



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



TÚLIO DE OLIVEIRA CARNEIRO

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

**ANÁLISE DE TENSÕES E RECALQUES EM UMA ESTRUTURA
ENTERRADA**

UBERLÂNDIA - MG
2018

TÚLIO DE OLIVEIRA CARNEIRO

**ANÁLISE DE TENSÕES E RECALQUES EM UMA ESTRUTURA
ENTERRADA**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Jean Rodrigo Garcia.

UBERLÂNDIA – MG
2018

TÚLIO DE OLIVEIRA CARNEIRO

**ANÁLISE DE TENSÕES E RECALQUES EM UMA ESTRUTURA
ENTERRADA**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Prof. Dr. Jean Rodrigo Garcia
Presidente da Banca – Orientador

Prof. Dr. Joaquim Mário Caleiro Acerbi
Membro

Prof. Dr. Paulo Roberto Cabana Guterres
Membro

Aluno Túlio de Oliveira Carneiro
Orientando

UBERLÂNDIA – MG
2018

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho primeiramente a Deus, por ser essencial em minha vida e a minha família que sempre esteve ao meu lado.

AGRADECIMENTOS

A Deus por ter me proporcionado saúde e força para superar as dificuldades.

Aos meus pais que sempre estiveram presentes em minha formação, me dando todo suporte e apoio.

A minha namorada que também foi meu apoio em toda minha vida acadêmica.

A Universidade Federal de Uberlândia, seu corpo docente, direção e administração que me oportunizaram a graduação em Engenharia Civil.

Ao professor Jean Rodrigo Garcia, pela orientação, apoio e confiança em todos os momentos.

A Caixa Econômica Federal e a MRV Engenharia que contribuíram para minha formação profissional durante o período da graduação.

A todos que direta ou indiretamente fizeram parte da minha formação, o meu muito obrigado.

RESUMO

São várias as soluções para a fundação de uma estrutura, seja ela enterrada ou não. São subdivididas em profundas e superficiais, que se diferenciam por questões geométricas e pela maneira de transferir o carregamento para o solo. Existem vários métodos de previsão de capacidade de carga e de recalque de fundações profundas e superficiais, que proporcionam prever os seus comportamentos. A partir dessas informações, é possível então prever os danos em que a estrutura estará submetida, sejam eles danos estéticos, funcionais ou até mesmo estruturais. Caso ocorra um dano que comprometa de alguma forma a edificação, cabe ao projetista estudar uma nova solução geotécnica que seja viável economicamente e exequível. Desse modo, o objetivo desse trabalho consiste em analisar a fundação profunda de um reservatório de águas pluviais enterrado, localizado na cidade de Uberlândia/MG, estimando a sua capacidade de carga, o seu recalque e os possíveis danos em que está submetido. Para tanto, comparou-se a tensão atuante no solo antes e depois do carregamento do reservatório, chegando a conclusão que o peso do solo é superior ao peso do reservatório. Pôde-se observar que a capacidade de carga admissível é muito superior ao carregamento, o que resultou em recalques mínimos e nenhum dano ao reservatório. Propôs-se uma fundação superficial para o reservatório, analisando-a da mesma maneira, chegando à conclusão de que, caso seja garantida à impermeabilização do reservatório, é a melhor solução a ser adotada, pois a capacidade de carga admissível, o recalque limite e o recalque diferencial são adequados e possui a melhor relação custo benefício.

Palavras chave: Fundações; capacidade de carga; previsão de recalque; estrutura enterrada;

ABSTRACT

There are several solutions to the foundation of a structure, whether buried or not. They are subdivided into deep and superficial, which are differentiated by geometric questions and the way of transferring the load to the soil. There are several methods of predicting the loading capacity and the settlement of deep and superficial foundations, which provide prediction of their behavior. From this information, it is possible then to predict the damages in which the structure will be submitted, be they aesthetic, functional or even structural damages. In the event of damage that might otherwise compromise the building, it is up to the designer to study a new geotechnical solution that is economically feasible. Thus, the objective of this work is to analyze the deep foundation of a buried rainwater reservoir, located in the city of Uberlândia / MG, estimating its load capacity, its settlement and the possible damages in which it is submitted. In order to do so, the soil tension was compared before and after loading of the reservoir, reaching the conclusion that the soil weight is higher than the weight of the reservoir. It could be observed that the permissible load capacity is much higher than the load, which resulted in minimum settlements and no damage to the tank. After that, it was proposed a superficial foundation for the reservoir, analyzing it in the same way, concluding that, if it is guaranteed to waterproof the reservoir, it is the best solution to be adopted, because the permissible load capacity, the limiting differential pressure are adequate and have the best cost-benefit ratio.

Keywords: Foundations; load capacity; prediction of settlement; buried structure;

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1 - Tipos de fundações superficiais..... | 13 |
| Figura 2 – Radiers - (a) lisos, (b) com pedestais/cogumelos, (c) nervurados e (d) em caixão..... | 14 |
| Figura 3 – Comportamento de uma fundação superficial sob carga vertical | 15 |
| Figura 4 - Zonas de escoamento plástico após ruptura de uma fundação superficial | 16 |
| Figura 5 - Curvas típicas tensão x recalque..... | 17 |
| Figura 6 – Superfície potencial de ruptura | 18 |
| Figura 7 - Cunha de solo formada sob a base da sapata..... | 18 |
| Figura 8 - Fatores de capacidade de carga..... | 19 |
| Figura 9 – Fatores de forma..... | 20 |
| Figura 10 – Teoria de Meyerhof: mecanismos de ruptura de (a) fundações superficiais e (b) círculo de Mohr para obtenção do ângulo β | 20 |
| Figura 11 – Fatores de capacidade de carga (a) N_c , (b) N_q e (c) N_γ para sapata corrida, segundo a teoria de Meyerhof | 21 |
| Figura 12 - Recalques de uma fundação superficial sob carga vertical centrada..... | 22 |
| Figura 13 - Fatores μ_0 e μ_1 para o cálculo de recalques imediatos de fundação superficial flexível em camada de argila finita..... | 26 |
| Figura 14 - Efeitos da execução de estacas escavada sobre o terreno..... | 28 |
| Figura 15 - Esquema para obtenção dos parâmetros utilizados no cálculo do recalque | 37 |
| Figura 16- Ábaco para a obtenção de I_0 | 38 |
| Figura 17- Ábaco para a obtenção de R_k | 39 |
| Figura 18- Ábaco para a obtenção de R_h | 39 |
| Figura 19 - Ábaco para a obtenção de R_u | 40 |
| Figura 20 – Fator de distribuição de atrito | 42 |
| Figura 21- Diagrama de esforço normal da estaca | 43 |
| Figura 22- Propagação de tensões devido à reação de ponta | 45 |
| Figura 23- Propagação de tensões devido a cargas laterais..... | 45 |
| Figura 24 – Curva tensão x deformação..... | 47 |
| Figura 25 – História de tensões | 48 |
| Figura 26 – Principais modos de deformação de uma estrutura: (a) recalques uniformes; | 52 |

| | |
|---|----|
| Figura 27 – Distorções angulares e danos associados | 55 |
| Figura 28 – Reservatório de águas pluviais enterrado: (a) Formas fundo, (b) Formas tampa, (c) Corte A-A e (d) Corte B-B | 57 |
| Figura 29 – Planta de cargas e locação dos pilares - Reservatório..... | 59 |
| Figura 30 – Projeto de fundação – Reservatório enterrado | 60 |
| Figura 31 – Perfil do solo | 61 |
| Figura 32 – Diagrama de esforços normais – Estaca de diâmetro 35 cm (unidades em kN e m)..... | 63 |
| Figura 33 Diagrama de esforços normais – Estaca de diâmetro 50 cm (unidades em kN e m)..... | 64 |
| Figura 34 – Geometria utilizada para modelagem numérica: (a) planta e (b) perfil | 65 |
| Figura 35 – Malha de elementos finitos: (a) planta e (b) isométrico..... | 65 |
| Figura 36 – Elemento SOLID186 utilizado na modelagem numérica | 66 |
| Figura 37 – Recalque devido à ação da gravidade | 67 |
| Figura 38 – Recalque das estacas submetidas à compressão axial: (a) estaca com diâmetro 35 cm e (b) estaca com diâmetro 50 cm | 67 |
| Figura 39 - Recalque do radier obtido numericamente | 69 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|----|
| Tabela 1 – Fatores de forma I_s para carregamentos na superfície de um meio de espessura infinita..... | 24 |
| Tabela 2 – Valores de $I_s \cdot I_h$ para carregamentos na superfície ($I_d = 1,0$) de um meio de espessura finita | 25 |
| Tabela 3 - Valores dos coeficientes KA e αA | 31 |
| Tabela 4 – Valores dos coeficientes $F1$ e $F2$ | 31 |
| Tabela 5 - Valores atribuídos à variável K | 32 |
| Tabela 6 - Valores atribuídos ao coeficiente α em função do tipo de estaca e do tipo de solo | 32 |
| Tabela 7 - Valores atribuídos ao coeficiente β em função do tipo de estaca e do tipo de solo | 33 |
| Tabela 8 - Valores dos parâmetros α e β | 34 |
| Tabela 9 - Valores de C_p utilizados no método de VÉSIC (1969, 1975a)..... | 41 |
| Tabela 10 – Causas de pré adensamento | 49 |
| Tabela 11 – Relação entre abertura de fissuras e danos em edifícios..... | 51 |
| Tabela 12 - Classificação de danos visíveis em paredes conforme facilidade de reparação | 53 |
| Tabela 13 – Valores limites da rotação relativa ou distorção angular β para edifícios estruturados e paredes portantes armadas..... | 54 |
| Tabela 14 – Valores limites da relação de deflexão Δ/L para a ocorrência de fissuras visíveis em paredes portantes não armadas | 55 |
| Tabela 15 – Recalques máximos e distorções angulares ($w_{máx} = 1/R (\delta w/l)$)..... | 56 |
| Tabela 16 – Capacidade de carga das estacas segundo Aoki e Velloso (1975) | 61 |
| Tabela 17 – Capacidade de carga das estacas segundo Decourt e Quaresma (1978)..... | 62 |
| Tabela 18 – Capacidade de carga das estacas segundo Teixeira (1996) | 62 |
| Tabela 19 – Capacidade de carga admissível das estacas | 63 |
| Tabela 20 - Recalque de estacas | 64 |
| Tabela 21 – Comparativo entre propostas de cálculo..... | 71 |

SUMÁRIO

| | | |
|---------|---|----|
| 1 | INTRODUÇÃO..... | 11 |
| 1.1 | Justificativa | 12 |
| 1.2 | Objetivos..... | 12 |
| 2 | REVISÃO BIBLIOGRÁFICA..... | 12 |
| 2.1 | Fundações superficiais | 12 |
| 2.1.1 | Radier..... | 13 |
| 2.1.2 | Capacidade de carga de fundações superficiais | 14 |
| 2.1.2.1 | Método de TERZAGHI E PECK (1968) | 16 |
| 2.1.2.2 | Método de MEYERHOF (1951, 1963)..... | 20 |
| 2.1.3 | Recalque de fundações superficiais | 21 |
| 2.1.3.1 | Método de BOUSSINESQ (1885) | 24 |
| 2.1.3.2 | Método de JANBU <i>et al.</i> (1956)..... | 25 |
| 2.2 | Fundações em estacas | 26 |
| 2.2.1 | Estaca escavada mecanicamente à trado..... | 27 |
| 2.2.2 | Capacidade de carga de estacas | 28 |
| 2.2.2.1 | Método de AOKI & VELLOSO (1975)..... | 30 |
| 2.2.2.2 | Método de DECOURT & QUARESMA (1978)..... | 32 |
| 2.2.2.3 | Método de TEIXEIRA (1996)..... | 33 |
| 2.2.3 | Recalque de estacas..... | 34 |
| 2.2.3.1 | Implicações da interação solo-estaca | 35 |
| 2.2.3.2 | Método de POULOS & DAVIS (1980)..... | 36 |
| 2.2.3.3 | Método de VÉSIC (1969, 1975a)..... | 40 |
| 2.2.3.4 | Método de AOKI e CINTRA (2010) | 42 |
| 2.3 | Compressibilidade dos solos..... | 46 |
| 2.3.1 | História de tensões e tensão de pré-adensamento | 48 |
| 2.4 | Deslocamentos em estruturas e danos associados | 49 |
| 2.4.1 | Limites de utilização | 51 |
| 2.4.2 | Deformações limites | 51 |
| 2.4.2.1 | Danos estéticos..... | 52 |

| | |
|--|----|
| 2.4.2.2 Danos funcionais | 54 |
| 2.4.2.3 Danos estruturais | 54 |
| 2.4.3 Recalques diferenciais limites..... | 54 |
| 2.4.4 Recalques limites | 56 |
| 2.4.5 Recalques totais limites..... | 56 |
| 3 MATERIAL E MÉTODOS..... | 57 |
| 4 ESTUDO DE CASO | 61 |
| 4.1 Determinação da capacidade de carga e estimativa de recalque..... | 61 |
| 4.2 Otimização da fundação..... | 68 |
| 4.3 Análise dos possíveis danos à estrutura causados por recalques | 70 |
| 4.4 Comparativo entre soluções estudadas | 70 |
| 5 CONCLUSÃO..... | 72 |
| REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 73 |
| ANEXO I | 79 |

1 INTRODUÇÃO

Existem hoje, para cada tipo de estrutura, seja ela enterrada ou não, uma infinidade de soluções para a fundação, sendo subdivididas em profundas e superficiais. Estudos atuais permitem encontrar soluções para grande parte dos problemas da engenharia geotécnica, com uma vasta bibliografia em fundações superficiais e profundas.

Fundações profundas são propícias para solos com baixa resistência, sendo diferenciadas pelo método executivo e pelo seu material. Fundações superficiais são ideais para solos rochosos com elevada resistência, diferenciadas pelas dimensões e métodos executivos. Assim, cabe ao projetista decidir a melhor solução.

Para que a solução proposta pelo calculista seja a melhor possível, existem uma infinidade de métodos de previsão do comportamento de fundações. Dentre eles, existem vários métodos de previsão de capacidade de carga de fundações e métodos de estimativas de recalque. Além disso, com o avanço da informática, softwares vem sendo cada vez mais utilizados, apresentando resultados cada vez mais rápidos e confiáveis.

No caso de estruturas enterradas, é importante ressaltar que o solo já esteve submetido a uma tensão de compressão devido ao peso da camada de solo acima. Dessa maneira, deve ser feita uma comparação entre a tensão em que o solo já foi submetido e a tensão causada pela estrutura, de forma a obter a melhor solução para a fundação.

Com o estudo completo das fundações de uma edificação, é possível obter os deslocamentos em que a estrutura será submetida. Assim, a partir de estudos que avaliam deslocamentos limites, é possível prever os danos em que a edificação está exposta, e avaliar se a solução proposta é viável e segura.

São três os possíveis danos em que uma estrutura é submetida. O dano estético é aquele que prejudica apenas a estética do ambiente, sendo de menor periculosidade. O dano funcional prejudica a funcionalidade de algum sistema, como por exemplo as tubulações de esgoto de uma edificação. E por fim, o dano estrutural que altera a estabilidade da edificação, colocando em risco a segurança do ambiente.

Assim, o propósito desse trabalho foi estudar a fundação de um reservatório em concreto armado enterrado de águas pluviais executado em Uberlândia/MG. O primeiro passo foi estudar a solução proposta pelo engenheiro responsável do reservatório (fundações em estacas). Inicialmente, calculou-se a capacidade de carga e recalque das estacas, e posteriormente, foram feitas análises numéricas com a solução proposta. Feito isso, buscou-se otimizar o projeto com

a utilização de fundação superficial em radier. E por fim, fez-se uma análise dos recalques, observando os possíveis danos em que o reservatório está submetido.

Para as modelagens utilizou-se o programa computacional ANSYS, o qual é um *software* que utiliza o Métodos dos Elementos Finitos e permite modelagens em três dimensões.

1.1 Justificativa

Recalques diferenciais excessivos podem provocar danos graves à uma estrutura. Quando se trata de um reservatório de águas pluviais o risco é ainda maior, pois com o recalque diferencial excessivo, o aparecimento de trincas é inevitável, o que implica em vazamentos, saturação de algumas regiões do solo e, conseqüentemente, o colapso da fundação. É necessário, então, o estudo da capacidade de carga e a previsão do recalque de fundações, de forma a prever o comportamento da estrutura com exatidão, minimizando os possíveis danos à estrutura provenientes de recalques diferenciais. E para os casos em que o deslocamento diferencial já é realidade, é preciso analisar caso a caso, com o objetivo de levantar as patologias ocasionadas e as possíveis soluções. Nesse sentido, este trabalho terá como finalidade estimar/determinar a capacidade de carga e o recalque das fundações de um reservatório de águas pluviais localizado na cidade de Uberlândia/MG, analisando o seu efeito na estrutura, e também propor possíveis melhorias na concepção do projeto de fundações do reservatório.

1.2 Objetivos

Os objetivos deste trabalho consistem em:

- i. Conhecer os diferentes tipos de fundação;
- ii. Identificar e caracterizar, com o auxílio de referências atualizadas, os métodos de previsão da capacidade de carga e recalque de diferentes tipos de fundação;
- iii. Estudar os possíveis danos à uma estrutura enterrada, provocados por deslocamentos de fundações;
- iv. Determinar a melhor solução geotécnica para um reservatório de águas pluviais executado em Uberlândia/MG e analisar os possíveis danos causados por deslocamentos verticais;

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

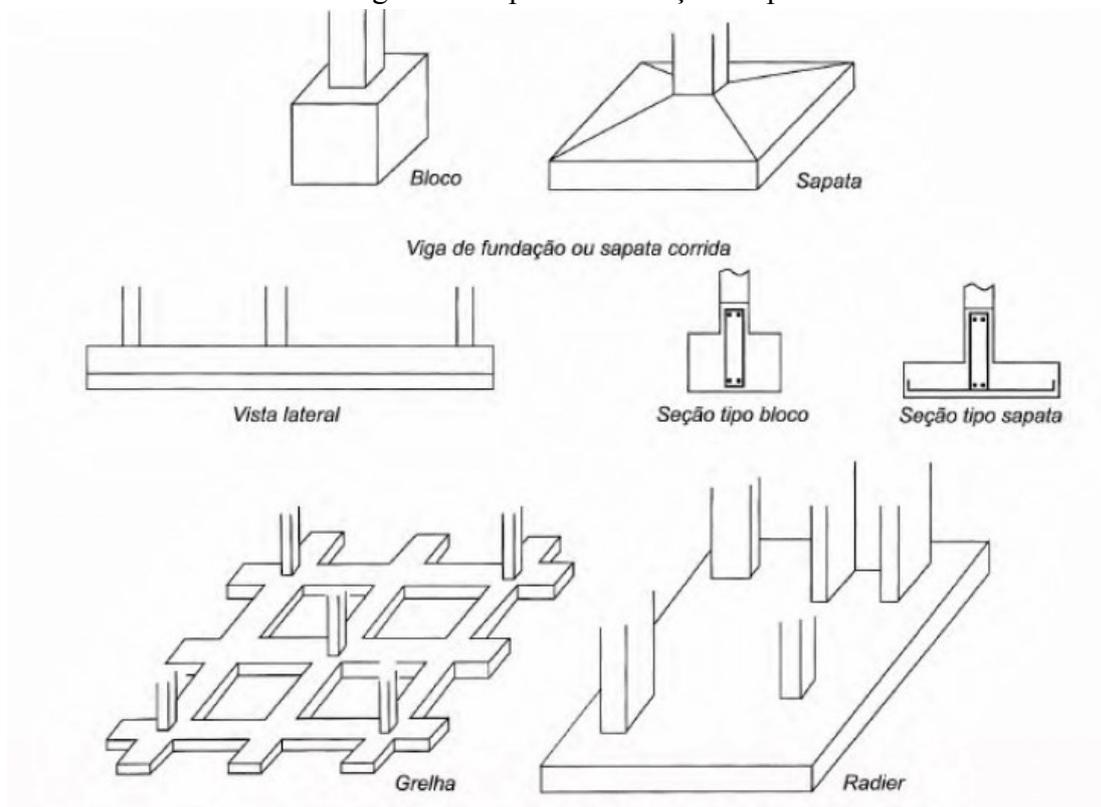
2.1 Fundações superficiais

Segundo Magalhães (2015), fundação é toda estrutura constituída por um elemento estrutural e pelo solo circundante capaz de suportar as solicitações impostas por ações externas. Sua função,

como qualquer outra parte da estrutura, é garantir sob ação das solicitações impostas, as condições mínimas de segurança, funcionalidade e durabilidade.

A ABNT NBR 6122:2010 define fundação superficial como elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Dentre as fundações superficiais, a norma brasileira cita os seguintes tipos: sapata, bloco, radier, sapata associada e sapata corrida (Figura 1).

Figura 1 - Tipos de fundações superficiais



Fonte: VELLOSO; LOPES (2010)

2.1.1 Radier

Segundo Dória (2007), o radier é um tipo de estrutura de fundação superficial, executada em concreto armado ou protendido, que recebe todas as cargas através de pilares ou alvenarias da edificação, distribuindo-as de forma uniforme ao solo.

A ABNT NBR 6122:2010 define o radier como um elemento de fundação superficial que abrange parte ou todos os pilares de uma edificação, distribuindo os carregamentos.

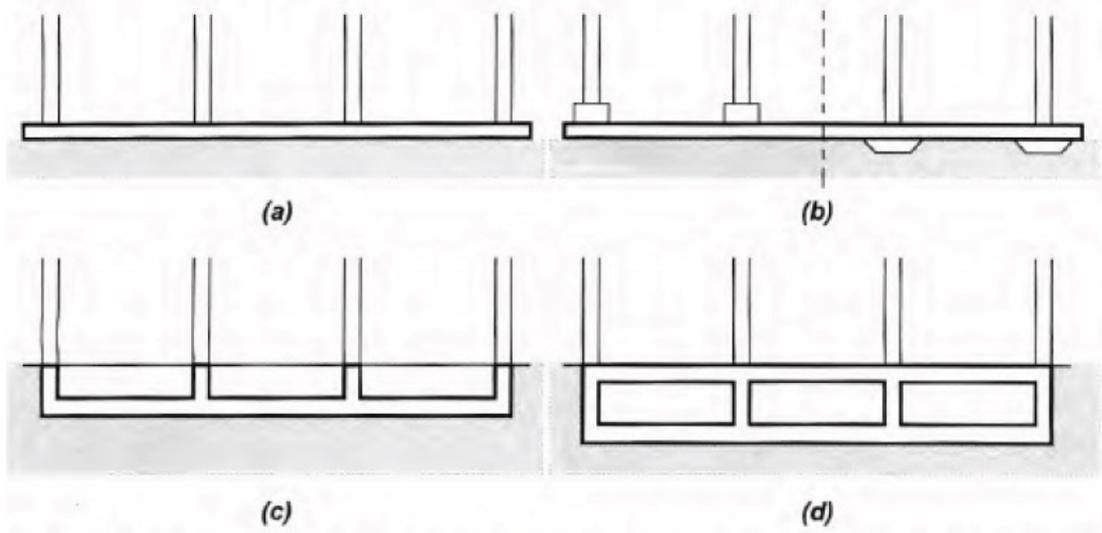
Velloso e Lopes (2010) afirmam que o são utilizados em duas situações:

- As áreas das sapatas se aproximam umas das outras ou mesmo se interpenetram (em consequência de cargas elevadas nos pilares e/ou de tensões de trabalho baixas).
- Se deseja uniformizar os recalques (através de uma fundação associada).

Caso a área total das sapatas for maior que a metade da área da construção Velloso e Lopes (2010) e Dória (2007) orientam a adoção do radier como fundação.

A Figura 2 apresenta os principais tipos de radiers, sendo listados em ordem crescente de rigidez relativa.

Figura 2 – Radiers - (a) lisos, (b) com pedestais/cogumelos, (c) nervurados e (d) em caixão.

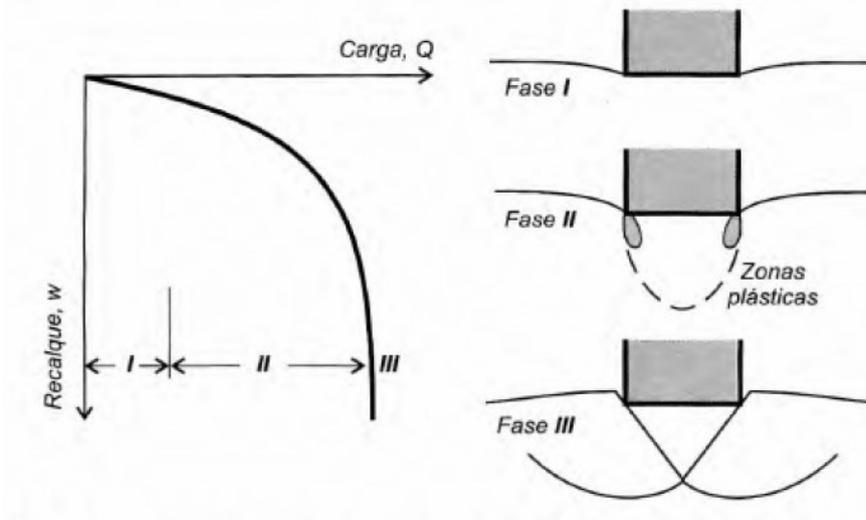


Fonte: VELLOSO; LOPES (2010)

2.1.2 Capacidade de carga de fundações superficiais

Tratando-se de fundações rasas submetidas a uma carga vertical, são observados três comportamentos: fase elástica, zona plástica e ruptura do solo (Figura 3). A fase elástica ocorre para carregamentos pequenos, resultando em recalques reversíveis e, aproximadamente, proporcionais. Com o aumento do carregamento, há o aparecimento de zonas plásticas, onde o recalque é irreversível. O estado plástico aparece, inicialmente, junto as bordas da fundação. Para cargas maiores que um valor crítico, ocorre um processo de recalque continuado em que a velocidade do recalque não diminui mesmo para uma carga constante. E, por fim, numa terceira fase, a velocidade de recalque cresce continuamente até que ocorre a ruptura do solo (VELLOSO; LOPES, 2010).

Figura 3 – Comportamento de uma fundação superficial sob carga vertical



Fonte: KÉZDI (1970) *apud* VELLOSO; LOPES (2010)

A capacidade de carga de uma fundação é definida com o valor da tensão de cisalhamento que iguala a resistência ao cisalhamento do solo, em todos os pontos vizinhos ao elemento de fundação. Ela pode ser avaliada através de diversos métodos, dos quais se destaca o Método do Equilíbrio Limite que será abordado neste trabalho por ser o procedimento mais difundido na prática de Engenharia de Fundações. Outras abordagens como o Método das Linhas de Escoamento, o Método de Análise Limite, o Método de Expansão de Cavidade e o Método dos Elementos Finitos são também utilizados na análise da capacidade de suporte de fundações superficiais.

Partindo do exposto e utilizando-se de uma visão simplista, pode-se dizer que a capacidade de carga de fundações superficiais pode ser definida como a carga que provoca a ruptura do solo sob essas fundações. Porém a análise mais profunda do assunto revela que não se trata apenas da capacidade de carga de uma sapata, por exemplo, mas sim da capacidade de carga do sistema sapata-solo, pois no caso de sapatas idênticas, em solos diferentes, a capacidade de carga não será a mesma. Do contrário, sapatas diferentes em solos idênticos, também não terão a mesma capacidade de carga, uma vez que características como a geometria e a profundidade de embutimento estão relacionados com a capacidade de carga.

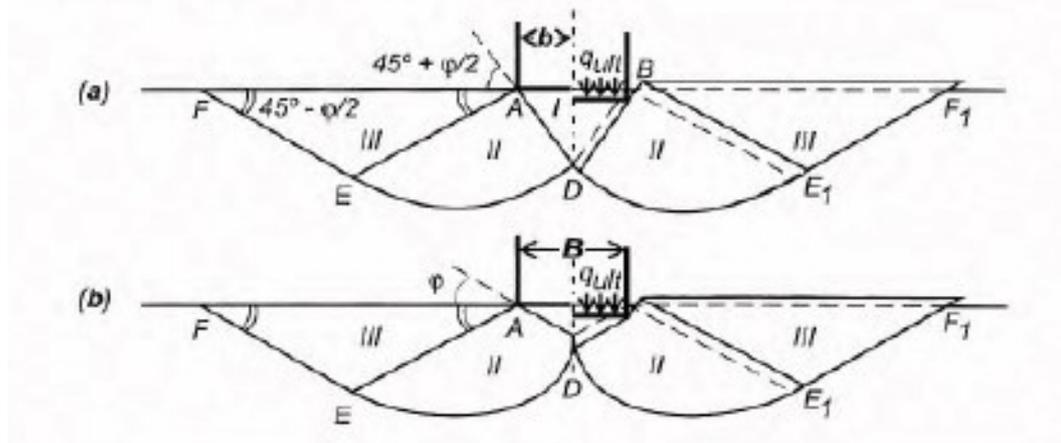
O primeiro autor a apresentar fórmulas para o cálculo da capacidade de carga das fundações superficiais foi Terzaghi (1925). Posteriormente Terzaghi (1943) deu ao problema um tratamento racional utilizando-se de resultados obtidos por Prandtl (1920) na aplicação da Teoria da Plasticidade aos metais. Além das contribuições de Prandtl (1920) e Reissner (1924), anteriores à de Terzaghi (1925), merecem destaque Meyerhof (1951, 1963), Skempton (1951),

Balla (1962), Terzaghi e Peck (1967), Vesic (1973, 1975), Hansen (1961,1970), De Beer (1970) e Davis e Booker (1973).

2.1.2.1 Método de TERZAGHI E PECK (1968)

Para Terzaghi (1943), uma fundação superficial é aquela cuja largura $2b$ é igual ou maior que a profundidade D da base da fundação. Satisfeita essa condição, pode-se desprezar a resistência ao cisalhamento do solo acima do nível da base da fundação, substituindo-o por uma sobrecarga $\sigma = \gamma h$. Com isso, o problema passa a ser de uma faixa (sapata corrida) de largura $2b$, carregada uniformemente, localizada na superfície horizontal de um maciço semi-infinito. A Figura 4 mostra o estado de equilíbrio plástico.

Figura 4 - Zonas de escoamento plástico após ruptura de uma fundação superficial

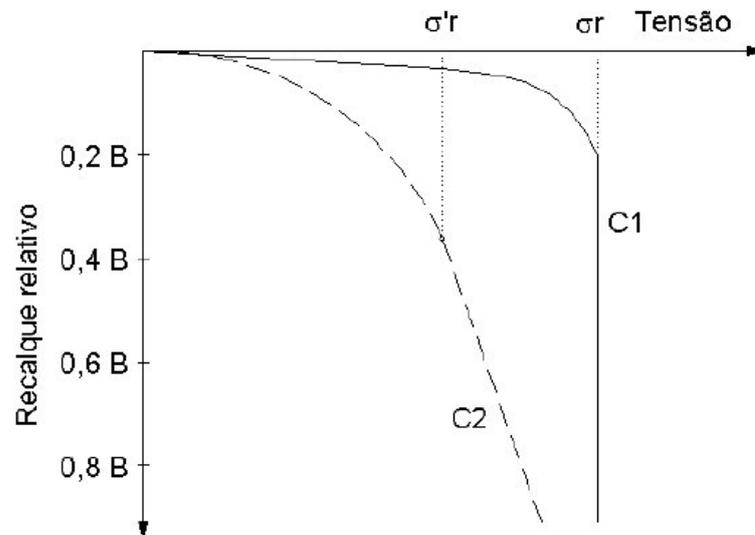


Fonte: TERZAGHI (1943)

Na Figura 4 (a), apresenta-se o caso em que não há tensões cisalhantes na interface fundação-solo, ou seja, o atrito e a aderência entre a fundação e o solo são desprezados. Já a Figura 4 (b) apresenta a realidade, onde a base da fundação é rugosa. A diferença entre elas é notada na zona I. No caso em que é considerado o atrito, não há o espalhamento do solo da zona I. Isso faz com que o solo se comporte como se fizesse parte da própria fundação.

Terzaghi (1943) admite dois modos de ruptura de solos por meio de curvas típicas da relação tensão x recalque (Figura 5).

Figura 5 - Curvas típicas tensão x recalque



Fonte: TERZAGHI (1943)

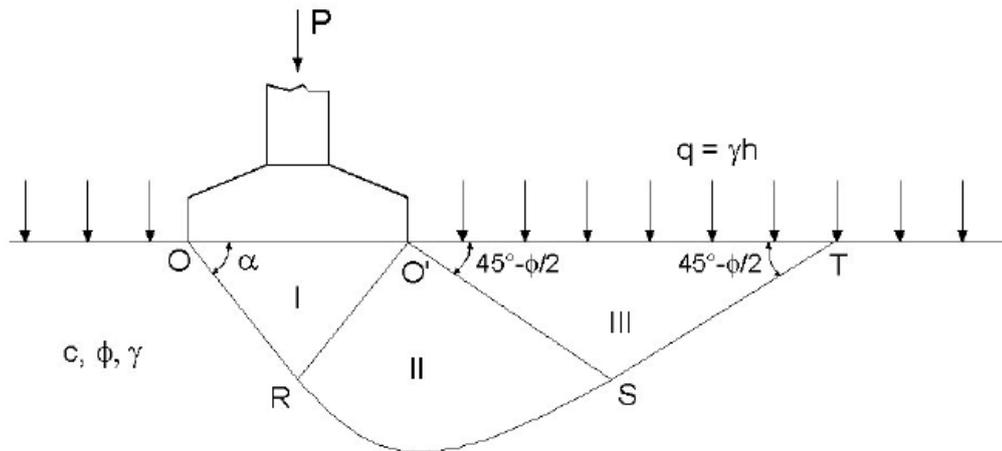
No caso de solo compactado ou rijo, a curva tensão x recalque é do tipo C1, a ruptura é bem caracterizada conforme a abscissa σ_r da tangente vertical à curva. Nesse caso tem-se a ruptura geral do maciço do solo. Para casos de solo fofo ou mole, a curva tensão x recalque assume a configuração proposta em C2, onde a ruptura não fica bem definida. Neste caso, a capacidade de carga é arbitrada por Terzaghi como sendo a abscissa σ'_r do ponto a partir do qual a curva se torna retilínea. A ruptura neste caso é denominada local (MIOZZO, 2007).

Para definir a teoria de capacidade de carga de fundações superficiais, Terzaghi (1943) - considerou as seguintes hipóteses (MIOZZO, 2007):

- a sapata é corrida com o comprimento L bem maior do que a largura B , constituindo assim um problema bidimensional;
- a profundidade de assentamento é inferior à largura da sapata ($h \leq B$), o que permite desprezar a resistência ao cisalhamento da camada de solo situada acima da cota de apoio da sapata, isso implica em substituir a camada de solo de espessura h e peso específico efetivo γ por uma sobrecarga $\sigma = \gamma h$;
- o maciço de solo sob a base da sapata é compacto ou rijo, isto é, trata-se de um caso de ruptura geral.

Assim, o problema pôde ser esquematizado conforme Figura 6.

Figura 6 – Superfície potencial de ruptura

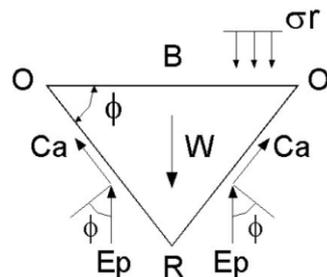


Fonte: TERZAGHI (1943)

A superfície potencial de ruptura ORST é composta pelos trechos retos OR e ST e por uma espiral logarítmica no trecho intermediário RS, formando três zonas distintas (I, II e III). Os segmentos de reta O'S e ST são inclinados de $45^\circ - \phi/2$ em relação à horizontal, enquanto os segmentos OR e O'R formam um ângulo α com a base da sapata, variando entre ϕ e $45^\circ + \phi/2$ (MIOZZO, 2007).

Na eminência da ruptura, em que a sapata aplica a tensão σ_r ao solo, o peso W da cunha formada em I atua nas faces OR e O'R simultaneamente mobilizando o empuxo passivo E_p e as forças de coesão C_a (Figura 7).

Figura 7 - Cunha de solo formada sob a base da sapata



Fonte: TERZAGHI (1943)

Utilizando-se da Figura 7 e aplicando o equilíbrio das forças para uma cunha de comprimento unitário, tem-se:

$$\sigma_r B + W - 2E_p - 2C_a \operatorname{sen} \phi = 0 \quad \text{Equação 1}$$

Em que:

$$C_a = c \frac{B/2}{\cos \phi}$$

$$W = \frac{\gamma}{4} B^2 \operatorname{tg} \phi$$

c = a coesão do solo;

ϕ = angulo de atrito interno do solo;

γ = peso específico efetivo do solo, ($\gamma = \gamma_{sat} - \gamma_{\acute{a}gua}$).

Os parâmetros de resistência do solo, c e ϕ , podem ser considerados tanto nas condições drenadas, quanto nas não-drenadas, dependendo da capacidade de carga que se deseja obter.

Reescrevendo a Equação 1, tem-se:

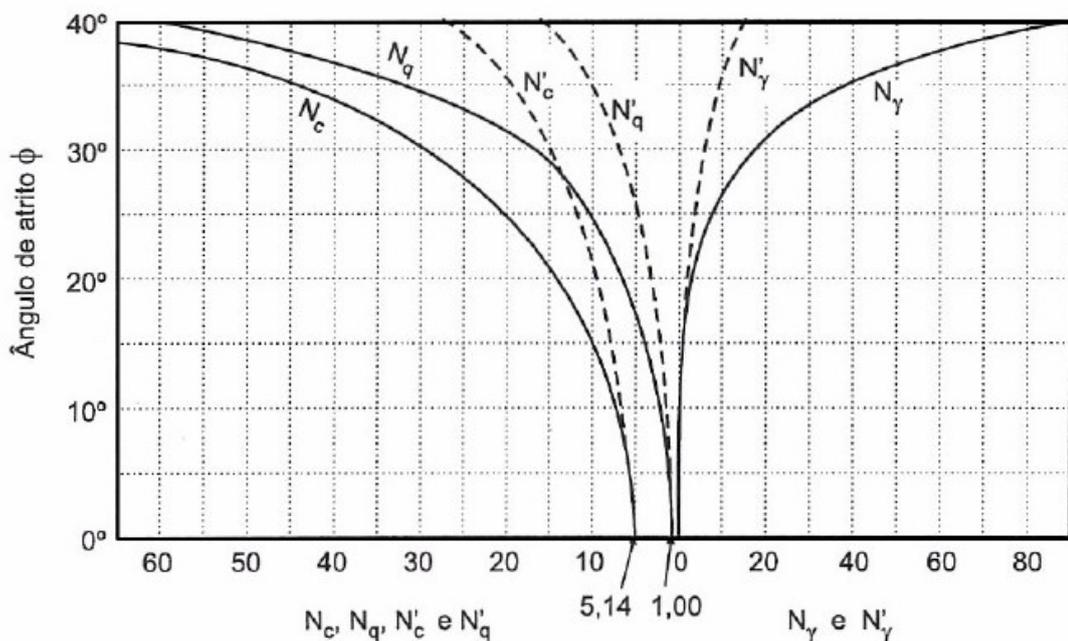
$$\sigma_r = \frac{2E_p}{B} + c \cdot tg\phi - \frac{\gamma}{4}B \cdot tg\phi \quad \text{Equação 2}$$

Visando encontrar o valor do E_p , Terzaghi e Peck (1967) adotam metodologias considerando casos particulares, às vezes hipotéticos, para após fazer a generalização. Com estas situações englobadas, o valor aproximado da capacidade de carga do sistema sapata-solo é dado pela Equação 3.

$$\sigma_r = c \cdot N_c + \gamma \cdot h \cdot N_q + \frac{1}{2}\gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad \text{Equação 3}$$

Em que N_c , N_q e N_γ são os fatores de capacidade de carga referentes a coesão, a sobrecarga e ao peso do solo, respectivamente. Todos são adimensionais e depende somente de ϕ , não havendo solução analítica para N_γ . A Figura 8 apresenta os gráficos de N_c e N_q obtidos por Terzaghi e Peck (1967), bem como os valores de N_γ de Meyerhof (1955).

Figura 8 - Fatores de capacidade de carga



Fonte: TERZAGHI E PECK (1967)

Posteriormente, Vesic (1975b) propôs os seguintes fatores de forma:

Figura 9 – Fatores de forma

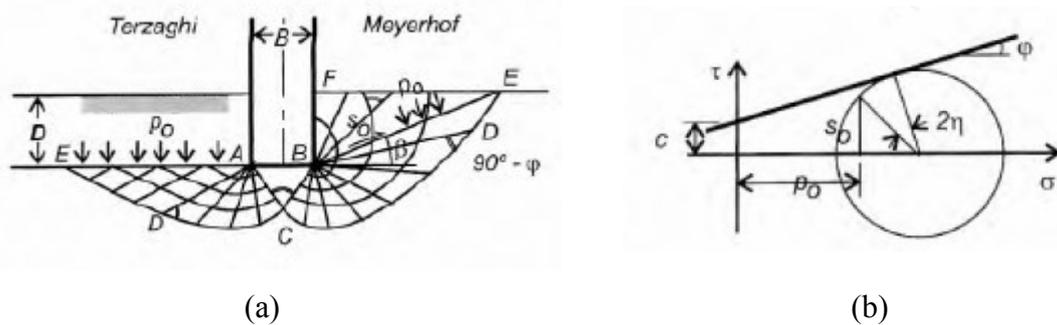
| Sapata | S_c | S_q | S_γ |
|----------------------|-----------------------|-----------------------------|-----------------|
| Corrida | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Retangular | $1 + (B/L) (N_q/N_c)$ | $1 + (B/L) \text{tg } \phi$ | $1 - 0,4 (B/L)$ |
| Circular ou Quadrada | $1 + (N_q/N_c)$ | $1 + \text{tg } \phi$ | 0,60 |

Fonte: VESIC (1975)

2.1.2.2 Método de MEYERHOF (1951, 1963)

A teoria de Meyerhof (1951, 1963) representa, pode-se dizer, um aperfeiçoamento da de Terzaghi. Ele não despreza a resistência ao cisalhamento do solo acima da base da fundação. A superfície de deslizamento intercepta a superfície do terreno, no caso das fundações superficiais (Figura 10 (a)).

Figura 10 – Teoria de Meyerhof: mecanismos de ruptura de (a) fundações superficiais e (b) círculo de Mohr para obtenção do ângulo β



Fonte: MEYERHOF (1951, 1963) *apud* VELLOSO; LOPES (2010)

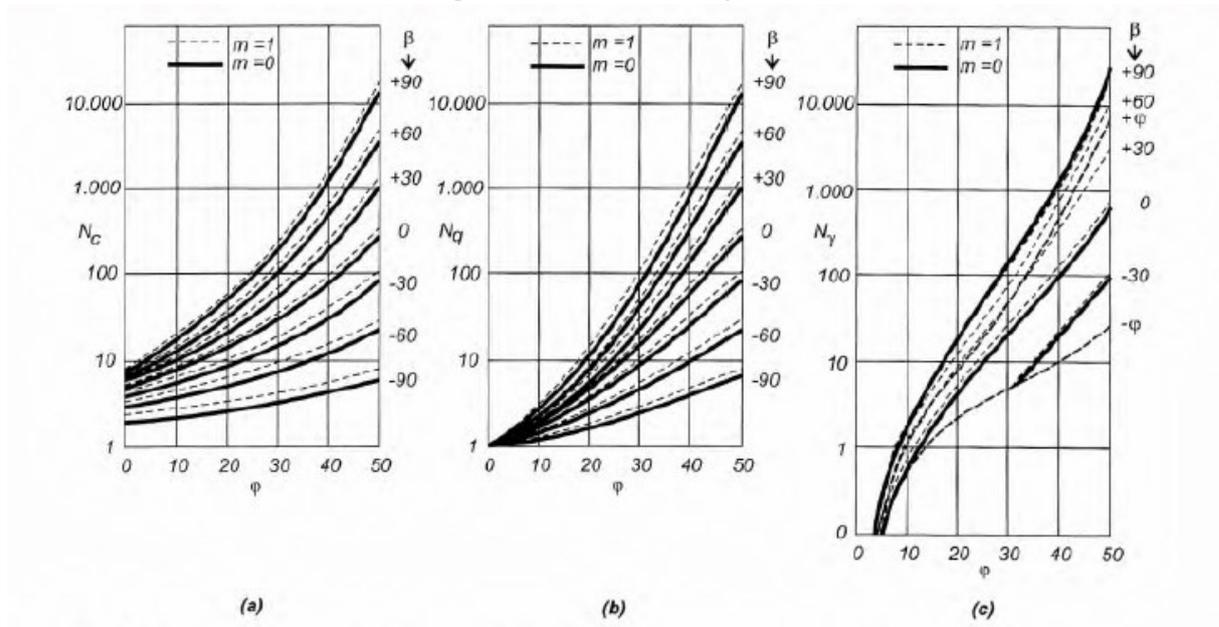
Assim como Terzaghi, Meyerhof resolve o problema a partir de casos particulares, para após fazer a generalização. Primeiro são considerados materiais sem peso, utilizando trabalhos de Prandtl (1920) e Reissner (1924), e, em seguida, considera o peso do solo, utilizando o trabalho de Ohde (1938).

Na Figura 11 são apresentados os fatores de capacidade de Meyerhof a serem introduzidos na Equação 4.

$$\sigma_r = c \cdot N_c + p_o \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Equação 4

Figura 11 – Fatores de capacidade de carga (a) N_c , (b) N_q e (c) N_γ para sapata corrida, segundo a teoria de Meyerhof



Fonte: MEYERHOF (1951, 1963)

Para a determinação do ângulo β , Monteiro (1997) *apud* Velloso e Lopes (2010) sugere o seguinte procedimento:

- i. Adota-se um valor para β : β_1 . O peso da cunha de solo BEF é equilibrado por uma força de coesão e uma de atrito, ambas ao longo de BF, e por uma força suposta uniformemente distribuída ao longo de BE. Desprezando aquelas duas forças, obtém-se para a componente normal $(p_o)_1 = 1/2 \cdot \gamma \cdot h \cdot \cos^2 \beta_1$ e para a componente tangencial $(s_o)_1 = m(c + (p_o)_1 \tan \phi)$. Com esses valores, traça-se o círculo de Mohr que tangencia a envoltória de ruptura (Figura 10 (b)).
- ii. Com o valor de η_1 , calcula-se $\theta_1 = 135 + \beta_1 - \eta_1 - \frac{\phi}{2}$;
- iii. Calcula-se um novo valor de β pela expressão abaixo:

$$\frac{h}{B} = \frac{\text{sen}\beta \cdot \text{cos}\beta \cdot e^{\theta \cdot \text{tg}\phi}}{2 \cdot \text{sen}\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \cdot \text{cos}(\eta - \phi)} \quad \text{Equação 5}$$

- iv. Repetem-se as operações até que $\beta_{i-1} \cong \beta_i$.

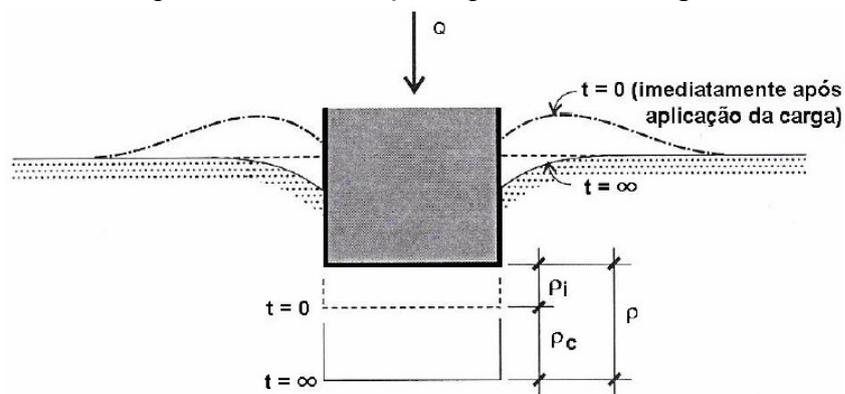
2.1.3 Recalque de fundações superficiais

A ABNT NBR 6122:2010 define o recalque como um movimento vertical ou deslocamento descendente de um elemento estrutural. Quando o movimento for ascendente, denomina-se levantamento. Convenciona-se representar o recalque com o sinal positivo.

Segundo- Miozzo (2007), o conceito de apoio fixo para os pilares, feito no cálculo estrutural, é mera ficção, pois, quando se aplicam cargas em uma fundação direta, esta inevitavelmente, sofre recalques, estes da ordem de poucas dezenas de milímetros, mas que podem chegar a centenas e em alguns casos até milhares de milímetros.

Velloso e Lopes (2010) também comentam sobre o deslocamento de fundações superficiais logo após o carregamento da fundação, definindo-o como recalque instantâneo ou imediato, indicado como w_i na Figura 12. Eles também comentam sobre o recalque que ocorre com o decorrer do tempo, indicado como w_t , na mesma figura.

Figura 12 - Recalques de uma fundação superficial sob carga vertical centrada



Fonte: VELLOSO; LOPES (2010)

Assim, o recalque total ou final será:

$$w_f = w_i + w_t \quad \text{Equação 6}$$

O recalque que se processa com o tempo – chamado recalque no tempo – se deve ao adensamento (migração de água dos poros com conseqüente redução no índice de vazios) e a fenômenos viscosos (*creep*). O *creep*, também chamado de fluência, é tratado como “adensamento secundário” nos capítulos de adensamento dos livros-texto (VELLOSO; LOPES 2010).

Assim:

$$w_t = w_a + w_v \quad \text{Equação 7}$$

Em que:

w_a : parcela devido ao adensamento;

w_v : parcela devido a fenômenos viscosos.

Segundo Velloso e Lopes (2010), solos de drenagem rápida (areias ou solos argiloso parcialmente saturados) w_f ocorre relativamente rápido, pois não há praticamente geração de excessos de poropressão com o carregamento.

Os métodos de previsão de recalques são divididos em três grupos:

- Métodos racionais;
- Métodos semiempíricos;
- Métodos empíricos.

Miozzo (2007) e Velloso & Lopes (2010) definem os métodos da seguinte maneira:

- ✓ Nos métodos racionais, os parâmetros de deformabilidade são obtidos em laboratório ou em ensaios de campo, como ensaios pressiométricos e provas de carga. Esses métodos são combinados a modelos de previsão de recalques teoricamente exatos.
- ✓ Os métodos semi-empíricos buscam os parâmetros de deformabilidade através de correlações com ensaios de campo de penetração estática (CPT) ou dinâmica (SPT) e são combinados com modelos de previsão de recalques teoricamente exatos ou com adaptações destes.
- ✓ Métodos empíricos são aqueles que fazem o uso de tabelas de valores típicos de tensões admissíveis para diferentes tipos de solos. Mesmo que as tabelas não forneçam recalques, as tensões ali fornecidas estão associadas a recalques usualmente aceitos em estruturas convencionais.

O cálculo teórico ou racional do recalque de fundações pode ser feito de duas maneiras:

- Solução da Teoria da Elasticidade;
- Métodos numéricos (Método das Diferenças Finitas, Método dos Elementos Finitos e Método dos Elementos de Contorno).

Segundo Velloso & Lopes (2010), na prática de fundações, os métodos numéricos são raramente empregados para obtenção de recalques. Tais métodos são utilizados em análises de interação solo-fundação ou solo-fundação-estrutura.

Os métodos semi-empíricos foram desenvolvidos inicialmente para prever recalques em areias, devido à dificuldade em se amostrar e ensaiar esses materiais em laboratório de maneira representativa das condições de campo. Em seguida, passaram a ser aplicados em argilas parcialmente saturadas e, depois, a argilas em geral (VELLOSO; LOPES., 2010)

Segundo Velloso & Lopes (2010), as correlações podem ser estabelecidas entre ensaios de penetração e

- Propriedades de deformação obtidas em ensaios (tipo tensão-deformação) executados em amostras retiradas próximo ao local do ensaio de penetração e
- Propriedades de deformação obtidas por retroanálise de medições de recalques de fundações.

2.1.3.1 Método de BOUSSINESQ (1885)

A estimativa do recalque de uma sapata sob carga centrada pode ser prevista por:

$$w = q \cdot B \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot I_s \cdot I_d \cdot I_h \quad \text{Equação 8}$$

Em que:

q: pressão média aplicada;

B: menor dimensão da sapata;

ν : Coeficiente de Poisson

I_s : fator de forma da sapata e de sua rigidez (Tabela 1);

I_d : fator de profundidade/embutimento;

I_h : fator de espessura de camada compressível.

Segundo Velloso & Lopes (2010), fatores de embutimento devem ser usados com restrição. O efeito da profundidade se deve mais ao fato de se alcançar um material de diferentes propriedades do que pelo efeito geométrico previsto nas soluções da Teoria da Elasticidade (segundo Fox, 1948: $0,5 < I_d < 1,0$). Assim, é recomendável desprezar esse fator (Lopes, 1979). Os valores de $I_s \cdot I_h$ para carregamentos na superfície ($I_d = 1,0$) de um meio de espessura finita são mostrados na Tabela 2.

Tabela 1– Fatores de forma I_s para carregamentos na superfície de um meio de espessura infinita

| Forma | Flexível | | | Rígido |
|------------------|----------|-------|-------|--------|
| | Centro | Borda | Média | |
| Círculo | 1,00 | 0,64 | 0,85 | 0,79 |
| Quadrado | 1,12 | 0,56 | 0,95 | 0,99 |
| Retângulo | | | | |
| L/B = 1,5 | 1,36 | 0,67 | 1,15 | |
| 2 | 1,52 | 0,76 | 1,30 | |
| 3 | 1,78 | 0,88 | 1,52 | |
| 5 | 2,10 | 1,05 | 1,83 | |
| 10 | 2,53 | 1,26 | 2,25 | |
| 100 | 4,00 | 2,00 | 3,70 | |
| 1000 | 5,47 | 2,75 | 5,15 | |
| 10000 | 6,90 | 3,50 | 6,60 | |

Autor: PERLOFF (1975)

Tabela 2 – Valores de $I_s \cdot I_h$ para carregamentos na superfície ($I_d = 1,0$) de um meio de espessura finita

| h/a | Círculo | Retângulo | | | | | | |
|-----|---------|-----------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|
| | | m = 1 | m = 2 | m = 3 | m = 5 | m = 7 | m = 10 | m = ∞ |
| 0 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 0,2 | 0,096 | 0,096 | 0,098 | 0,098 | 0,099 | 0,099 | 0,099 | 0,100 |
| 0,5 | 0,225 | 0,226 | 0,231 | 0,233 | 0,236 | 0,237 | 0,238 | 0,239 |
| 1 | 0,396 | 0,403 | 0,427 | 0,435 | 0,441 | 0,444 | 0,446 | 0,452 |
| 2 | 0,578 | 0,609 | 0,698 | 0,727 | 0,748 | 0,757 | 0,764 | 0,784 |
| 3 | 0,661 | 0,711 | 0,856 | 0,910 | 0,952 | 0,965 | 0,982 | 1,018 |
| 5 | 0,740 | 0,800 | 1,010 | 1,119 | 1,201 | 1,238 | 1,256 | 1,323 |
| 7 | 0,776 | 0,842 | 1,094 | 1,223 | 1,346 | 1,402 | 1,442 | 1,532 |
| 10 | 0,818 | 0,873 | 1,155 | 1,309 | 1,475 | 1,556 | 1,619 | 1,758 |
| ∞ | 0,849 | 0,946 | 1,300 | 1,527 | 1,826 | 2,028 | 2,246 | ∞ |

Fonte: HARR (1966)

2.1.3.2 Método de JANBU *et al.* (1956)

Janbu *et al.* (1956) *apud* Simons e Menzies (1981) apresentaram a seguinte expressão para o cálculo dos recalques imediatos:

$$\rho_i = \mu_0 \mu_1 \cdot \frac{\sigma B}{E_s} \quad \text{Equação 9}$$

Em que:

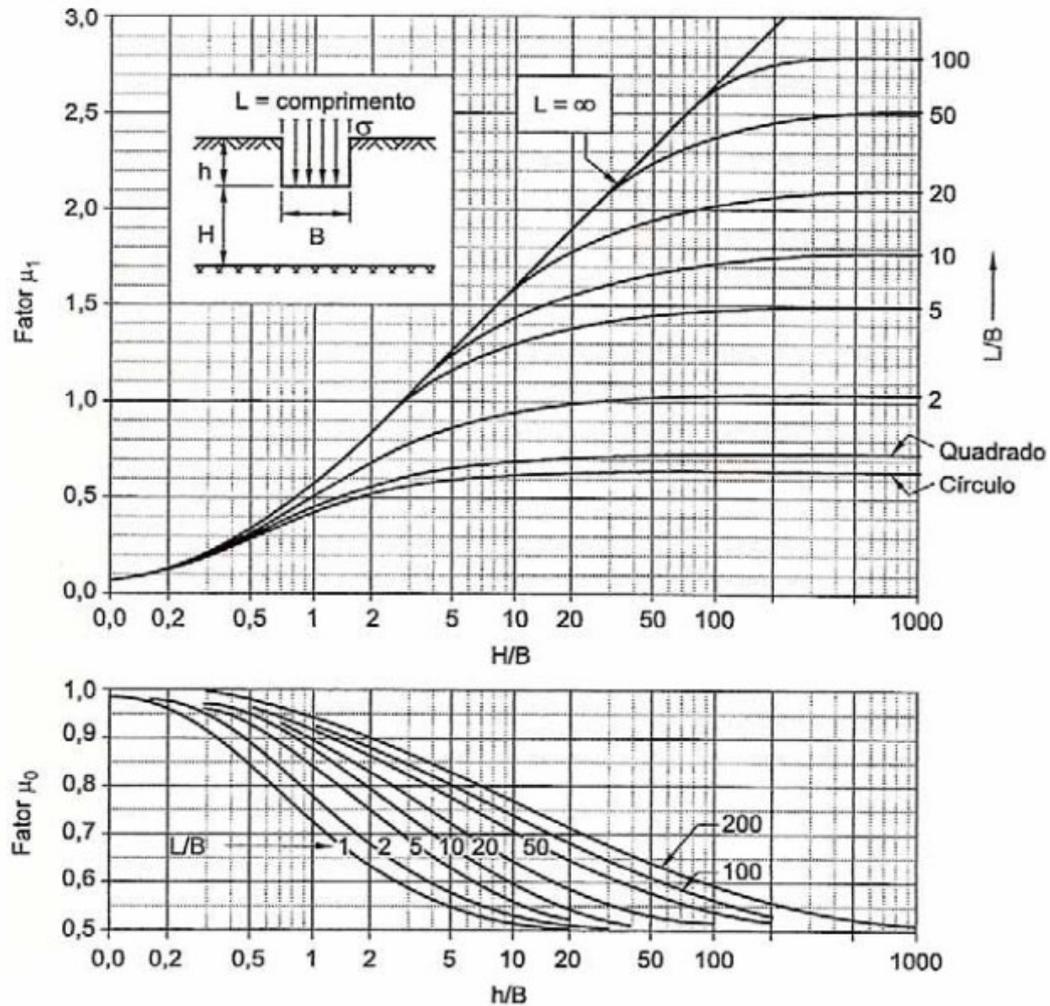
$\mu_0 \mu_1$: fatores para o cálculo imediato de fundações diretas em camadas de argila com espessura finita, determinados na Figura 13.

σ : tensão admissível do solo.

B: menor dimensão horizontal da fundação.

E_s : módulo de elasticidade do solo.

Figura 13 - Fatores μ_0 e μ_1 para o cálculo de recalques imediatos de fundação superficial flexível em camada de argila finita



Fonte: JANBU *et al.* (1956) *apud* CINTRA *et al.* (2003)

2.2 Fundações em estacas

Conforme a ABNT NBR 6122:2010, estaca é o elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de operário. Fundação profunda é o tipo de fundação que está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo de 3 metros.

Existem hoje vários tipos de estacas empregadas como elementos de fundação nas obras civis correntes, sendo diferidas basicamente pelo método executivo e pelo material que são constituídas. São três os tipos de estacas conforme o método executivo: estacas cravadas, estacas escavadas e estaca injetada. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado in situ ou mistos.

A transferência de carga de fundações profundas para o solo se dá por meio de atrito lateral, resistência de ponta ou por sua combinação. No caso de estacas, a transferência de carga é dada pela combinação das duas resistências. Devido à grande área lateral, comparada à área da base, pressupõe-se que a transferência de carga em estacas seja realizada majoritariamente pela resistência lateral, sendo de suma importância o estudo da interface solo-estaca.

Em razão à grande diversidade de elementos de fundação profunda e, também, à vasta variabilidade das propriedades do solo em que as fundações estão inseridas, tem-se diferentes comportamentos de transferência de carga entre o elemento de fundação e o solo. Consequentemente, há, então, várias formas de se representar o contato entre o elemento de fundação e o solo.

2.2.1 Estaca escavada mecanicamente à trado

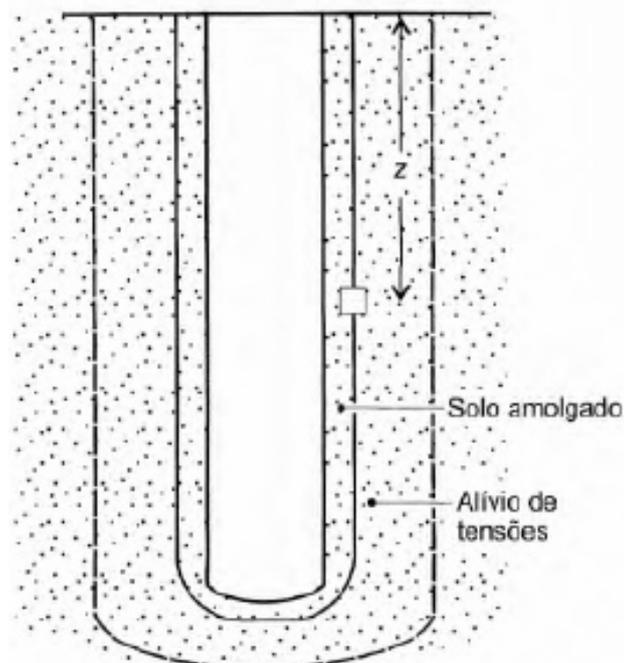
A estaca à trado se encaixa no item 3.15 da ABNT NBR 6122:2010, que define a estaca escavada mecanicamente como estaca executada por perfuração do solo através de trado mecânico, sem emprego de revestimento ou fluido estabilizante.

O trado mecânico pode vir acoplado a caminhões ou montado sobre chassi metálico o que lhe confere grande versatilidade, podendo executar desde estacas de pequenas profundidades com equipamento de torre de 6 m até grandes profundidades, com equipamento de torre de 30 m (HACHICH et al., 1998).

Além da versatilidade, a estaca a trado tem grande mobilidade, o que lhe confere uma boa produtividade. A sua execução é simples e não causa nenhum dano a edificações vizinhas, pois não provoca a vibração. Porém, só é possível escavar com o trado mecânico em perfurações acima do lençol freático.

Segundo Velloso e Lopes (2010), estacas escavadas podem causar uma descompressão do terreno, que será maior ou menor, dependendo do tipo de suporte. No caso da estaca escavada à trado, não há suporte algum (camisas metálicas ou até mesmo lama bentonítica), o que pode induzir à uma maior descompressão. Na Figura 14 estão os efeitos da execução de estacas escavada sobre o terreno, onde se observa uma região amolgada ou plastificada de pequena espessura e uma região maior, onde as tensões são reduzidas.

Figura 14 - Efeitos da execução de estacas escavada sobre o terreno



Fonte: VELLOSO; LOPES (2010)

É interessante notar que o alívio não se processa instantaneamente, pois todos os processos que envolvem os solos incluem migração de água e comportamento viscoso (*creep*); assim, quanto menos tempo decorrer entre o término da escavação e a concretagem da estaca, menor a descompressão e, conseqüentemente, menor a deterioração das características dos solos (VELLOSO; LOPES, 2010).

2.2.2 Capacidade de carga de estacas

Segundo a ABNT NBR 6122:2010, a capacidade de carga de uma fundação profunda, estaca ou tubulão isolado, é definida como a força aplicada sobre o elemento de fundação que provoca apenas recalques que a construção pode suportar sem inconvenientes, oferecendo simultaneamente segurança satisfatória contra a ruptura do solo ou do elemento de fundação.

A capacidade de carga é obtida pelo menor dos valores entre a resistência estrutural do material (ou materiais) que compõe o elemento de fundação e a resistência do próprio solo que dá suporte ao elemento. Geralmente, o solo é o elo mais fraco, e em muitas das vezes, possui camadas com diferentes características, o que implica em diferentes cargas admissíveis para diferentes profundidades. (ALONSO, 1991)

O cálculo de capacidade de carga ou carga de ruptura de fundações profundas, em estaca, é dado como a soma das cargas máximas suportadas pelo atrito lateral e pela ponta, conforme Equação 10:

$$P_R = P_L + P_P \quad \text{Equação 10}$$

Em que:

P_R : carga de ruptura, ou capacidade de carga de uma fundação em estaca;

P_L : parcela da carga de ruptura devido ao atrito lateral solo-estaca desenvolvido ao longo do fuste da estaca (capacidade de carga do fuste);

P_P : parcela da carga de ruptura resistida pela ponta da estaca (capacidade de carga de ponta);

Os valores de P_L e P_P podem ser determinados, respectivamente, por meio das seguintes expressões (ALONSO, 1983):

$$P_L = U \sum_i (\Delta l \cdot r_L) \quad \text{Equação 11}$$

$$P_P = A_P \cdot r_P \quad \text{Equação 12}$$

Em que:

r_L : atrito lateral desenvolvido no contato fuste-solo;

r_P : resistência de ponta;

A_P : área da ponta da estaca;

U : perímetro da seção transversal do fuste;

Δl : trecho do fuste onde se admite r_L constante.

Zhang e Chen (2009) diz que a previsão da capacidade de carga é um aspecto importante do projeto de fundações. Métodos modernos de determinação de capacidade de estacas geralmente utilizam dados de teste *in situ* (TOMLINSON, 1986; FLEMING et al., 1992; GUNARATNE, 2006), os quais podem ser divididos em dois métodos seguintes (ROBERTSON et al., 1989; TITI; ABU-FARSAKH, 1999; ABU-FARSAKH; TITI, 2004):

- Método direto: em que a capacidade da estaca é determinada diretamente das medições *in situ* sem avaliar quaisquer parâmetros intermediários do solo.
- Método indireto: em que as medidas *in situ* são utilizadas primeiramente para avaliar os parâmetros do solo, para depois, por meio de fórmulas analíticas, obter a capacidade da estaca.

O método direto é realizado por meio de provas de carga, que são realizadas de duas formas: ensaios de carga estática ou carga dinâmica, conforme as normas brasileiras ABNT NBR 12131:2006 e ABNT NBR 13208:1994, respectivamente. Segundo Magalhães (2005) e Alonso (2000), a prova de carga estática representa melhor, de maneira geral, a forma de carregamento a qual a fundação será solicitada, entretanto é uma prova que exige um grande sistema de reação, o que pode encarecer a sua execução. Tal prova de carga pode ser realizada com

carregamento do tipo lento ou rápido, conforme ABNT NBR 12131:2006, e, também, com carregamento misto, de acordo com a proposição de Alonso (1997).

O ensaio de carregamento dinâmico é um método de teste rápido e de menor custo comparado ao método de carregamento estático e sua execução é realizada por um equipamento portátil e de fácil transporte. Segundo Magalhães (2005), o tipo mais utilizado desse ensaio no Brasil é o de energia crescente, proposto por Aoki (1989), onde a instrumentação dinâmica é obtida pelo PDA (*Pile Driving Analyser*) e modelada com os programas numéricos CASE (*Case Institute of Technology*) e CAPWAPC (*Case Pile Wave Analysis Program Continuous Model*).

Os métodos indiretos de previsão de capacidade de carga são baseados em estudos que buscam correlacionar, através de ajustes estatísticos, equações que possuam relações diretas com métodos teóricos ou métodos práticos. Segundo Garcia (2006), o cálculo da capacidade de carga pode ser realizado a partir de dois métodos:

- Métodos racionais ou teóricos: são aqueles que utilizam soluções de capacidade de carga e parâmetros do solo;
- Métodos semi-empíricos: são aqueles que se baseiam em ensaios *in situ* de penetração (SPT, CPT, SPT-T, DMT e PMT).

Aoki & Velloso (1975) e Decourt & Quaresma (1978) são os métodos indiretos (semi-empíricos) de uso mais corrente na Engenharia de Fundações no Brasil para o cálculo da capacidade de carga, e conseqüentemente, da carga admissível de estacas. Isso se deve ao fato de que para o seu cálculo são necessários dados de saída do ensaio SPT (*Standard Penetration Test*), sendo este o ensaio mais difundido no Brasil. As diferenças básicas existentes entre esses dois diferentes métodos semi-empíricos consistem na maneira como são determinadas a resistência de ponta (r_p) e a resistência por atrito lateral (r_L).

2.2.2.1 Método de AOKI & VELLOSO (1975)

O método de Aoki & Velloso (1975) foi originalmente desenvolvido a partir de resultados obtidos em ensaios de penetração estática (ensaio de penetração do cone - CPT). Atualmente, pode ser utilizado a partir de ensaios de penetração dinâmica (SPT) por meio da utilização de um fator de conversão. Por este método, as resistências de ponta (r_p) e lateral (r_L) são calculadas como:

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \cong \frac{K_A \cdot N_{SPT}}{F_1} \quad \text{Equação 13}$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \cong \frac{\alpha_A \cdot K_A \cdot N_{SPT}}{F_2} \quad \text{Equação 14}$$

Em que:

q_c : é a resistência de ponta no ensaio CPT;

f_s : é a resistência lateral medida na luva de Begemann do CPT;

N_{SPT} : valor da resistência à penetração dinâmica obtida no ensaio SPT;

K_A e α_A : coeficientes tabelados que variam em função do tipo do solo;

F_1 e F_2 : coeficientes tabelados que dependem do tipo de estaca;

Os valores de K_A e α_A estão apresentados na Tabela 3 e os valores de F_1 e F_2 são apresentados na Tabela 4, em função do tipo de estaca.

Tabela 3 - Valores dos coeficientes K_A e α_A

| Tipo de solo | K_A (kPa) | α_A (%) |
|-----------------------------|-------------------------------|----------------------------------|
| Areia | 1000 | 1,4 |
| Areia siltosa | 800 | 2,0 |
| Areia silto-argilosa | 700 | 2,4 |
| Areia argilosa | 600 | 3,0 |
| Areia argilo-siltosa | 500 | 2,8 |
| Silte | 400 | 3,0 |
| Silte arenoso | 550 | 2,2 |
| Silte areno-argiloso | 450 | 2,8 |
| Silte argiloso | 230 | 3,4 |
| Silte argilo-arenoso | 250 | 3,0 |
| Argila | 200 | 6,0 |
| Argila arenosa | 350 | 2,4 |
| Argila areno-siltosa | 300 | 2,8 |
| Argila siltosa | 220 | 4,0 |
| Argila silto-arenosa | 330 | 3,0 |

Fonte: AOKI & VELLOSO (1975)

Tabela 4 – Valores dos coeficientes F_1 e F_2

| Tipo de estaca | F_1 | F_2 |
|-----------------------|-------------------------|-------------------------|
| Franki | 2,50 | 5,00 |
| Pré-moldadas | 1,75 | 3,50 |
| Escavadas | 3,00 | 6,00 |

Fonte: AOKI & VELLOSO (1975)

2.2.2.2 Método de DECOURT & QUARESMA (1978)

O método de Decourt & Quaresma (1978) foi desenvolvido para estimar a capacidade de carga de estacas utilizando ensaios SPT. Este método foi desenvolvido primeiramente para estacas pré-moldadas de concreto, tendo sido estendido posteriormente para outros tipos de estacas, como as estacas escavadas em geral, hélice contínua e injetadas. (SCHNAID, 2000)

Segundo o método de Décourt & Quaresma (1978), as resistências de ponta e lateral são calculadas, respectivamente, pelas seguintes expressões:

$$r_p = \alpha \cdot K \cdot N_p \quad \text{Equação 15}$$

$$r_L = \beta \cdot 10 \cdot \left(\frac{N_m}{3} + 1 \right) \quad \text{Equação 16}$$

Em que:

K : coeficiente que relaciona a resistência de ponta com o valor de N_p , dado na Tabela 5;

α e β : determinados em função do tipo de estaca e apresentados na Tabela 6 e na Tabela 7, respectivamente;

N_p : média dos valores de N_{SPT} na ponta da estaca, imediatamente acima e abaixo;

N_m : valor médio de N_{SPT} ao longo do fuste da estaca.

Tabela 5 - Valores atribuídos à variável K

| Tipos de solo | K (kN/m ²) |
|-----------------------------------|--------------------------|
| Argilas | 120 |
| Silte argilosos (solos residuais) | 200 |
| Silte arenosos (solos residuais) | 250 |
| Areias | 400 |

Fonte: DECOURT & QUARESMA (1978)

Tabela 6 - Valores atribuídos ao coeficiente α em função do tipo de estaca e do tipo de solo

| Solo/estaca | Cravada | Escavada (em geral) | Escavada (bentonita) | Hélice Contínua | Raiz | Injetadas (alta pressão) |
|-------------------------|---------|------------------------|-------------------------|--------------------|------|--------------------------------|
| Argilas | 1,0 | 0,85 | 0,85 | 0,30 | 0,85 | 1,0 |
| Solos intermediários | 1,0 | 0,60 | 0,60 | 0,30 | 0,60 | 1,0 |
| Areias | 1,0 | 0,50 | 0,50 | 0,30 | 0,50 | 1,0 |

Fonte: DECOURT & QUARESMA (1978)

Tabela 7 - Valores atribuídos ao coeficiente β em função do tipo de estaca e do tipo de solo

| Solo/estaca | Cravada | Escavada (em geral) | Escavada (bentonita) | Hélice Contínua | Raiz | Injetadas (alta pressão) |
|-------------------------|---------|------------------------|-------------------------|--------------------|------|--------------------------------|
| Argilas | 1,0 | 0,85 | 0,90 | 1,0 | 1,5 | 3,0 |
| Solos intermediários | 1,0 | 0,65 | 0,75 | 1,0 | 1,5 | 3,0 |
| Areias | 1,0 | 0,50 | 0,60 | 1,0 | 1,5 | 3,0 |

Fonte: DECOURT & QUARESMA (1978)

2.2.2.3 Método de TEIXEIRA (1996)

Segundo Teixeira (1996), a capacidade de carga de uma estaca carregada à compressão é calculada conforme equação abaixo:

$$Q_{l,ult} = \alpha \cdot \overline{N_b} \cdot A_b + A_L \cdot \beta \cdot \overline{N_L} \quad \text{Equação 17}$$

Em que:

$\overline{N_b}$: valor médio obtido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca a um diâmetro abaixo;

$\overline{N_L}$: valor médio ao longo do fuste da estaca ;

A_b : área da ponta ou base;

A_L : área lateral;

α e β : parâmetros para determinação de capacidade de carga de estacas segundo Teixeira (1996), apresentados na Tabela 8.

Teixeira (1996) salienta que em argilas moles sensíveis, em que o N é inferior a 3, os valores de α e β não se aplicam devido à grande espessura desses sedimentos. Estacas cravadas não chegam a alcançar sedimentos de areia compacta ou solos residuais subjacentes, trabalhando apenas pelo atrito lateral. Nessas condições, o autor recomenda de 2 a 3 tf/m² de resistência lateral para argilas SFL (sedimentares fluvio lagunares e de baías) e de 60 a 80 tf/m² para argilas AT (argilas transicionais).

Tabela 8 - Valores dos parâmetros α e β

| | Solo | Estaca pré-moldada de concreto e perfis metálicos | Estacas tipo Franki | Estacas escavadas a céu aberto | Estacas-raiz |
|---|-----------------------|---|---------------------|--------------------------------|--------------|
| Valores de α (tf/m ²) em função do tipo de solo (4 < N < 40) | Argila siltosa | 11 | 10 | 10 | 10 |
| | Silte argiloso | 16 | 12 | 11 | 11 |
| | Argila arenosa | 21 | 16 | 13 | 14 |
| | Silte arenoso | 26 | 21 | 16 | 16 |
| | Areia argilosa | 30 | 24 | 20 | 19 |
| | Areia siltosa | 36 | 30 | 24 | 22 |
| | Areia | 40 | 34 | 27 | 26 |
| | Areia com pedregulhos | 44 | 38 | 31 | 29 |
| Valores de β (tf/m ²) em função do tipo de estaca | | 0,4 | 0,5 | 0,4 | 0,6 |

Fonte: TEIXEIRA (1996)

2.2.3 Recalque de estacas

Segundo Albuquerque *et al.* (2001), a estimativa do recalque do topo de uma estaca é muito importante para qualquer projeto de fundações, pois a carga de trabalho é também função dos recalques que a estrutura pode tolerar.

Sodré (1994) ressalta que a estimativa de recalque é de fundamental importância para a previsão adequada do comportamento das fundações por estacas, pois deve-se garantir que os recalques, principalmente os diferenciais, não prejudiquem o bom desempenho da estrutura.

Porém, atualmente, a determinação do recalque de elementos de fundação ainda não é exata. Garcia (2006) afirma que o cálculo dos recalques de estacas, sujeitas, a carregamento axial, verificados a curto e longo prazo, quando das aplicações das cargas, é, um campo aberto as pesquisas. Os métodos de cálculo de recalques propostos pelos especialistas que se dedicam ao assunto não deram solução definitiva a esse problema.

Como o solo é um meio contínuo, a carga que um determinado elemento do fuste da estaca transfere para o solo a ele adjacente causará um certo efeito no solo adjacente aos demais elementos do fuste, bem como no solo subjacente à ponta. (NOGUEIRA, 2004)

Devido à complexa interação entre o solo e o elemento de fundação, existem, atualmente, vários estudos (Garcia 2006; Ruiz; Pando, 2009; Neto, 2005; Castelli; Maugeri, 2002) afins de entender um pouco mais sobre essa interface, e, assim, caracterizar melhor o recalque de fundações. Em muitos desses estudos é comum o uso de ferramenta computacional para simular o comportamento de estacas submetidas à carregamento axial e comparar análises numéricas à ensaios realizados em campo.

2.2.3.1 Implicações da interação solo-estaca

Durante a execução e instalação de fundações por diversas metodologias executivas, a interação com o solo adjacente a futura estaca é bastante perturbadora. De maneira que, torna-se extremamente complexo o entendimento do comportamento dessa fundação, pois não se tem mais o solo nas mesmas condições conhecidas anteriormente a execução da fundação. (GARCIA, 2006)

Segundo Alonso (1991), o recalque é constituído por três parcelas, sendo elas: recalque imediato, recalque por adensamento primário e recalque por adensamento secundário, conforme Equação 18.

$$r = r_i + r_p + r_s \quad \text{Equação 18}$$

O recalque imediato (r_i) é devido à deformação tridimensional (mudança de forma sem mudança de volume), sendo calculado pela teoria da Elasticidade. Para isso, é necessário ter conhecimento de certas características do solo, tais como módulo de Elasticidade e coeficiente de Poisson.

O recalque por adensamento primário (r_p) ocorre em solos de baixa permeabilidade (argilosos) saturados, quando a pressão geostática efetiva inicial, juntamente com o acréscimo de pressão ocasionado pela fundação, é superior à pressão de pré-adensamento. É uma parcela de recalque devida à redução de volume (diminuição do índice de vazios) provocado pela saída d'água, em decorrência do aumento da pressão neutra causado pela aplicação da carga da fundação. Para esse cálculo, usa-se a Teoria do Adensamento de Terzaghi. O tempo necessário para ocorrer esse recalque é tanto maior quanto menos permeável for o solo.

E por fim, o recalque por adensamento secundário (r_s), que ocorre após o primário. Após a dissipação das pressões neutras devidas ao carregamento da fundação no solo, verifica-se ainda uma contínua deformação do solo sob a ação da carga efetiva constante.

Garcia (2006) cita ainda o recalque devido à deslocamentos estruturais, inclusive do próprio elemento de fundação.

Assim, devido à não linearidade dos componentes do recalque, tem-se uma grande dificuldade na determinação comportamento carga vs recalque de fundações. Atualmente, são utilizados métodos de previsão de recalques para prever o comportamento de estacas submetidas à compressão axial. É comum também o uso de ferramentas computacionais para simular o comportamento de elementos de fundação.

2.2.3.2 Método de POULOS & DAVIS (1980)

O método de previsão de recalques de estacas carregadas axialmente à compressão de Poulos & Davis (1980) inicialmente foi desenvolvido apenas para estacas incompressíveis, sendo adotadas algumas hipóteses:

- Linearidade entre as tensões e deformações;
- Solo homogêneo e com comportamento elástico linear;
- Coeficiente de Poisson igual a 0,5.

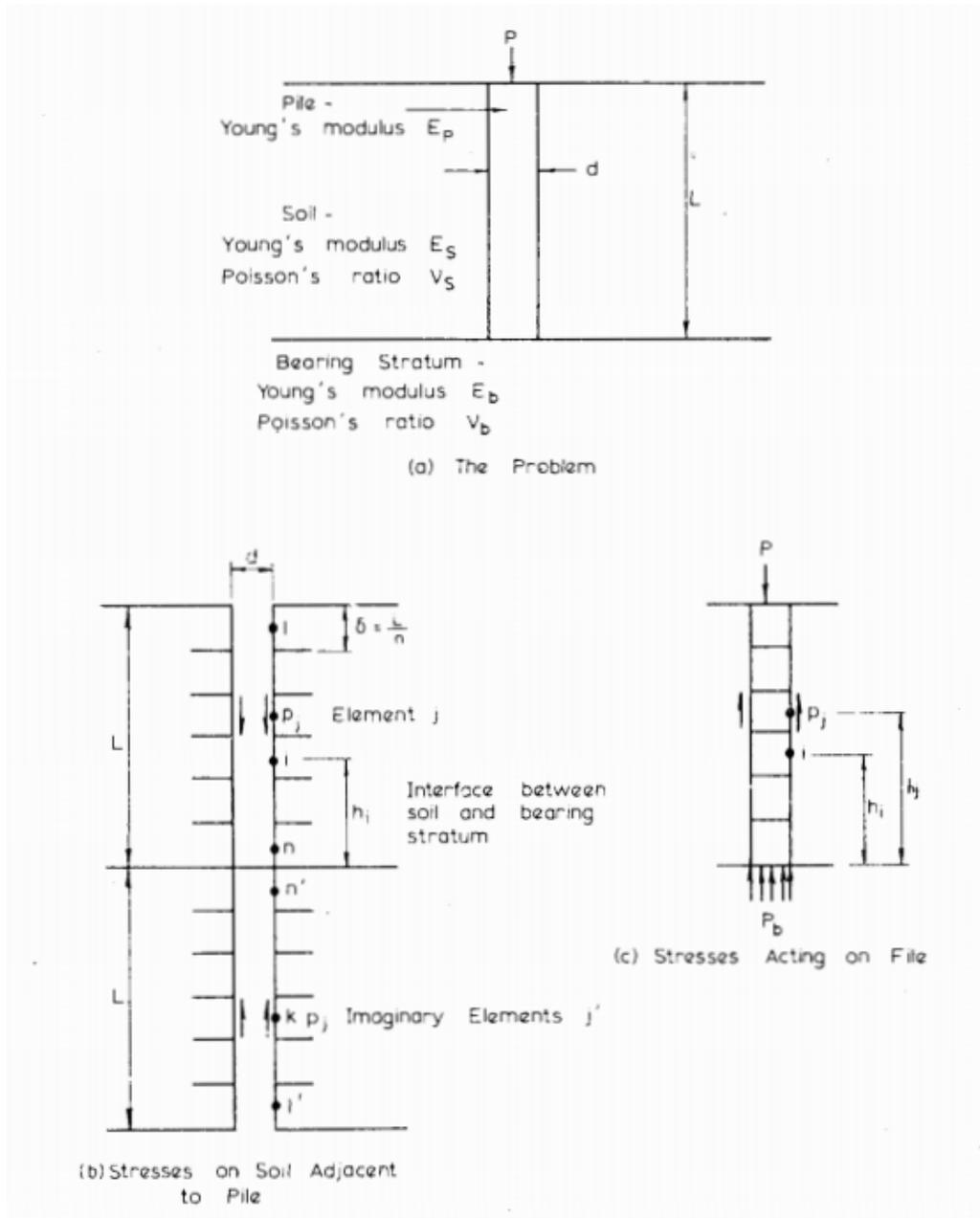
Inicialmente, o método baseou-se na divisão uniforme da estaca em elementos carregados uniformemente e na distribuição do efeito do cisalhamento de forma uniforme na superfície.

Depois, o método foi adaptado para estacas compressíveis, com um solo de espessura finita, com a ponta da estaca em material resistente e coeficiente de Poisson diferente de 0,5.

Segundo Poulos & Davis (1980), para estacas em areias ou em solos não saturados, pode-se considerar que o recalque final (excluindo a possibilidade de movimentos de *creep*) ocorre imediatamente após a aplicação do carregamento, portanto, ocorre sob condições drenadas.

Assim, os autores utilizaram da teoria da elasticidade linear para estudar o comportamento de uma estaca cilíndrica, incompressível e flutuante, sob carregamento axial, em solo elástico ideal de duas fases, conforme Figura 15. O valor do deslocamento é obtido compatibilizando os deslocamentos da estaca com o deslocamento do solo adjacente para cada elemento da estaca (BARROS, 2012)

Figura 15 - Esquema para obtenção dos parâmetros utilizados no cálculo do recalque



Fonte: POULOS & DAVIS (1980)

Em que:

P : carga aplicada na estaca (kN)

L : comprimento da estaca (m)

E_s : módulo de elasticidade do solo (MPa)

ν_s : coeficiente de Poisson do solo;

E_b : módulo de elasticidade do solo da camada resistente (MPa);

ν_b : coeficiente de Poisson do solo da camada resistente;

d : diâmetro da estaca. (m)

Feitas tais considerações, Poulos & Davis (1980) chegaram à seguinte equação para estacas apoiadas em uma camada resistente de solo:

$$\rho = \frac{P}{d \cdot E_s} \cdot I_p \quad \text{Equação 19}$$

Em que:

ρ : deslocamento (m)

P: carga aplicada na estaca (kN)

$$I_p = I_0 \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_v \quad (\text{Figura 16 e Figura 17})$$

I_0 : fator de influência para deformações

R_k : fator de correção para a compressibilidade da estaca;

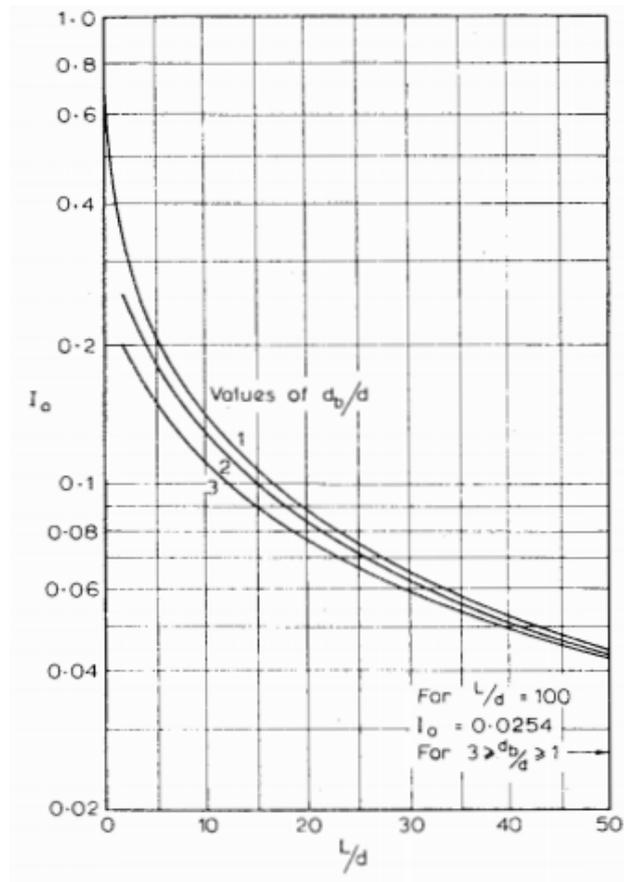
R_h : espessura h (finita) de solo compressível;

R_v : correção para o coeficiente de Poisson do solo (ν_s);

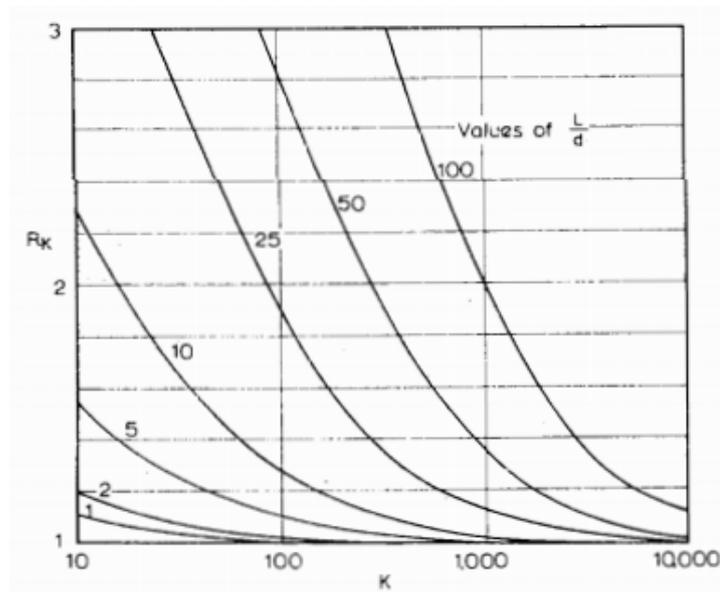
d: diâmetro da estaca. (m)

E_s : módulo de elasticidade do solo (MPa)

Figura 16- Ábaco para a obtenção de I_0



Fonte: POULOS & DAVIS (1980)

Figura 17- Ábaco para a obtenção de R_k 

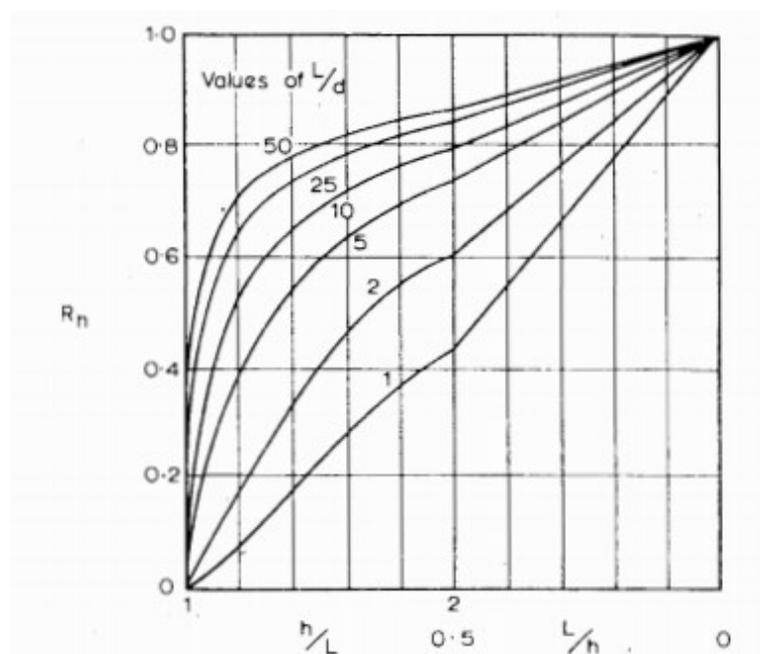
Fonte: POULOS & DAVIS (1980)

Sendo:

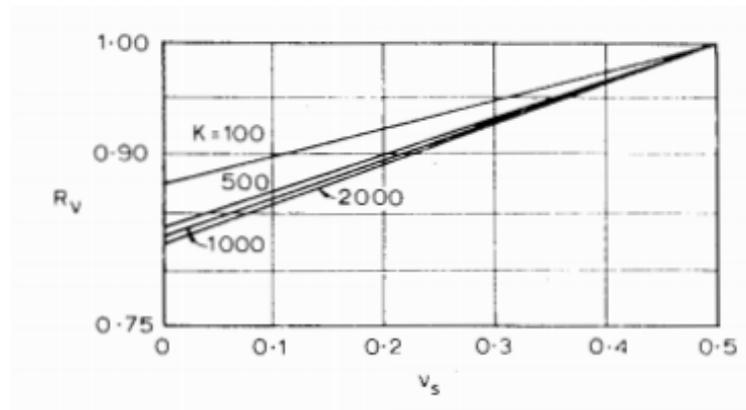
$$k = \frac{E_c \cdot R_A}{E_s} \quad \text{Equação 20}$$

E_c : módulo de elasticidade do material da estaca (MPa).

$$R_A = \frac{A_p}{\frac{\pi \cdot d}{4}} \quad \text{Equação 21}$$

Figura 18- Ábaco para a obtenção de R_h 

Fonte: POULOS & DAVIS (1980)

Figura 19 - Ábaco para a obtenção de R_v 

Fonte: POULOS & DAVIS (1980)

2.2.3.3 Método de VÉSIC (1969, 1975a)

O método de previsão de recalque proposto por Vésic (1969, 1975a) admite a ideia de que o deslocamento total de uma fundação profunda é resultado da soma de três parcelas de recalque. Uma parcela devido ao encurtamento elástico da estaca (s_e), outra parcela devido ao recalque do solo que receberá a carga de ponta (s_p) e a terceira referente ao recalque do solo devido às cargas de atrito lateral (s_f), transmitidas ao longo do fuste. (PRUNUNCIATI, 2016)

$$S = s_e + s_p + s_f \quad \text{Equação 22}$$

Em que:

S: recalque total.

O recalque devido ao encurtamento elástico da estaca (s_e) é calculado em função da distribuição do atrito lateral e do valor de carga de ponta, através da expressão (ALBUQUERQUE, 2001):

$$s_e = \frac{(Q_p + \alpha_{ss} \cdot Q_{lat}) \cdot L}{A \cdot E_c} \quad \text{Equação 23}$$

Em que:

Q_p : carga na ponta no estágio de carregamento (kN)

Q_{lat} : carga lateral no estágio de carregamento (kN)

A: área da secção transversal da estaca (m²)

E_c : módulo de elasticidade do material da estaca (MPa)

α_{ss} : fator que depende da distribuição do atrito ao longo do fuste.

L: comprimento da estaca (m)

Já o recalque proveniente do recalque do solo que recebe a carga de ponta (s_p) é determinado segundo a Equação 24.

$$s_p = \frac{C_p \cdot Q_p}{\Phi \cdot q_p} \quad \text{Equação 24}$$

Sendo:

Φ : diâmetro da estaca (m)

C_p : coeficiente que depende do tipo de solo e do tipo de estaca

Q_p : reação de ponta da estaca (kPa)

q_p : carga na ponta no estágio de carregamento (kN)

E por fim, o recalque do solo devido à distribuição de carga no fuste segue a Equação 25:

$$s_f = \frac{C_s \cdot Q_{lat}}{L \cdot q_p} \quad \text{Equação 25}$$

Em que:

C_s : coeficiente que depende do tipo de solo e do tipo de estaca, obtido através de dados da Tabela 9 e da Equação 26.

Tabela 9 - Valores de C_p utilizados no método de VÉSIC (1969, 1975a)

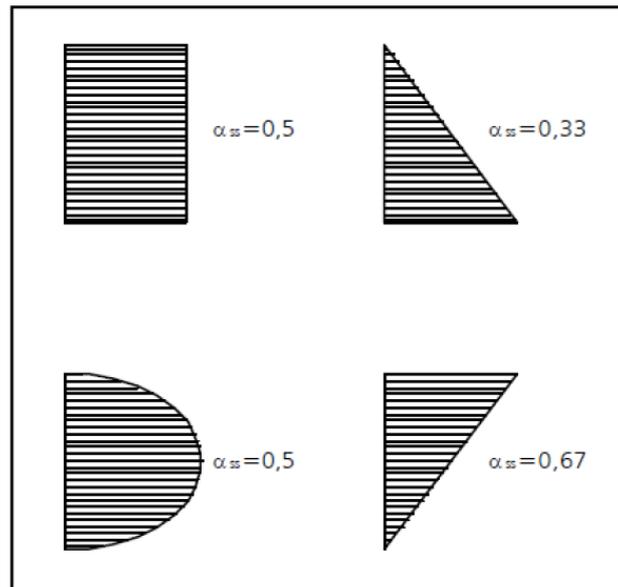
| Tipo de Solo | Tipo de Estaca | |
|----------------------|----------------|-----------------|
| | Estaca cravada | Estaca escavada |
| Areia (densa a fofa) | 0,02 – 0,04 | 0,09 – 0,18 |
| Argila (rija a mole) | 0,02 – 0,04 | 0,04 – 0,08 |
| Silte (denso a fofo) | 0,03 – 0,05 | 0,09 – 0,12 |

Fonte: (VÉSIC, *apud* ALBUQUERQUE, 2001)

$$C_s = \left(0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{\Phi}} \right) \cdot C_p \quad \text{Equação 26}$$

Vésic (1969, 1975a) propõe os seguintes valores para o α_{ss} ilustrados na Figura 20.

Figura 20 – Fator de distribuição de atrito



Fonte: VÉSIC (1969, 1975a)

2.2.3.4 Método de AOKI e CINTRA (2010)

Aoki e Cintra (2010) dividem o recalque de uma estaca de duas diferentes formas:

- Encurtamento elástico, definido por um recalque de igual magnitude da cabeça da estaca, mantida imóvel a sua base
- Recalque do solo, caracterizado por deformações verticais de compressão dos estratos de solo subjacentes à base da estaca, até o indeslocável, o que resulta um recalque da base.

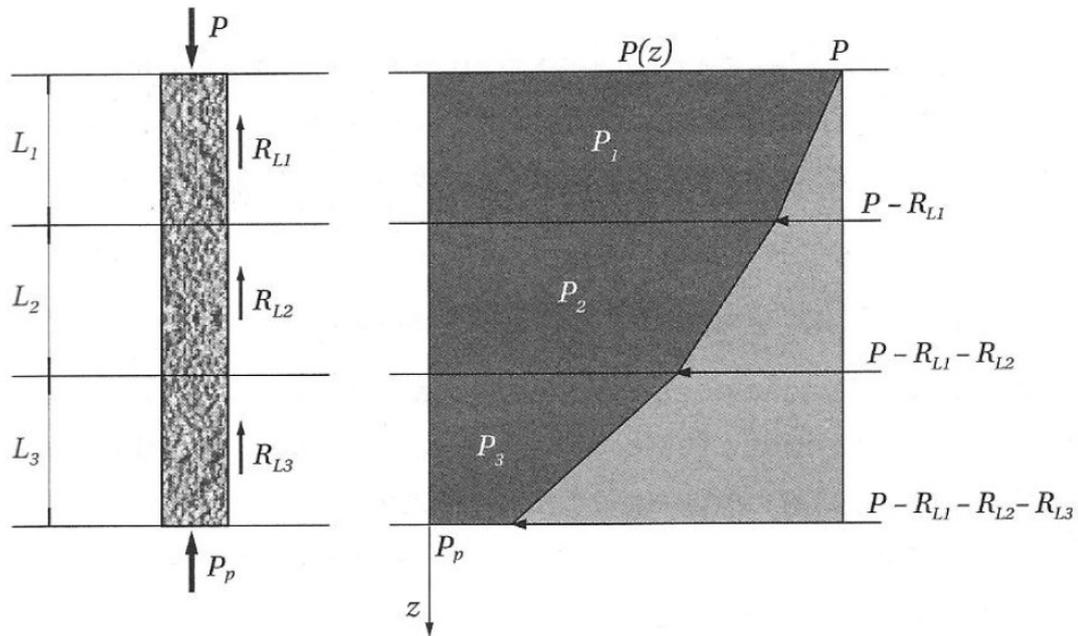
Segundo Prunnciati (2016), para o encurtamento elástico, leva-se em consideração a capacidade de carga e o esforço normal da estaca, resultante devido ao carregamento aplicado, levando em consideração as seguintes hipóteses:

- A carga vertical aplicada na superfície da estaca deve ser superior à resistência lateral e menor que a capacidade de carga. Dessa forma, todo o atrito lateral será mobilizado e será necessário o acionamento da resistência de ponta;
- A reação de ponta deve ser inferior à resistência de ponta na ruptura e seja suficiente para o equilíbrio das forças.

O diagrama de esforço normal, utilizado na determinação do recalque da estaca, utiliza a metodologia adaptada de Aoki (1979), que admite a diminuição do esforço normal $P(z)$ da estaca ao longo da profundidade. Essa diminuição é devida à resistência de atrito lateral (R_{Li}).

Aoki e Cintra (2010) partiram da suposição de que essa diminuição do esforço normal é linear, como mostra a Figura 21.

Figura 21- Diagrama de esforço normal da estaca



Fonte: CINTRA; AOKI (2010)

Tem-se então que o esforço normal médio de cada camada é:

$$P_i = P - \frac{R_{Li}}{2} \quad \text{Equação 27}$$

Em que:

P_i : Esforço normal médio da camada “i”

P: carga aplicada na estaca;

i: número da camada.

Desse modo, a redução do esforço é dada pela redução acumulada, em que se deve somar a redução de cada camada:

$$P_1 = P - \frac{R_{L1}}{2} \quad \text{Equação 28}$$

$$P_2 = P - R_{L1} - \frac{R_{L2}}{2} \quad \text{Equação 29}$$

$$P_3 = P - R_{L1} - R_{L2} - \frac{R_{L3}}{2} \quad \text{Equação 30}$$

Assim, com o auxílio da Lei de Hooke, obtém-se o encurtamento elástico da estaca por meio da Equação 31:

$$\rho_e = \frac{1}{A \cdot E_c} \cdot \sum (P_i \cdot L_i) \quad \text{Equação 31}$$

Em que:

A: área da seção transversal do fuste;

E_c : módulo de elasticidade do concreto

Já para o recalque do solo, Aoki e Cintra (2010) utilizaram o princípio de ação e reação. A estaca aplica cargas R_{Li} ao solo, ao longo da superfície do fuste, e transmite a carga P_p ao solo situado na base da estaca. Segundo Aoki e Cintra (2010), devido a esse carregamento, as camadas situadas entre a base da estaca e a superfície do indeslocável sofrem deformações que resultam no recalque ρ_s do solo e, portanto, da base da estaca.

Segundo a ideologia de Vésic (1975), citada anteriormente, Aoki e Cintra (2010) também dividem o recalque do solo em duas parcelas, o devido à reação de ponta e a parcela devido à reação às cargas laterais.

Neste método, a parcela de recalque de uma estaca devido à carga de ponta é calculada considerando a força devido a reação de ponta (P_p), vertical e para baixo e que a aplicação dessa força gerará tensões nas camadas subjacentes. (PRUNUNCIATI, 2016)

Para encontrar uma expressão que estime o recalque do solo, Aoki e Cintra (2010) seguiram a metodologia de Aoki (1984). A força P_p , situada na ponta da estaca, provoca um acréscimo de tensões numa camada subjacente qualquer de espessura H segundo a Equação 32.

$$\Delta\sigma_p = \frac{4 P_p}{\pi \left(D + h + \frac{H}{2} \right)^2} \quad \text{Equação 32}$$

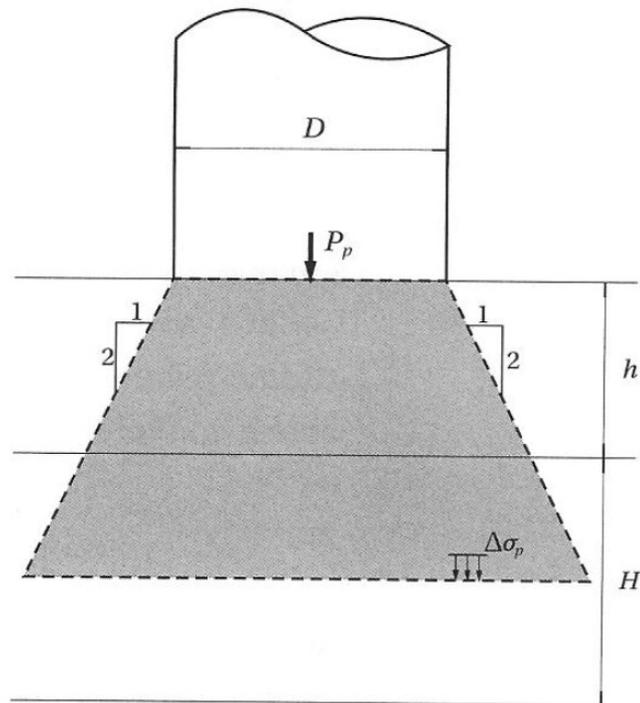
Em que:

D: diâmetro da base da estaca;

h: distância vertical do ponto de aplicação da força ao topo dessa camada.

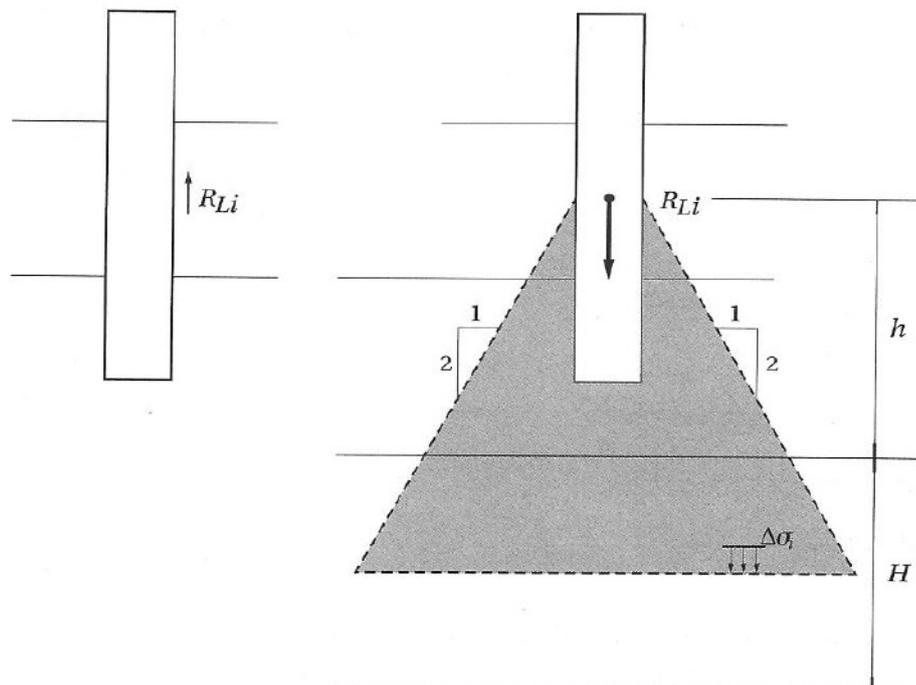
Para esse método, supôs-se que a propagação de tensões é de 1:2, como mostra a Figura 22. Para a estimativa do acréscimo de tensões devido ao esforço lateral é realizado um processo semelhante ao anterior, ou seja, considera-se que as reações às parcelas de resistência lateral também produzem uma tensão adicional na camada de solo subjacente. A Figura 23 representa a propagação de tensões devido a cargas laterais.

Figura 22- Propagação de tensões devido à reação de ponta



Fonte: CINTRA; AOKI (2010)

Figura 23- Propagação de tensões devido a cargas laterais



Fonte: CINTRA; AOKI (2010)

O cálculo do acréscimo de tensões provenientes de carregamentos laterais é feito através da Equação 33

$$\Delta\sigma_i = \frac{4 R_{Li}}{\pi \left(D + h + \frac{H}{2} \right)^2} \quad \text{Equação 33}$$

Em que:

$\Delta\sigma_i$: acréscimo de tensões;

Assim, levando-se em consideração o acréscimo de tensões no solo de todas as parcelas, tem-se:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \sum \Delta\sigma_i \quad \text{Equação 34}$$

Feito isso, o método de Aoki e Cintra (2010) estima o recalque devido ao solo utilizando a Teoria da Elasticidade Linear por meio da Equação 35

$$\rho_s = \sum \left(\frac{\Delta\sigma}{E_s} \cdot H \right) \quad \text{Equação 35}$$

E_s é o módulo de elasticidade da camada de solo, obtido através da Equação 36;

$$E_s = E_0 \left(\frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0} \right)^n \quad \text{Equação 36}$$

Em que:

E_0 : módulo de elasticidade do solo antes da execução da estaca

σ_0 : tensão geostática no centro da camada

n: expoente que depende da natureza do solo: n=0,5 para materiais granulares e n=0 para argilas duras e rijas.

Para o valor de E_0 , Aoki (1984) sugere as seguintes equações:

$E_0 = 6 \cdot K_A \cdot N_{SPT}$; para estacas cravadas

$E_0 = 4 \cdot K_A \cdot N_{SPT}$; para estacas hélice contínua

$E_0 = 3 \cdot K_A \cdot N_{SPT}$; para estacas escavadas

K_A é o coeficiente empírico adotado no método Aoki & Velloso (1975) para capacidade de carga, em função do tipo de solo, apresentado na Tabela 3.

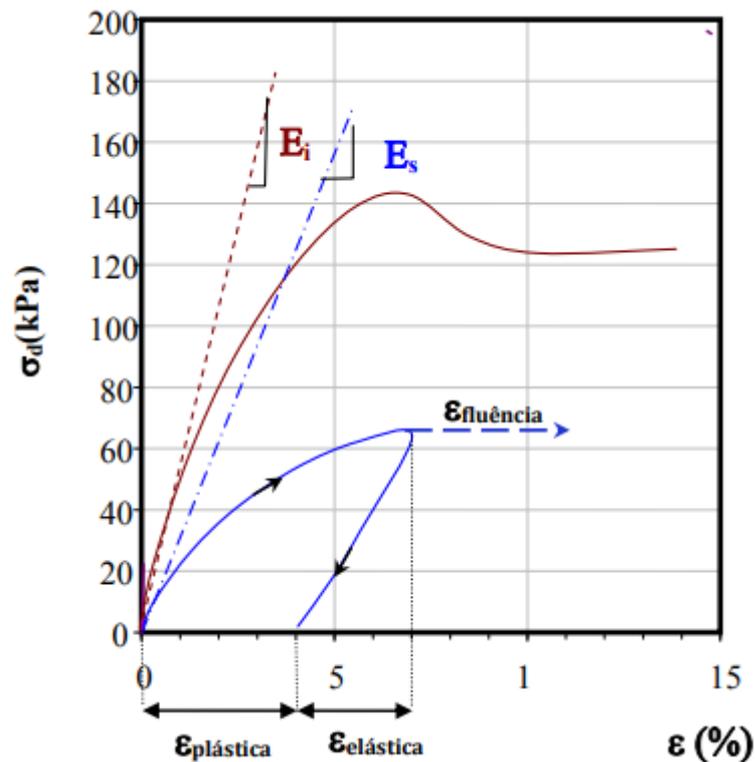
2.3 Compressibilidade dos solos

Ao se executar uma edificação, impõe-se no solo uma variação no estado de tensões, o que implica em deformações do solo, as quais dependem não só da carga aplicada, mas principalmente da compressibilidade do solo, que é definida como a propriedade que os solos têm de serem suscetíveis à compressão.

Segundo a UERJ (2018), as deformações podem ser subdivididas em três categorias (Figura 24):

- Elásticas: quando estas são proporcionais ao estado de tensões imposto. Para os solos que apresentam um comportamento elástico, a proporcionalidade entre as tensões (σ) e deformações (ε) é dada pela Lei de Hooke ($\sigma = E \cdot \varepsilon$, onde E = módulo de Elasticidade ou módulo de Young; constante e característico do material). As deformações elásticas estão associadas a variações volumétricas totalmente recuperadas após a remoção do carregamento;
- Plásticas: associadas a variações volumétricas permanentes sem a restituição do índice de vazios inicial do solo, após o descarregamento;
- Viscosas: também chamadas de fluência, são aquelas evoluem com o tempo sob um estado de tensões constante.

Figura 24 – Curva tensão x deformação



Fonte: UERJ (2018)

Devido ao solo ser um sistema trifásico, composto de partículas sólidas (minerais), ar e água nos seus vazios, as deformações que ocorrem no elemento podem estar associadas à:

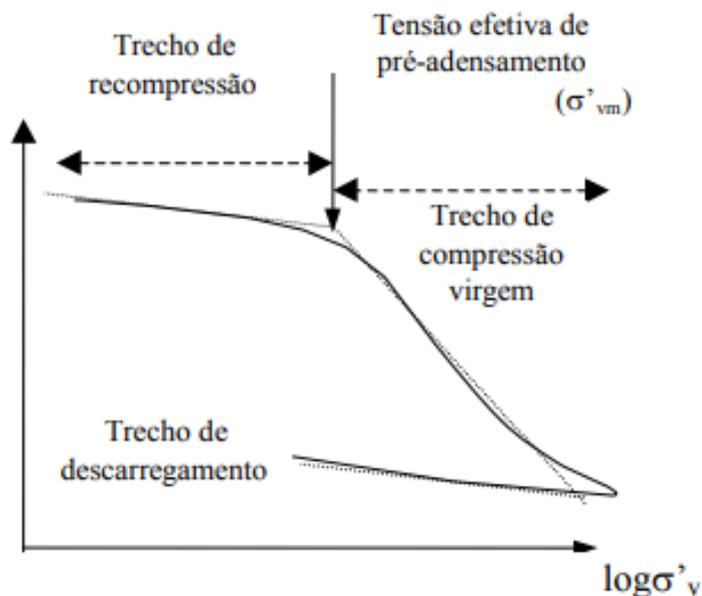
- deformação dos grãos individuais;
- compressão da água presente nos vazios (solo saturado);
- variação do volume de vazios, devido ao deslocamento relativo entre partículas.

Do ponto de vista de Engenharia Civil, a magnitude dos carregamentos aplicados às camadas de solo não é suficiente para promover deformações das partículas sólidas. A água, por sua vez é considerada como incompressível. Assim sendo, as deformações no solo ocorrem basicamente pela variação de volume dos vazios. Somente para casos em que os níveis de tensão são muito elevados, a deformação total do solo pode ser acrescida da variação de volume dos grãos (UERJ, 2018).

2.3.1 História de tensões e tensão de pré-adensamento

A ABNT NBR 6502:1995 define a tensão de pré adensamento com a máxima tensão efetiva vertical a que um solo já esteve submetido no ensaio de adensamento. Portanto, a tensão de pré adensamento (σ'_{vm}) consiste no valor da tensão a qual separa o trecho inicial de menor compressibilidade do solo (trecho de recompressão) e o trecho de compressão virgem do solo, momento em que o solo está sendo carregado com uma tensão efetiva maior do que a já depositada (Figura 25). A sua determinação é feita por processos gráficos, dentro os quais podemos citar, método de Casagrande e método de Pacheco e Silva.

Figura 25 – História de tensões



Fonte: UERJ (2018)

Segundo a UERJ (2018), o conhecimento do valor de σ'_{vm} é extremamente importante para o estudo do comportamento dos solos, pois representa a fronteira entre deformações relativamente pequenas e muito grandes. Na prática, a relação entre a tensão efetiva de pré-adensamento (σ'_{vm}) e a tensão efetiva vertical de campo (σ'_{vo}), denominada de razão de pré-adensamento, pode se dar das seguintes maneiras:

- *Solo normalmente adensado* ($\sigma'_{vm} = \sigma'_{vo}$): Neste caso, o solo nunca foi submetido a uma tensão efetiva vertical maior a atual e a tensão de pré adensamento corresponde à tensão efetiva do solo.
- *Solo pré-adensado* ($\sigma'_{vm} > \sigma'_{vo}$): Já nesse caso, no passado, o solo já foi submetido a um estado de tensões superior ao atual. A Tabela 10 mostra alguns fatores mais usuais.

Tabela 10 – Causas de pré adensamento

| Varição | Ação |
|-------------------|--|
| Tensão total | Remoção de sobrecarga superficial (processo erosão, ação do homem, recuo das águas do mar, por exemplo); Demolição de estruturas antigas; Glaciação. |
| Poropressão | Varição da cota do lençol freático; Pressões artesianas; Bombeamento profundo; Ressecamento e Evaporação; Ressecamento devido à vegetação. |
| Estrutura do solo | Compressão secundária; Mudanças ambientais tais como: temperatura, concentração de sais, pH, etc; Precipitação de agentes cimentantes, troca catiônica, etc. |

Fonte: UERJ (2018)

- *Solo sub-adensado* ($\sigma'_{vm} < \sigma'_{vo}$): Nessa situação, a tensão de pré adensamento é inferior à tensão efetiva do solo ocorre basicamente em solos em processo de adensamento.

2.4 Deslocamentos em estruturas e danos associados

Toda fundação sofre deslocamentos verticais (recalques), horizontais e rotacionais em função das solicitações a que é submetida. Esses deslocamentos dependem do solo e da estrutura, isto é, resultam da interação solo-estrutura. Quando os valores desses deslocamentos ultrapassam certos limites, poder-se-á chegar ao colapso da estrutura pelo surgimento de esforços para os quais ela não está dimensionada. Pode-se dizer, assim, que os deslocamentos, conforme a sua magnitude, terão uma influência sobre a estrutura, que vai desde o surgimento de esforços não previstos até o colapso (VELLOSO & LOPES, 2010).

A seguir seguem algumas possíveis causas de deslocamentos de fundações, seja ela superficial ou profunda:

- Aplicação de cargas estruturais;
- Rebaixamento do nível d'água;
- Colapso da estrutura do solo devido ao encharcamento;
- Inchamento de solos expansivos;
- Árvores de crescimento rápido em solos argilosos;
- Deterioração da fundação (desagregação do concreto por ataque de sulfatos, corrosão de estacas metálicas, envelhecimento de estacas de madeira);
- Subsidência devido à exploração de minas;
- Buracos de escoamento;
- Vibrações em solos arenosos;
- Inchamento de solos argilosos após desmatamento;
- Variações sazonais de umidade;
- Efeitos de congelamento.

Conhecidas as causas de um recalque, deve-se tomar nota do valor do recalque admissível, aquele que não prejudica a utilização da obra. Porém, com a fixação de um deslocamento admissível, são encontradas algumas dificuldades I.S.E. (1989):

- A utilização é subjetiva e depende tanto da função da obra como a reação dos usuários;
- As estruturas variam tanto entre si, seja no geral ou no detalhe, que é difícil estabelecer orientações gerais quanto aos deslocamentos admissíveis;
- As estruturas, inclusive as fundações, raramente se comportam como previsto, porque os materiais da construção apresentam propriedades diferentes das admitidas no projeto; além disso, uma análise "total" ou "global", incluindo terreno e alvenarias, seria extremamente complexa e conteria ainda hipóteses questionáveis;
- Além de depender das cargas e dos recalques, os deslocamentos nas estruturas podem ocorrer de outros fatores, tais como deformação lenta, retração e temperatura; no entanto, tem-se apenas um entendimento quantitativo desses fatores, e faltam medições cuidadosas do comportamento de estruturas reais.

2.4.1 Limites de utilização

É importante distinguir entre danos causados a elementos estruturais e danos causados a alvenarias e acabamentos. Os movimentos das fundações afetam a aparência visual, a função e a utilização, mas é essencial reconhecer que prejuízos de natureza puramente estética são menos importantes, e essa importância depende do tipo e da utilização da obra, como ilustra a Tabela 11 (VELLOSO & LOPES, 2010).

Tabela 11 – Relação entre abertura de fissuras e danos em edifícios

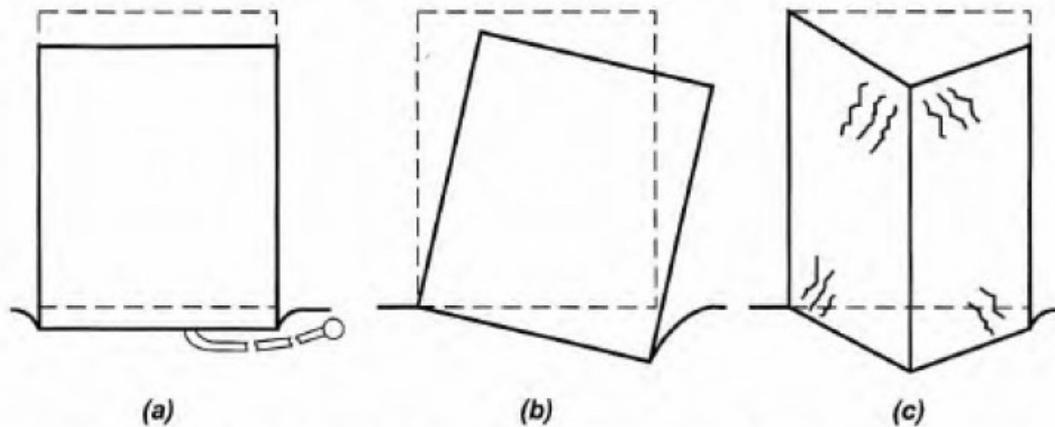
| Abertura da fissura (mm) | Intensidade dos danos | | | Efeito na estrutura e no uso do edifício |
|--------------------------|-------------------------|-----------------------|-------------------|--|
| | Residencial | Comercial ou público | Industrial | |
| < 0,1 | Insignificante | Insignificante | Insignificante | Nenhum |
| 0,1 a 0,3 | Muito leve | Muito leve | Insignificante | Nenhum |
| 0,3 a 1 | Leve | Leve | Muito leve | Apenas estética; |
| 1 a 2 | Leve a moderada | Leve a moderada | Muito leve | deterioração acelerada do aspecto externo |
| 2 a 5 | Moderada | Moderada | Leve | Utilização do edifício será |
| 5 a 15 | Moderada a severa | Moderada a severa | Moderada | afetada e, no limite superior, a estabilidade |
| 15 a 25 | Severa a muito severa | Severa a muito severa | Moderada a severa | também pode estar em risco |
| > 25 | Muito severa a perigosa | Severa a perigosa | Severa a perigosa | Cresce o risco de a estrutura tornar-se perigosa |

Fonte: THORNBURN; HUTCHINSON (1985)

2.4.2 Deformações limites

Uma estrutura ou edificação pode-se deformar de três modos ou por alguma combinação entre tais modos, como ilustra a Figura 26.

Figura 26 – Principais modos de deformação de uma estrutura: (a) recalques uniformes; (b) recalques desuniformes sem distorção; (c) recalques desuniformes com distorção



Fonte: VELLOSO; LOPES (2010)

No primeiro modo, ocorrem danos estéticos e funcionais – se os recalques forem muito grandes – e danos às ligações da estrutura com o exterior (tubulações de água, esgoto e outras; rampas, escadas, passarelas etc.). No segundo caso, ocorrem danos estéticos decorrentes do desaprumo (mais visível quanto mais alto o prédio) e danos funcionais decorrentes do desnivelamento de pisos etc. No último caso, além dos danos estéticos e funcionais mencionados nos dois casos anteriores, há também danos dessa mesma natureza decorrentes da fissuração, e há danos estruturais (VELLOSO; LOPES, 2010).

2.4.2.1 Danos estéticos

Na maioria dos casos são causados por desaprumo e inclinações perceptíveis e antiestéticos. Em geral, desvios da vertical maiores que 1/250 são notados, porém a fixação de valores limites é subjetiva, pois, segundo Velloso e Lopes (2010), em Santos (SP) são aceitos desaprumos que dificilmente seriam aceitos em outro local.

Para eliminar a influência de fatores subjetivos, Velloso e Lopes (2010) sugere a classificação de danos segundo os critérios descritos na Tabela 12. É importante lembrar que apenas o aspecto estético foi considerado na classificação.

Tabela 12 - Classificação de danos visíveis em paredes conforme facilidade de reparação

| Categoria do Dano | Danos Típicos | Largura aproximada da fissura (mm) |
|--------------------------|--|--|
| | Fissuras capilares com largura menor que 0,1 mm são classificadas como desprezíveis. | < 0,1 |
| 1 | Fissuras finas que podem ser tratadas facilmente durante o acabamento normal. | < 1 |
| 2 | Fissuras facilmente preenchidas. Um novo acabamento provavelmente é necessário. Externamente, pode haver infiltrações. Portas e janelas podem empenar ligeiramente. | < 5,0 |
| 3 | As fissuras podem ser reparadas por um pedreiro. Fissuras que reabrem podem ser mascaradas por um revestimento adequado. Portas e janelas podem empenar. Tubulações podem quebrar. A estanqueidade é frequentemente prejudicada. | 5 a 15 ou um número de fissuras (por metro) >3 |
| 4 | Trabalho de reparação extensivo, envolvendo a substituição de panos de parede, especialmente sobre portas e janelas. Esquadrias de portas e janelas distorcidas; pisos e paredes inclinados visivelmente. Tubulações rompidas. | 15 a 25, mas também em função do número de fissuras |
| 5 | Essa categoria requer um serviço de reparação mais importante, envolvendo reconstrução parcial ou completa. Vigas perdem suporte; paredes inclinam perigosamente e exigem escoramento. Janelas quebram com distorção. Perigo de instabilidade. | Usualmente > 25, mas também função do número de fissuras |

Fonte: I.S.E. (1989)

2.4.2.2 Danos funcionais

As deformações admissíveis dependem da utilização da construção. A função da estrutura, também, frequentemente determina a magnitude das deformações admissíveis. Assim, para um valor de recalque, é possível que ocorra dano funcional em uma estrutura, e em uma outra construção não ocorra.

Porém, segundo Velloso e Lopes (2010), é necessário um questionamento em relação à exigências de fabricantes de máquinas de precisão, elevadores, etc., pois frequentemente são exageradas e levam a projetos de fundações e de estrutura antieconômicos.

2.4.2.3 Danos estruturais

As limitações de deformações para atender à estética e a funcionalidade da estrutura em geral garantem a estabilidade da obra e a ausência de danos estruturais que possam comprometer a sua segurança. Entretanto, existem exceções. Por exemplo, uma estrutura muito rígida pode tombar como um todo sem apresentar, previamente, fissuração apreciável (VELLOSO; LOPES, 2010).

2.4.3 Recalques diferenciais limites

As Tabela 13 e Tabela 14 apresentam valores limites de recalques diferenciais. Na Tabela 13 é considerada a distorção angular entre dois elementos de fundação, enquanto a Tabela 14 a deflexão por metro.

Tabela 13 – Valores limites da rotação relativa ou distorção angular β para edifícios estruturados e paredes portantes armadas

| | Skempton e MacDonald (1956) | Meyerhof (1956) | Polshin e Tokar (1957) | Bjerrum (1963) |
|---|--|----------------------------|---|---------------------------|
| Danos estruturais | 1/150 | 1/250 | 1/200 | 1/150 |
| Fissuras em paredes e divisórias | 1/300 (porém, recomendado 1/500) | 1/500 | 1/500 (0,7/1000 a 1/1000 em painéis extremos) | 1/500 |

Fonte: I.S.E. (1989)

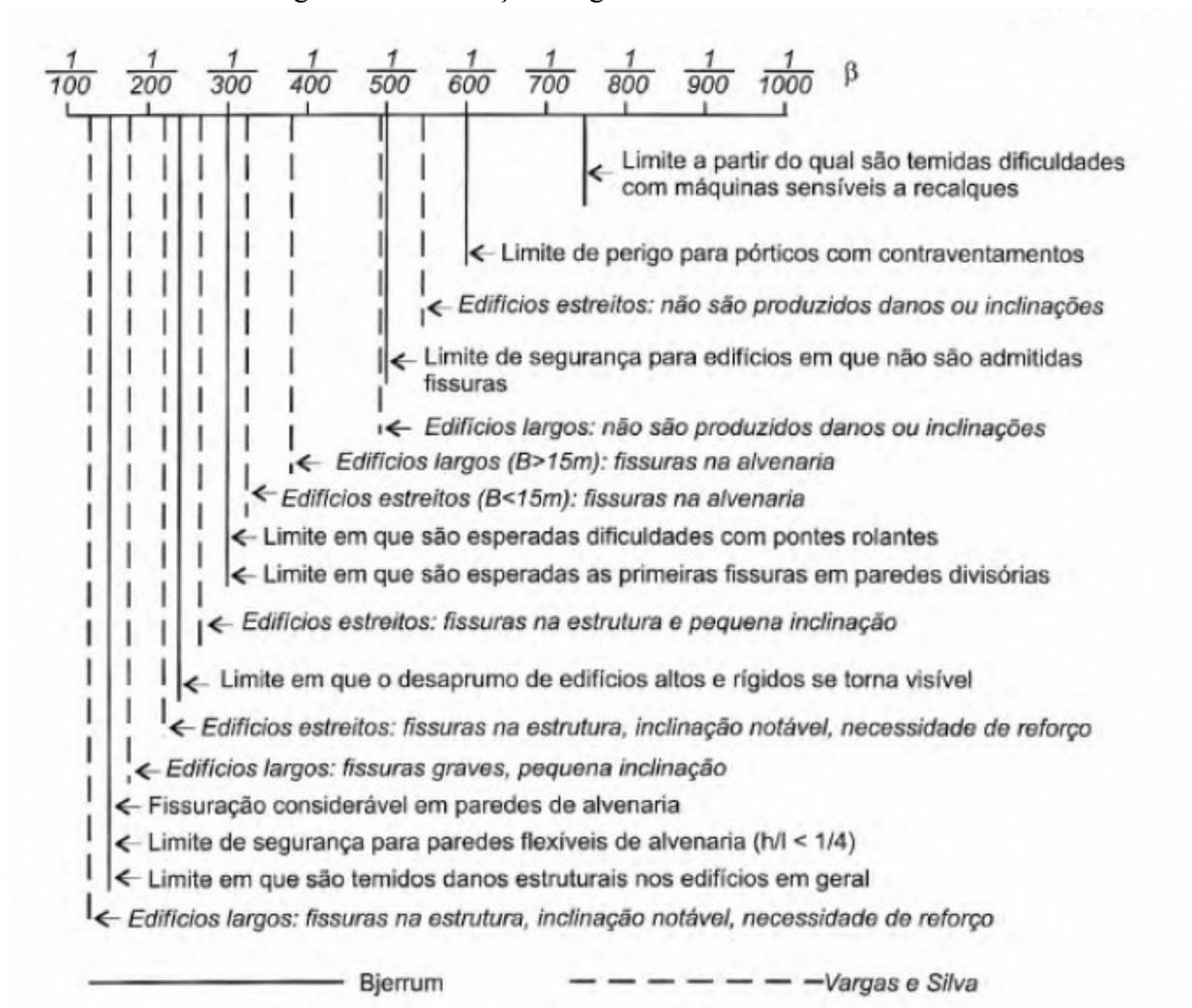
Tabela 14 – Valores limites da relação de deflexão Δ/L para a ocorrência de fissuras visíveis em paredes portantes não armadas

| Configuração | Meyerhof (1956) | Polshin e Tokar (1957) | Burland e Wroth (1974) |
|-------------------|-----------------|--------------------------|------------------------|
| Côncava para cima | 1/2500 | L/H < 3: 1/3500 a 1/2500 | L/H = 1: 1/2500 |
| | | L/H < 5: 1/2000 a 1/1500 | L/H = 5: 1/1250 |
| Convexa para cima | - | - | L/H = 1: 1/5000 |
| | | | L/H = 5: 1/2500 |

Fonte: I.S.E. (1989)

Já a Figura 27 apresenta os valores da distorção angular β e os danos associados sugeridos por Bjerrum (1963) e complementados por Vargas e Silva (1973).

Figura 27 – Distorções angulares e danos associados



2.4.4 Recalques limites

A definição do valor do recalque limite é diretamente ligada à deformação limite suportada pela estrutura, respeitando parâmetros citados acima.

Skempton e MacDonald (1956) apresentaram algumas correlações de recalques limites, e Grant et al. (1974) reavaliaram tais correlações, conforme Tabela 15.

Tabela 15 – Recalques máximos e distorções angulares ($w_{máx} = 1/R (\delta w/l)$)

| Solo | Fundações | | Radiers | |
|---------|-----------|------|---------|-----------------------|
| | isoladas | | | |
| | | (cm) | (cm) | |
| argilas | 1/R | S | 2540 | 3175 |
| | | G | 3050 | 1 a 1,1B |
| | $w_{máx}$ | S | 7,6 | 10,2 |
| areias | 1/R | S | 1524 | 1905 |
| | | G | 1524 | Valores são duvidosos |
| | $w_{máx}$ | S | 5,1 | 6,4 |

S = Skempton e MacDonald (1956); G = Grant et al. (1974)

B = largura da fundação; R é uma relação empírica entre $\delta w/l$ e $w_{máx}$.

Fonte: VELLOSO; LOPES (2010)

2.4.5 Recalques totais limites

O valor do recalque total limite é imposto pelo projetista, que avalia a estrutura de modo a não danificá-la. Em casos em que o projetista julga não necessária uma análise mais profunda, I.S.E (1989) orienta da seguinte maneira (VELLOSO; LOPES, 2010):

Areias – Para sapatas em areias, é pouco provável que o recalque diferencial seja maior que 75% do recalque máximo. Como a maioria das estruturas é capaz de resistir a um recalque diferencial de 20 mm, recomenda-se adotar um recalque absoluto limite de 25 mm. Para fundações em radiers, esse valor pode ser elevado para 50 mm. Skempton e MacDonald (1956) sugerem 40 mm para sapatas isoladas e 40 a 65 mm para radiers, partindo da fixação de um β limite igual a 1/500.

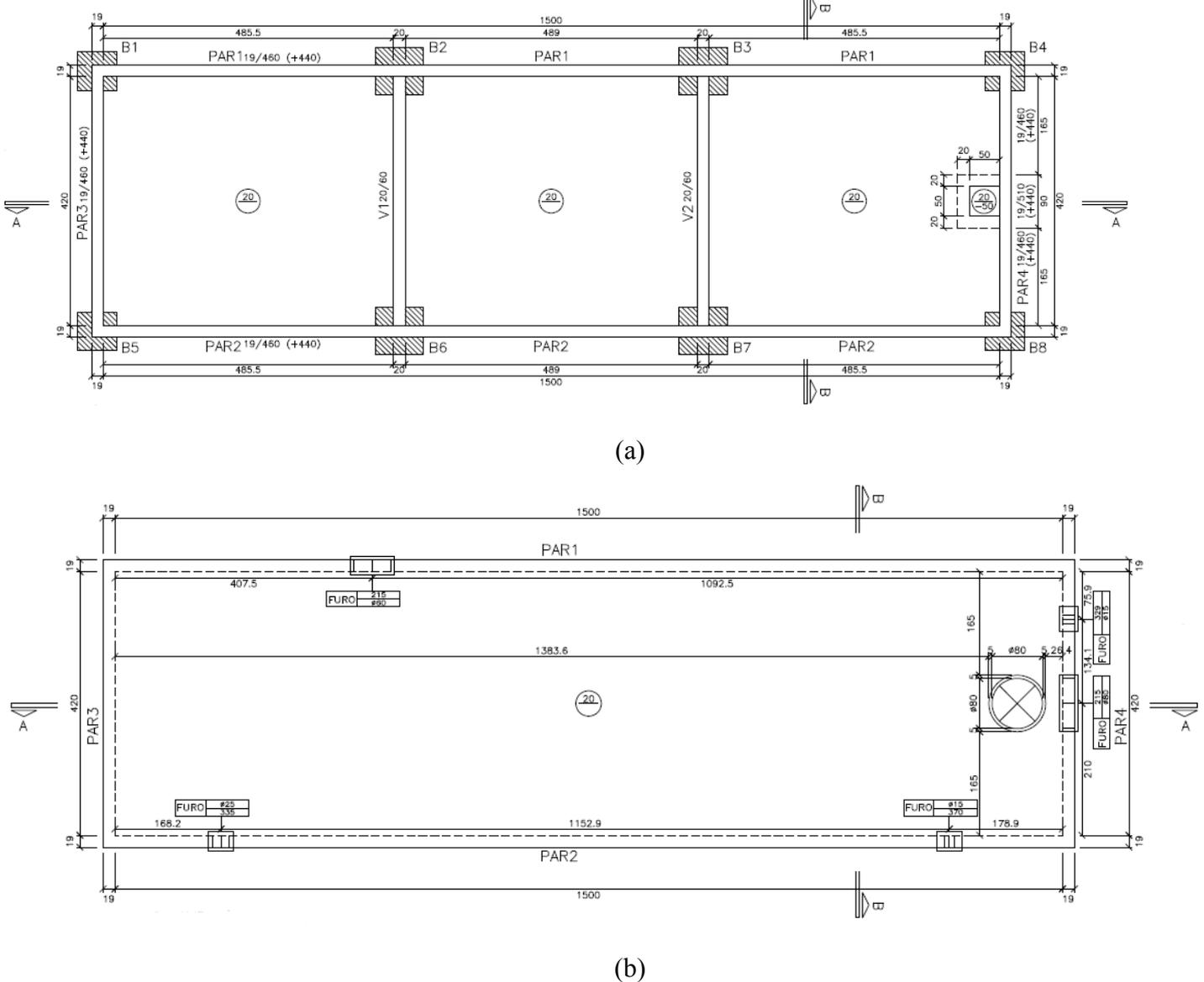
Argilas – Procedendo como no caso das areias, Skempton e MacDonald (1956) chegaram, para as fundações em argilas, a um recalque diferencial máximo de projeto da ordem de 40 mm. Daí decorrem os recalques absolutos limites de 65 mm para sapatas isoladas e de 65 a 100 mm para radiers. Essa proposição foi criticada por Terzaghi na discussão do trabalho de Skempton e

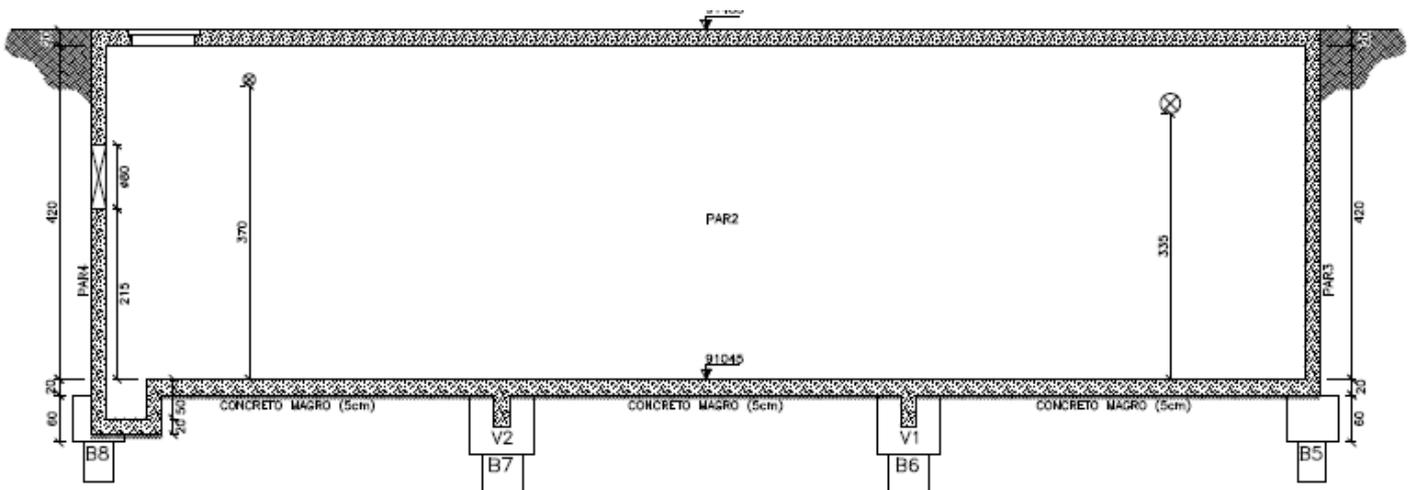
MacDonald. Em I.S.E. faz-se uma análise cuidadosa com base nos dados mais recentes. A conclusão é que aqueles valores, sobretudo o recalque diferencial, são razoáveis como “limites de rotina”. Entretanto, valores maiores podem ser aceitos.

3 MATERIAL E MÉTODOS

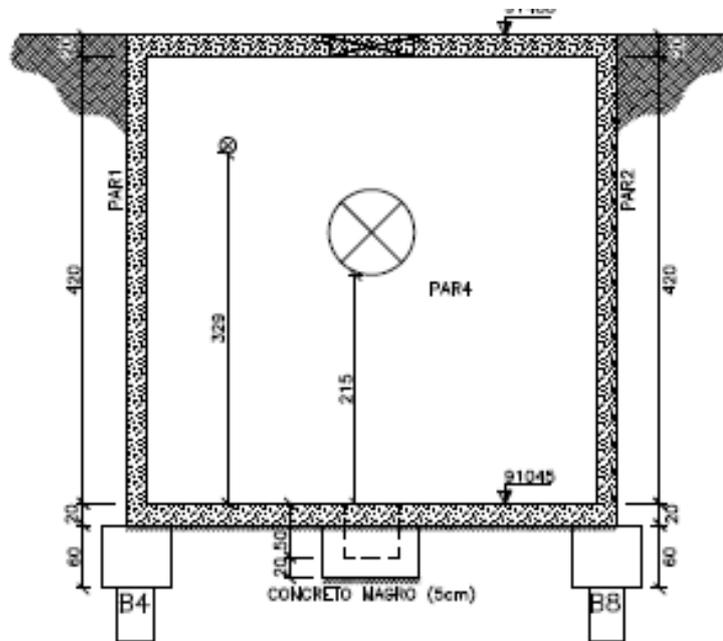
O objetivo desse trabalho é analisar o comportamento da fundação de um reservatório de águas pluviais enterrado localizado na cidade de Uberlândia/MG (Figura 28), e, se possível, apresentar uma melhor solução para o mesmo. As dimensões do reservatório são: 15 m de comprimento, 4,2 m de largura e 4,2 m de profundidade. Para isso, será estimada a capacidade de carga da fundação do reservatório e o recalque das fundações.

Figura 28 – Reservatório de águas pluviais enterrado: (a) Formas fundo, (b) Formas tampa, (c) Corte A-A e (d) Corte B-B





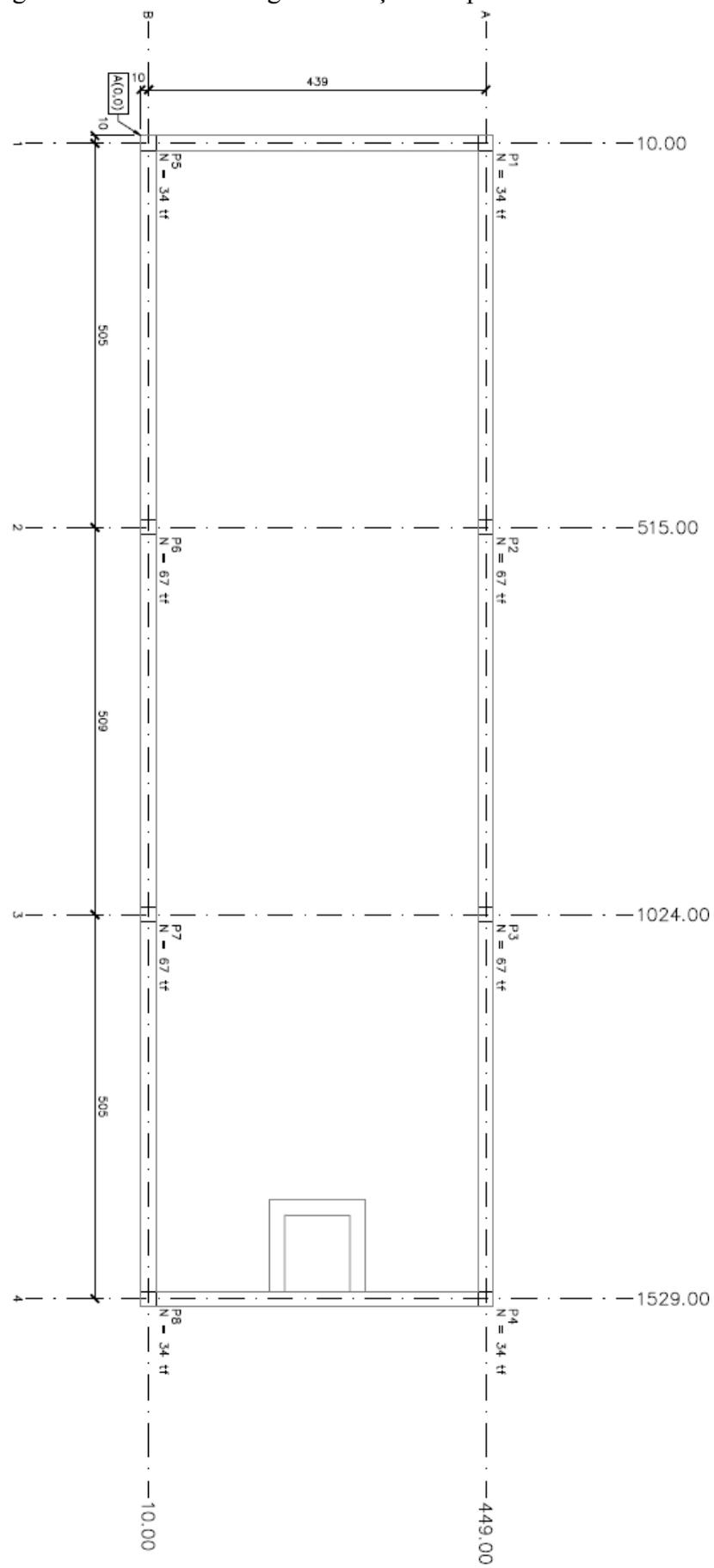
(c)



(d)

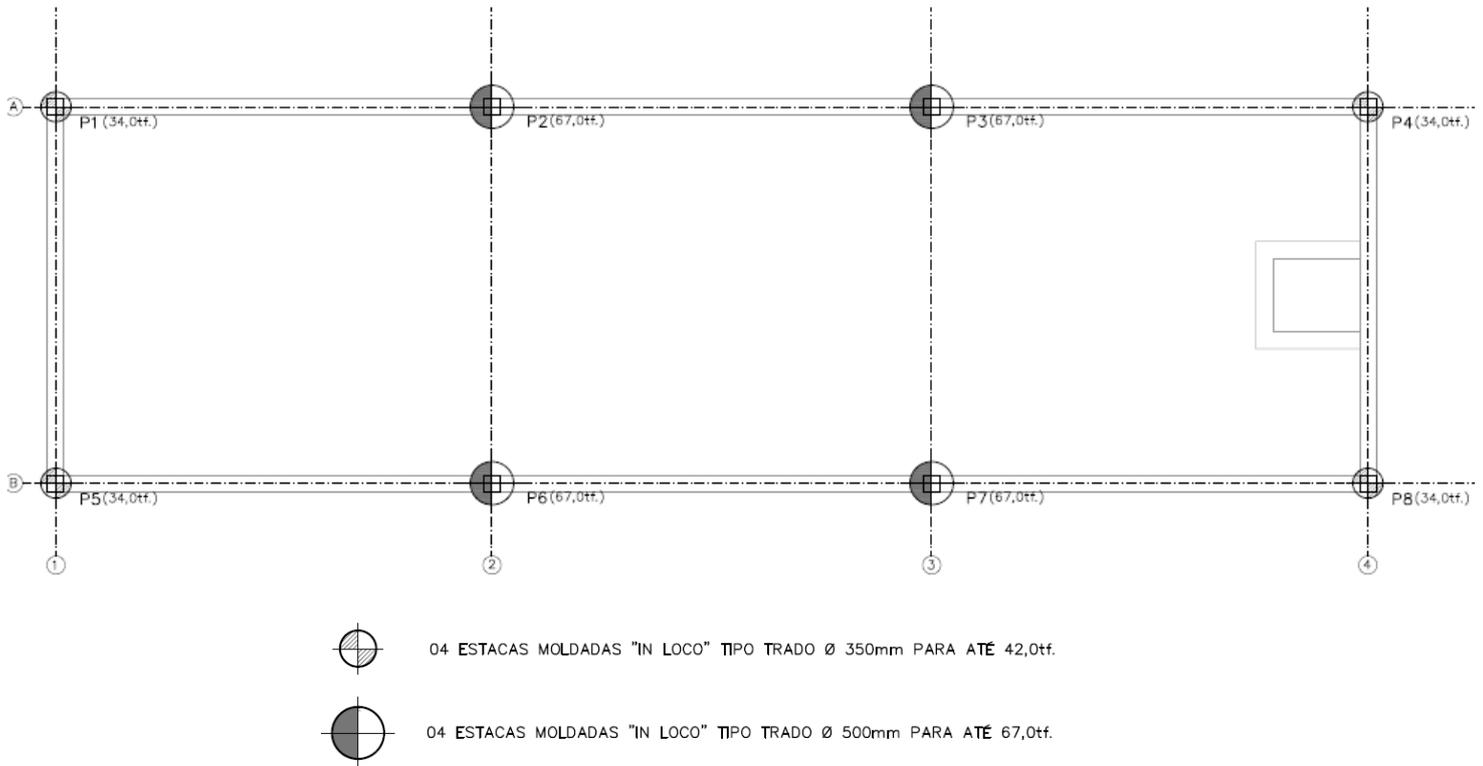
A planta de cargas e a locação dos pilares são ilustradas na Figura 29. É possível notar que foi não considerada a transferência de cargas pela laje de fundo do reservatório. Foram nomeados nove pilares (P1 à P9) os quais descarregam todo o esforço do reservatório.

Figura 29 – Planta de cargas e locação dos pilares - Reservatório



A solução proposta para a fundação do reservatório enterrado foi em estaca escavada mecanicamente à trado com diâmetros de 35 e 50 centímetros, com 20 metros de profundidade, como mostra a Figura 30.

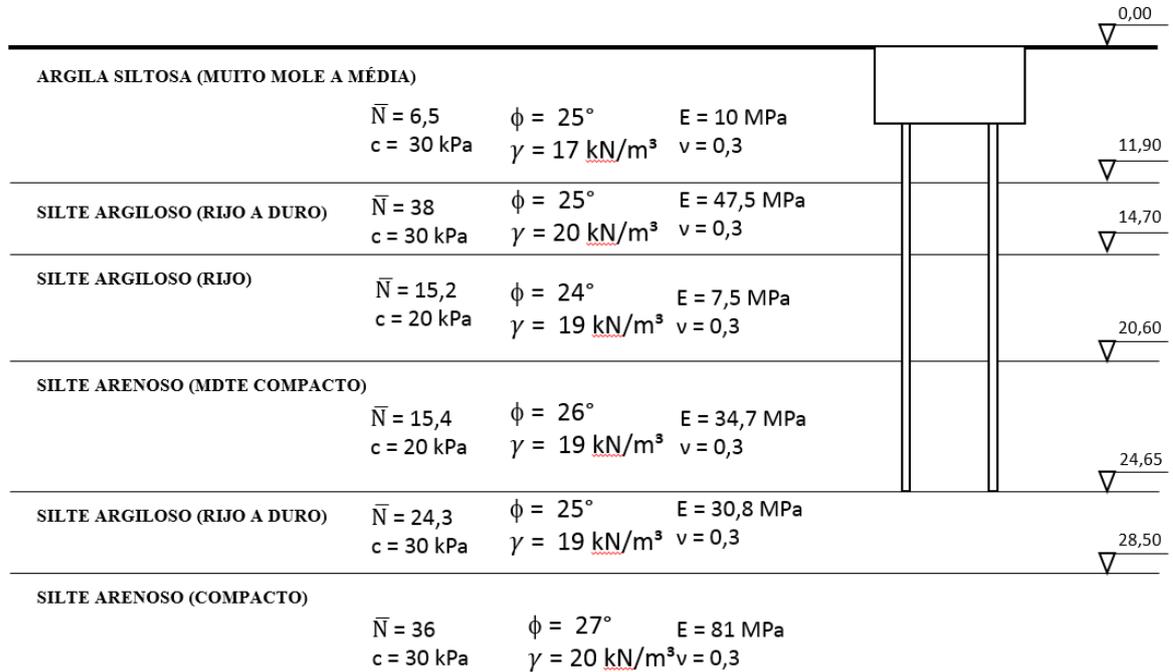
Figura 30 – Projeto de fundação – Reservatório enterrado



Para realizar o estudo da fundação do reservatório de águas pluviais utilizou-se do relatório de sondagem à percussão realizado no local da estrutura (**ANEXO I**). O relatório apresenta o número de golpes necessários para que o amostrador perfure o solo a cada metro, sendo caracterizado como um parâmetro de resistência do solo.

A partir do relatório de sondagem, pôde-se desenhar o perfil do solo abaixo do reservatório de águas pluviais (Figura 31). Para obter as propriedades dos solos foram empregadas correlações utilizando o N_{SPT} , conforme Joppert (2007).

Figura 31 – Perfil do solo



Fonte: Autor (2018)

4 ESTUDO DE CASO

4.1 Determinação da capacidade de carga e estimativa de recalque

Desenhado o perfil geotécnico, determinou-se a capacidade de carga das estacas de acordo com alguns autores. Primeiramente, analisou-se conforme Aoki e Velloso (1975). Para isso, utilizou-se apenas de características da estaca, do N_{SPT} e a classificação de cada camada de solo, resultando nos seguintes valores:

Tabela 16 – Capacidade de carga das estacas segundo Aoki e Velloso (1975)

| Diâmetro (cm) | Resistência de ponta (kN) | Resistência lateral (kN) |
|------------------|------------------------------|-----------------------------|
| 35 | 179,2 | 495,3 |
| 50 | 365,8 | 707,6 |

Fonte: Autor (2018)

O segundo método analisado foi o de Decourt e Quaresma (1978). Foram utilizadas as mesmas informações que o método anterior, resultando em valores de capacidade de carga apresentados na Tabela 17.

Tabela 17 – Capacidade de carga das estacas segundo Decourt e Quaresma (1978)

| Diâmetro (cm) | Resistência de ponta (kN) | Resistência lateral (kN) |
|--------------------------------|--|---|
| 35 | 280,6 | 870,9 |
| 50 | 572,6 | 1244,2 |

Fonte: Autor (2018)

Por fim, calculou-se a capacidade de carga das estacas conforme Teixeira (1996), encontrando os seguintes valores:

Tabela 18 – Capacidade de carga das estacas segundo Teixeira (1996)

| Diâmetro (cm) | Resistência de ponta (kN) | Resistência lateral (kN) |
|--------------------------------|--|---|
| 35 | 190,5 | 1344,0 |
| 50 | 388,8 | 1920,0 |

Fonte: Autor (2018)

Para calcular o valor de capacidade de carga admissível, seguiu-se a ABNT NBR 6122:2010:

$$R_{adm} = \frac{R}{F.S} \quad \text{Equação 37}$$

Em que:

R_{adm} : Capacidade de carga admissível ($R_{adm} \geq 1,25 \cdot R_L$).

R: Capacidade de carga da estaca;

F.S.: Fator de segurança ($F.S. \geq 2$);

R_p : Resistência de ponta ($R_p \leq 0,2 \cdot R_{adm}$);

R_L : Resistência lateral ($R_L \geq 0,8 \cdot R_{adm}$).

O fator de segurança sugerido para o método de Aoki e Velloso (1975) é igual a dois. Já para os outros métodos, o fator de segurança é diferente para resistência de ponta e resistência lateral. Nos métodos de Decourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996) sugere-se um fator de segurança para resistência de ponta igual a 4 e para a resistência lateral utiliza-se o valor de 1,3 para Decourt e Quaresma (1978) e 1,5 para Teixeira (1996). Portanto, tem-se os seguintes valores de capacidade de carga admissível:

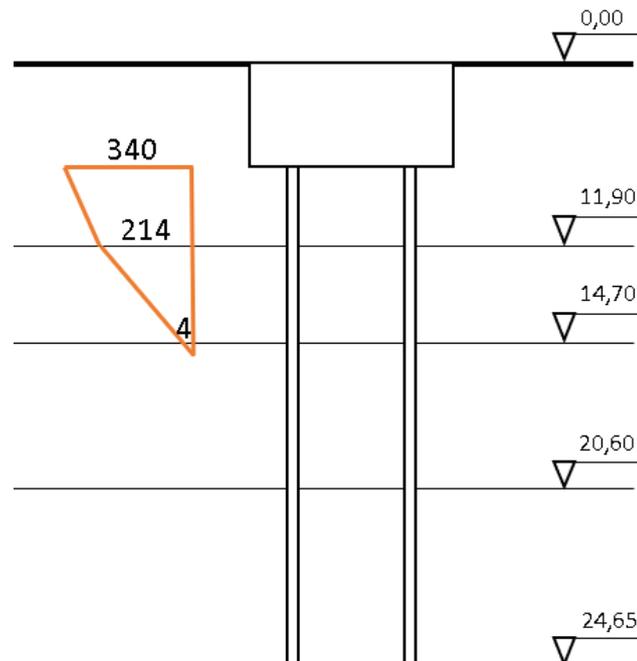
Tabela 19 – Capacidade de carga admissível das estacas

| Diâmetro (cm) | Método de Aoki e Velloso (1975) (kN) | Método de Decourt e Quaresma (1978) (kN) | Método de Teixeira (1996) (kN) |
|---------------|--------------------------------------|--|--------------------------------|
| 35 | 330,1 | 731,7 | 935,2 |
| 50 | 528,1 | 1083,1 | 1360,1 |

Fonte: Autor (2018)

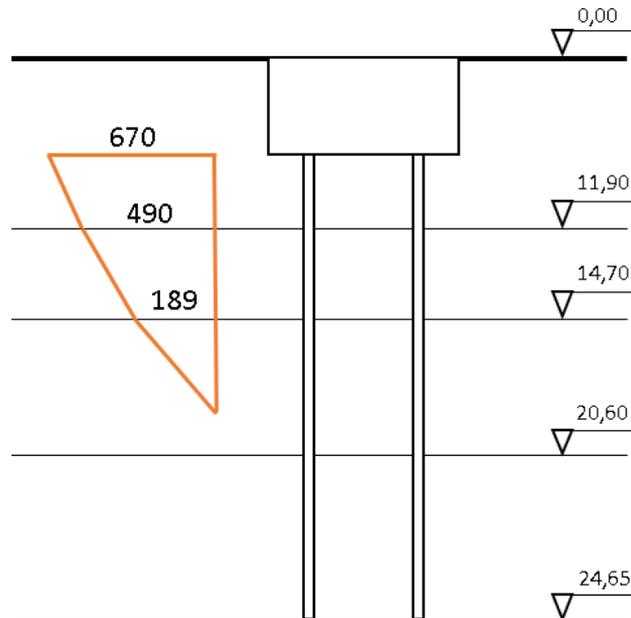
O método de Aoki e Velloso (1975) apresentou resultados incoerentes quando comparado aos outros dois métodos. Com isso, considerou-se apenas os resultados dos outros dois métodos. A estaca de 35 cm de diâmetro possui carregamento de 340 kN e a estaca de 50 cm, 670 kN, como ilustra a Figura 29. Comparando-se o carregamento e a capacidade de carga admissível das estacas, observa-se que a capacidade de carga é muito superior ao carregamento. Assim, conclui-se que a fundação está superdimensionada para efeitos de capacidade de carga. Para calcular o recalque das estacas, fez-se um diagrama de esforços normais nos segmentos da estaca diferenciados pelas camadas de solo adjacentes. Os diagramas são apresentados nas figuras abaixo, na cor alaranjado.

Figura 32 – Diagrama de esforços normais – Estaca de diâmetro 35 cm (unidades em kN e m)



Fonte: Autor (2018)

Figura 33 Diagrama de esforços normais – Estaca de diâmetro 50 cm (unidades em kN e m)



Fonte: Autor (2018)

Como pode ser observado, a ponta da estaca não está sendo solicitada, assim, o recalque proveniente da carga de ponta pode ser desconsiderado. Desse modo restaram-se apenas o recalque devido ao encurtamento elástico da estaca e devido à distribuição de carga no fuste. A Tabela 20 apresenta o valor do recalque para diferentes métodos de estimativa de recalque.

Tabela 20 - Recalque de estacas

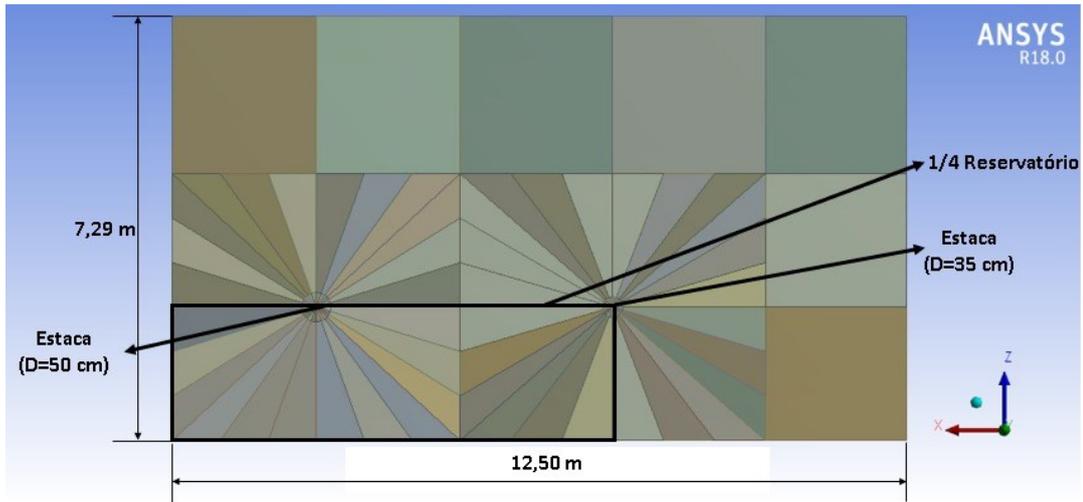
| Diâmetro (cm) | Método de Poulos e Davis (1980) (mm) | Método de Vésic (1969, 1975a) (mm) | Método de Aoki e Cintra (2010) (mm) |
|--------------------------|---|---|--|
| 35 | 1,81 | 2,67 | 1,55 |
| 50 | 2,07 | 3,67 | 2,69 |

Fonte: Autor (2018)

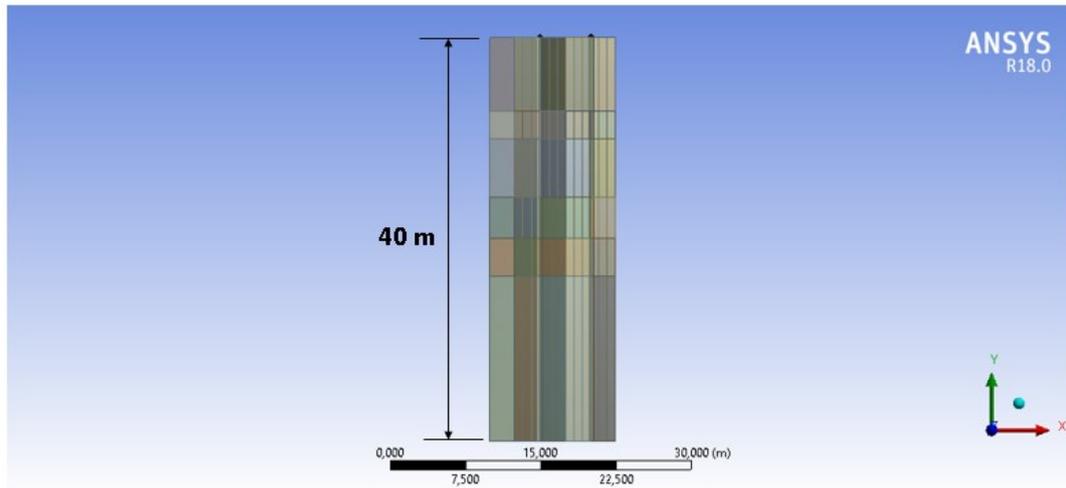
Também foram feitas análises numéricas para obter o valor do recalque de cada estaca. Para a modelagem utilizou-se o *software* ANSYS o qual formula as estruturas através do Método dos Elementos Finitos (FEM-3D), que consiste em discretizar todo o modelo em elementos finitos e, partindo de condições de contorno, calcula numericamente toda a estrutura, apresentando deslocamentos, tensões, reações de apoio, deformações, entre outras informações.

Para minimizar o esforço computacional, modelou-se apenas um quarto do reservatório, por ser simétrico em duas direções (Figura 34).

Figura 34 – Geometria utilizada para modelagem numérica: (a) planta e (b) perfil



(a)

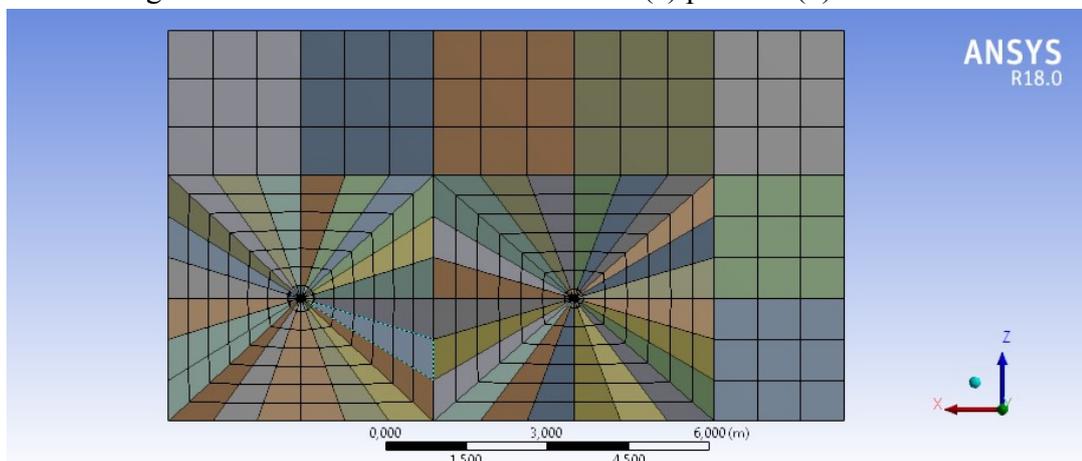


(b)

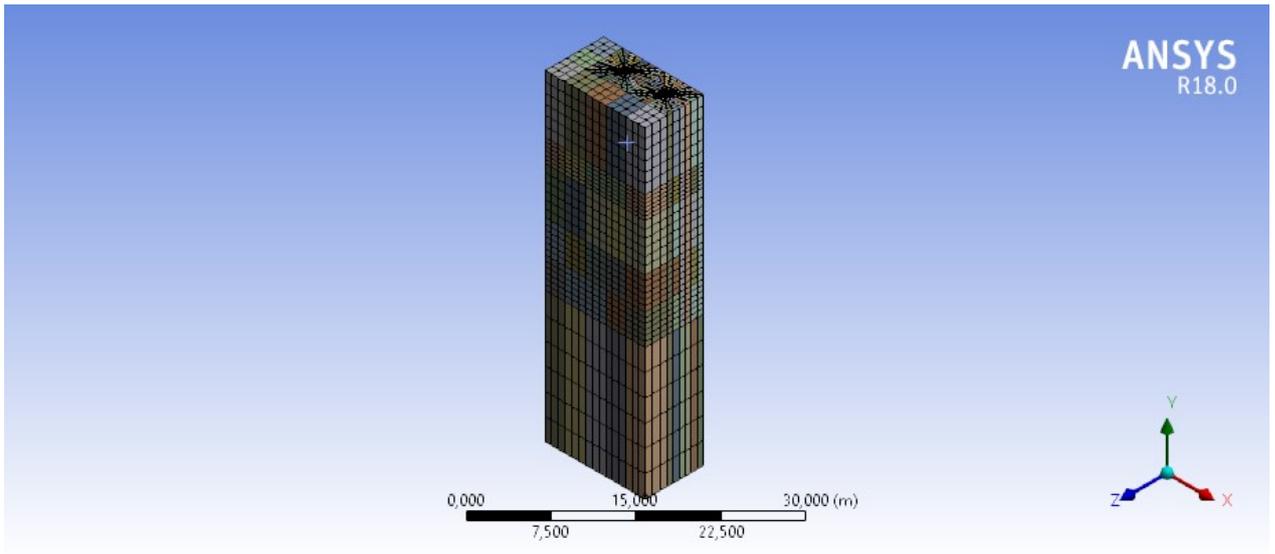
Fonte: Autor (2018)

A malha de elementos finitos é apresentada na Figura 35.

Figura 35 – Malha de elementos finitos: (a) planta e (b) isométrico



(a)

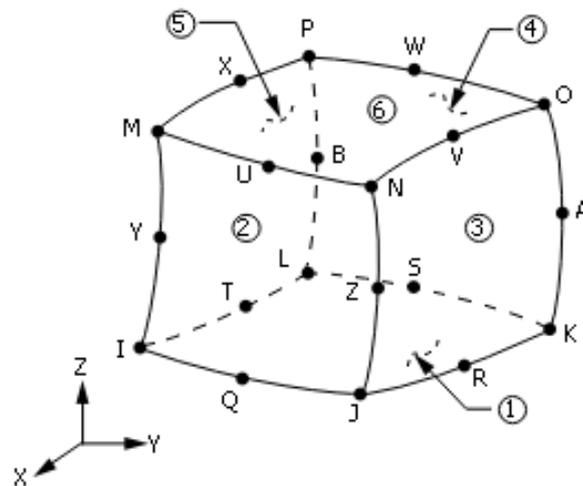


(b)

Fonte: Autor (2018)

Para a modelagem utilizou-se o elemento finito SOLID186 hexaédrico (Figura 36). A quantidade total de nós e elementos finitos foi de 87.623 e 19.370, respectivamente.

Figura 36 – Elemento SOLID186 utilizado na modelagem numérica

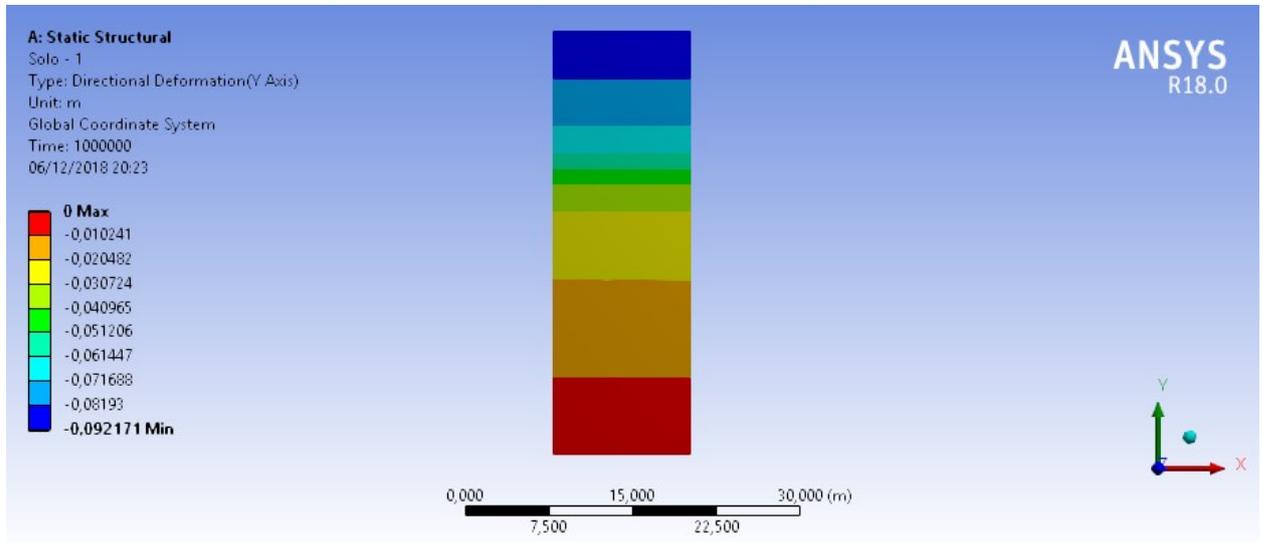


Fonte: ANSYS (2018)

Logo depois definiu-se as características do solo. Segundo Carneiro e Garcia (2018), o solo na região próxima ao elemento de fundação possui coesão e módulo de atrito degradados e módulo de elasticidade elevado. Com isso, determinou-se novos valores de coesão, ângulo de atrito e módulo de elasticidade (metade do valor inicial para ângulo de atrito e coesão e cinco vezes o valor inicial de módulo de elasticidade).

Modelou-se então o solo para determinar seu deslocamento vertical na cota de arrasamento das estacas apenas com a ação da gravidade. Notou-se um deslocamento máximo de 92 mm, como mostra a Figura 37.

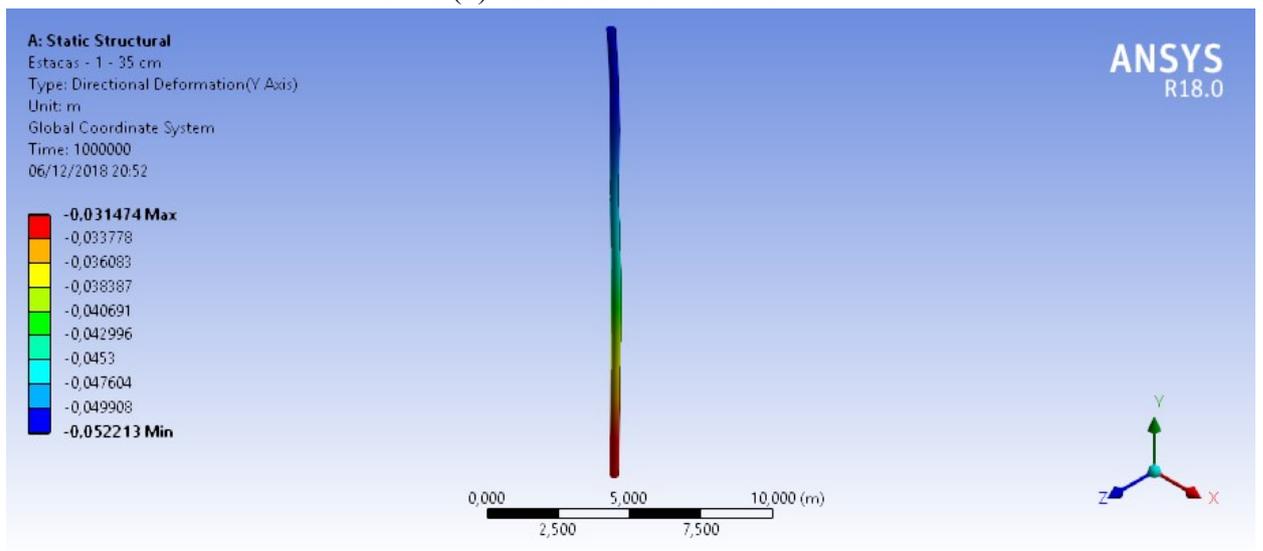
Figura 37 – Recalque devido à ação da gravidade



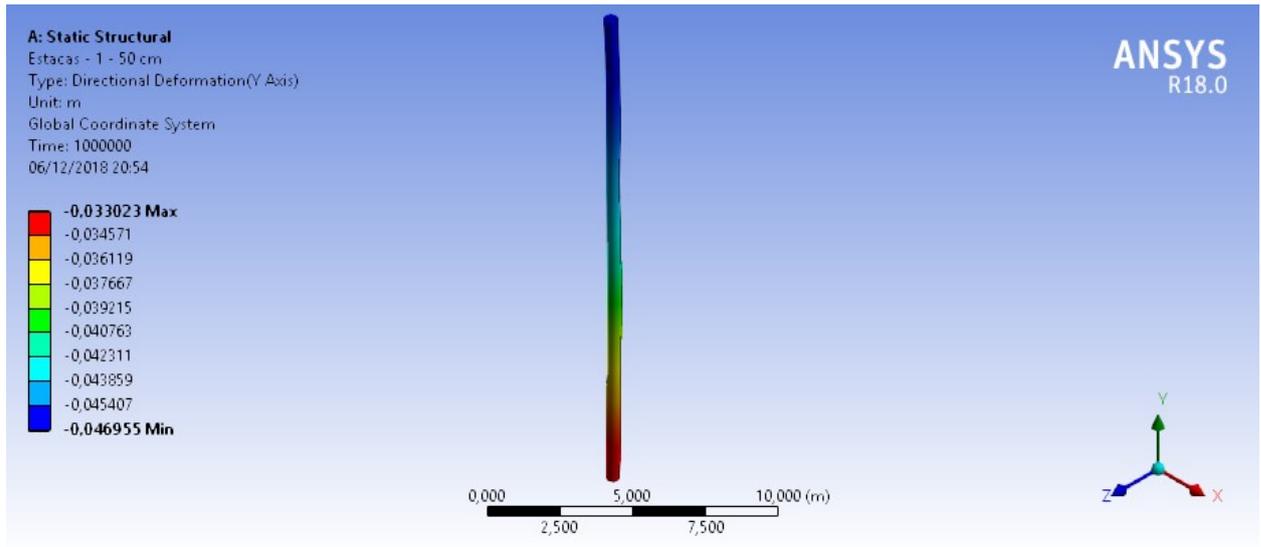
Fonte: Autor (2018)

Posteriormente, modelou-se o problema com a estaca, retirando o peso do solo ocupado pelo reservatório e carregando as estacas conforme Figura 29, obtendo os deslocamentos apresentados na Figura 38.

Figura 38 – Recalque das estacas submetidas à compressão axial: (a) estaca com diâmetro 35 cm e (b) estaca com diâmetro 50 cm



(a)



(b)

Fonte: Autor (2018)

Os valores de recalque obtidos após o carregamento da estaca foram menores do que o deslocamento vertical do solo com a ação da gravidade. Assim, pode-se concluir que houve uma expansão do solo. A expansão do solo é comum em desconfinamentos e descarregamentos do solo. A tensão atuante na cota de arrasamento da estaca antes da escavação era de aproximadamente $4,6 \cdot 17 = 78,2$ kPa - profundidade vezes peso específico. Com a escavação, e carregamento do solo devido a tensões do reservatório, tem-se uma nova tensão atuante de $\frac{4 \cdot 340 + 4 \cdot 670}{4,58 \cdot 15,38} = 57,35$ kPa – carregamento total do reservatório dividido pela área da laje de fundo do reservatório.

De fato, as ações provenientes do reservatório são menores do que àquelas que o solo já esteve submetido, o que possibilita dizer que o solo está sob o regime elástico. Desse modo, a tensão atuante é inferior à tensão de pré adensamento, o que mostra que o solo é pré adensado.

4.2 Otimização da fundação

Devido ao carregamento do reservatório ser inferior ao já submetido, a primeira proposta para otimizar a fundação é uma fundação em radier, que será estudada a seguir. Por se tratar de um descarregamento do solo, pode-se concluir que a fundação superficial trabalhará apenas no regime elástico da curva carga-recalque (Fase I - Figura 3)

Tomando como base o carregamento do reservatório apresentado na Figura 29, tem-se a seguinte tensão atuante na laje de fundo do reservatório:

$$\sigma = \frac{4 \cdot 340 + 4 \cdot 670}{4,58 \cdot 15,38} = 57,35 \text{ kPa}$$

Para o cálculo da tensão admissível foi utilizado o Método de Terzaghi e Peck (1967). Com as dimensões do reservatório e com os valores de coesão e ângulo de atrito apresentados na Figura 31, obteve-se um valor de tensão resistente igual a 547 kPa.

O fator de segurança para o método de Terzaghi e Peck (1967) deve ser maior ou igual a três. Com isso, encontra-se uma tensão admissível de 182 kPa, que é muito superior à tensão atuante. Já para o cálculo do recalque utilizou-se primeiramente o método apresentado em Velloso e Lopes (2010). Conforme dito anteriormente, nesse caso, o radier trabalhará apenas no regime elástico, logo será calculado apenas o recalque elástico ou recalque imediato.

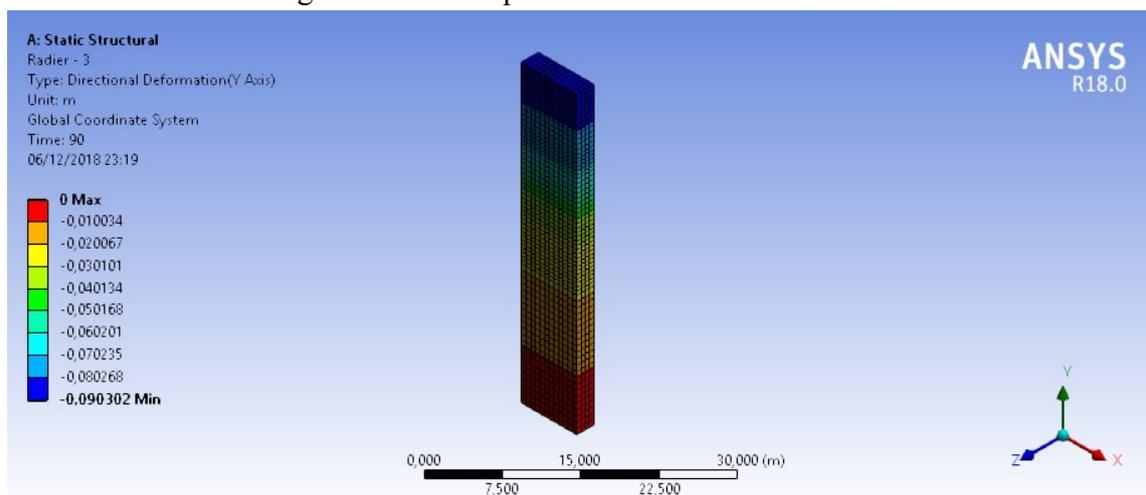
Por se tratar de uma estrutura com grandes dimensões horizontais quando comparadas à espessura da laje de fundo, considerou-se uma fundação flexível. Com isso, e a partir do perfil do solo, obteve-se um recalque no canto de 21,8 mm, no centro de 44mm e médio de 37,7 mm, que são inferiores ao limite indicado por Skempton e MacDonald (1956) de 102 mm.

Posteriormente, calculou-se o recalque conforme Janbu *et al.* (1956). Considerou-se um bulbo de tensões igual a 3 vezes a menor dimensão do radier, resultando num recalque imediato de 60 mm, que também é inferior a 102 mm.

Desse modo, entende-se que a utilização de estacas na fundação pode não ser necessária, pois apenas o radier suporta o carregamento do reservatório apresentando capacidade de carga adequada e recalques mínimos.

Analisou-se também o recalque do radier numericamente através do *software* ANSYS (Figura 39).

Figura 39 - Recalque do radier obtido numericamente



Fonte: Autor (2018)

Comparando a Figura 39 e a Figura 37, também nota-se que o recalque do radier é inferior ao recalque do solo submetido a ações gravitacionais, porém um valor mais próximo comparado

ao recalque das estacas. Já ao comparar a Figura 38 e a Figura 39, é possível ver que o recalque causado pelo radier é ligeiramente maior, o que demonstra um melhor aproveitamento do solo. Porém, o solo localizado na região de Uberlândia/MG é colapsível, ou seja, com a saturação do solo há a diminuição brusca de volume do solo, o que acarreta distorções na fundação superficial. No caso do reservatório de águas pluviais, esse fato deve ser considerado, visto que, caso ocorra algum vazamento na estrutura, a fundação será prejudicada podendo levar ao seu colapso.

4.3 Análise dos possíveis danos à estrutura causados por recalques

Quanto ao valor de recalque máximo, as duas soluções apresentaram bons resultados. A fundação em estaca (isolada) apresentou recalques inferiores a 7,6 cm e o radier inferior a 10,2 cm, conforme indicado por Skempton e MacDonald (1956).

Já com relação à distorção angular das estacas, tem-se:

$$\beta = \frac{0,00269 - 0,00155}{5,05} = 0,0002 = \frac{1}{5000}$$

Comparando o resultado com os danos causados por recalques diferenciais sugeridos por Bjerrum (1963) e complementados por Vargas e Silva (1973) (Figura 27), pode-se concluir que não ocorrerá dano algum à estrutura com a solução proposta pelo projetista, e, portanto, nenhum dano de utilização, estético e funcional.

Para a fundação em radier, a distorção angular é de:

$$\beta = \frac{0,044 - 0,0218}{7,5} = 0,00296 \approx \frac{3}{1000}$$

Comparando aos dados de Bjerrum (1963) e Vargas e Silva (1973), a fundação em radier também apresenta excelentes resultados, garantindo a segurança estrutural, a funcionalidade e a utilização do reservatório. Mas para que isso aconteça é preciso garantir a impermeabilização do reservatório, em toda a sua vida útil, o que demanda inspeções periódicas e manutenções preventivas.

4.4 Comparativo entre soluções estudadas

A Tabela 21 apresenta as vantagens e desvantagens de cada tipo de fundação para o reservatório de retenção de águas pluviais estudado nos tópicos anteriores.

É importante ressaltar que o carregamento do reservatório é inferior ao peso do solo escavado, o que implica em alívio de tensões do solo, possibilitando encontrar as seguintes vantagens e desvantagens.

Tabela 21 – Comparativo entre propostas de cálculo

| Tipo de fundação | Vantagens | Desvantagens |
|-----------------------------|---|---|
| Fundação profunda | Capacidade de carga atendida com fator de segurança elevado | Solução mais dispendiosa |
| | Apresenta recalques mínimos | Capacidade de carga muito superior ao carregamento, o que mostra que a fundação foi superdimensionada. |
| | Distorção angular na fundação muito pequena, não causando nenhum dano à estrutura | |
| | Caso ocorra algum vazamento no reservatório, é o tipo de fundação menos prejudicado | |
| Fundação superficial | Capacidade de carga atendida com fator de segurança elevado | Caso ocorra algum vazamento no reservatório, a fundação superficial é muito prejudicada (solo colapsível) |
| | Apresenta recalques mínimos | |
| | Distorção angular na fundação muito pequena, não causando nenhum dano à estrutura | |
| | Solução mais barata | |

Fonte: Autor (2018)

Para o caso da fundação profunda, é possível diminuir a capacidade de carga com a diminuição da sua profundidade de forma a buscar um melhor aproveitamento da fundação. Assim, acredita-se que para o reservatório enterrado a fundação profunda traz mais benefícios ao reservatório.

5 CONCLUSÃO

Com relação ao estudo das fundações projetadas para o reservatório de retenção de águas pluviais em Uberlândia/MG, conclui-se que a opção escolhida pelo projetista foi adequada e atendeu bem à situação, porém observou-se que não foi utilizada toda a capacidade de carga dos elementos de fundação. Para a estaca de 35 cm de diâmetro, utilizou-se menos de 50% de toda a capacidade de carga, enquanto que na estaca de 50 cm de diâmetro utilizou-se 62%.

Conseqüentemente, os valores de recalque obtidos para as estacas do reservatório enterrado foram extremamente pequenos, na ordem de 3 mm, causando recalques diferenciais imperceptíveis, não provocando nenhum dano estético, funcional ou estrutural.

Em estruturas enterradas, deve-se calcular o peso de solo a ser retirado e compará-lo às ações de cálculo causadas pela estrutura. No exemplo estudado, o reservatório é mais leve em cerca de 25% do solo retirado para sua execução. Esse fato foi comprovado com a expansão do solo após efetuado o carregamento da estrutura.

Notou-se que em estruturas enterradas uma excelente solução são as fundações superficiais, pois, nesses casos, em que o solo já foi submetido a tensões de compressão devido a ações gravitacionais, a sua tensão resistente superficial é elevada. Porém, devem ser consideradas características do solo e da estrutura.

No caso do reservatório de água na região de Uberlândia/MG, onde há o risco de vazamento e o solo é colapsível, a fundação superficial pode não ser a melhor solução, pois pode ser prejudicada com a saturação de solo causada por um vazamento, levando a estrutura ao colapso. Do contrário, caso seja garantida a impermeabilização do reservatório, observou-se que a fundação superficial em radier atende bem à estrutura do reservatório. O valor da capacidade de carga do solo é muito superior ao carregamento da estrutura (carregamento é cerca de 30% da resistência do solo) e o valor do recalque (38 mm) não causa nenhum risco à estrutura.

Por fim, no estudo de caso, sugere-se a adoção de uma profundidade menor para as estacas, de forma a minorar os custos com escavação e consumo de concreto. Por se tratar de carregamentos de pequena intensidade, acredita-se que a opção pelo radier não seja viável, devido ao risco que a estrutura estará submetida.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13208 - Estacas - Ensaio de carregamento dinâmico**, 1994.
- ABNT-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12131 - Estacas - Prova de carga estática - Método de Ensaio**, 2006.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502 - Rochas e Solos**, 1995.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122 - Projeto e execução de fundações**.
- ABU-FARSAKH, M. Y.; TITI, H. H. Assessment of direct cone penetration tests methods for predicting the ultimate capacity of friction driven piles. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2004.
- ALBUQUERQUE, P. J. R. et al. **Comportamento à compressão de estacas escavadas, hélice contínua e hélice tipo ômega, em solo residual de diabásio**. Campinas, SP: [s.n.].
- ALBUQUERQUE, P. J. R. **Estacas escavadas, hélice-contínua e omega: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio através de provas de carga instrumentadas em Profundidade**. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2001.
- ALONSO, U. R. **Exercícios De Fundações**. 1ª ed. São Paulo: Editora Edgard Blücher LTDA, 1983.
- ALONSO, U. R. **Previsão e controle das fundações**. 1ª ed. São Paulo: Editora Edgard Blücher LTDA, 1991.
- ALONSO, U. R. Prova de carga estática em estacas (uma proposta para a revisão da Norma NBR 12.131). In: **Solos e Rochas**. São Paulo: [s.n.]. p. 47–59.
- ALONSO, U. R. **Contribuição para a formação de um banco de dados de provas de carga estáticas em estacas Hélice Contínua**. 4º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. **Anais...**São Paulo: 2000
- AOKI, N. **Considerações sobre projeto e execução de fundações profundas**Belo Horizonte,

1979.

AOKI, N. **Previsão da curva carga-recalque**. Palestra proferida na Escola de Engenharia de São Carlos - USP. **Anais...**São Carlos: 1984

AOKI, N. A new dynamic load test concept. **XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, p. 1–4, 1989.

AOKI, N.; VELLOSO, D. D. A. **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. V CONGRESSO PANAMERICANO DE MECANICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES. **Anais...**Buenos Aires, Argentina: 1975

BALLA, A. Bearing capacity of foundations. **Soil Mechanics and Foundations Division**, v. v. 89, p. 13–34, 1962.

BARROS, N. B. F. **Previsão de recalque e análise de confiabilidade de fundações em estacas hélice contínua**: Dissertação (Mestrado em Engenharia). São Carlos: [s.n.].

BJERRUM, L. **Interaction between structure and soil**. EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. **Anais...**Wiesbaden: 1963

BURLAND, J. B.; WROTH, C. P. **Settlement of buildings and associate damage**. CONF. ON SETTLEMENT OF STRUCTURES. **Anais...**London: 1974

CARNEIRO, T. O.; GARCIA, J. R. **Análise numérica de estaca raiz submetida à compressão axial utilizando elementos de contato**. VIII Semana de Iniciação Científica e Tecnológica da UFU e Mostra de Trabalhos do PET. **Anais...**Uberlândia: 2018

CASTELLI, F.; MAUGERI, M. Simplified Nonlinear Analysis for Settlement Prediction of Pile Groups. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 128, n. January, p. 76–84, 2002.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: Projeto Geotécnico**. Oficina de ed. São Paulo: [s.n.].

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por Estacas: Projeto Geotécnico**. 1ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010b.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão admissível em fundações diretas**. São Paulo: Rima, 2003.

DAVIS, E. H.; BOOKER, J. R. The effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays. **Geotechnique**, v. 23, p. 551–563, 1973.

DE BEER, E. E. Experimental determination of the shape factors and the bearing capacity factors of sand. **Geotechnique**, v. 20, 1970.

DÉCOURT, L.; QUARESMA FILHO, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT. **VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**, p. 45–53, 1978.

DÓRIA, L. E. S. **Projeto de estrutura de fundação em concreto do tipo radier**. [s.l.] Universidade Federal de Alagoas - UFAL, 2007.

FLEMING, W. G. K. et al. **Piling engineering**. Surrey University Press, Glasgow and London, UK: [s.n.].

FOX, E. N. **The mean elastic settlement of a uniform loaded area at a depth below the ground surface**. INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. **Anais...**Rotterdam: 1948

GARCIA, J. R. Estudo do comportamento carga vs recalque de estacas raiz carregadas à compressão. p. 189, 2006.

GRANT, R.; CHRISTIAN, J. T.; VANMARCKE, E. H. Differential settlements of buildings. **Journal of Structural Division**, v. 100, p. 937–991, 1974.

GUNARATNE, M. **The foundation engineering handbook**. Boca Raton, Estados Unidos: CRC Press, Taylor & Francis Group, 2006.

HACHICH, W. et al. **Fundações: Teoria e Prática**. Editora Pi ed. São Paulo: [s.n.].

HANSEN, J. B. **A general formula for bearing capacity**. Geoteknisk Institut. **Anais...**Copenhagen: 1961

HANSEN, J. B. **The philosophy of foundation design: design criteria, safety factors and settlement limits**. Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations. **Anais...**Durham: 1965

HANSEN, J. B. **A revised and extended formula for bearing capacity**. Danish Geoteknisk Institut. **Anais...**Copenhagen: 1970

HARR, M. E. **Foundations of theoretical soil mechanics**. New York: MacGraw-Hill Book Co.: [s.n.].

INSTITUTION OF STRUCTURAL ENGINEERS (I.S.E.), **Soil-structure interaction: the real behavior of structures**London, 1989.

- JOPPERT, I. J. **Fundações e contenções de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução.** [s.l.] PINI, 2007.
- KÉZDI, A. **Handbuch der Bodenmechanik.** VEB Verlag fur Bauwesen Berlin, 1970.
- LOPES, F. R. **The undrained bearing capacity of piles and plates studied by the Finit Element Method.** [s.l.] University of London, 1979.
- MAGALHÃES, P. H. L. Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estacas hélice contínua via provas de carga. 2005.
- MEYERHOF, G. G. The Ultimate bearing capacity of foundations. **Geotechnique**, v. 2, p. 301–332, 1951.
- MEYERHOF, G. G. **The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads.** INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. **Anais**...Zurich: 1953
- MEYERHOF, G. G. Influence of roughness of base and ground-water conditions on the ultimate bearing capacity of foundations. **Geotechnique**, v. 5, p. 227–242, 1955.
- MEYERHOF, G. G. **The ultimate bearing capacity of foundations on slopes.** INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4. **Anais**...London: 1957
- MEYERHOF, G. G. Some recent research on the bearing capacity of foundations. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 1, p. 16–26, 1963.
- MIOZZO, L. G. **Estudo do comportamento de sapatas de concreto armado assentes sobre solo sedimentar da região de santa maria.** [s.l.] Universidade Federal de Santa Maria, 2007.
- MONTEIRO, P. F. F. **Comunicação pessoal**, 1997.
- NETO, L. R. Interpretação de deformação e recalque na fase fundação em estaca cravada. p. 311, 2005.
- NOGUEIRA, R. C. R. Comportamento de estacas tipo raiz, instrumentadas, submetidas à compressão axial, em solo de diabásio. p. 1–246, 2004.
- OHDE, J. **Zur theorie des erddruckes unter besonderer berucksichtigung der erddruckverteilung.** Bautechnik: [s.n.].

- PERLOFF, W. H. **Pressure distribution and settlement.** (H.-Y. (Eds. . WINTERKORN H. F.; FANG, Ed.) Foundation engineering handbook. **Anais...**New York: Van Nostrand Reinhold Co.: 1975
- POLSHIN, D. E.; TOKAR, R. A. **Maximum allowable non-uniform settlement of structures.** INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. **Anais...**London: 1957
- POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile foundation analysis and design**Sydney, 1980.
- PRANDTL, I. **Über die härte plastischer körper.** [s.l: s.n.].
- PRUNUNCIATI, P. L. **RECALQUES EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS – ANÁLISE EM ESTACAS HÉ LICE CONTÍNUA.** Sorocaba: [s.n.].
- REISSNER, H. **Zum erddruckproblem.** INTERNATIONAL CONGRESS OF APPLIED MECHANICS, 1. **Anais...**Delft: 1924
- ROBERTSON, P. K. et al. An evaluation of pile design in Fraser River Delta using in-situ tests. **FOUNDATION ENGINEERING: CURRENT PRINCIPLES AND PRACTICES. GSP 22. AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS,** p. 92–105, 1989.
- RUIZ, M.; PANDO, M. Load Transfer Mechanisms of Tip Post-Grouted Drilled Shafts in Sand. **Contemporary Topics in Deep Foundations,** p. 23–30, 2009.
- SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e suas aplicações na engenharia de fundações.** Oficina de ed. São Paulo: [s.n.].
- SIMONS, N. E.; MENZIES, B. K. **Introdução à Engenharia de Fundações.** [s.l.] Interciência, 1981.
- SKEMPTON, A. W. **The bearing capacity of clays.** Building research congress. **Anais...**London: 1951
- SKEMPTON, A. W.; MACDONALD, D. H. **Allowable settlement of buildings.** Proceedings of the Institution of Civil Engineers. **Anais...**London: 1956
- SODRÉ, D. J. R. **Análise estatística de métodos de precisão do comportamento de estaca raiz.** [s.l.] Escola de Engenharia de São Carlos, 1994.
- TEIXEIRA, A. H. **Análise, Projeto e Execução de Fundações.** **3o Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia PROJETO,** p. 1–18, 1996.
- TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics.** New York: John Wiley & Sons, 1943.

TERZAGHI, K. . **Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer grundlage**. Franz Deuticke: [s.n.].

TERZAGHI, K. .; PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice**. 2 ed ed. New York: John Wiley and Sons Co., 1967.

THORNBURN, S.; HUTCHINSON, J. F. **Underpinning** London, 1985.

TITI, H. H.; ABU-FARSAKH, M. Y. Evaluation of bearing capacity of piles from cone penetration test data. **Louisiana Transportation Research Center**, 1999.

TOMLINSON, M. J. **Foundation design and construction**. 5^a ed. Londres, Inglaterra: Pitman Books Ltd., 1986.

UERJ. **Recalques em solos argilosos**. Rio de Janeiro: [s.n.].

VARGAS, M.; SILVA, F. R. **O problema das fundações de edifícios altos: experiência em São Paulo e Santos**. CONFERENCIA REGIONAL SUL-AMERICANA SOBRE EDIFÍCIOS ALTOS. **Anais...**Porto Alegre: 1973

VELLOSO, D. D. A.; LOPES, F. D. R. **Fundações: Critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. Oficina de ed. São Paulo: [s.n.].

VESIC, A. S. Analysis of ultimate loads of shallow foundations. **Journal Soil Mechanics and Foundations Division**, v. v. 99, 1973.

VESIC, A. S. **Research on bearing capacity of soils**. [s.l: s.n.].

VESIC, A. S. Bearing capacity os shallow foundations. **Foundation engineering handbook**, p. 121–147, 1975b.

VÉSIC, A. S. **General report on excavations and deep foundations**. PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. **Anais...**Buenos Aires: 1975

ANEXO I

Relatório de sondagem (Folha 1)

