOLE	MOLE	MÉDIA	RÍJIDA	DURA					
No DE GOLPES		GRÁFICO					1a e 2a	2a e 3a	10 20 30 40		
37	45/18										
35/10											
<p>COMPACIDADE</p> <p>FOFA POUCO COMPACTA MEDIAMENTE COMPACTA COMPACTA MUITO COMPACTA</p>											
<p>50/30 GOLPES/cm</p>											
<p>CONTINUAÇÃO DO DESENHO 07</p>											
<p>SOLO RESIDUAL, ARGILOSO, SILTOSO, ARENOSO, MICÁCEO, CINZA</p>											
<p>LIMITE DA SONDAGEM IMPENETRÁVEL À LÂMINA DE LAVAGEM</p>											
<p>ENSAIO DE AVANÇO DA PERFURAÇÃO POR CIRCULAÇÃO DE ÁGUA</p> <p>10 Minutos - 0 cm +10 Minutos - 0 cm +10 Minutos - 0 cm</p>											
<p>18.78</p>											
<p>17</p> <p>18</p>											
<p>20/11/11</p>											
<p>19/11/11 - 10:37h - INICIAL : SECO NA 15:03 h - 2.74 m</p> <p>21/11/11 - 7:57h - FINAL : 1.30 m NA 15:13 h - 2.57 m</p> <p>15:23 h - 2.16 m</p> <p>15:33 h - 1.54 m</p>											
<p>ESCALA 1:100 DATA 21/11/2011 DESENHO No. 08 RELATÓRIO 5294/2011</p>											
<p>DESENHISTA KATHILLEN CARLOS VENTAPANE ENGENHEIRO OLIVALTER VIEGAS DE OLIVEIRA - CREA 177-D/PB</p>											
<p>CLIENTE CONEMAT ENGENHARIA E GEOTECNIA S.A.</p>											
<p>LOCAL HOSPITAL UNIVERSITÁRIO CLEMENTINO FRAGA - RUA RODOLPHO PAULO ROCCO, Nº 255 - CIDADE UNIVERSITÁRIA - RIO DE JANEIRO / RJ</p>											



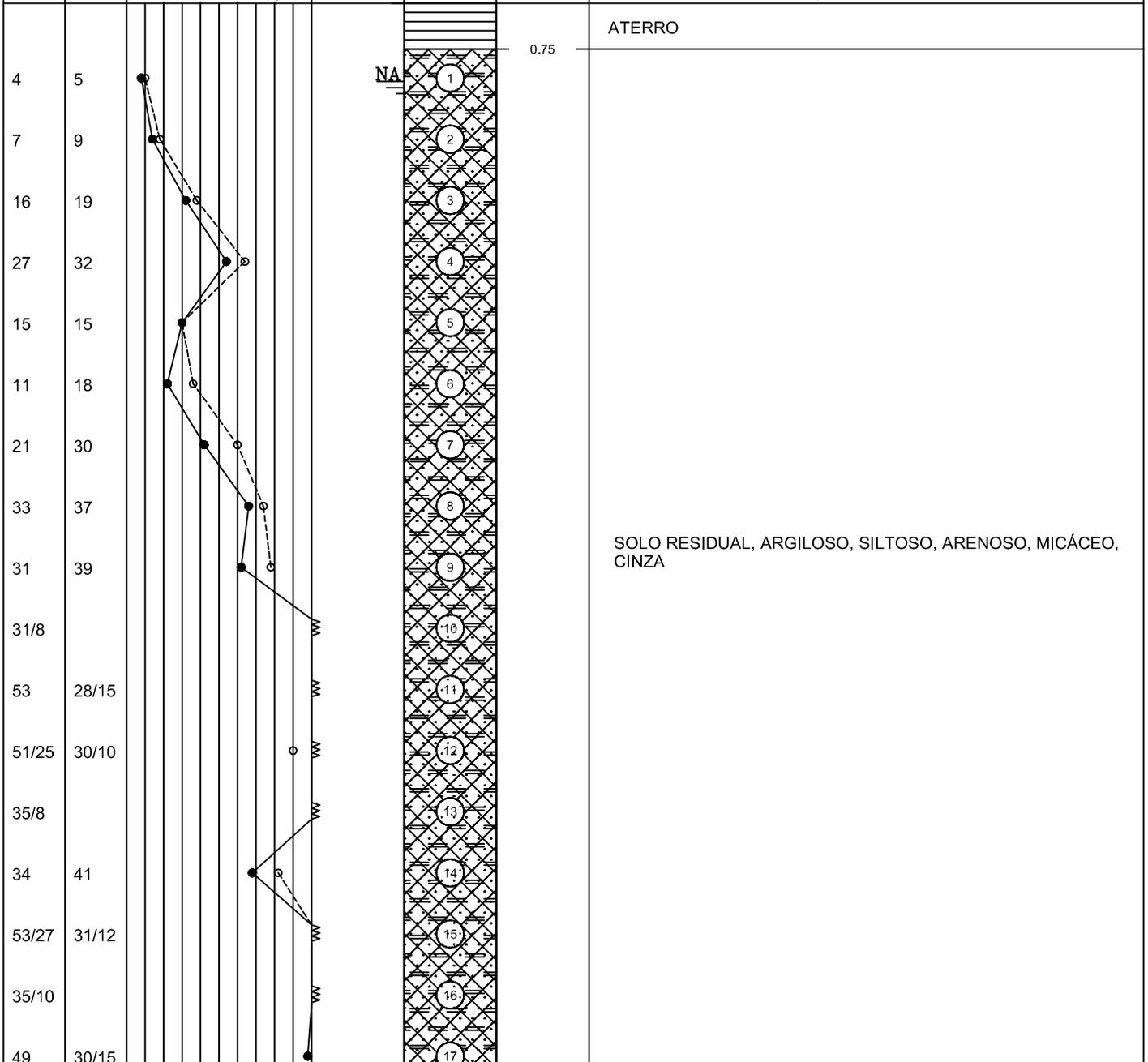
GEOLOGUS

GEOLOGUS ENGENHARIA LTDA

SP - FURO No. SP-18

COTA: 0.00 m

PENETRAÇÃO		CONSISTÊNCIA				COTA EM RELAÇÃO AO RN	AMOSTRA	PROFUN- DIDADE DA CAMADA (m)	REVESTIMENTO Ø = 63,5 mm	FORAM UTILIZADOS 4.00 METROS DE REVESTIMENTO
No GOLPES 30 CM		MUITO MOLE	MOLE	MÉDIA	RÍGIDA				DURA	
1a E 2a PENETRAÇÕES	2a E 3a PENETRAÇÕES					EXTERNO . . . Ø = 50,8 mm				
No DE GOLPES		GRÁFICO				NÍVEL DE ÁGUA		PESO: 65 kg - ALTURA DE QUEDA: 75 cm	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
1a e 2a	2a e 3a	10	20	30	40					



COMPACIDADE			
FOFA	POLUCO COMPACTA	MEDIANAMENTE COMPACTA	COMPACTA
			MUITO COMPACTA

50/30 GOLPES/cm

CONTINUA NO DESENHO 10

PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA			
18/11/11			
17/11/11 - 10:03h - INICIAL : SECO	NA	15:48 h - 3.51 m	
19/11/11 - 8:00h - FINAL : 1.28 m	NA	15:58 h - 2.32 m	
		16:08 h - 1.96 m	
		16:18 h - 1.83 m	

ESCALA	1:100	DATA	19/11/2011	DESENHO No.	09	RELATÓRIO	5294/2011
DESENHISTA	KATHILLEN CARLOS VENTAPANE		ENGENHEIRO				
OLIVALTER VIEGAS DE OLIVEIRA - CREA 177-D/PB							
CLIENTE	CONTEMAT ENGENHARIA E GEOTECNIA S.A.						
LOCAL	HOSPITAL UNIVERSITÁRIO CLEMENTINO FRAGA - RUA RODOLPHO PAULO ROCCO, Nº 255 - CIDADE UNIVERSITÁRIA - RIO DE JANEIRO / RJ						



GEOLOGUS

GEOLOGUS ENGENHARIA LTDA

SP - FURO No. SP-18 (CONTINUAÇÃO)

COTA: 0.00 m

PENETRAÇÃO		CONSISTÊNCIA				COTA EM RELAÇÃO AO RN	AMOSTRA	PROFUN- DIDADE DA CAMADA (m)	REVESTIMENTO Ø = 63,5 mm AMOSTRADOR { INTERNO . . . Ø = 34,9 mm EXTERNO . . . Ø = 50,8 mm PESO: 65 kg - ALTURA DE QUEDA: 75 cm	FORAM UTILIZADOS 4.00 METROS DE REVESTIMENTO																																								
No GOLPES 30 CM		MUITO MOLE	MOLE	MÉDIA	RÍJIDA						DURA	NÍVEL DE ÁGUA	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL																																					
1a E 2a PENETRAÇÕES		GRÁFICO				1a e 2a	2a e 3a																																											
2a E 3a PENETRAÇÕES		10 20 30 40																																																
49	30/15																																																	
34	42									SOLO RESIDUAL, ARGILOSO, SILTOSO, ARENOSO, MICÁCEO, CINZA																																								
35/3								19.38		LIMITE DA SONDAAGEM IMPENETRÁVEL À LÂMINA DE LAVAGEM ENSAIO DE AVANÇO DA PERFURAÇÃO POR CIRCULAÇÃO DE ÁGUA 10 Minutos - 0 cm +10 Minutos - 0 cm +10 Minutos - 0 cm																																								
CONTINUAÇÃO DO DESENHO 09																																																		
50/30 GOLPES/cm																																																		
<table border="1"> <tr> <td>ESCALA</td> <td>1:100</td> <td>DATA</td> <td>19/11/2011</td> <td>DESENHO No.</td> <td>10</td> <td>RELATÓRIO</td> <td>5294/2011</td> </tr> <tr> <td>DESENHISTA</td> <td colspan="2">KATHILLEN CARLOS VENTAPANE</td> <td colspan="4">ENGENHEIRO</td> <td colspan="2">OLIVALTER VIEGAS DE OLIVEIRA - CREA 177-D/PB</td> </tr> <tr> <td>CLIENTE</td> <td colspan="10">CONTEMAT ENGENHARIA E GEOTECNIA S.A.</td> </tr> <tr> <td>LOCAL</td> <td colspan="10">HOSPITAL UNIVERSITÁRIO CLEMENTINO FRAGA - RUA RODOLPHO PAULO ROCCO, Nº 255 - CIDADE UNIVERSITÁRIA - RIO DE JANEIRO / RJ</td> </tr> </table>											ESCALA	1:100	DATA	19/11/2011	DESENHO No.	10	RELATÓRIO	5294/2011	DESENHISTA	KATHILLEN CARLOS VENTAPANE		ENGENHEIRO				OLIVALTER VIEGAS DE OLIVEIRA - CREA 177-D/PB		CLIENTE	CONTEMAT ENGENHARIA E GEOTECNIA S.A.										LOCAL	HOSPITAL UNIVERSITÁRIO CLEMENTINO FRAGA - RUA RODOLPHO PAULO ROCCO, Nº 255 - CIDADE UNIVERSITÁRIA - RIO DE JANEIRO / RJ										
ESCALA	1:100	DATA	19/11/2011	DESENHO No.	10	RELATÓRIO	5294/2011																																											
DESENHISTA	KATHILLEN CARLOS VENTAPANE		ENGENHEIRO				OLIVALTER VIEGAS DE OLIVEIRA - CREA 177-D/PB																																											
CLIENTE	CONTEMAT ENGENHARIA E GEOTECNIA S.A.																																																	
LOCAL	HOSPITAL UNIVERSITÁRIO CLEMENTINO FRAGA - RUA RODOLPHO PAULO ROCCO, Nº 255 - CIDADE UNIVERSITÁRIA - RIO DE JANEIRO / RJ																																																	
<table border="1"> <tr> <td colspan="6">PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA</td> <td colspan="2">18/11/11</td> </tr> <tr> <td colspan="6">17/11/11 - 10:03h - INICIAL : SECO</td> <td colspan="2">15:48 h - 3.51 m</td> </tr> <tr> <td colspan="6">19/11/11 - 8:00h - FINAL : 1.28 m</td> <td colspan="2">15:58 h - 2.32 m</td> </tr> <tr> <td colspan="6"></td> <td colspan="2">16:08 h - 1.96 m</td> </tr> <tr> <td colspan="6"></td> <td colspan="2">16:18 h - 1.83 m</td> </tr> </table>											PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA						18/11/11		17/11/11 - 10:03h - INICIAL : SECO						15:48 h - 3.51 m		19/11/11 - 8:00h - FINAL : 1.28 m						15:58 h - 2.32 m								16:08 h - 1.96 m								16:18 h - 1.83 m	
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA						18/11/11																																												
17/11/11 - 10:03h - INICIAL : SECO						15:48 h - 3.51 m																																												
19/11/11 - 8:00h - FINAL : 1.28 m						15:58 h - 2.32 m																																												
						16:08 h - 1.96 m																																												
						16:18 h - 1.83 m																																												