



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
Faculdade de Engenharia
Campus de Bauru



TRABALHO DE GRADUAÇÃO

"ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE ESTACA MEGA IMPLANTADA EM SOLO COLAPSÍVEL"

Área: **Construção Civil**

Orientador: **Prof. Dr. Cláudio Vidrih Ferreira**

Orientando: **Cesar Augusto Sitta RA: 512672**

Dezembro de 2008

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar e em especial, agradeço aos meus pais, Sergio Sitta e Silvana Aparecida Sorbo Sitta, que juntos me apóiam e transmitem confiança para que eu possa buscar os meus objetivos.

Agradeço também ao meu orientador Prof. Dr. Cláudio Vidrih Ferreira pelo incentivo e amizade, fatores que contribuíram para o sucesso deste trabalho.

Aos meus amigos Américo Mortari Caccere, Ana Carolina Fausto Girio e Thais Barasal Cruka.

A todos, muito obrigado.

“ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE ESTACA MEGA
IMPLANTADA EM SOLO COLAPSÍVEL”

CÉSAR AUGUSTO SITTA

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	1
2.	OBJETIVOS	3
3.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
3.1.	Solo Colapsível.....	4
3.2.	Reforço de Fundação.....	7
3.2.1.	Recuperar Fundações Inadequadas.....	8
3.2.2.	Reforço de Fundação para Atender Novas Cargas	8
3.2.3.	Reforço para Aumentar a Segurança.....	8
3.3.	Tipos de Reforço	8
3.3.1.	Reparo ou Reforço dos Materiais	9
3.3.2.	Enrijecimento da Estrutura	9
3.3.3.	Estacas Injetadas	9
3.3.4.	Estacas Convencionais	9
3.3.5.	Sapatas, Tubulões e Estacas Adicionais.....	10
3.3.6.	Estaca Prensada ou Estaca “Mega”	10
4.	POSSÍVEIS APLICAÇÕES	13
5.	PROVA DE CARGA	15
5.1.	Aparelhagem.....	15
5.2.	Execução de prova de carga.....	16
5.2.1.	Ensaio Lento.....	16
5.2.2.	Ensaio Rápido.....	17
5.3.	Capacidade de Carga.....	17
5.3.1.	Introdução	17
5.3.2.	Determinação da capacidade de carga, através de provas de carga.	18
5.3.3.	Método da NBR 6122/96.....	18
5.3.4.	Ruptura Convencional	19
5.3.5.	Critério de Mazurkiewicz	19
5.3.6.	Critério de Van der Veen.....	20
5.4.	Campo Experimental.....	22
5.4.1.	Caracterização Geológica	23
5.4.2.	Ensaio de Caracterização.....	23
5.4.3.	Ensaio “in situ”	24
5.5.	Materiais e Métodos	25
5.5.1.	Sistema de Reação.....	25
5.5.2.	Cravação das Estacas.....	27
5.5.3.	Implantação.....	28
5.5.4.	Realização da Prova de Carga	30
6.	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	31
6.1.	Prova de Carga em solo natural.	31
6.1.1.	Capacidade de Carga Convencional	32
6.1.2.	Método NBR 6122.....	34
6.1.3.	Método Mazurkiewicz.....	35
6.2.	Prova de Carga em solo pré-inundado.	35
6.2.1.	Determinação da Capacidade de Carga Convencional	37
6.2.2.	Método NBR 6122.....	39
6.2.3.	Método Mazurkiewicz.....	40
6.3.	Comparação dos resultados obtidos	41
7.	CONCLUSÕES	43
8.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	44

1. INTRODUÇÃO

Freqüentemente, edificações que tiveram bom comportamento passam, repentinamente, a apresentar problemas como trincas, rachaduras, desprendimento do revestimento, vazamentos entre outros, problemas estes que depreciam o imóvel e podem até comprometer a habitabilidade do mesmo.

Este tipo de problema pode estar relacionado a recalques, que ocorrem quando a estrutura de fundação é subdimensionada ou o solo em que esta apoiada entra em colapso. Uma das formas de solucionar tais problemas, com muita freqüência, consiste na utilização de estaca “Mega” (FERREIRA, 1998).

O solo superficial de grande área do interior do Estado de São Paulo é constituído de uma areia fina argilosa com características colapsíveis. Neste tipo de solo, são muito freqüentes os casos de fundações que são induzidos a recalques significativos comprometendo total ou parcialmente as construções. Uma das formas de solucionar tais problemas, com muita freqüência, consiste na utilização de estaca “Mega” (FERREIRA, 1998).

Em 13 de novembro de 1935 a empresa do Engenheiro Edgard Frankinoul, cravou no Brasil, a primeira estaca através de tubos de aço recuperáveis. Sendo que sua empresa, dois anos depois, instalou estacas prensadas, por ele determinado como Estacas Mega (de reação), como reforço de fundações sob estruturas já existentes do prédio da Cia. Antartica do Rio de Janeiro (antigo DF) na rua Riachuelo, nº 92. Com 62 unidades de $\varnothing = 275$ mm para 40 ton. de capacidade de carga, executadas no período de 27/12/1937 a 30/05/1938. Já no período de 30/04/1939 a 14/07/1939 foram executadas 255 unidades de $\varnothing = 300$ mm (60 ton) nas Indústrias Matarazzo em São Paulo. Na rua Senador Vergueiro, nº 55 - Rio de Janeiro, foram executadas 198 unidades de $\varnothing = 275$ mm (40 ton) com início em 08/01/1941 e fim em 10/07/1941.

O uso inicial dessas estacas visava apenas o reforço de fundação, mas hoje vem ganhando adeptos no seu emprego como fundação definitiva, tendo a favor dessa utilização o fato de que sua instalação não causa choques, vibrações, barulhos, poluição do ar e ocupação de grandes espaços. Além disso, são consideradas verdadeiras provas de carga.

Essas estacas são consideradas estacas prensadas e podem ser utilizadas como substituição de fundações existentes, reforço das mesmas ou fundação inicial de algum tipo de estrutura. Sua utilização é variada como para aumentar a

segurança da fundação original, em consequência ao seu mau desempenho, ou na mudança no uso da edificação.

Na utilização como reforço de fundação, ela pode ser permanente: onde sua implantação visa complementar a capacidade de suporte das fundações existentes; provisória: onde seu uso pode ser sobrecarregado provisoriamente para atender a alguma condição especial; ou substituição: onde substituiria a fundação antiga totalmente.

Esse tipo de estaca prensada tem sua instalação feita através de macacos hidráulicos no qual, no método convencional, é iniciado através de abertura de vala abaixo da viga baldrame, ou estrutura a ser reforçada, onde é posicionado os seguimentos a serem cravados e em seguida o macaco hidráulico. Esses seguimentos podem ser de várias características ou materiais como concreto, metal, seção vazada ou cheia, etc. O macaco posicionado é acionado e reage contra uma estrutura ou fundação pré-existente. Nesta reação, contra a estrutura ou fundação, ele “crava” segmentos de tamanho variáveis, usualmente de 0,50m.

A sua instalação pode ser considerada uma verdadeira prova de carga porque, na sua instalação, o macaco hidráulico, devidamente aferido, mostra em seu manômetro a carga aplicada e resistida pela fundação e estrutura, podendo-se assim, saber aproximadamente a carga na qual o solo está sendo submetido. (JUNQUEIRA, 1994)

2. OBJETIVOS

São muitos os casos de fundações que se comportaram de forma adequada durante certo tempo e, repentinamente, começaram a apresentar problemas de recalques, sem qualquer mudança no nível de carregamento. Mudanças no comportamento das fundações, principalmente em solos com características colapsíveis, geralmente estão associadas à infiltrações de água no terreno, sendo notadamente maior as ocorrências nos meses de chuvas intensas (novembro a março).

Esses recalques se refletem, inicialmente nas alvenarias e pisos, sob a forma de trincas e rachaduras. No caso de se estabelecer um processo contínuo de deformações, ocorre a evolução e o agravamento das trincas, podendo colocar em risco a estabilidade geral da edificação.

No sentido de recompor o desempenho das fundações é comum o uso de estacas tipo Mega, de concreto armado, cravadas em seguimentos de cerca de 0,50 m de comprimento, com diâmetro usual de 0,20 m. É conhecida popularmente como estaca “hidráulica”, pelo fato de ser cravada com uso de macaco hidráulico. Os elementos de concreto são simplesmente justapostos, não sendo usual qualquer tipo de solidarização entre eles.

Com o objetivo de preencher parcialmente a lacuna no meio técnico, sobre o comportamento desse tipo de fundação na região de Bauru, foi desenvolvido esse plano de pesquisa que consiste na realização de ensaios de prova de carga em estacas prensadas. Pretende-se medir a influência do colapso no comportamento desse tipo de estaca, analisando-se a variação da capacidade de carga nas estacas em solo inundado e em solo natural.

Os resultados permitirão obter subsídios para projetos de reforço e de recuperação de fundações, para esse tipo de estaca, largamente empregada em Bauru e em vasta região do estado de São Paulo que apresenta similaridade nas características geotécnicas e geológicas.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

As estacas, segundo DÈCOURT (1996), podem ser classificadas em duas categorias: estacas de deslocamento e estacas escavadas. As estacas de deslocamento são aquelas introduzidas no terreno através de algum processo que não promova a retirada do solo.

Apesar dos registros sobre execução de estaca de reação (Mega), ou estacas prensadas, serem datadas de 1935, pequenas observações sobre o assunto foram publicadas em VARGAS (1955) e (1982), COSTA NUNES (1956), MELLO & TEIXEIRA (1971), CAPUTO (1973), GERBER (1974), ALONSO (1979) e MONTEIRO (1991). Já os autores: MORAES (1982), DIAS (1988), DIAS & SOARES (1990), CINTRA (1987) e JUNQUEIRA (1994), apresentaram estudos mais significativos sobre o assunto. Onde MORAES em 1982 no VII COBRAMSEF, em Olinda, apresentou parâmetros auxiliares para determinação da capacidade e carga em estaca Mega isolada, bem como seu provável recalque em solos comuns em Anápolis e Goiânia – GO e Brasília – DF.

JUNQUEIRA (1994) Defendeu dissertação para obtenção de título de mestre, com o nome “Aspectos Práticos sobre Instalação e Utilização de Estacas Prensadas”, onde mostra um histórico sobre as Estacas Prensadas, passando pelo seu aparecimento na época da construção do metro de Nova Iorque. Possibilitando estudos de nossa época com relação a esse tipo de fundação, quando estacas foram instaladas com objetivos de pesquisa sob a responsabilidade do Imperial College e Building Research Establishment.

Mostra em seu trabalho, um histórico sobre estacas prensadas. Enumerando 26 casos práticos de reforço de fundações ou fundações, dos quais, cinco acompanhados por ele, onde o registro manométrico era comparado ao Método de Decour't & Quaresma (1978).

DIAS (1988) e DIAS & SOARES (1990) indicam que pela primeira vez no Brasil, se instalou uma Estaca Prensada instrumentada com células de pressão total, com intenções de medir as tensões residuais na instalação, durante a dissipação e a posterior fase de equilíbrio.

3.1. Solo Colapsível

De acordo com AOKI (1982), na capacidade de suporte da fundação entra uma variável que foge ao controle do homem, o solo de fundação.

CINTRA (1998) cita que em geral, os solos exibem um comportamento tensão x deformação que pode ser representado por uma função contínua e, portanto, derivável.

Porem há certos solos porosos não-saturados para os quais este comportamento só é valido se forem mantidas as condições de baixa umidade natural. Se o seu teor de umidade for aumentando até certo valor critico, mesmo sem atingir sua completa saturação, esses solos, submetidos a um determinado estado de tensões, sofrem uma brusca e acentuada redução de volume. Esse fenômeno decorre de uma espécie de colapso da estrutura do solo, o que deu origem a denominação solo colapsível. O colapso provoca, portanto, uma descontinuidade na curva tensão x deformação, conforme a figura 3.1, a qual representa uma prova de carga com inundação do solo durante o ensaio (CINTRA, 1998).

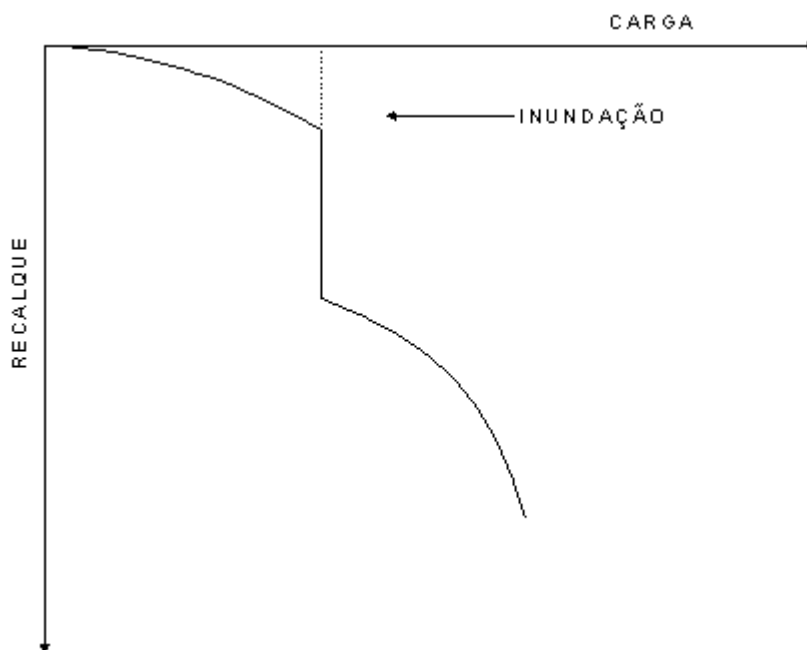


Figura 1 – Curva tensão x deformação – Solos Colapsíveis

Conforme DUDLEY (1970) e NUÑES (1975), um arranjo entre partículas que formam uma estrutura porosa, com elevados índices de vazios e um teor de umidade menor que o necessário para completa saturação, é requisito necessário para configurar um solo com grande potencialidade de ser colapsível. O colapso se realiza quando as partículas, constituintes de uma estrutura altamente porosa, estão em pseudo-equilíbrio, à custa de uma resistência adicional momentânea, produzida

por pressões capilares, por forças eletromagnéticas de superfície e pela eventual existência de agentes cimentantes como carbonatos, óxidos de ferro etc. A elevada ocorrência destes solos no mundo tem causado preocupação em engenheiros de fundação, devido ao deslocamento da estrutura pelo colapso do solo.

O mecanismo do colapso difere completamente do processo clássico de adensamento. O colapso “ocorre como resultado de um acréscimo no teor de umidade e, por isso, há expulsão de ar da estrutura do solo colapsível em vez de expulsão de água” (MACKENCHNIE, 1989). Essas condições inversas ou contrárias de entrada e saída de água podem caracterizar o fenômeno do colapso como oposto ao do adensamento. Também, o tempo de ocorrência do fenômeno estabelece uma distinção nítida entre colapso e adensamento.

Na conceituação tradicional de colapso sob carga constante, pode-se acrescentar modernamente a alternativa de maior compressibilidade ou menor rigidez do solo em vez de descontinuidade da curva tensão x deformação de solos colapsíveis, se a inundação precede ao início do carregamento. Neste caso de inundação prévia, a colapsibilidade se manifesta não por um recalque abrupto, mas pela redução da capacidade de carga, conforme ilustrado na figura 3.2.

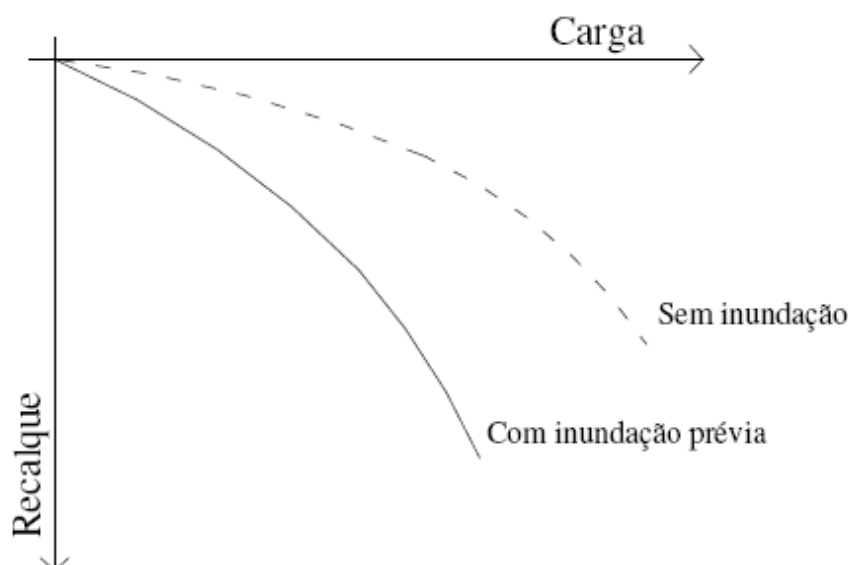


Figura 2 – Redução na Capacidade de Carga

CINTRA (1998) fala que são dois os requisitos básicos para o desenvolvimento da colapsividade em solos naturais: uma estrutura porosa, caracterizada por um alto índice de vazios, e a condição não saturada, representada por um baixo teor de umidade. À estrutura porosa pode estar associada à presença de um agente cimentante que, aliado a uma sucção suficientemente elevada,

estabiliza o solo na condição parcialmente saturada, conferindo-lhe uma resistência “aparente” ou temporária.

Mas para um solo colapsível entrar efetivamente em colapso, duas condições básicas devem ser satisfeitas: a elevação do teor de umidade até certo valor limite e a atuação de um estado de tensões crítico (ou limite inferior) que, em fundações, é representado pela cara de colapso, segundo a terminologia adotada por CINTRA (1995). Assim, se a carga atuante é suficientemente elevada, a adição de água ao solo colapsível produz um efeito adverso ou destrutivo, pois reduz ou dissipa a sucção e enfraquece e até destrói a cimentação, causando a redução da resistência e, portanto, o colapso do solo.

Podemos dizer então, que o solo colapsível é constituído de uma estrutura instável, contudo apresenta uma rigidez temporária mantida pela pressão de sucção ou cimentação. Este estado resistente é instável na ocorrência de aumento do teor de umidade, pois quando é ultrapassado o limite crítico acontece o colapso. Isso nos faz concluir que os solos susceptíveis ao colapso apresentam uma imensa sensibilidade à ação da água; “o aumento do teor de umidade é o mecanismo detonador ou o efeito gatilho do colapso.” CINTRA (1995).

Em geral, as fundações são projetadas de acordo com os valores de SPT. Porém, não se tem dado muita importância de que em solos colapsíveis, com o aumento do teor de umidade do solo, haverá naturalmente uma redução no valor do SPT (≤ 4 golpes). Este aumento na umidade do solo pode ocorrer pela infiltração de águas pluviais, elevação do nível freático ou por vazamentos de tubulações de água ou esgoto.

CINTRA (1995) conclui que desta forma, a realização de provas de carga em estacas, com solo em estado natural, com inundação artificial, constitui-se na forma mais eficiente e confiável para a determinação da capacidade de carga e verificar a influência do colapso de uma fundação, neste tipo de solo.

3.2. Reforço de Fundação

Todo o engenheiro civil tem uma idéia relativamente precisa sobre Reforço de Fundações. O próprio nome é bastante definidor. No entanto, se todos conhecem superficialmente o assunto, é extremamente raro o aprofundamento deste conhecimento.

Problemas com a fundação são bastante comuns, e quando acontecem é necessário construir um novo apoio para reforçar o velho. Juntos eles serão capazes de sustentar a edificação.

A utilização de Reforço de Fundações se dá com maior freqüência nos seguintes casos:

3.2.1. Recuperar Fundações Inadequadas

Seria um exemplo, entre outros, a existência de recalques prejudiciais, causando fissuras, trincas ou até mesmo rachaduras, ou algum outro tipo de patologia prejudicial a estrutura.

3.2.2. Reforço de Fundação para Atender Novas Cargas

Caso típico de residências térreas que se tornam sobrados. É possível efetuar cálculos das cargas atuantes e das futuras. Conseqüentemente é possível o dimensionamento do Reforço de Fundações.

3.2.3. Reforço para Aumentar a Segurança

Obra especificamente preventiva ou de ajuste a novos usos. Casos típicos de estruturas que poderão vir a sofrer interferências externas podendo prejudicar suas fundações. Um exemplo seria a execução edifícios próximos a escavações para obras do Metrô.

Por se tratar de trabalhos muitas vezes perigosos, sempre delicados, em geral onerosos e causadores de transtornos aos usuários da obra, é necessário que se realizem estudos orçamentários cuidadosos para uma avaliação adequada da viabilidade e conveniência de tais serviços.

3.3. Tipos de Reforço

GOLTLIEB (1999) comenta que as soluções para os serviços de reforço são muito variadas e dependem das condicionantes do problema em questão, tais como: tipo de solo, urgência, fundações existentes, nível de carregamento e espaço físico disponível. Assim podem-se relacionar alguns tipos, sem que, necessariamente, sejam todos viáveis para um mesmo problema. GOLTLIEB (1999) Cita as seguintes soluções:

3.3.1. Reparo ou Reforço dos Materiais

São casos em que o problema se encontra na deterioração dos materiais que constituem os elementos de fundação. Como exemplo a ocorrência de agressão do concreto ou corrosão das armaduras de tais elementos. Trata-se, portanto, de um problema tipicamente estrutural, não associado à transmissão de carga da estrutura para o solo.

3.3.2. Enrijecimento da Estrutura

Nos casos em que se procura apenas minimizar os recalques diferenciais que estejam ocorrendo, uma solução seria o enrijecimento da estrutura, tal enrijecimento pode ser alcançado através de implantação de vigas de rigidez interligando as fundações ou a introdução de peças estruturais capazes de gerar o travamento da estrutura.

3.3.3. Estacas Injetadas

Estas estacas são denominadas estacas-raiz, microestacas e pressoancoragens e são executadas por perfuração com circulação de água. Os equipamentos para execução dessas estacas caracterizam-se por suas dimensões pequenas, permitindo o acesso a locais com limitações de altura.

Tem a vantagem de não ocasionar vibrações durante sua implantação, as quais poderiam prejudicar ainda mais as condições de instabilidade das fundações já doentias. Porém deve-se considerar também que a injeção e circulação de água sob as fundações problemáticas podem vir a acentuar ainda mais as condições existentes, no caso de solos colapsíveis.

Podem ser instaladas inclinadas ou verticalmente ao lado das peças a serem reforçadas ou, ainda, perfurando as sapatas ou blocos de coroamento sendo incorporadas nestas peças.

3.3.4. Estacas Convencionais

No caso de haver altura suficiente para a instalação de um equipamento bate-estacas, é possível se considerar a utilização de estacas mais convencionais de concreto armado, protendido ou até mesmo estacas de madeira ou metálicas. Em geral são necessárias emendas nessas estacas, pois raramente a altura disponível

será tal que permita a cravação de peças únicas que atinjam a profundidade desejada.

Ainda é possível a utilização de estacas moldadas “in loco” tipo escavada a mão ou até mesmo Strauss, pois o equipamento em geral pode ser instalado em locais um tanto quanto restritos.

3.3.5. Sapatas, Tubulões

Trata-se da instalação de mais apoios, por meio do acréscimo de sapatas, tubulões ou estacas, de tal forma a reduzir o carregamento nas fundações originais. Tal medida visa a compensar o aumento de carregamento ou a adoção de uma tensão aplicada ao solo, que tenha sido elevada diante da qualidade do material de apoio.

3.3.6. Estaca Prensada ou Estaca “Mega”

Objeto de estudo nesse trabalho, as estacas tipo “Mega” constituem na instalação de pequenos elementos superpostos de estacas, os quais podem ser compostos por peças de concreto simples ou armado, de seção vazada ou não, ou até mesmo de tubos metálicos. São cravadas através de um macaco hidráulico que reage contra a própria estrutura.

As estacas são constituídas por seguimentos da ordem de 50 centímetros a 1 metro, conforme as condições locais e a empresa que executa o serviço. Pelo fato de serem introduzidas no terreno por um macaco hidráulico não induzem vibrações, reduzindo os riscos de instabilidade que possam existir devido à precariedade das fundações defeituosas, também não poluem e provocam baixos ruídos, inferiores a 85 decibéis. Além disso também pelo fato de os seguimentos serem pequenos, esse tipo de reforço se mostra muito eficiente, pois pode ser executado em locais pequenos e de difícil acesso.

Normalmente, um serviço de reforço de fundações com estaca “Mega” segue a rotina abaixo descrita:

Escava-se manualmente uma câmara de trabalho sob a fundação existente, com dimensões mínimas suficientes para possibilitar um operador instalar e manusear o macaco hidráulico e os elementos de estaca. A figura 03 ilustra a câmara de trabalho e um operador executando o serviço.



Figura 3 – Câmara de trabalho

Depois de instalado o macaco hidráulico e o primeiro elemento iniciam-se a introdução das estacas no solo acionando o macaco que reagirá na estrutura existente e com estágios crescentes de pressão, os elementos vão sendo colocados até se atingir a carga necessária especificada em projeto.

Entre os elementos de concreto é colocada uma fina camada do próprio solo escavado, esta camada de solo permite a regularização da base e topo dos elementos. Para este tipo de estaca ao invés de se colocar camadas de solo, o melhor seria colocar um pino e uma fina camada de argamassa de cimento, areia e água. A figura 04 mostra o macaco Hidráulico sobre as estacas de concreto.



Figura 4 – Macaco hidráulico instalado

Atingida a carga necessária, ou a “nega” coloca-se então uma peça em forma de “quadro” (cabeçote), sobre a estaca e retira-se o macaco.

Se necessário executar vigas de concreto armado sob as paredes ou embutidos nas mesmas para suportar os esforços aplicados pelo macaco hidráulico.

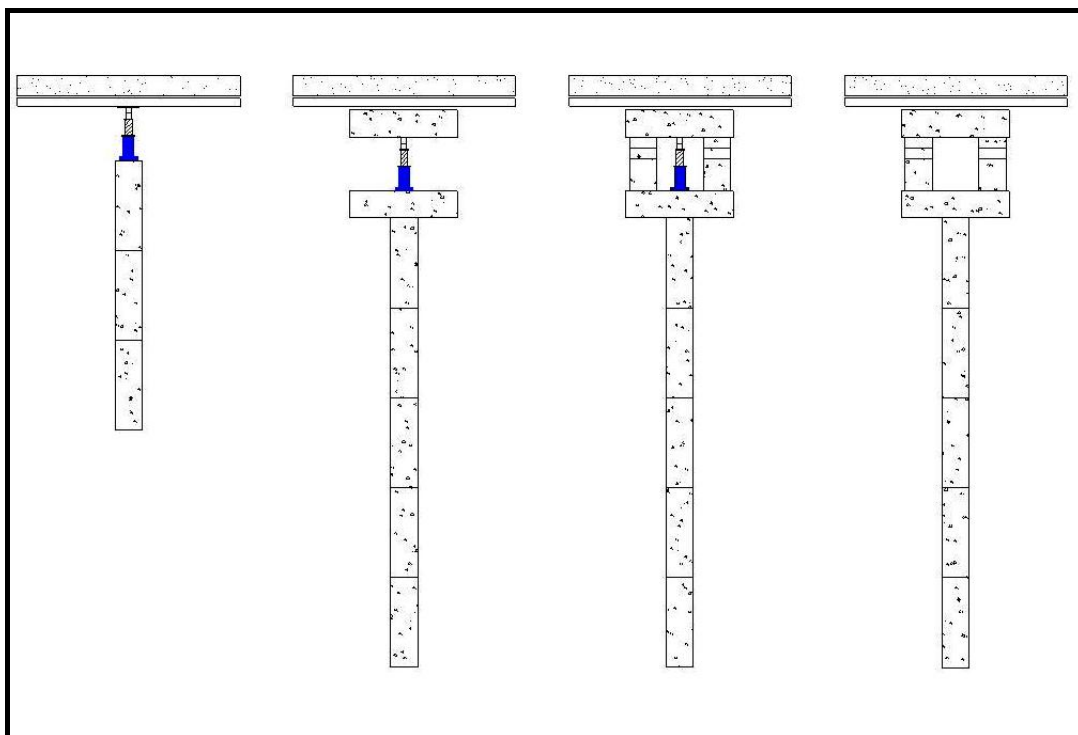


Figura 5 – Ilustração do procedimento de cravação da Estaca Mega

4. EXEMPLOS

Em situações de carregamento adicional em edificações de diversos fins e tamanhos, principalmente reformas e mudanças de projetos, como ocorreu no município de Botucatu/ São Paulo e ilustradas abaixo. A figura 06 e 07 mostra um exemplo de aplicação, onde a fundação original recebeu reforço de fundação para que esta pudesse suportar os esforços de outro pavimento.



Figura 6 – Residência térrea



Figura 7 – Residência assobradada

As Estacas Mega são também utilizadas para correção de prumos e nivelamentos de reservatórios elevados, tanques, piscinas, estações de tratamento e outros que necessitem de nível e prumo. Abaixo, figura 08 e 09, a visão do registro do reservatório do sistema de combate a incêndio, antes e depois do nivelamento, em obra de recuperação no parque Industrial da cidade de Bauru.



Figura 8 – Registro desalinhado



Figura 9 – Registro alinhado

Outra forma de uso pouco comum de estacas mega, é o emprego em situações adversas de contenção provisória de edificação em desníveis bruscos, causados pelo processo construtivo, como no caso ilustrado na figura 10 e 11, em que se foi aplicada estaca mega na infra-estrutura existente há anos, para que se promovesse a retirada do solo da edificação vizinha.



Figura 10 – Contenção provisória



Figura 11 – Detalhe da Estaca Mega

Fissuras, trincas ou rachaduras ocorrem muitas vezes por consequência do recalque de fundações, ocasionados pelo colapso do solo ao qual se apóiam. Para correção dos problemas de trincas em lajes e paredes, tem-se aplicado estaca mega. As figuras 12 e 13 ilustram uma fissura típica de recalque e a aplicação de estaca mega como um possível solução.



Figura 12 – Fissura típica de recalque diferencial



Figura 13 – Cravação da estaca

5. PROVA DE CARGA

Apesar do progresso alcançado nos métodos semi-empíricos para a estimativa da capacidade de carga de estacas, a prova de carga, principalmente a estática, ainda é um dos meios mais confiáveis e indiscutíveis de se avaliar a carga que uma determinada estaca pode suportar (ALONSO, 1997).

Deve-se observar que, nas provas de carga, o deslocamento medido no topo da estaca inclui a deformação elástica do material da estaca, bem como o deslocamento da ponta.

Na prova de carga estática, o elemento da fundação é solicitado por um ou mais macacos hidráulicos, empregando-se um sistema de reação estável. Para tanto, é comum o uso de vigas metálicas e ancoragens embutidas no terreno.

A medição dos esforços com uma célula de carga, posicionada no topo da estaca, traz uma maior precisão e qualidade ao ensaio. A MB-3472 (1991), prescreve que as estacas sejam solicitadas a até duas vezes a carga de trabalho.

Ainda de acordo com a MB-3472 (1991) na prova de carga, ao serem aplicados esforços estáticos crescentes à estaca, devem ser registrados os deslocamentos correspondentes, fornecendo elementos para avaliar seu comportamento carga x deslocamento, e estimar suas características de capacidade de carga.

5.1. Aparelhagem

OLIVEIRA (1988) salienta que o dispositivo de transmissão de carga a estaca deve ser tal que atue axialmente sobre a estaca e de forma a não produzir choques ou trepidações. É aconselhável a utilização de macacos hidráulicos munidos de bomba e manômetro, devidamente aferidos, reagindo contra um obstáculo estável, que pode ser um caixão carregado, ancoragem de tirantes ou a própria estrutura da obra, sendo útil prover, para garantir a axialidade da carga, uma rotula na cabeça da estaca ou do macaco. A reação disponível deve ser o suficientemente maior que a carga a alcançar.

OLIVEIRA (1988) diz ainda que os recalques devam ser medidos simultaneamente em dois extensômetros sensíveis a 0,01mm, colocados em posições diretamente opostas em relação ao centro da estaca. Os dispositivos de

referencia para medidas de recalques devem estar livres da influência das intempéries e dos movimentos da estacas, do terreno circunvizinho, do caixão ou da ancoragem, e devem ter seus apoios situados a uma distancia de pelo menos igual a 5 vezes o diâmetro da estaca, e nunca inferior a 1,50m.

As cargas aplicadas no topo da estaca são medidas com auxílio de manômetro instalado no sistema de alimentação do macaco hidráulico, ou por uma célula carga.

5.2. Execução de prova de carga

De acordo com a Norma NBR 6122/96, na execução da prova de carga, a estaca é carregada até a ruptura ou, ao menos, até duas vezes o valor previsto para sua carga de trabalho. O ensaio pode ser realizado com carregamento lento ou com carregamento rápido e a interpretação das deformações deve considerar o tipo de carregamento empregado.

5.2.1. Ensaio Lento

De acordo a MB-3472 (1991) , o carregamento é feito em estágios iguais e sucessivos, observando-se que a carga aplicada em cada estágio não deve ser superior a 20% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada e, em cada estágio, a carga deve ser mantida até a estabilização dos deslocamentos e, no mínimo, por 30 minutos.

Em cada estágio, os deslocamentos devem ser lidos imediatamente após a aplicação da carga correspondente, seguindo-se leituras decorridos 2 min, 4 min, 8 min, 15 min e 30 min contados a partir do início do estágio e, posteriormente, a cada 30 min, até se atingir a estabilização.

A estabilização dos deslocamentos é determinada através da avaliação do desempenho da curva tempo x deslocamento, sendo admitida quando a diferença entre as leituras realizadas nos tempos t e $t/2$ corresponder a, no máximo, 5% do deslocamento havido no estágio.

Não sendo atingida a ruptura da estaca, a carga máxima do ensaio deve ser mantida durante um tempo mínimo de 12 horas entre a estabilização dos recalques e o início do descarregamento.

O descarregamento é feito em no mínimo 4 estágios, sendo que cada um deve ser mantido até a estabilização dos deslocamentos. O tempo mínimo de cada

estágio é de 15 minutos. Após o descarregamento total, as leituras dos deslocamentos devem continuar até a sua estabilização.

5.2.2. Ensaio Rápido

De acordo a MB-3472 (1991), o carregamento é feito em estágios iguais e sucessivos, observando-se que a carga aplicada em cada estágio não deve ser superior a 10% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada e em cada estágio a carga deve ser mantida durante 10 minutos, independentemente da estabilização dos deslocamentos.

Em cada estágio os deslocamentos são lidos obrigatoriamente no início e no final do estágio. Atingida a carga máxima do ensaio, o descarregamento deve ser feito em quatro estágios, cada um mantido por 10 minutos, com leitura dos respectivos deslocamentos. Após 10 minutos do descarregamento total, deve ser feita uma leitura final.

Os resultados da prova de carga devem conter tabelas das leituras de tempo-recalque e carga-recalque de todos os estágios. E também a curva carga x recalque de cada prova.

5.3. Capacidade de Carga

5.3.1. Introdução

De acordo com CINTRA & ALBIERO (1985), denomina-se capacidade de carga (ou carga última) de uma estaca, a carga P_u que provoca a ruptura do solo. Pode ser determinadas através de fórmulas estáticas, correlações e provas de carga.

Segundo POULOS & DAVIS (1980), o valor da carga última é aquele que, uma vez aplicado à estaca, o recalque continua a ocorrer indefinidamente (escoamento do solo), sem se aplicar novo acréscimo de carga.

AOKI & ALONSO (1992) afirmam que a carga de ruptura de uma estaca é aquela que aplicada à mesma, provoca o colapso ou escoamento do solo que dá suporte ou do elemento estrutural que a compõe. Assim, a capacidade de carga é obtida pelo menor dos dois valores.

5.3.2. Determinação da capacidade de carga, através de provas de carga.

Conforme a NBR6122/96, a prova de carga pode conduzir a uma curva carga x deslocamento na qual não é verificada nitidamente a carga de ruptura do elemento de fundação. Neste caso, deve-se extrapolar a curva com intuito de estimar a carga de ruptura.

Os critérios usualmente empregados para a determinação da capacidade de carga são: VAN DER VEEN (1953), MAZURKIEWICZ (1972), ruptura convencional ($\rho=25$ mm) e o critério proposto pela NBR 6122/96.

5.3.3. Método da NBR 6122/96

De acordo com este critério, a carga de ruptura é definida como sendo aquela que corresponde a um recalque, dado por $D/30$. Logo, a carga de ruptura pode ser convenionada como a correspondente, na curva carga x deslocamento, ao recalque obtido através da expressão:

$$\rho = \frac{P \cdot L}{E \cdot A} + \frac{D}{30}$$

Onde:

ρ : deslocamento da ruptura convencional;

P : Carga de ruptura;

L : comprimento da estaca;

A : área da seção transversal da estaca;

E : módulo de elasticidade do material da estaca;

D : diâmetro da estaca.

De acordo com CINTRA & AOKI (1999), para estacas de concreto, o módulo de elasticidade pode ser calculado pela Norma de projeto e execução de obras de concreto armado, em função da resistência característica (f_{ck}), restringindo-se os valores máximos de f_{ck} conforme NBR 6122/96 (item 7.8). Na falta de qualquer indicação, podem ser adotados os valores conservadores de $E = 20.000$ MPa e de $E = 25.000$ MPa, para estacas escavadas e pré-moldadas de concreto, respectivamente.

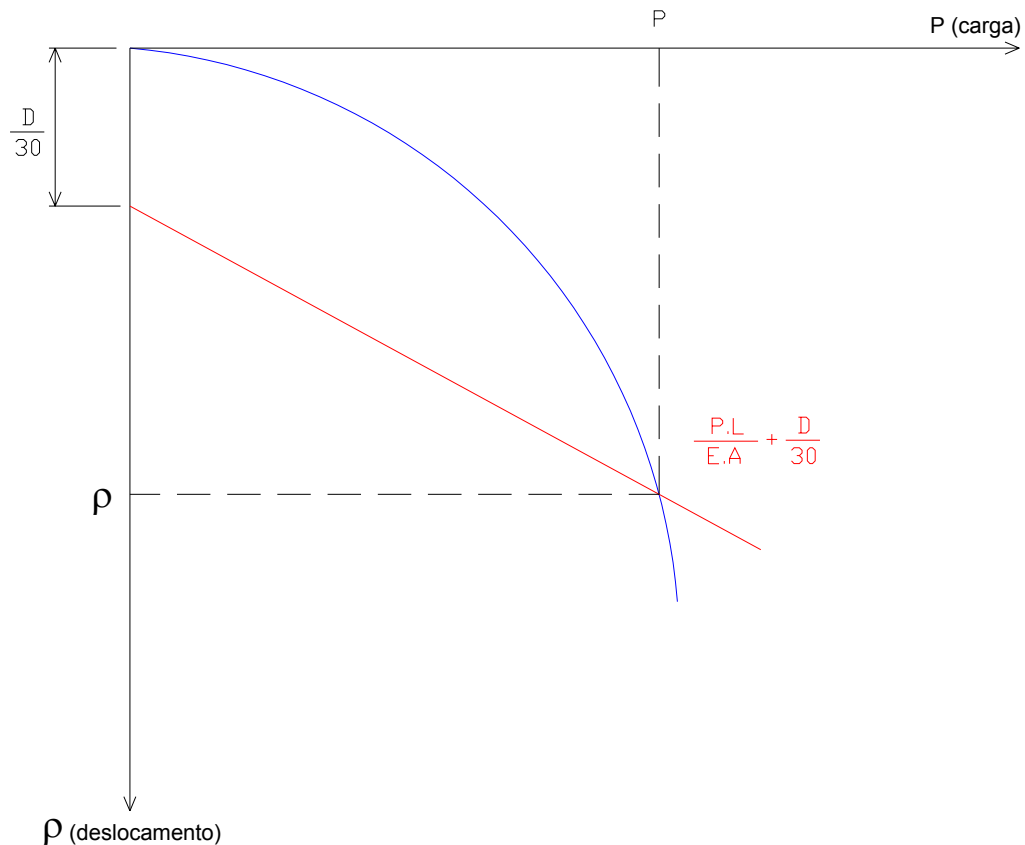


Figura 14 – Método proposto pela NBR6122/96

5.3.4. Ruptura Convencional

De acordo com a norma inglesa, a ruptura convencional corresponde à carga aplicada para um deslocamento de 10% do diâmetro do elemento de fundação. Para uma estaca de 0,25m de diâmetro, a carga de ruptura é adotada como sendo o valor da carga P quando o deslocamento total for de 25 mm.

5.3.5. Critério de Mazurkiewicz

Este critério é baseado na hipótese de que a carga de ruptura possa ser obtida por meio de construção gráfica. A partir do final da curva carga x deslocamento obtida, divide-se em iguais intervalos $\Delta\rho$ o trecho da curva e arrebatam-se os valores encontrados de recalque nestes intervalos, para as respectivas cargas, e a partir do eixo da carga, traça-se uma reta de ângulo 45° com a reta que chega ao eixo da carga até a outra reta que chega à próxima carga no intervalo de $\Delta\rho$. Nessa interseção, traça-se uma reta que une todas as outras interseções no intervalo de $\Delta\rho$ até chegar ao eixo da carga. O ponto que intercepta o eixo da carga corresponde à carga de ruptura.

Assim, este critério estabelece através da curva carga x deslocamento uma constante para o deslocamento $\Delta\rho$ e considera uma série de valores:

$$\rho_n = n \cdot \Delta\rho$$

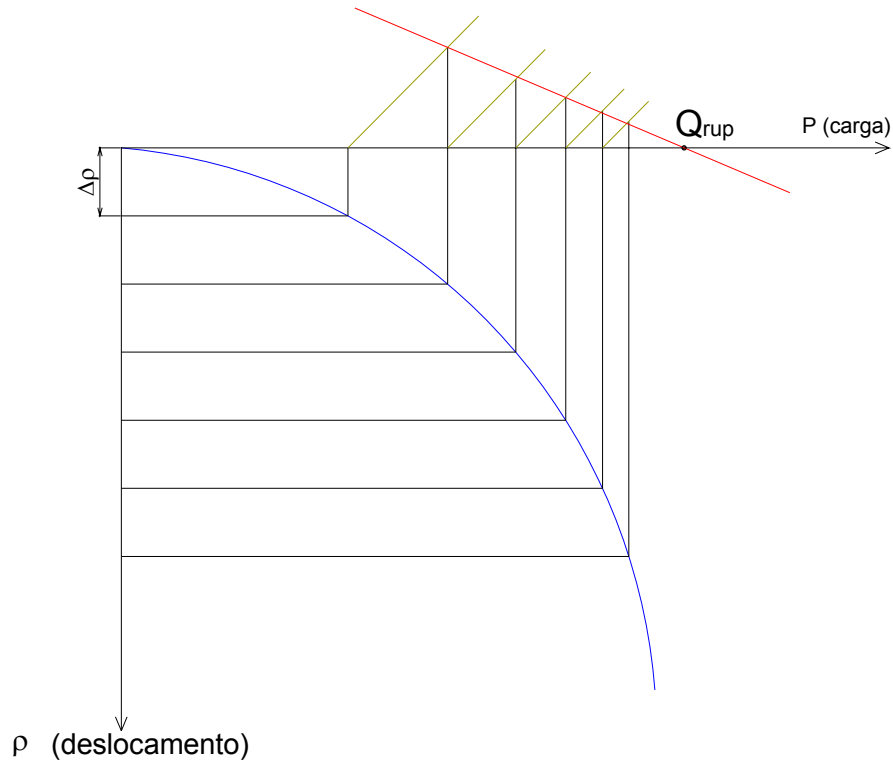


Figura 15 – Método de Mazurkiewicz

5.3.6. Critério de Van der Veen

Van der Veen representa a curva carga x deslocamento através da seguinte expressão:

$$P = R \cdot (1 - e^{-a \cdot \rho})$$

Sendo:

P : carga referente a um determinado deslocamento;

R : Carga de ruptura;

ρ : deslocamento;

a : coeficiente de forma.

Reescrevendo a equação 3.3 como equação geral de uma reta, tem-se:

$$a \cdot \rho = -\ln\left(1 - \frac{P}{R}\right)$$

Na equação 3.4, com uma carga R (adotada), calcula-se o valor de $\ln(1 - P/R)$ correspondente.

Com os valores de ρ e $\ln(1 - P/R)$ são desenhadas várias curvas, a curva que resultar em uma reta corresponderá à carga de ruptura. A figura abaixo mostra um exemplo de conjunto de curvas obtidas pelo método.

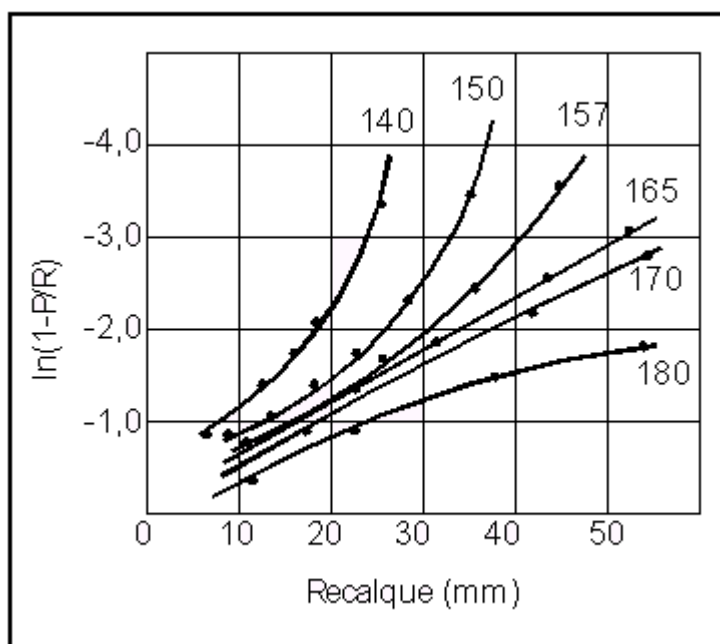


Figura 16 – Exemplo de interpretação pelo método Van der Veen

AOKI (1976) observa que não há necessidade da passagem da reta pela origem do sistema de coordenadas, propondo a expressão de Van der Veen generalizada:

$$P = R \cdot [1 - e^{-(a \cdot \rho + b)}]$$

Onde b é o ponto de intercepto, no eixo dos deslocamentos, da reta obtida na escala semi-logarítmica.

MASSAD (1986) demonstrou que a carga de ruptura de Van der Veen pode ser obtida de outra maneira. Na curva carga x recalque, considera-se uma série de n valores de recalque igualmente espaçados ($\rho_i = \rho_1$ a ρ_n), tal que:

$$\rho_n = n \cdot \Delta\rho$$

Em que $\Delta\rho$ é uma constante arbitrariamente adotada e, em seguida, encontram-se os correspondentes valores de carga (P_i).

Com os valores de carga encontrados, plotam-se pontos P_i x P_{i+1} e, então, ajusta-se uma reta com a seguinte equação:

$$P_{i+1} = \alpha + \beta \cdot P_i$$

Cujo ponto de interseção com a reta a 45° define a carga de ruptura.

MASSAD (1986) demonstrou que, os métodos de VAN DER VEEN (1953) e de MAZURKIEWICZ (1972) são equivalentes. A partir de então, deixou de ter sentido utilizar os dois métodos e, muito menos, fazer a comparação entre eles.

O valor máximo encontrado para o coeficiente α indica a correspondente carga de ruptura convencional.

5.4. Campo Experimental

O campo experimental da Faculdade de Engenharia de Bauru, esta localizado no Campus da Unesp na cidade de Bauru – SP tem área total de aproximadamente 52.000m² em mata natural de cerrado. Está localizado em frente ao Instituto de Pesquisas Meteorológicas (IPMET).

Sua implantação se deu em 1994, e têm por objetivos estudar parâmetros do solo e o comportamento de diversos tipos de fundações, executadas em solos típicos da região.

Neste campo são executados ensaios de provas de carga sobre placas e em estacas, em verdadeira grandeza, através a aplicação de cargas com utilização de macaco, extensômetros mecânicos e sistema de reação, possibilitando a obtenção de parâmetros confiáveis para projetos de fundações.

As investigações geotécnicas decorrentes da execução dos trabalhos de pesquisas elaborados desde sua implantação, contemplam com dados extensos sobre o solo local.

Dotado de infra-estrutura necessária para o desenvolvimento dos ensaios, o local é provido de abrigo em alvenaria, tal abrigo possui armários e prateleiras para guardar ferramentas e aparelhagem, dentro do abrigo existe uma sala reservada para guardar equipamentos específicos, possui também banheiro com chuveiro. Esse abrigo conta com rede elétrica e água potável.

O local dos ensaios fica distante aproximadamente 50m do abrigo, elaborado com a retirada de parte do solo, deixando assim amostra os blocos de ancoragem, facilitando o manuseio dos equipamentos de trabalho.

Existe disponível no local uma estrutura metálica desmontável tipo barracão, com dimensões 7,00 x 5,00m, utilizada para a fixação de uma lona de cobertura para a proteção dos equipamentos, instrumentos e pessoal.

5.4.1. Caracterização Geológica

Em toda a região de Bauru predomina sedimentos do Grupo Bauru (Formações Marília e Adamantina), recobrimdo as rochas vulcânicas da Formação Serra Geral que surgem em direção ao vale do Rio Tietê.

No Campo Experimental, através da abertura de um poço tubular, nota-se uma primeira camada de 52m da Formação Marília, seguida de 98m da Formação Adamantina e, abaixo, a Formação Serra Geral.

A Formação Marília é composta por arenitos, conglomerados e lamitos intercalados entre si. A Formação Adamantina possui arenitos de granulação média a fina, siltitos arenosos, micáceos, arenitos micáceos, argilitos e arenitos conglomeráticos.

5.4.2. Ensaio de Caracterização

As características geotécnicas do solo de Bauru são conhecidas devido às pesquisas realizadas tanto no Campo Experimental da Unesp de Bauru, quanto em diversos pontos da cidade. Conforme FERREIRA (1991), os valores médios, típicos dos parâmetros desse solo, obtidos nos ensaios de laboratório, é apresentado na tabela 5.

Tabela 1 – Parâmetros geotécnicos médios (FERREIRA, 1991).

Propriedades	Unidade	Média
GRANULOMETRIA		
areia média	%	5
areia fina	%	69
silte	%	11
argila	%	15
ÍNDICES FÍSICOS		
teor de umidade (W)	%	10
massa específica (ρ)	(10^3kg/m^3)	1,77
massa específica dos sólidos (ρ_s)	(10^3kg/m^3)	2,68

índice de vazios (e)	-	0,67
grau de saturação (Sr)	%	42
massa específica seca (ρ_d)	(10^3kg/m^3)	1,6
LIMITES DE CONSISTÊNCIA		
limite de liquidez (LL)	%	22,3
índice de plasticidade (IP)	%	6,1
RESISTÊNCIA EFETIVA		
resistência à compressão simples (Rc)	kPa	39
coesão (c)	kPa	14
ângulo de atrito (ϕ)	graus	30

5.4.3. Ensaios “in situ”

A seguir, serão demonstrados os ensaios para a investigação do solo, conforme FERREIRA (1998).

Na área do Campo Experimental foram realizados programas de ensaios, em épocas diferentes, para a investigação do subsolo:

a) Ano de 1994:

- 5 sondagens de simples reconhecimento com aplicação de torque (SPT-T) com 25m de profundidade cada;

- 5 ensaios de penetração contínua (CPT) com 25m de profundidade cada.

Ano de 1995:

- 3 sondagens de simples reconhecimento (SPT) com 20m de profundidade cada furo.

b) Ano de 1996:

- 3 sondagens SPT-T com 20m de profundidade;

- 3 ensaios de penetração contínua (CPT) com 20m de profundidade cada.

Os ensaios de campo de 1996 (item c) foram realizados no local escolhido para a realização das provas de carga de estacas apoiadas à tração (FERREIRA, 1998). A locação dos pontos de sondagens foi feita sob a forma de um triângulo equilátero de lado 20 metros.

Os resultados indicam um perfil típico de solo residual de arenito, constituído por camadas de areia fina argilosa de SPT crescente, de forma praticamente linear com a profundidade. O nível d'água não foi encontrado até o limite dos furos de sondagem.

5.5. Materiais e Métodos

Para a realização dos ensaios foram cravadas, no campo experimental de fundações da Faculdade de Engenharia de Bauru, da Unesp, duas estacas, tipo Mega, entre estacas de reação existentes e já utilizadas em outros projetos de pesquisa. As estacas foram cravadas pelo processo de prensagem, com o macaco hidráulico reagindo contra viga metálica, devidamente ancorada nas estacas de reação através de barras de aço do tipo Dywidag.

Os segmentos foram cravados sem qualquer tipo de encaixe ou solidarização, como rotineiramente é feito em trabalhos de reforço de fundações na região.

Na execução das provas, foram utilizados os seguintes materiais e equipamentos:

- uma célula de carga vazada para 500kN;
- um indicador de deformações, conectado à célula de carga;
- um macaco hidráulico com capacidade de 500 kN;
- perfis metálicos;
- extensômetros mecânicos com precisão de 0,01 mm e curso total de 75 mm;
- Cronômetro;
- Hidrômetro;
- Caixa de leitura manual, para célula de carga (P-3500).
- Pórtico metálico.

5.5.1. Sistema de Reação

No local, que possui infra-estrutura necessária para realização dos ensaios, foi executado estacas de reação (apiloadas) de 10,0m de comprimento, para que estas servissem de apoio para a viga de reação. As estacas apiloadas foram executadas numa distancia de 3,0m entre si, de modo que uma estaca servisse como apoio para o maior número possível de cravação.



Figura 17 – Execução da estaca apiloada



Figura 18 – Locação das estacas apiloada.

As estacas de reação, onde a viga foi apoiada e fixa, têm diâmetro de 25 cm e 10,0 m de comprimento. As estacas são armadas e possuem barras de aço do tipo Dywidag, que serve como ancoragem de reação nas provas de carga, onde a viga é “empurrada” para cima.



Figura 19 – Armaduras da estacas apiloadas.



Figura 20 – Estaca pronta para ser concretada.

Sobre as estacas de reação foi instalada uma viga de perfil metálico para que funcionasse como reação para a cravação das estacas “megas”, com utilização de um pórtico, a viga foi transladada de uma estaca para outra. Na seqüência, e após estar no lugar adequado, a viga foi devidamente fixada por segmentos de aço reforçados e barras aço do tipo Dywidag.



Figura 21 – Viga sendo Transladada.



Figura 22 – Fixação da viga

5.5.2. Cravação das Estacas

Os segmentos das estacas “Mega” foram levados ao Campo Experimental, através de caminhão que os transportou desde Jaboticabal, cidade cede da empresa que cedeu os materiais para ensaio.



Figura 23 – Transporte dos segmentos de concreto.



Figura 24 – Segmentos de concreto.

Cada segmento tem diâmetro de 20 cm, comprimento de 50 cm e fck de 30MPa, e foram cravados através de sistema hidráulico da empresa, da marca Zeloso e capacidade de carga de 300 kNtoneladas, dotado de motor elétrico, bomba, pistão e mangueira, com manômetros graduados, como registrados nas fotos a seguir.



Figura 25 – Detalhe do sistema hidráulico.



Figura 26 – Manômetro.

Depois da marcação do local onde as estacas seriam cravadas, o sistema hidráulico e os segmentos foram posicionados para serem cravados. Como a viga de reação estava a uma altura na qual o macaco hidráulico não conseguia apoio para servir de reação, foram utilizados “calços” de madeira.



Figura 27 – Cravação dos segmentos de concreto.



Figura 28 – Segmento de concreto sendo cravado.

5.5.3. Implantação

Para a realização dos ensaios, foi necessário instalar uma cobertura de lona, com a finalidade de proteger os equipamentos do sol e chuva, e facilitar as leituras de deslocamento.



Figura 29 – Instalação da cobertura de lona.



Figura 30 – Cobertura de lona concluída

O posicionamento dos equipamentos começou pela fixação de duas barras de metalon, de forma que ficassem em uma altura na qual os extensômetros pudessem ser apoiados, através de sua base, e com o seu cursor tocando a parte superior da estaca ou em uma placa em cima desta.

Após a fixação das barras de metalon, uma placa de aço foi colocada na parte superior da estaca cravada, onde foram apoiados os cursores dos extensômetros e o macaco hidráulico.

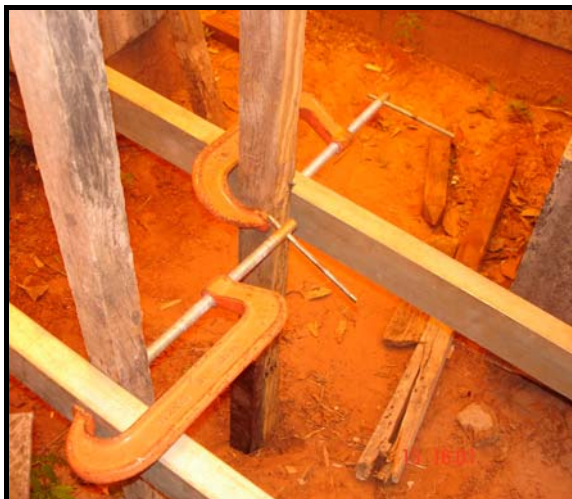


Figura 31 – Posicionamento do metalon.



Figura 32 – Instalação dos extensômetros.

Em seguida, uma rótula foi posicionada imediatamente acima do pistão do macaco hidráulico, e ainda alguns apoios de aço foram necessários na parte superior do cilindro, para que este atingisse a viga de reação.

Entre os apoios e a viga, foi posicionada a célula de carga ligada na caixa de leitura. A caixa de leitura utilizada foi a P-3500.



Figura 33 – Montagem dos equipamentos.



Figura 34 – Caixa de leitura.

5.5.4. Realização da Prova de Carga

As provas de cargas foram realizadas no campo experimental de fundações da Faculdade de Engenharia de Bauru, da Unesp, entre os dias 03 de outubro de 2008 e o dia 17 de novembro de 2008.

Foram realizadas duas Provas de Carga do tipo Rápida, de acordo com a NBR 12131, em dias e condições diferentes. A primeira Prova de Carga foi realizada numa estaca, estando o solo no estado natural. A outra prova efetuada sobre outra estaca, foi conduzida com pré-inundação do terreno, por um período de 48 horas.

6. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

6.1. Prova de Carga em solo natural.

Com todo o sistema instalado e os equipamentos verificados, iniciou-se a Prova de Carga tipo Rápida, com aplicação de cargas em estágios iguais e sucessivos, utilizando-se o tempo de incremento de carga a cada 10 minutos por estágio, e foram feitas leituras nos tempos de 0 e 10 minutos.

Na tabela 2 apresenta-se uma síntese das características da prova realizada, o número de estágios, assim como os valores máximos de carga aplicada e o deslocamento vertical máximo medido no topo da estaca ensaiada. A figura 35 destaca a curva carga x recalque da prova realizada.

TABELA 2 - Características da Prova de Carga em solo natural.

EST.	CARGA, kN	RELÓGIO 2		RELÓGIO 2		RELÓGIO 3		RELÓGIO 4		ΔT , mm	Desl. Tot, mm
		0min	10min	0min	10min	0min	10min	0min	10min		
	0		74,67		72,96		76,05		75,53		0,00
1	10	74,45	74,45	72,87	72,87	75,86	75,86	73,48	73,48	-0,64	-0,64
2	20	74,11	74,09	72,61	72,59	75,57	75,55	73,26	73,24	-0,30	-0,93
3	30	73,58	73,50	72,17	72,09	75,14	75,08	72,91	72,85	-0,49	-1,42
4	40	73,09	73,03	71,67	71,62	74,73	74,68	72,48	72,44	-0,44	-1,86
5	50	72,71	72,61	71,33	71,15	74,43	74,38	72,16	72,10	-0,38	-2,24
6	60	72,26	72,20	70,71	70,66	74,11	74,07	71,76	71,73	-0,40	-2,64
7	70	71,96	71,82	70,37	70,20	73,90	73,81	71,49	71,39	-0,36	-3,00
8	80	71,59	71,49	69,89	69,76	73,62	73,51	71,12	70,93	-0,38	-3,38
9	90	71,30	71,13	69,53	69,30	73,41	73,29	70,81	70,67	-0,33	-3,71
10	100	70,94	70,79	69,06	68,86	73,12	73,98	70,45	70,26	-0,12	-3,83
11	110	70,62	70,49	68,63	68,49	73,77	73,76	70,04	69,90	-0,31	-4,14
12	120	70,36	70,20	68,23	68,03	73,66	73,54	69,75	69,59	-0,32	-4,46
13	130	70,00	69,81	67,75	67,55	73,39	73,23	69,34	69,15	-0,41	-4,87
14	140	69,60	69,37	67,24	66,95	73,05	72,85	68,91	68,65	-0,48	-5,35
15	150	69,32	68,55	66,83	66,03	72,85	72,15	68,59	67,82	-0,82	-6,17
16	160	68,25	65,40	65,70	62,70	71,85	68,13	67,50	64,67	-3,41	-9,58
17	170	65,20	60,02	62,48	57,22	67,90	63,91	64,40	59,30	-5,11	-14,69
18	180	59,52	52,76	56,70	49,80	62,45	55,80	58,85	52,05	-7,51	-22,20
19	190	52,40	42,38	49,40	39,23	55,70	45,55	52,60	42,63	-10,16	-32,36
20	200	30,90	23,62	27,60	20,22	34,00	25,98	29,90	23,83	-19,04	-51,39

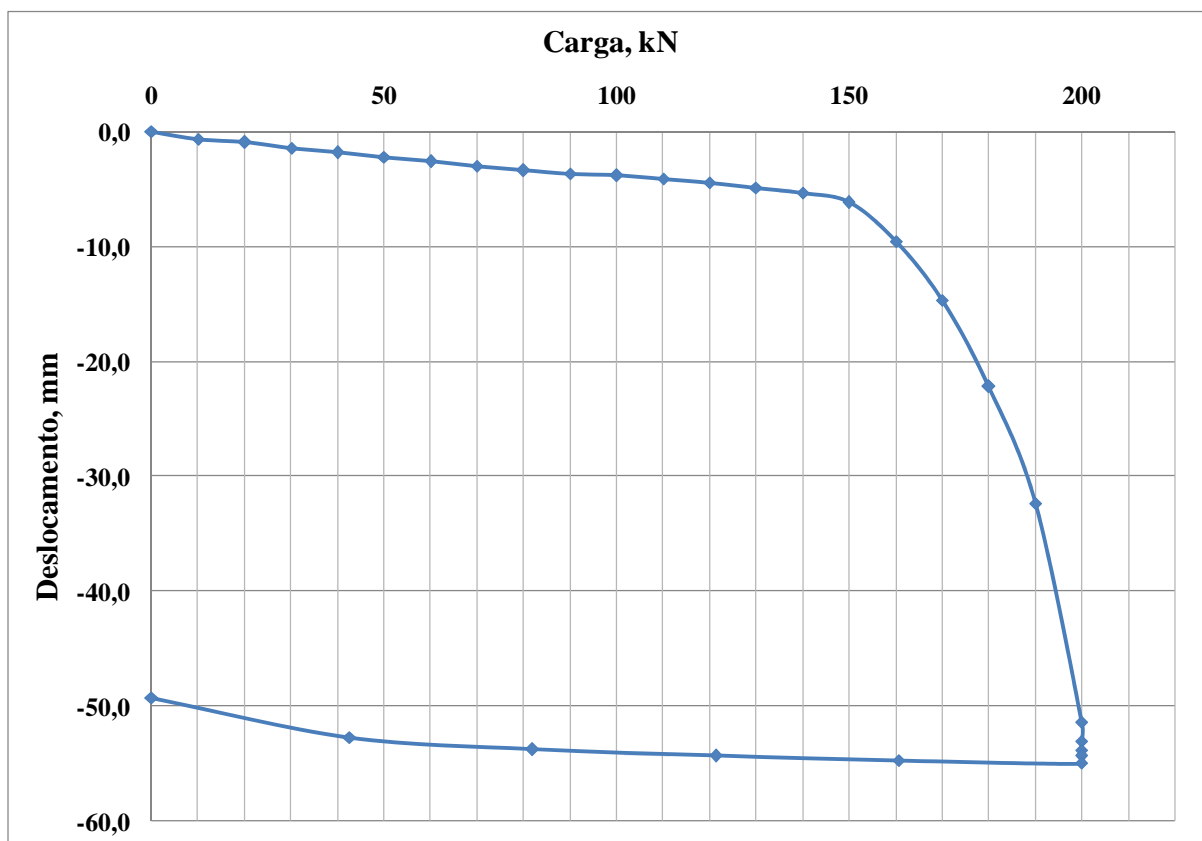


Figura 35 – Curva Carga X Recalque, solo natural.

6.1.1. Capacidade de Carga Convencional

Na figura 36 apresenta-se a curva carga versus deslocamento na qual são indicados os procedimentos para obtenção da capacidade de carga

A capacidade de carga convencional corresponde à carga aplicada para um deslocamento de 10% do diâmetro do elemento de fundação, ou uma polegada. Para uma estaca de 0,20m de diâmetro, a carga de ruptura é adotada como sendo o valor da carga P quando o deslocamento total for de 20 mm.

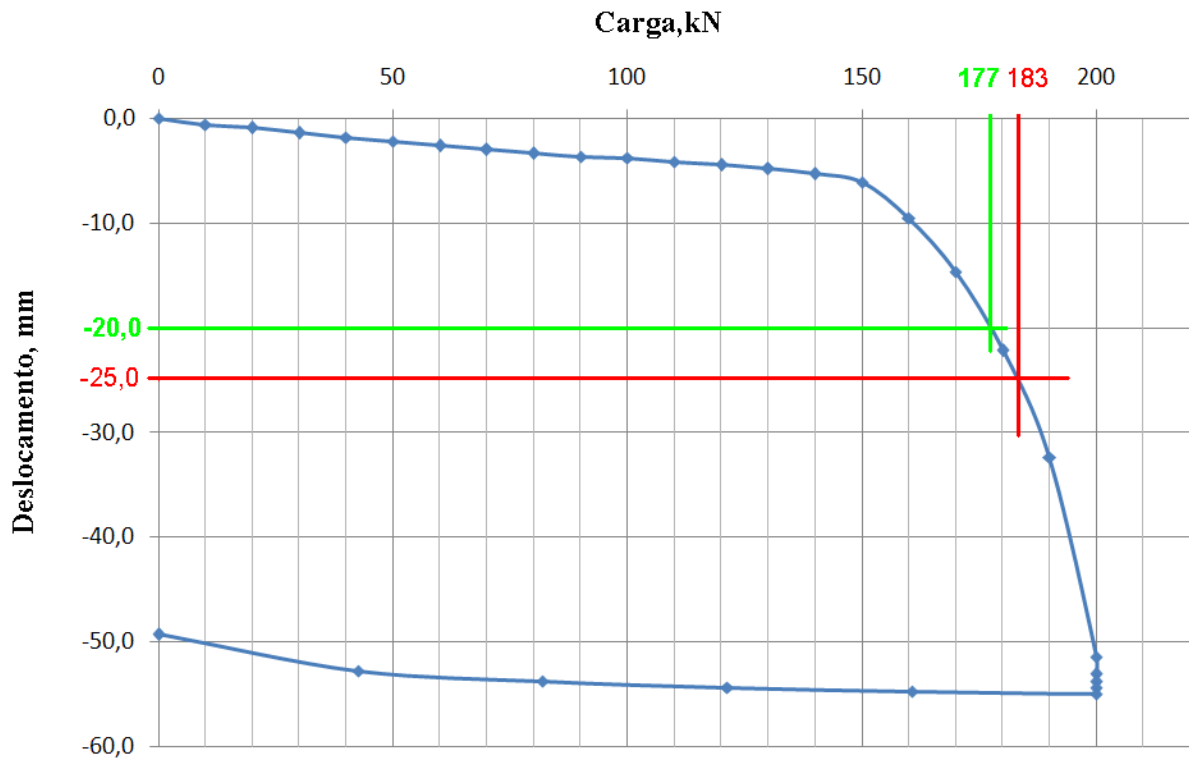


Figura 36 – Análise de resultados pelo método convencional.

A análise da figura 36 indica que para um deslocamento de 20mm, a carga de ruptura é de 177kN, enquanto para um deslocamento de 25mm a carga de ruptura é de 183kN.

Neste trabalho adotou-se como ruptura convencional o valor correspondente a um recalque equivalente a $D/10$, assim, carga de ruptura igual a 177kN.

6.1.2. Método NBR 6122

Na figura 37 apresenta-se a curva carga versus recalque e a aplicação do método da NBR 6122.

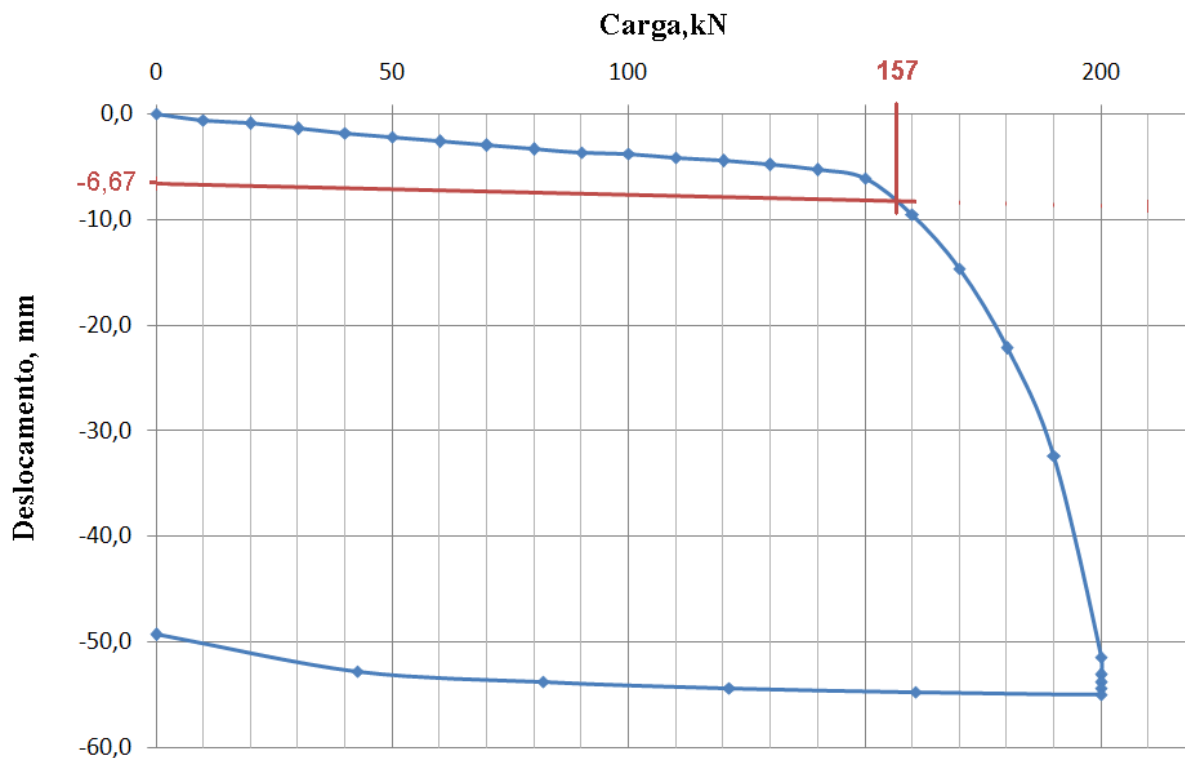


Figura 37 – Análise de resultados pelo método seguindo a NBR 6122.

De acordo com este critério, a carga de ruptura é definida como sendo aquela que corresponde a um recalque em excesso do elástico, dado por $D/30$. Logo, a carga de ruptura pode ser convencionada como a correspondente, na curva carga x deslocamento, ao recalque obtido através da expressão:

$$\rho = \frac{P \cdot L}{E \cdot A} + \frac{D}{30}$$

Onde: $E=25000$ MPa

$L= 8,0$ m

Analisando a figura 37 conclui-se que a carga de ruptura, segundo critérios da NBR 6122, é de 157kN.

6.1.3. Método Mazurkiewicz

A figura 38 representa a curva carga versus recalque com a aplicação do método Mazurkiewicz.

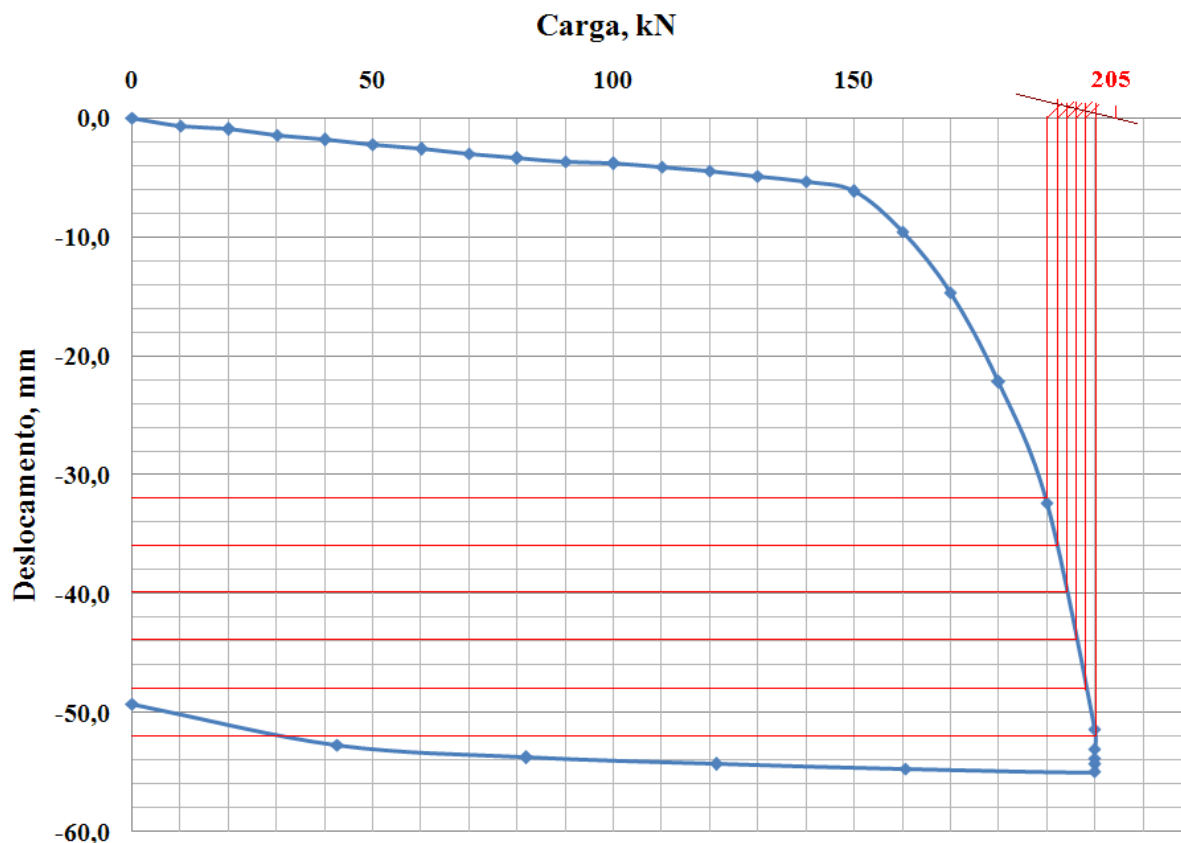


Figura 38 – Análise de resultados pelo método Mazurkiewicz.

Analisando o método de Mazurkiewicz, na qual a carga de ruptura pode ser obtida por meio de construção gráfica, ilustrada na figura acima, concluímos que a carga de ruptura é de 205kN.

6.2. Prova de Carga em solo pré-inundado.

Com todo o sistema instalado e os equipamentos verificados, iniciou-se a Prova de Carga tipo Rápida, com aplicação de cargas em estágios iguais e sucessivos, utilizando-se o tempo de incremento de carga a cada 10 minutos por estágio, e foram feitas leituras nos tempos de 0 e 10 minutos.

Na tabela 3 apresenta-se uma síntese das características da prova realizada, o número de estágios, assim como os valores máximos de carga aplicada e o deslocamento vertical máximo medido no topo da estaca ensaiada. A figura 39 evidencia a curva carga versus recalque para a estaca ensaiada.

TABELA 3 - Características da Prova de Carga em solo pré-inundado.

EST.	Carga, kN	RELOGIO 1		RELOGIO 2		RELOGIO 3		RELOGIO 4		ΔT , mm	Desl. Tot,mm
		0min	10min	0min	10min	0min	10min	0min	10min		
	0		74,59		72,75		76,19		76,86		0,00
1	6	74,57	74,56	72,75	72,75	76,19	76,19	76,86	76,86	-0,01	-0,01
2	12	74,47	74,47	72,75	72,75	76,08	76,06	76,85	76,85	-0,06	-0,07
3	18	74,31	74,30	72,66	72,64	75,90	75,84	76,66	76,61	-0,18	-0,25
4	24	73,95	73,85	72,53	72,43	75,75	75,74	76,29	76,29	-0,27	-0,52
5	30	73,59	73,46	72,16	72,05	75,46	75,42	76,00	75,93	-0,36	-0,88
6	36	73,21	73,14	71,92	71,86	75,35	75,20	75,72	75,50	-0,29	-1,17
7	42	72,88	72,78	71,71	71,63	75,11	75,06	75,30	75,24	-0,25	-1,42
8	48	72,49	72,45	71,47	71,42	74,93	74,88	74,97	74,92	-0,26	-1,68
9	54	72,18	72,11	71,23	71,16	74,72	74,65	74,68	74,61	-0,29	-1,97
10	60	71,94	71,86	71,02	70,95	74,55	74,48	74,47	74,40	-0,21	-2,18
11	66	71,68	71,63	70,77	70,72	74,32	74,23	74,23	74,19	-0,23	-2,41
12	72	71,49	71,35	70,59	70,45	74,10	74,03	74,02	73,92	-0,25	-2,66
13	78	71,20	71,10	70,33	70,23	73,91	73,83	73,81	73,69	-0,23	-2,89
14	84	70,92	70,82	70,08	69,99	73,69	73,60	73,53	73,43	-0,25	-3,14
15	90	70,63	70,44	69,81	69,63	73,47	73,37	73,29	73,18	-0,30	-3,44
16	96	70,29	69,99	69,50	69,23	73,25	73,01	73,05	72,79	-0,40	-3,84
17	102	69,88	69,55	69,12	68,80	72,89	72,58	72,68	72,35	-0,44	-4,28
18	108	69,38	68,58	68,63	67,84	72,44	71,65	72,22	71,41	-0,95	-5,23
19	114	68,36	65,56	67,63	64,85	71,40	68,70	71,21	68,44	-2,98	-8,21
20	120	65,30	57,93	64,59	57,26	67,40	61,11	67,20	60,80	-7,61	-15,82
21	126	57,60	49,32	56,92	47,64	60,70	52,50	60,50	52,20	-8,86	-24,68
22	132	48,00	36,76	46,30	36,13	51,50	39,97	51,80	39,69	-12,28	-36,96
23	138	35,10	19,51	35,50	18,84	37,90	22,71	38,80	22,46	-17,26	-54,22

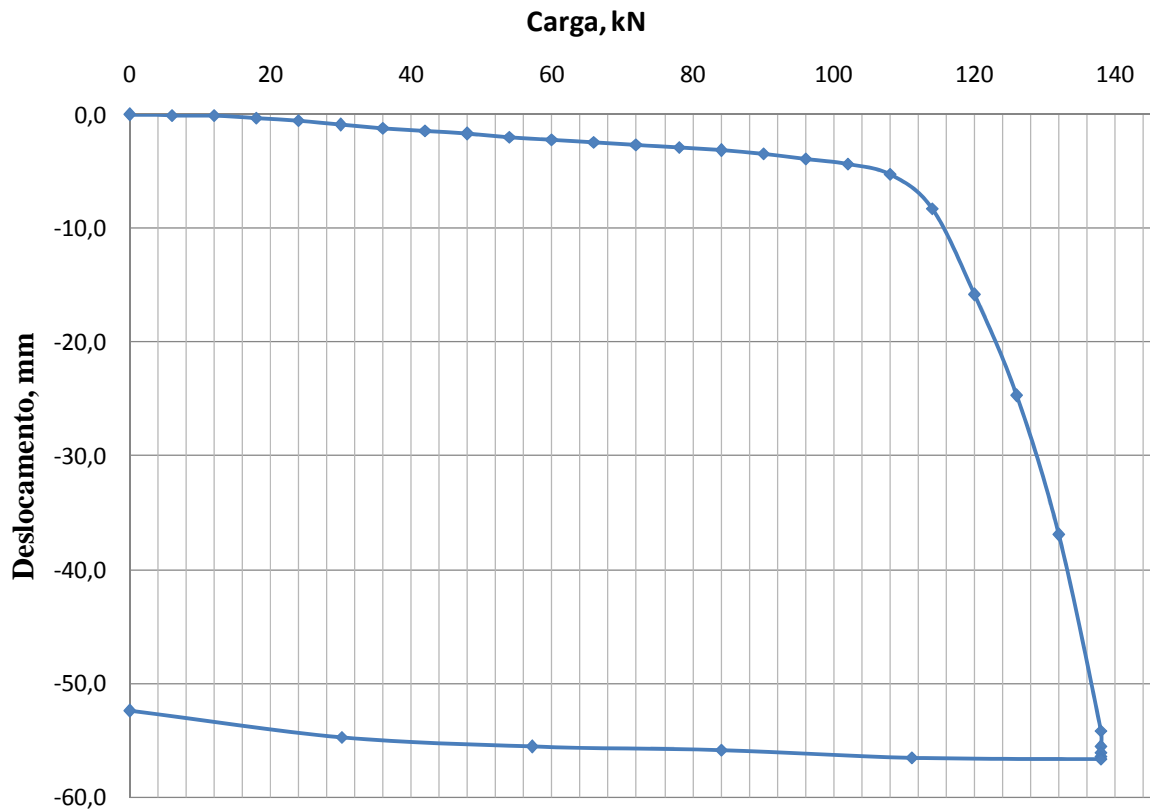


Figura 39 – Curva Carga X Recalque, Prova de Carga em solo pré-inundado.

Com a curva carga versus recalque obtidas, foi possível a determinação da capacidade de carga dessa estaca, conduzida com o solo pré-inundado.

6.2.1. Determinação da Capacidade de Carga Convencional

Na figura 40 apresenta-se a curva carga versus deslocamento na qual são indicados os procedimentos para obtenção da capacidade de carga

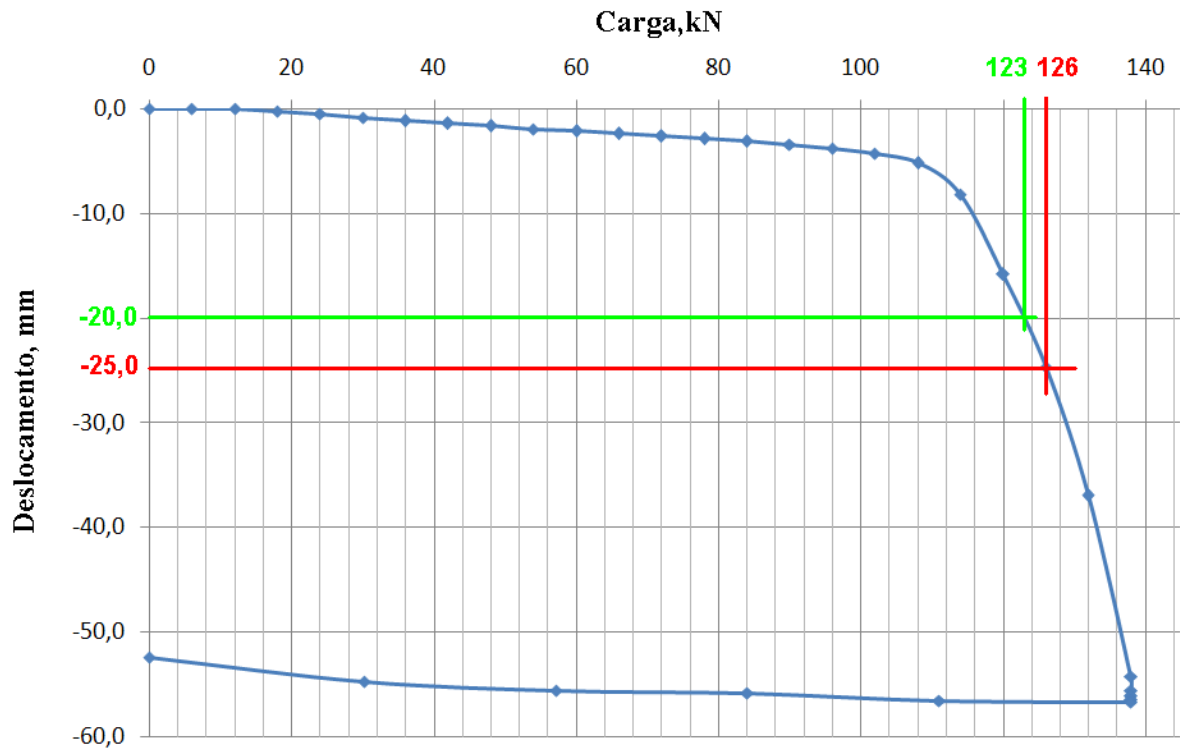


Figura 40 – Análise de resultados pelo método convencional.

Da análise da figura conclui-se que para um deslocamento de 20mm, a carga de ruptura é de 123kN.

6.2.2. Método NBR 6122

Na figura 41 apresenta-se a curva carga versus recalque e a aplicação do método da NBR 6122.

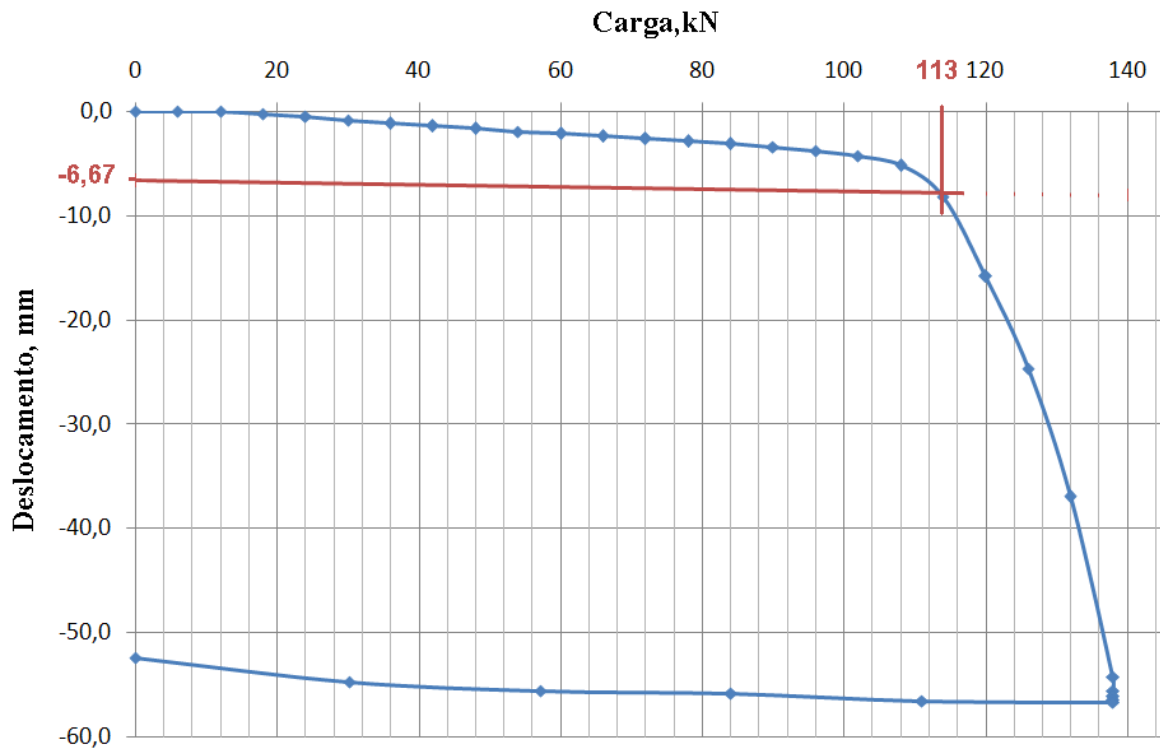


Figura 41 – Capacidade de carga método da NBR 6122.

A determinação do método da NBR 6122, para prova de carga realizada com solo pré-inundado, obtêm-se um valor de 113kN.

6.2.3. Método Mazurkiewicz

A figura 42 representa a curva carga versus recalque com a aplicação do método Mazurkiewicz.

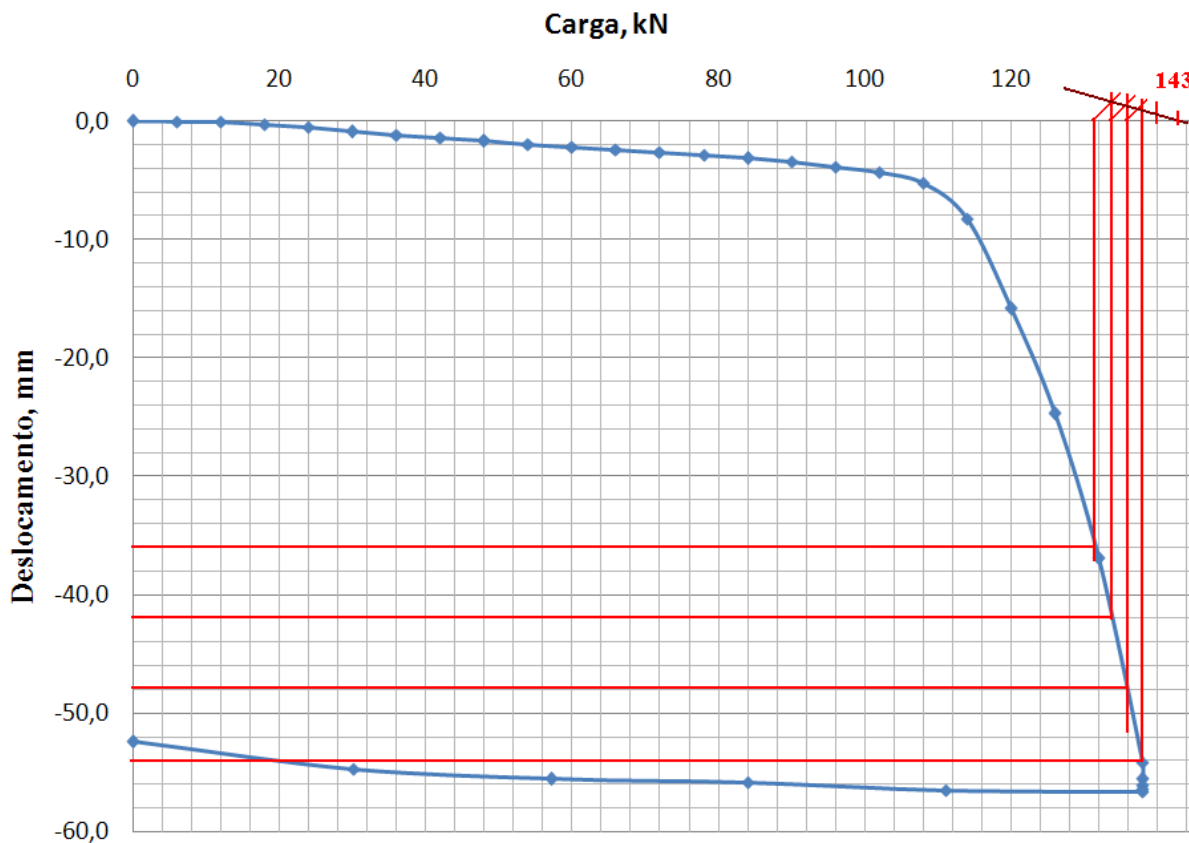


Figura 42 – Capacidade de Carga método Mazurkiewicz.

O método de Mazurkiewicz, onde a carga de ruptura pode ser obtida por meio de construção gráfica, ilustrada na figura acima, concluímos que a carga de ruptura é de 143kN. A carga de ruptura pelo método Mazurkiewicz, com o solo pré-inundado foi de 143kN.

6.3. Comparação dos resultados obtidos

Neste item apresenta-se um comparativo entre os resultados obtidos através dos ensaios de prova de carga em solo natural e em solo pré-inundado. Será abordado a sobreposição dos gráficos “carga x recalque”, os resultados de carga de ruptura e a redução da capacidade de carga em solo pré-inundado.

A figura 43 mostra uma sobreposição das curvas das provas de carga executadas em solo natural e em solo pré-inundado.

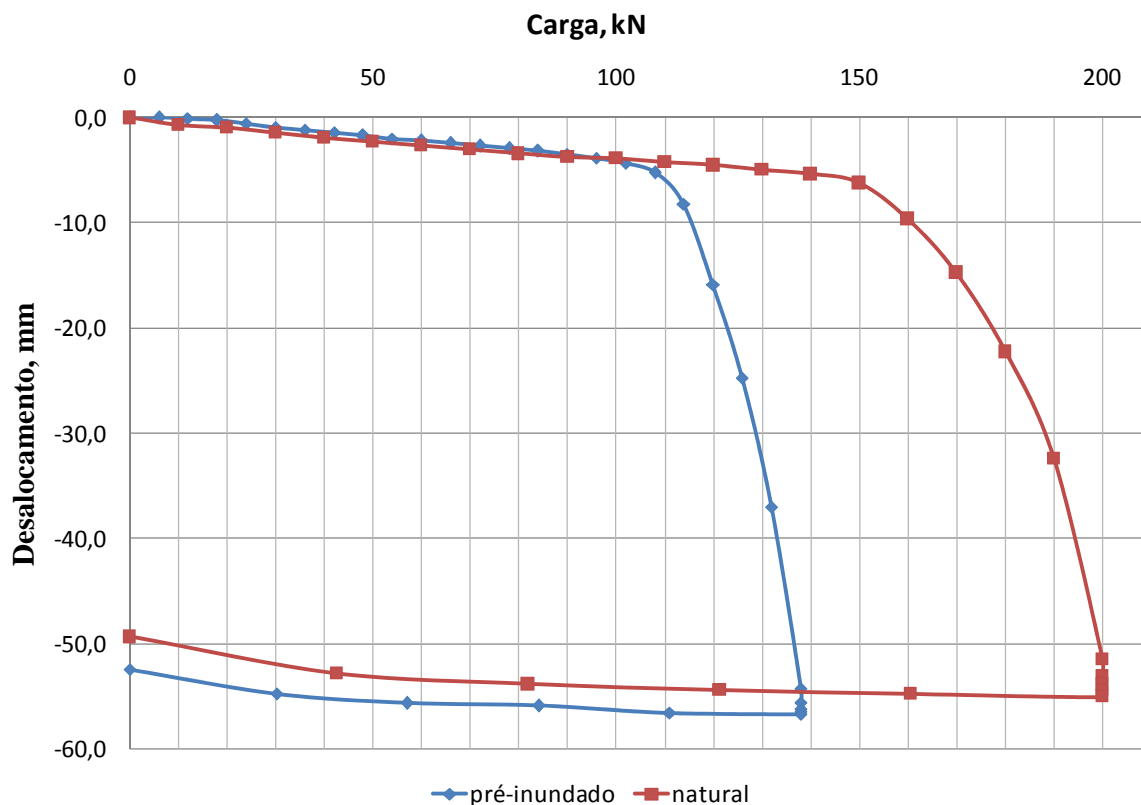


Figura 43 – Sobreposição das curvas das provas de carga executadas em solo natural e em solo pré-inundado.

A tabela 4 destaca os valores de capacidade de carga obtidos através dos seguintes métodos empregados. A tabela 5 retrata a redução da capacidade de carga para solo pré-inundado.

Tabela 4 – Síntese dos resultados de capacidade de carga.

--

Tabela 5 – Redução da Capacidade de Carga

A large black rectangular box redacting the content of Table 5.

Da análise dos valores da capacidade de carga, obtido pelos diversos métodos empregados adotou-se como carga de ruptura para o solo natural o valor de 180kN e para o solo pré-inundado 130kN.

Os ensaios utilizados indicam o significativo efeito do colapso sobre a capacidade de carga. Para as estacas “Mega” ensaiadas, os resultados obtidos permitem concluir uma redução da ordem de 30% devido ao encharcamento do terreno.

7. CONCLUSÕES

1. Sendo o solo de Bauru, assim como o de grande região do interior do Estado de São Paulo colapsível, os resultados obtidos são de grande confiabilidade prática e técnica, no emprego de estacas Mega. Essa confiabilidade é válida se devidamente instrumentadas e aplicadas com equipamentos aferidos, sempre acompanhados de um projeto e um responsável técnico.

2. A perda de capacidade de carga devido ao colapso do solo é confirmada, através dos resultados obtidos nas provas de carga executada em solo natural e em solo pré-inundado.

3. Fazendo uma comparação entre os resultados das provas de carga em solo natural e em solo pré-inundado, é notado que a perda de capacidade de carga, provocada pelo colapso, foi significativo.

4. Os valores da capacidade de carga, obtido pelos diversos métodos empregados adotou-se como carga de ruptura para o solo natural o valor de 180kN e para o solo pré-inundado 130kN.

5. Os valores de perda de capacidade de carga, devido a um inundamento de 48hrs, obtidos foram de 27,27% para o método de Mazurkiewicz, 30,51% para o método Convencional e 30,24% para o método da NBR 6122/96.

6. Verifica-se que a capacidade de carga obtida pelo método da NBR 6122/96 é mais conservador que os demais, sendo que estes possuem certa semelhança de resultados.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALONSO, U.R. *Diferentes tipos de fundações executadas pela firma Estacas Franki Ltda.* Contagem. /Resumo da 1º aula na Escola de Engenharia de Contagem em 21-05-1979, Contagem – MG, 1979.

AOKI, N.. Relatório Geral. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 7, Olinda/Recife. Anais - Olinda/Recife: ABMS, v. VII, p. 101-148, 1982.

ARAUJO. R.S. *Estudo de Estacas “Mega” Objetivando seu Projeto e sua Execução.* 238p. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da USP, 2005.

BONI, F.E., *Ensaio de Desempenho de Estaca Mega em Solo Colapsível,* Monografia (Especialização), UNESP – Bauru, 2006.

CAPUTO, H.P. *Mecânica dos Solos e Suas Aplicações*, 3º ed. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos. Cap.13. p.227-8: Estacas Mega, 1973.

CINTRA, J.C.A. *Comportamento de Modelos de Instrumentados de Grupos de Estacas Cravadas em Areia.* São Carlos. 117p. Tese (Doutorado) – EESC/USP, 1987.

CINTRA, J. C. A.. *Fundações em Solos Colapsíveis.* 124 p. Texto (Livre-Docência) – EESC/USP., São Carlos, 1995.

CINTRA, J.C.A. *Fundações em Solos Colapsíveis.* 1º Edição, São Carlos, Serviço Gráfico da EESC/USP, p7-14, 1998.

COSTA NUNES, A.J.: VELOSO.D.A. *Fundações em Estacas.* Seção 7.4: Estacas Mega. Rio de Janeiro,.Publicação Técnica de Estacas Franki Ltda., 1976.

DÉCOURT, L.. *Investigações Geotécnicas.* HACHICH W. (coord.), Fundações: Teoria e Prática, 1a Edição, São Paulo, Pini, p. 119-162, 1996.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A.R.*Capacidade de carga de estacas a partir de Valores do SPT.* In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de

Fundações – COBRAMSEF, 6., Rio de Janeiro. Anais. Rio de Janeiro, ABMS, 1978. v1, p.45-53, 1978.

DIAS, C.R.R. *Comportamento de uma Estaca Instrumentada Cravada em Argila Mole*. Rio de Janeiro. 391p. Tese (Doutorado) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1988.

DIAS, C.R.R.; SOARES, M.M. *Instrumentação de uma Estaca Metálica Teste Instalada em Argila Mole*. In: Simpósio sobre Instrumentação Geotécnica de Campo – SINGE'90. Rio de Janeiro. Anais. Rio de Janeiro, ABMS/ABGE, 1990. p.71-81, 1990.

DUDLEY, J. H.. *Review of collapsing soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*. SM 3, (96), p. 925-947, 1970.

FERREIRA, C.V. *Caracterização geotécnica do solo residual de arenito da cidade de Bauru-SP*. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1991, 160p.

FERREIRA, C.V. *Influência da inundação do solo no comportamento de estacas moldadas in loco, instrumentadas, em campo experimental de Bauru*. Tese de Doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998, 160p.

GERBER, I. *Reforço de Fundações de uma Caixa d'água elevada*. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 5., São Paulo, 1974. Anais. São Paulo, ABMS. v2, p.255-64, 1974.

GOTLIEB, M. *Fundações, Teoria e Prática*. 2ª ed. Editora PINI, São Paulo, cap. 12, p. 471-477, 1998.

JUNQUEIRA, S. *Aspectos práticos sobre a Instalação e Utilização de Estacas Prensadas*. 2v. Dissertação (Mestrado) – EP/USP, 1994.

LOBO, A.S. (1991). *Colapsividade do Solo de Bauru e sua Influência em Estacas de Pequeno Porte*. São Carlos-SP, 1991. Tese - Doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 211p

MACKECHNIE, W. R.. *Collapsible and swelling soils – part 1: collapsible soils, general report*. In: XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1989, Rio de Janeiro. Proceedings... v. 4, p. 2485-2490, 1989.

MELLO, V. F. B.: TEIXEIRA, A.H. *Fundações e Obras de Terra*. Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, reimpressão. v2, p.187, 1971.

MONTEIRO, P.F.F. *Seminário de Fundações Especiais – SEFE*, 2. São Paulo, 19 a 21 de Novembro de 1991. Anais. São Paulo, ABMS/ABEF, 1991. p.276-84, 1991.

MORAES, M da C. *Capacidade de Carga de Estacas Isoladas. Seus Prováveis Recalques e Critérios Indicados pela NB-51*. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. 7., Olinda. Setembro de 1982. Anais. Recife, ABMS. v.3, p.69-91, 1982.

NUÑES, E.. *Suelos especiales: colapsibles, expansivos, preconsolidados por desecation*. In: Congresso Panamericano de Mecánica de Suelos y Ingenieria de Fundaciones, 5, 1975, Buenos Aires. Anais... Buenos Aires: Sociedad Argentina de Mecánica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones, v. 4, p. 43-73, 1975.

OLIVEIRA, U.M., *Fundações Profundas*, 3ª ed., Porto Alegre, Editora D.C. Luzzatto. cap. 9, p. 190-191.

VAN DER VEEN, C. *The Bearing Capacity of Pile*. In: International Conference On Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3, Zurich, 1953. Proceedings. Zurich, ISSMFE. v.2, p.84-90.

VARGAS, M. *Manual do Engenheiro Globo – Fundações*. Porto Alegre, Editora Globo. v.4, cap.5 p.252-3: Reforço de Fundações, 1955.

VARGAS, M. *Fundações de Edifícios*. 2º ed. São Paulo, Editora do Grêmio Politécnico. Cap.8.p.270-1: Reforço de Fundações – Estacas Cravadas a Macaco sob Pressão, 1982.

VARGAS, M. *Provas de carga em estacas – Uma apreciação histórica*. *Revista Solos e Rochas*, São Paulo, v.13 (único), p.3-12, 1990.

VERÇOZA, E. J., *Patologia das Edificações*. 1º ed. Porto Alegre, Editora Sagra. Cap.1 p. 11: Patologia das Fundações e Alvenarias, 1991.