

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CERRO LARGO

2015

UNIVERSIDADE FEDERAL DA FRONTEIRA SUL – UFFS

**CAPACIDADE DE SUPORTE DE FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS APOIADAS EM CAMADAS DE AREIA
DE FUNDIÇÃO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

STELA LOPES DE LIMA

CERRO LARGO – RS

2015

STELA LOPES DE LIMA

**CAPACIDADE DE SUPORTE DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS APOIADAS EM
CAMADAS DE AREIA DE FUNDIÇÃO**

Trabalho apresentado à Universidade Federal da Fronteira Sul, como parte das exigências do Curso de Graduação em Engenharia Ambiental, para a obtenção do título de Engenheiro Ambiental.

Prof. Dr. Márcio Antônio Vendruscolo

CERRO LARGO - RS

2015

**CAPACIDADE DE SUPORTE DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS APOIADAS EM
CAMADAS DE AREIA DE FUNDIÇÃO**

Trabalho apresentado à Universidade Federal da Fronteira Sul, como parte das exigências do Curso de Graduação em Engenharia Ambiental, para a obtenção do título de Engenheiro Ambiental.

Aprovado em 03 de dezembro de 2015



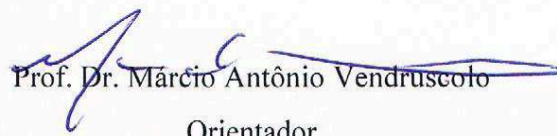
Prof. Dr. Bruno München Wenzel – UFFS

Membro da Banca



Prof. Dr. Diego Ricieri Manenti – UFFS

Membro da Banca



Prof. Dr. Márcio Antônio Vendruscolo

Orientador

CERRO LARGO – RS

2015

Aos meus pais Odil Silva de Lima e Gilda
Lopes de Lima pelo apoio, carinho e
incentivo nessa trajetória.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao professor orientador Márcio Antônio Vendruscolo, pela sua orientação e incentivo na elaboração deste trabalho de conclusão, principalmente pela disponibilidade, apoio e amizade.

Ao professor coordenador do curso Bruno München Wenzel, pela atenção, auxílio e ensinamentos ao longo da graduação.

A todos os professores do curso de engenharia ambiental, por serem profissionais inspiradores que contribuíram com minha formação acadêmica e pessoal.

A Universidade Federal da Fronteira Sul pela oportunidade de ter acesso a um ensino de qualidade.

Aos colegas e amigos do curso de engenharia ambiental, pelas alegrias e dificuldades compartilhadas durante esse período de graduação.

A minha família, que sempre esteve presente, me encorajando e me fortalecendo na busca dos meus objetivos.

Aos meus pais, por sempre acreditarem na realização deste sonho, me dando suporte, tranquilidade e amor.

Obrigada a todos aqueles que contribuíram e torceram por mim e a Deus por permitir que eu chegasse até aqui.

SUMÁRIO

Lista de Símbolos e Abreviaturas	i
Resumo	iii
Abstract	iv
1. Introdução	1
2. Objetivos	3
3. Referencial Teórico	4
3.1. Processo de fundição	4
3.1.1. Areia de fundição.....	6
3.1.2. Classificação do resíduo areia de fundição.....	8
3.1.3. Reutilização da areia de fundição	9
3.2. Estabilização de solos	11
3.2.1. Estabilização com cimento	12
3.2.2. Materiais apropriados para estabilização com cimento.....	13
3.2.3. Fatores que influenciam o comportamento dos solos cimentados	14
3.4. Fundações	15
3.4.1. Fundações profundas	16
3.4.2. Fundações superficiais.....	16
3.5. Capacidade de suporte de fundações superficiais.....	17
3.5.1. Métodos analíticos para determinação da capacidade de suporte	18
3.5.1.1. Método de Vesic	19
3.5.1.2. Método de Meyerhof e Hanna	20
3.5.1.3. Método de Purushothamaraj, Ramiah e Rao	26
3.6. Ensaio de cisalhamento direto.....	32
4. Materiais e Métodos	33
4.1. Materiais	33
4.1.1. Solo.....	33
4.1.2. Areias de fundição	33
4.1.3. Cimento	34
4.2. Métodos	34
4.2.1. Ensaio de cisalhamento direto.....	34
5. Resultados e Discussão	37

5.1. Ensaio de cisalhamento direto.....	37
5.1.1. Solo natural.....	37
5.1.2. Areia de fundição.....	39
5.2. Determinação da capacidade de suporte.....	39
6. Conclusões	64
7. Referências Bibliográficas	65

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

c	coesão
\emptyset	ângulo de atrito interno
γ	peso específico natural do solo
γ_d	peso específico aparente seco
w'_1	peso do solo da camada superior
w'_2	peso do solo da camada superior
ρ	recalque da placa ou sapata
$P = V_F$	carga externa aplicada
P_{rup}	carga de ruptura
q_{ult}	tensão de ruptura
q_0''	capacidade de suporte da camada inferior do solo
θ	ângulo de inclinação da superfície de ruptura com a vertical
δ	ângulo de inclinação do eixo perpendicular à superfície de ruptura
$\zeta_c, \zeta_q, \zeta_\gamma$	fatores de correção quanto a forma de sapata
i_c, i_q, i_γ	fatores de correção quanto a inclinação da carga
q_{uv}	tensão de ruptura
q_{bv}, q_{tv}	componentes verticais da capacidade de suporte do solo
C_s	fator de adesão
P_p	empuxo passivo
k_p	coeficiente de empuxo passivo
k_s	coeficiente de cisalhamento por puncionamento
α	inclinação da carga
S_c, S_q, S_γ	fatores de correção quanto a forma da sapata
α, β, θ	parâmetros geométricos da superfície de ruptura
N_c	fator de capacidade de suporte
N_q	fator de capacidade de suporte
N_γ	fator de capacidade de suporte
I_p	fator de influência do deslocamento vertical
C_d	fator de forma e rigidez da fundação

C_s	coeficiente de deformação
$B = b$	lado menor da fundação
L	lado maior da fundação
D	diâmetro da placa e da fundação
H	espessura da camada de solo melhorado
D_f	cota de assentamento da placa ou sapata

RESUMO

Stela Lopes de Lima. Capacidade de suporte de fundações superficiais apoiadas em camadas de areia de fundição.

Os impactos ambientais gerados pela disposição inadequada dos resíduos de areia de fundição serviram para que a indústria da construção civil atuasse como aliada para a incorporação desse resíduo, reduzindo o impacto ambiental e viabilizando os custos. Desta forma, a utilização do resíduo de areia de fundição como base cimentada de fundações superficiais é uma alternativa adequada para o aproveitamento deste material ao mesmo tempo em que proporciona o emprego de fundações superficiais em solos de baixa capacidade de suporte. Por isto, este trabalho tem como objetivo determinar a capacidade de suporte de fundações superficiais apoiadas sobre camadas cimentadas de areia de fundição. Ensaios de cisalhamento direto foram executados para a obtenção dos parâmetros de resistência dos materiais cimentados. Foram utilizadas amostras de 5,0 x 5,0 cm de solo natural e areia de fundição com densidades relativas de 40, 70 e 100%, cimentadas com teores de 0, 3, 5, 7 e 10% de cimento Portland Pozolânico CP IV-32. Para a determinação da capacidade de suporte das camadas cimentadas foram utilizados os métodos analíticos propostos por Vesic (1975), Meyerhof e Hanna (1978) e Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974). Nesta análise foram utilizadas fundações circulares de 30, 60 e 90 cm de diâmetro assentes sobre as camadas cimentadas de diferentes espessuras, sendo que a relação entre a espessura da camada (H) e o diâmetro (D) variou de 0,5 a 2,0. Para os materiais cimentados, pode-se afirmar que, de uma maneira geral, a capacidade de suporte aumentou com o acréscimo do teor de cimento, da densidade relativa e da relação H/D. Observou-se que, neste caso, o método de Vesic (1975) resultou em uma capacidade de suporte bem superior ao método de Meyerhof e Hanna (1978), enquanto que pelo método de Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974) a capacidade de suporte não sofreu influência para relações H/D superior a 1,0, demonstrando que este método não é adequado para estes casos.

Palavras-Chave: métodos analíticos; sapatas circulares; resíduo; solo-cimento.

ABSTRACT

Stela Lopes de Lima. Bearing capacity of shallow foundations supported in foundry sand layers.

The environmental impacts caused by improper disposal of waste foundry sand have served for the construction industry would act as an ally to for the incorporation of this waste, reducing environmental impact and reducing the costs. Thus, the use of foundry sand residue as shallow foundations cementless base is a suitable alternative to the use of this material at the same time provides the use of shallow foundations in soils with low carrying capacity. Therefore, this study aims to determine the shallow foundations bearing capacity supported on cemented layers of foundry sand. Direct shear tests were executed to obtain the strength parameters the cimented materials. Were used used samples 5,0 x 5,0 cm natural soil and foundry sand with relative densities of 40, 70 and 100%, cemented with concentrations of 0, 3, 5, 7 and 10% Portland Cement Pozzolanic CP IV-32. For determining the bearing capacity of cemented layers were used analytical methods proposed by Vesic (1975), Meyerhof and Hanna (1978) and Purushothamaraj, Ramiah and Rao (1974). This analysis was used circular foundations 30, 60 and 90 cm in diameter laid on cemented layers of different thicknesses, and the relation between layer thickness (H) and diameter (D) ranged from 0,5 to 2,0. For cemented materials, can be say in general, the support capacity increased with increase of the cement content, the relative density and the H/D ratio. It was observed that, in this case, the method Vesic (1975) resulted in a capacity support well above Meyerhof and Hanna (1978) method, while the Purushothamaraj Ramiah and Rao (1974) method the support capacity not influenced to H/D ratios greater than 1.0, demonstrating that this method is not adequate for these cases.

Keywords: analytical methods; circular shoes; residue; soil-cement.

1. INTRODUÇÃO

A indústria de fundição é responsável por um grande volume de resíduos de areias, gerando um grande problema quanto à sua disposição inadequada. Muitas empresas ainda optam pela disposição em centrais de resíduos, porém o elevado custo para sua disposição e a possível geração de um passivo ambiental, não seria uma solução definitiva. Desta forma a reutilização desse resíduo torna-se uma alternativa ambiental e economicamente viável. Essa prática permite a redução de descarte dessas areias em locais inadequados e conseqüentemente com os impactos gerados.

Os resíduos de areia de fundição apresentam diversas características em função dos diferentes processos e tecnologias utilizadas na indústria de fundição. Dependendo das suas propriedades pode ser classificado como resíduo não perigoso (resíduo classe II – Não Perigoso). Porém a presença de algumas substâncias nocivas ao meio ambiente, acima do permitido pela legislação, faz com que a grande parte desses resíduos de areia de fundição sejam classificados como resíduos não inertes (resíduos classe II A – Não Inertes). Entretanto, dependendo dos teores e componentes perigosos presentes nas areias, algumas são classificadas como resíduos perigosos (classe I).

A utilização dos resíduos de areia de fundição como base cimentada de fundações superficiais é uma alternativa adequada para o aproveitamento deste material ao mesmo tempo em que viabiliza o emprego de fundações superficiais em solos de baixa capacidade de suporte.

As fundações são responsáveis por transferirem as cargas de sua estrutura para o substrato. Portanto utiliza-se fundações superficiais quando o solo tiver uma boa capacidade de suporte e baixa deformabilidade. Quando isso não é possível, utiliza-se fundações profundas que transferem as cargas através da sua área lateral ou são assentados sobre substratos mais resistentes. Entretanto, o custo na utilização de fundações profundas se torna inviável em muitos casos, como em fundações de casas populares.

Entre outras soluções disponíveis, temos a retirada do solo com baixa capacidade de suporte e a substituição por outro material adequado ou a melhora das propriedades do solo, criando um novo material que tenha as condições necessárias para a utilização em fundações superficiais.

O solo cimento possui um comportamento distinto de solos sedimentares, por isso seu

uso está bastante difundido. Além de formar um material resistente e durável tem uma maior vantagem econômica. Podendo ser usado não só em fundações superficiais, mas também em pavimentações de estradas, taludes, acostamentos e fabricação de tijolos, entre outras aplicações que já estão sendo estudadas em diversos trabalhos. A partir da figura 1.1, observamos a representação das fundações profundas e das fundações superficiais apoiadas sobre a camada tratada utilizando areia de fundição com cimento.

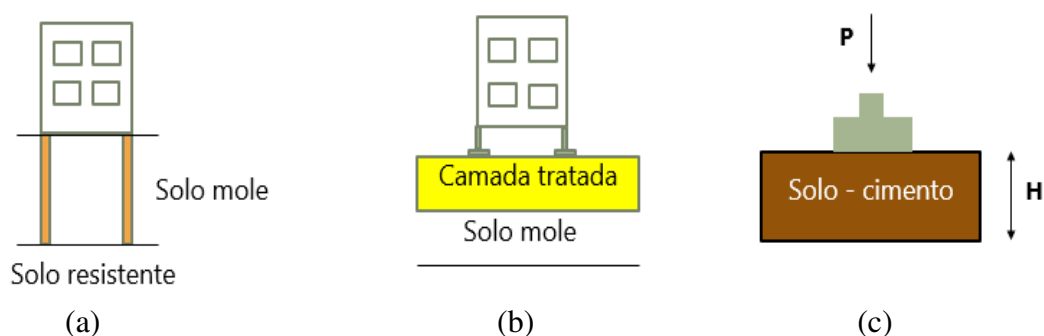


Figura 1.1. Representação das fundações profundas (a), fundações superficiais (b) e solo-cimento (c).

Assim o presente trabalho visa estudar e analisar o comportamento dos resíduos de areia de fundição em aterros de solos estabilizados com cimento em fundações superficiais, buscando um material de melhor qualidade.

Desta forma, serão realizados ensaios de cisalhamento direto para avaliar a resistência ao cisalhamento de amostras de solo natural e de areia de fundição. Posteriormente, serão investigados os efeitos do tamanho da fundação, do teor de cimento, da densidade do material e espessura da camada cimentada. A capacidade de suporte será obtida com a utilização de alguns modelos analíticos de previsão. Muitos autores têm estudado experimentalmente e teoricamente o problema da capacidade de suporte sobre solos estratificados. Nesse sentido, serão analisados os métodos de Vesic (1975), Meyerhof e Hanna (1978) e Purushothamaraj, Ramiah, Rao (1974), para uma maior compreensão quantitativa e qualitativa entre os métodos.

2. OBJETIVOS

O objetivo é verificar a capacidade de suporte do resíduo de areia de fundição como base cimentada de fundações superficiais.

A partir do objetivo geral destacamos os objetivos específicos:

- Determinar os parâmetros de resistência dos materiais cimentado e não cimentado;
- Verificar a aplicabilidade de alguns métodos de previsão de capacidade suporte de fundações superficiais desenvolvidos para solos estratificados;
- Avaliar os efeitos do tamanho da fundação, da espessura da camada, da densidade e do teor de cimento na capacidade de suporte do material cimentado.

3. REFERENCIAL TEÓRICO

Neste capítulo é apresentada uma revisão bibliográfica sobre os processos envolvidos na indústria de fundição, a classificação da areia de fundição e sua reutilização. Posteriormente a importância da estabilização de solos, estabilização com cimento, os materiais apropriados para a estabilização com cimento, os fatores que podem influenciar o comportamento dos solos cimentados e os conceitos de fundações superficiais e profundas. A revisão bibliográfica também apresenta estudos desenvolvidos sobre a capacidade de suporte de solos cimentados, os métodos analíticos de Vesic (1975), Meyerhof e Hanna (1978) e Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974) e por fim, no que consiste os ensaios de cisalhamento direto.

3.1. Processo de fundição

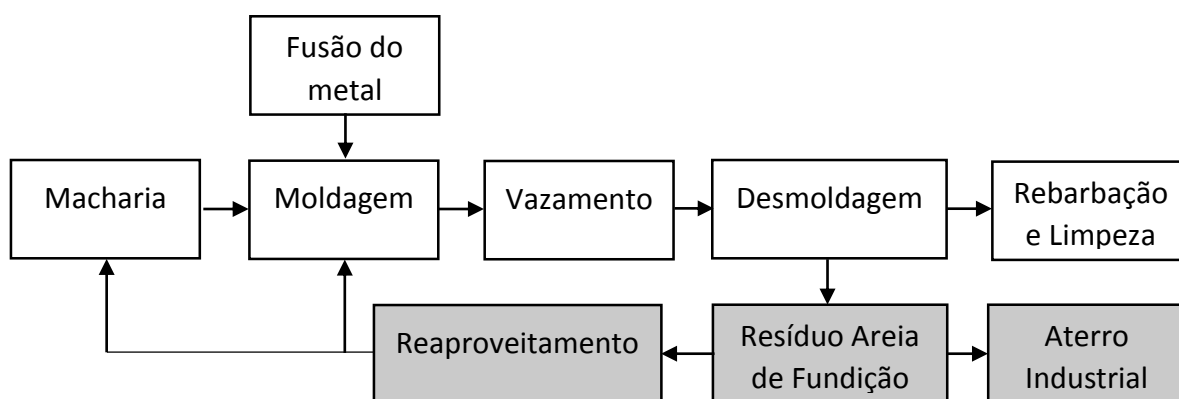
No cenário mundial a produção de fundidos é de 90 milhões de toneladas. Antes da eclosão da crise financeira internacional, no fim de 2008, a indústria de fundição teve um crescimento consistente, de 4,5% ao ano. Com a crise, a produção de fundidos apresentou decréscimo de 2% a partir de 2007. A indústria automotiva é a maior cliente do setor de fundição, representando cerca de 40% das vendas. A produção brasileira de fundidos é de 3 milhões de toneladas anuais, o que coloca o Brasil na sétima posição do ranking entre os maiores produtores globais (CASOTTI; BEL FILHO; CASTRO; 2011).

O processo de fundição é o método mais rápido para se obter peças metálicas acabadas. Consiste, principalmente em preencher com metal líquido caixas de moldagem, com machos montados em seu interior, cuja a cavidade terá as dimensões que caracterizam a peça após a solidificação do metal. Os moldes têm a função de conformar as faces externas, enquanto que os machos conformam as faces internas da peça metálica (CARNIN *et al*, 2010).

Os processos em areia de moldagem mais conhecidos e empregados são em areia verde “*Green sand mold*”, areia silicato/CO₂, caixa à frio “*Cold-box*”, “*Pep Set*”, cura à frio “*no-bake*”, moldagem em casca “*Shell*”, caixa à quente “*Hot-box ou Warm-box*”, cera perdida (ou Microfusão) e molde permanente (Coquilha e fundição sob pressão). Esses processos são caracterizados pela técnica de moldagem e pelo tipo de aglomerante utilizado (ALVES, 2012).

A moldagem em areia verde é o processo mais utilizado e econômico. O processo “*Cold box*” elimina a necessidade de cura por calor, tem como vantagem a regeneração da areia em taxas de até 90%. “*Pet Set*” é um processo cura ao frio, possui como característica o baixo odor e a boa fluidez da areia. A confecção de um macho através do processo de “*Shell Molding*” proporciona maior precisão das peças, com tolerâncias dimensionais mais apertadas e maior rigor da forma. No processo de cera perdida ou microfusão, os modelos são produzidos em cera, por meio do vazamento de cera líquida em uma matriz metálica (aço ou alumínio), é conhecido por ser um processo de precisão. Os moldes permanentes (Coquilha), costumam ser usados para a produção de peças em ligas de chumbo, zinco, alumínio, magnésio e bronze. O processo de molde permanente sob pressão, consiste em forçar a penetração do metal líquido na cavidade do molde metálico (ALVES, 2012).

Adegas (2007), simplificou as etapas do processo de fundição conforme apresentado na Figura 3.1, sendo um dos processos mais utilizados a fundição em areia para ferro e aço, que possuem altas temperaturas de fusão.



Fonte: Adaptado de Adegas, 2007.

Figura 3.1. Fluxograma simplificado do processo de fundição ferrosa.

A fundição de uma peça pode ser resumida nas seguintes operações:

a) Confecção do modelo: o material usado na confecção do modelo depende do processo de moldagem que está sendo utilizado. O modelo deve ter ângulos favoráveis à saída do molde, caso contrário, o molde quebra durante a desmoldagem (SCHEUNEMANN, 2005).

b) Confecção dos moldes: a caixa contendo a peça molde é preenchida com a areia de fundição. Os moldes são retirados e são feitos vazamentos, depois as duas metades são

montadas, formando no interior uma cavidade onde será preenchido com o metal em fusão (BIOLO, 2005).

c) Confecção dos machos: os machos são peças sólidas, executadas em mistura de moldagem compatível com o metal a ser vazado e com o tamanho da peça fundida. Antes do molde ser fechados os machos são colocados para receber o metal fundido e retirados após o vazamento (COUTINHO, 2004).

d) Fusão: após o preparo da areia de fundição em areia de moldagem e macharia, o metal é aquecido até a sua fundição. Nessa etapa se obtém o estado líquido do metal com a utilização de fornos de fusão (CARNIN, 2008).

e) Vazamento: essa etapa consiste no vazamento do metal fundido no molde, através dos canais deixados pelos machos. Nesta etapa deve-se controlar a temperatura, a velocidade e vazão do metal para evitar a solidificação ou formação de bolhas no metal (KLINSKY, 2013).

f) Desmoldagem: consiste na separação do metal fundido do material que conforma o molde. Depois do período de resfriamento, as peças são destinadas a fase de acabamento e o material do molde é analisado para aproveitamento ou descarte (KLINSKY, 2013).

g) Limpeza e rebarbação: a limpeza é de grande importância, onde são retiradas as saliências e rebarbas indesejadas. Quando não se obter o formato final desejado, utiliza-se processos adicionais como operação de usinagem, tratamento térmico e tratamento de superfície na peça fundida (BIOLO, 2005).

O material que chega ao final do ciclo de trabalho retorna pelas correias transportadoras ao início do processo, reutilizando a mesma areia. Porém pela perda de volume e descaracterização dos componentes da mistura é necessário o descarte de parte da areia verde de fundição, gerando o resíduo e a frequente reposição de matéria prima (CARNIN, 2008).

Segundo Fagundes (2010), o conhecimento prévio dos tipos de areia existentes, dos seus constituintes básicos que as compõem e sua caracterização após o processo de fundição, é de extrema importância para um melhor gerenciamento dos resíduos atendendo assim as leis ambientais e normas específicas para este resíduo.

3.1.1. Areia de fundição

A moldagem em areia, é o processo mais empregado para obtenção de peças fundidas. Entre os motivos que levam as areias a serem utilizadas são: a boa disponibilidade na natureza,

o baixo custo de exploração, altamente refratárias e facilmente coesivas quando misturadas com argila ou outros aditivos orgânicos ou inorgânicos. No processo de fundição a areia é chamada de agregado base (KLINSKY, 2013).

De acordo com Carey (2002, *apud* ALVES, 2012, p.24) a mais comumente utilizada é a areia de sílica (dióxido de silício SiO_2), devido a sua larga disponibilidade e relativo baixo custo. Além da areia de sílica, podem ser utilizadas também areias de zirconita (ZrSiO_4), de cromita (FeCr_2O_5 ou FeCr_2O_4), e de olivina ($(\text{MgFe})_2\text{SiO}_4$).

Essas areias não devem apresentar em suas composições, minerais que exibam baixo ponto de fusão, pois assim estes se fundirão ao vazamento do metal, alterando as características do produto final. Esses minerais podem ser por exemplo a ilmenita, a hematita, o feldspato e a calcinita (COUTINHO, 2004).

A grande maioria dos produtos fundidos são produzidos com areia aglomerada, sendo o ligante mais usual a argila (moldagem em areia verde), usada para dar forma a superfícies externas de produtos fundidos. Os machos são confeccionados utilizando aglomerados com resinas sintéticas, geralmente de origem fenólica (KLINSKY, 2013).

Os ligantes inorgânicos principais são a argila, cimento Portland e o silicato de sódio. Entre os diversos tipos de argila a bentonita tem um alto poder aglomerante. Apresentando plasticidade mesmo em uma ampla faixa de teor de umidade (COUTINHO, 2004).

O carvão mineral tem a finalidade de fechar as camadas superficiais, melhorando consequentemente o acabamento do molde, sendo um dos principais aditivos (QUISSINI, 2010).

Os amidos, principalmente amidos de milho são usados como aglomerantes nas misturas de moldagem, aumentando a plasticidade de conformação, a resistência a seco e reduzindo os efeitos de expansão térmica das sílicas (BIOLO, 2005).

Entre os aglomerantes orgânicos, os mais usuais são as resinas sintéticas. São usadas para confeccionar machos, por estes requererem misturas mais resistentes, sendo assim as resinas fenólicas são frequentemente utilizadas. A resina fenólica é o mais antigo dos plásticos sintéticos, obtida pela condensação de fenóis com aldeído fórmico. Entre as resinas, é também a mais utilizada por apresentar preços mais acessíveis (COUTINHO, 2004).

3.1.2. Classificação do resíduo areia de fundição

De acordo com a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), NBR 10004 (2004), a classificação de resíduos sólidos envolve a identificação do processo ou atividade que lhes deu origem, de seus constituintes e características, e a comparação destes constituintes com listagens de resíduos e substâncias cujo impacto à saúde e ao meio ambiente é conhecido.

ABNT padronizou alguns procedimentos para caracterização e classificação dos resíduos sólidos, como a NBR 10004 (2004), que trata sobre classificação dos resíduos sólidos; a NBR 10005 (2004), lixiviação de resíduos e seus procedimentos; NBR 10006 (2004), solubilização de resíduos sólidos e os métodos de ensaios; e a NBR 10007 (2004), que dispõe sobre os procedimentos de amostragem de resíduos.

ABNT NBR 10004 (2004), classifica os resíduos sólidos em:

a) resíduos classe I – Perigosos: São aqueles que apresentam periculosidade em função de suas características de inflamabilidade, corrosividade, reatividade, toxicidade e patogenicidade;

b) resíduos classe II – Não perigosos;

– Resíduos classe II A – Não inertes: Possuem propriedades, como biodegradabilidade, combustibilidade ou solubilidade em água.

– Resíduos classe II B – Inertes: Resíduos que não tiverem nenhum de seus constituintes solubilizados a concentrações superiores aos padrões de potabilidade de água, excetuando-se aspecto, cor, turbidez, dureza e sabor.

A areia descartada de fundição é classificada, de forma geral, como resíduo não perigoso. A presença de algumas substâncias nocivas ao meio ambiente, acima do permitido, faz com que as areias sejam classificadas como resíduos não inertes (resíduos classe II A – Não inertes) de acordo com a NBR 10004 (2004).

Santos *et al* (2014), realizaram testes de granulometria que comprovaram a viabilidade de utilização da areia de fundição na fabricação de blocos de concreto. O resíduo proveniente da moldagem em areia verde estava dentro dos limites da ABNT NBR 10004 (2004), os ensaios de lixiviação demonstraram que o resíduo não é tóxico, estando dentro dos limites da ABNT NBR 10005 (2004). Pela ABNT NBR 10006 (2004), apenas o parâmetro de alumínio ultrapassou o limite máximo permitido, porém não de forma significativa, ultrapassado apenas 0,053 mg Al/L. Por fim análises do extrato lixiviado aquoso foram realizadas de acordo com

ABNT NBR 15702 (2009), e os resultados indicaram que todos os parâmetros satisfazem os limites permitidos.

Entretanto, dependendo das quantidades elevadas de resíduos provenientes da produção de machos o resíduo pode ser classificado como “Perigoso” (classe I). Esses resíduos provenientes da produção de machos possuem uma composição diversificada com misturas de resinas e catalisadores orgânicos, entre os componentes da areia de fundição que mais preocupam ambientalmente são os ligantes químicos e os metais (BIOLO, 2005).

3.1.3. Reutilização da areia de fundição

São descartadas anualmente no Brasil mais de 2 milhões de toneladas de areias de fundição (CHEGATTI, 2012). No ano de 2005, foram descartadas aproximadamente 54% das areias verdes geradas, sendo reutilizadas no processo cerca de 46%. Enquanto que as areias fenólicas foram descartadas em um percentual de 27,5%. O baixo percentual de descarte das areias fenólicas ocorre em função de não existir nas empresas uma separação eficiente das areias, sendo misturadas com areia verde (ADEGAS, 2007).

A melhor forma de evitar a disposição inadequada desses resíduos é o reaproveitamento, pois é uma forma de minimizar o uso dos recursos naturais (areia e argila) e contribui para a diminuição da poluição do meio ambiente. Várias instituições de pesquisas brasileiras e mundiais tem se empenhado nos projetos que buscam a reutilização de areia de fundição descartada, como: confecção de tijolos; concreto; camadas de coberturas de aterros; agregado fino em misturas asfálticas; entre outros (COUTINHO, 2004).

De acordo com Klinsky (2008), quando a matéria resultante do processo de fundição é reaproveitada dentro do próprio sistema chama-se reciclagem primária. Geralmente são utilizadas técnicas de regeneração mecânica e térmica. Porém se o aproveitamento é feito externamente é chamada de reciclagem secundária, nesse caso, o resíduo torna-se matéria prima em uma atividade diferente da fundição.

O estudo realizado por Quissini (2009), teve como objetivo caracterizar geotecnica e ambientalmente as areias descartadas de fundição do tipo verde de um empreendimento para aplicação como material alternativo em camadas de coberturas de aterros. Os resultados demonstraram que a amostra de areia verde foi a mais satisfatória. Considerando

que a aplicação desse resíduo em camadas de cobertura de aterros pode eliminar impactos associados à extração da argila e à destinação das areias descartadas de fundição em aterros.

Alonso-Saturde *et al* (2010), demonstrou a viabilidade da utilização de subprodutos de fundição como um substituto parcial da argila em produtos de cerâmica. O uso dessas areias pode ter implicações práticas como um meio de reciclagem e redução de custos na produção de tijolos.

Pesquisas realizadas por Bonet (2002); Bankis, Koyuncu, Demirbas (2004); Coutinho Neto (2004); Coutinho Neto, Fabbri (2005); Carnin (2008); apresentaram um estudo para o uso da areia de fundição, reutilizando-a como um agregado alternativo para misturas asfálticas. Demonstrando que existe viabilidade técnica e propriedades adequadas para sua aplicação sem afetar o meio ambiente.

Watanabe (2004), estudou a utilização de areia de fundição residual não-fenólica na fabricação de pavimentos de concreto. Alcançando resultados satisfatórios com até 25% da substituição da areia natural frente a questões de resistência mecânica a compressão. Os ensaios químico-ambientais demonstraram que o resíduo não provoca impacto ambiental.

Klinsky (2008) e (2013) também avaliou a possibilidade de reaproveitar a areia de fundição residual na construção de camadas de bases e sub-bases de pavimentos de baixo tráfego, em associação com solos e agentes estabilizantes.

Siddique, Schutter e Noumowe (2008), pesquisaram a possível utilização da areia de fundição em larga escala na produção de concreto em substituição parcial da areia. A areia foi substituída pela areia de fundição em 10, 20 e 30%. Diversos testes indicaram um aumento nas propriedades de resistência de concreto com inclusão da areia de fundição. Os resultados da investigação sugerem que utilizar areia de fundição pode ser uma boa solução na fabricação de concreto de boa qualidade e materiais de construção.

Pablos (2008), estabeleceu uma metodologia, a qual avaliou a estabilização do resíduo de areia de fundição em matrizes solidificadas de cimento Portland, melhoradas através de adições de argilas bentonita sódica e/ou sílica ativa. Tanto a bentonita quanto a sílica ativa contribuíram para o aumento da eficiência de fixação dos metais Al, Fe e Cr por parte das matrizes de cimento Portland. As composições que obtiveram melhores desempenhos, foram utilizadas na confecção de tijolos maciços. Os tijolos apresentaram resultados satisfatórios e comprovaram a viabilidade técnica na execução de alvenarias.

O estudo desenvolvido por Santos *et al* (2014), propôs o reaproveitamento dos resíduos de areia de fundição na construção de blocos de concreto. A areia de fundição foi incorporada aos demais agregados em proporções de 5%, 10%, 30%, 35%, 45%, 60%, 70%, 75%, 80%, 85%, 90%, 95%. Após os testes de resistência a compressão e de absorção de água, os melhores resultados foram obtidos para proporção de 35% de areia de fundição, demonstrando ser uma técnica de reutilização viável e uma solução economicamente vantajosa.

3.2. Estabilização de solos

A melhoria de solos, de acordo com Sales (1998), pode ser definida pela utilização de processos físicos e/ou químicos, com o objetivo de melhorar as propriedades mecânicas dos solos, aumentando a resistência do solo tratado, diminuindo a compressibilidade e a permeabilidade. Em geral, o termo “melhoria” de solos está associado a um tratamento de um maciço natural, enquanto que, o termo “reforço” está associado a utilização de inclusões em aterros ou taludes.

A estabilização dos solos segue alguns princípios que tendem a conferir ao produto final melhor estabilidade dimensional, aumento de resistência mecânica, diminuição da permeabilidade, controle da fissuração por retração por secagem, resistência a erosão e abrasão superficial e, conseqüentemente, aumento da durabilidade do material (MIELI, 2009).

Os tipos de estabilização de solos podem ser divididos em três grupos principais: estabilização mecânica, estabilização física e estabilização química. A estabilização mecânica consiste em compactar o solo por meio de uma ação mecânica. A estabilização por processos mecânicos interfere na densidade, na resistência mecânica, na compressibilidade, na permeabilidade e na porosidade. A estabilização física acontece sobre a textura do solo, otimizam-se as proporções entre areia, silte e argila, ocorrendo um melhor empacotamento dos grãos. A estabilização química ocorre quando outros materiais são adicionados ao solo, alterando suas propriedades ou através da reação físico química entre os grãos e o material (MIELI, 2009).

Sendo assim, para decidir sobre qual tipo de estabilização deve ser adotado em uma obra de engenharia, deve-se considerar alguns fatores como: a viabilidade econômica, finalidade do empreendimento, características dos materiais e as propriedades do solo de interesse (CANCIAN, 2013).

3.2.1. Estabilização com cimento

A inclusão do agente cimentante proporciona alterações na granulometria de solos artificialmente cimentados. Essa forma de comportamento pode ser alterada em função do tipo de agente cimentante adicionado ao solo, pois cada tipo de agente cimentante possui uma propriedade intrínseca. Entre os agentes cimentantes mais utilizados temos o cimento Portland, o gesso e a cal (ROSA, 2009).

O principal objetivo da utilização do cimento na estabilização de solos é a melhora das características mecânicas. O solo-cimento é um dos tratamentos mais utilizados, pois é particularmente vantajoso em solos granulares, solos siltosos e argilas pouco plásticas. O cimento forma fortes núcleos distribuídos pela massa de solo preenchendo os vazios e envolvendo assim as partículas (LOPES, 2012).

De acordo com a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) (2004), solo-cimento é um material endurecido resultante da mistura de solo compactado, cimento e água. Alguns requisitos necessários para a garantia de um produto resistente e durável devem ser atendidos como: a quantidade de cimento, de água e massa específica aparente seca a ser alcançada pós compactação.

Segundo Ribeiro (1999), o solo-cimento é considerado uma alternativa na construção civil. Sendo utilizado como material de construção no país desde 1940, devida sua economia significativa e características conjuntas e isoladas, de durabilidade, impermeabilidade, resistência aos esforços mecânicos e a erodibilidade frente aos intemperismos.

A utilização de solos com cimento é uma técnica bastante aplicada na proteção de taludes em barragens de terras e canais, na contenção de plumas de contaminação, na construção para bases de pavimentos e em fundações superficiais (FOPPA, 2005).

As reações químicas que ocorrem no solo-cimento podem ser divididas em dois processos, primário e secundário. Em solos granulares e sem argila, a ação cimentante se dá através dos produtos das reações primárias, já em solos predominantes argilosos, a ação cimentante se dá através das reações secundárias. Portanto, nas reações primárias é produzida cal. Nas reações secundárias, as substâncias cimentantes são formadas na superfície das partículas de argila, causando a floculação dos grãos de argila cimentados nos pontos de contato (VENDRUSCOLO, 1996).

Conforme Grande (2003), no processo de hidratação do cimento ocorrem várias reações

químicas simultâneas que interferem umas nas outras. O comportamento da hidratação é em função do tamanho dos grãos do cimento, temperatura, quantidade de água disponível e procedimentos de mistura. O autor ainda ressalta que a compressão dos tipos de cimento e suas propriedades tecnológicas, aliada ao correto entendimento das variáveis que constituem o solo, é fundamental na busca de um solo-cimento com elevada qualidade.

3.2.2. Materiais apropriados para estabilização com cimento

Quase todos os solos podem ser tratados, porém por razões econômicas, esse tratamento pode ou não ser vantajoso se a percentagem de cimento for muito elevada, sendo o teor de cimento também um dos fatores que influenciam o comportamento mecânico do solo-cimento (MONTE, 2012).

De acordo com Bernucci *et al* (2006, apud SANBONSUGE, 2013, p. 24), para que o solo seja estabilizado com cimento de forma econômica, o mesmo deve conter porção de areia, pois caso tenha que conter um teor maior de argila, pode exigir um aumento considerável de cimento, apresentar elevada retração e ainda tornar o processo mais caro. As misturas de solo-cimento podem acontecer de duas formas distintas: se o objetivo for um enrijecimento significativo do solo, empregam-se percentuais em massa em geral acima de 5%. Entretanto, se for o caso da melhoria parcial das propriedades, empregam-se percentuais mais baixos, da ordem de 3%, caso do solo melhorado com cimento.

Qualquer tipo de solo pode ser estabilizado com cimento, pois o solo constitui 85% em massa dos materiais componentes do solo cimento. Contudo, os solos com teor de areia entre 40% e 50% são os mais apropriados para este fim por proporcionarem misturas de maior durabilidade. Solos contendo impurezas orgânicas não são indicados, pois inibem a hidratação do cimento, tolerando-se no entanto, um teor máximo de 2% de matéria orgânica (LOPES, 2002).

De acordo com a Associação Brasileira de Cimento Portland, para fins de pavimentação em geral podem ser empregados normalmente, na execução do solo-cimento, os solos com as seguintes características:

- diâmetro máximo = 75 mm;
- passando na peneira nº4 (4,8 mm) 50%;
- passando na peneira nº40 (0,42 mm), de 15% a 100%
- passando na peneira nº200 (0,075 mm) \leq 50%;

- limite de liquidez $\leq 40\%$;
- índice de plasticidade $\leq 18\%$.

Segundo Rohlfes Júnior (1996), a textura e a plasticidade podem servir como um indicativo de sua aptidão para estabilização do solo com cimento. Contudo existem alguns fatores que podem inibir o desenvolvimento de resistência de um solo tratado como a presença de matéria orgânica, sulfatos e o pH ácido.

3.2.3. Fatores que influenciam o comportamento dos solos cimentados

O estudo realizado por Lopes (2012), tratou sobre a utilização de cimento no melhoramento das propriedades mecânicas de solos arenosos característicos da região de Natal, coletados em dunas. Onde se avaliou a influência do teor de cimento, do índice de vazios, da inundação e da tensão confinante. Verificou-se que quanto maior a quantidade de cimento adicionado à areia estudada, maior a sua resistência final. Da mesma forma, quanto menor o índice de vazios, mais resistente ele se apresentará. Os valores de ângulo de atrito encontrados estavam dentro dos valores típicos para areias médias e compactas.

As propriedades mecânicas dos solos com adição de cimento mudam com o aumento do teor de cimento, da resistência e da capacidade de suporte. A tendência a contração pode aumentar em solos granulares, mas em compensação há redução na expansibilidade de solos argilosos (ROHLFES JÚNIOR, 1996).

Ingles & Metcalf (1972, *apud* GRANDE, 2003, p.44) verificaram que se o teor de cimento for muito elevado e as condições de cura forem inadequadas, é possível que surjam fissuras no material devido a retração por secagem.

Um concreto mal curado apresenta menor resistência torna-se mais vulnerável a intempéries, muitas vezes essas fissuras são imperceptíveis a olho nú. Existe uma relação entre a compactação da mistura e a resistência. A correta compactação é muito importante na qualidade do solo-cimento e o teor de umidade é essencial para a garantia de uma boa compactação. Sendo assim o processo de mistura deve garantir a homogeneização do material a fim de que todos os grãos do cimento entrem em contato com água proporcionando melhor desempenho no solo-cimento (CANCIAN, 2013).

A fim de quantificar a influência da quantidade de cimento, da porosidade e do teor de umidade sobre a resistência de um solo arenoso artificialmente cimentado, bem como, avaliar

a sua resistência à compressão simples, Consoli *et al* (2007) mostrou que a força de compressão simples cresce linearmente com o aumento do teor de cimento e exponencialmente com a redução da porosidade da mistura compactada. Demonstrando que para a mistura solo-cimento, a relação entre água e cimento não é um bom parâmetro para a avaliação da resistência à compressão simples. Em contraste, a relação entre a porosidade da mistura compactada e o teor de cimento é considerado o parâmetro mais adequado para avaliar a resistência à compressão simples da mistura solo-cimento.

Foppa (2005), salienta em seu trabalho que o papel desempenhado pelos vazios e pela quantidade de água são diferentes. Enquanto que a água, para uma mesma porosidade, afeta a resistência do material, pois altera sua estrutura, a porosidade afeta a resistência por alterar o número de pontos de contato entre as partículas, conseqüentemente a magnitude da cimentação e a distribuição de tensões na amostra.

3.4. Fundações

Fundação é a parte de uma estrutura que transmite ao terreno o peso próprio da obra. Para a escolha do tipo de fundação, é necessário calcular as cargas atuantes sobre a mesma e estudar o terreno, ou seja, verificar a capacidade de carga que o subsolo suporta (TOZZI; GALLEGO; TOZZI; 2009).

Segundo Ruver (2011), atuam nas fundações além dos esforços de compressão, vários tipos e formas de esforços aplicados em diversas direções e sentidos, como à tração vertical. Esforços de tração predominam em diversos tipos de estruturas terrestres, costeiras e marinhas. Entre as terrestres, podem-se destacar as torres de linhas de transmissão de energia, de geração de energia eólica e as estruturas de contenção em geral; entre as costeiras, os ancoradouros; e entre as marinhas, têm-se as plataformas de exploração de petróleo e gás.

Estudos mais recentes verificaram que o melhoramento das propriedades do solo, como a compactação em camadas e/ou substituição do material natural escavado por outro com melhores características geotécnicas, contribuíram com a resistência ao cisalhamento na carga de arrancamento (RUVÉR, 2011).

Os principais fatores condicionantes a serem considerados na escolha do tipo de fundação mais adequado para uma dada obra são os seguintes: estrutura; carregamento; recalque admissível; cota de fundação; perfil do subsolo; nível d'água; condições locais e meio

ambiente; requisitos de construção e considerações econômicas (GUSMÃO FILHO, 2006).

Os tipos de fundações podem ser divididos em 2 grupos: fundações profundas e fundações superficiais.

3.4.1. Fundações Profundas

Na fundação profunda existe uma interação do terreno com a superfície lateral, dada a sua relevância para o equilíbrio da carga vertical. Dessa forma a carga da edificação é transferida ao solo pela sua base (transmissão direta), por sua superfície lateral (transmissão indireta) ou por uma combinação das duas. A profundidade de assentamento, em relação à superfície do solo, é duas vezes superior à menor dimensão da fundação, no mínimo 3,0 m de profundidade (FERNANDES, 2011).

Segundo a ABNT NBR 6122 (1996), as fundações profundas são divididas em três tipos principais:

Estaca: Elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que haja descida de operário em qualquer fase de sua execução. Podendo ser constituído por madeira, aço, concreto, etc.

Tubulão: Elemento de fundação profunda, cilíndrico, em que pelo menos na sua etapa final há descida de operário. Podendo ser feito a céu aberto ou sob ar comprimido e ter ou não base alargada. Executado com ou sem revestimento, podendo este ser de aço ou de concreto.

Caixão: Elemento de fundação profunda de forma prismática, concretado na superfície e instalado por escavação interna. Podendo ainda na sua instalação usar, ou não, ar comprimido e ter sua base alargada ou não.

Ainda de acordo com a ABNT NBR 6122 (1996), existe uma grande variedade de estacas para fundações. Porém para fins de projeto e execução de fundações é preciso investigar as condições do solo para avaliar as características do local de estudo e posteriormente escolher o tipo de fundação a ser utilizada.

3.4.2. Fundações Superficiais

Segundo Fernandes (2011), fundação superficial pode ser também chamada de fundação direta ou sapata, a fundação é responsável por transmitir a carga proveniente da estrutura a uma

camada, denominada camada portante, próxima da superfície do terreno.

Entre as possíveis causas de ruptura de fundações superficiais podemos citar o rompimento de elementos de infraestrutura por deficiência da construção ou o solo pode não resistir a carga transmitida pela sapata. O solo é um material granular, com grãos de diferentes tamanhos, soltos ou ligados entre si por coesão. A presença do solo mole, sozinho ou intercalado com um solo mais resistente, pode levar a deformação contínua, com um lado recalçando mais do que o outro, prejudicando a estabilidade da construção (GUSMÃO FILHO, 2006).

De acordo com Tozzi; Gallego; Tozzi (2009), as fundações superficiais podem ser divididas em:

Sapata isolada: Um tipo de fundação direta construída para suportar o peso concentrado de pilares;

Sapata corrida: Um tipo de fundação direta construída para suportar a carga distribuída uniformemente ao longo das paredes da casa;

Lajes radier: No caso de fundações diretas, retira-se o solo e faz-se uma caixa de aproximadamente 12 cm de espessura de concreto armado, onde se apoia a casa, como se fosse um grande piso sobre o qual será construída a edificação.

3.5. Capacidade de suporte de fundações superficiais

Autores como Vesic (1975), Meyerhof e Hanna (1978), Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974), Hanna (1981), Michalowski e Shi (1995), Burd e Frydman (1997), Radoslaw Michalowski (1997), Ming Zhu (2004), Azami, Pietruszczak e Guo (2009), Loukidis e Salgado (2009), Bandini e Pham (2011), Moayed, Rashidian e Izadi (2012), entre outros, têm estudado experimentalmente e teoricamente o problema da capacidade de suporte de sapatas assentes em solos estratificados. A maioria desses estudos se baseia na teoria do equilíbrio limite, adotando valores apropriados dos fatores de capacidade de suporte e dos parâmetros geotécnicos dos solos (SALES, 1998).

Radoslaw Michalowski e Shi (1995), estudaram a capacidade de carga das fundações apoiadas em duas camadas de solo. A teoria da análise limite é aplicada para os casos em que a fundação tem uma camada de solo granulada e de argila. Essa teoria mostra que a carga de ruptura está muito perto das cargas de colapso de corpos perfeitamente elásticos. A profundidade do mecanismo de colapso é dependente da resistência da camada de argila. Os

resultados são dependentes do ângulo de atrito, da espessura e coesão da argila.

Burd e Frydman (1997), realizaram um estudo sobre a capacidade de suporte de camadas de areia sobre os solos argilosos. Foi destacado a importância do dimensionamento para determinar a mecânica do sistema. Contudo, os resultados mostraram que a resistência ao cisalhamento da argila tem uma influência importante sobre os mecanismos de difusão no interior da carga de preenchimento.

Utilizando software ABAQUS, Ming Zhu (2004), avaliou a capacidade de suporte final de uma tira de fundação sobre um solo argiloso de duas camadas. Os resultados das soluções limites superior e inferior foram comparados com os resultados computacionais, através da análise limite.

Azami, Pietruszczak e Guo (2009), apresentaram um estudo sobre a avaliação da capacidade de suporte de uma fundação superficial. As investigações experimentais e numéricas foram realizadas utilizando areia calcária moída. Os resultados das simulações numéricas foram comparados com os dados experimentais, obtendo assim a modelagem matemática utilizada para calcular a capacidade de suporte.

Loukidis e Salgado (2009) analisaram a capacidade de suporte das fundações pelo modelo de Mohr-Coulomb. Enquanto Bandini e Pham (2011), Moayed, Rashidian e Izadi (2012), utilizaram o método dos elementos finitos para estudar a capacidade de carga de fundações em um solo de duas camadas. Os resultados encontrados pelo método de elementos finitos estavam dentro dos intervalos definidos de limite superior e inferior disponíveis na literatura.

Sales (1998), também estudou o uso de solos melhorados para suporte de fundações superficiais, através de uma comparação entre os resultados dos métodos de previsão de capacidade de suporte calculados e os resultados obtidos experimentalmente, utilizando ensaios de placa. Os resultados apresentados confirmaram a melhora no desempenho de fundações superficiais apoiadas em solos tratados.

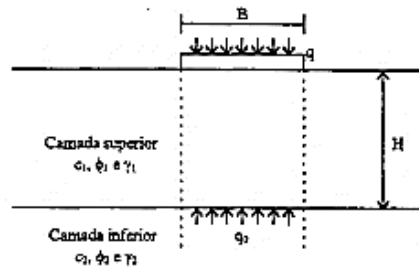
3.5.1. Métodos analíticos para determinação da capacidade de suporte

Os métodos analíticos de determinação da capacidade de suporte em solos estratificados estudados nesse trabalho são os métodos de Vesic (1975), Meyerhof e Hanna (1978) e Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974), que serão apresentados a seguir:

3.5.1.1. Método de Vesic

Vesic (1975), apresentou um estudo sobre a capacidade de suporte de fundações superficiais, determinou os fatores que influenciam o comportamento das sapatas durante um carregamento, suas variáveis e parâmetros.

Segundo Vesic (1975), sapatas apoiadas no topo de uma camada de solo resistente, com parâmetros coesão (c_1) e ângulo de atrito interno (ϕ_1), sobre uma camada de solo de menor resistência, com parâmetros coesão (c_2) e ângulo de atrito interno (ϕ_2), deve-se considerar a formação de superfícies verticais de deslizamentos, localizadas abaixo da sapata carregada, semelhante a ruptura típica por punção, conforme a figura 3.2 abaixo:



Fonte: Vesic, 1975.

Figura 3.2. Superfícies verticais de deslizamentos–ruptura por punção.

A capacidade de suporte de fundações superficiais é representada da seguinte forma segundo Vesic (1975):

$$q_{ult} = \left[q_0'' + \left(\frac{1}{K} \right) \cdot c_1 \cdot \cot \phi_1 \right] \exp \left[2 \cdot \left(1 + \frac{B}{L} \right) K \cdot \tan \phi_1 \left(\frac{H}{B} \right) \right] - \left(\frac{1}{K} \right) \cdot c_1 \cdot \cot \phi_1 \quad \text{Equação (3.1)}$$

Onde:

$$K = \frac{(1 - \sin^2 \phi_1)}{(1 + \sin^2 \phi_1)} \quad \text{Equação (3.2)}$$

Sendo q_0'' igual a capacidade de suporte da fundação, devido a ação de uma sapata fictícia de mesmo tamanho da sapata atual, sobre a camada inferior do solo. Deve-se usar neste caso, a

equação geral de capacidade de suporte para solos homogêneos, Equação 3.3, com parâmetros referentes ao solo da camada inferior.

$$q_0'' = c \cdot N_c \cdot \zeta_c \cdot i_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q \cdot \zeta_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \zeta_\gamma \cdot i_\gamma \dots \quad \text{Equação (3.3)}$$

Quando a camada superior tem propriedades não coesivas ($c_1 = 0$) com $25 \leq \emptyset \leq 50^\circ$, utiliza-se a seguinte equação:

$$q_{ult} = q_0'' \cdot \exp \left\{ 0,67 \left[1 + \frac{B}{L} \right] \cdot \left(\frac{H}{B} \right) \right\} \quad \text{Equação (3.4)}$$

Para encontrar a profundidade crítica da capacidade superior, quando a capacidade de suporte será ligeiramente afetada pela presença da camada inferior, utiliza-se a Equação 3.5.

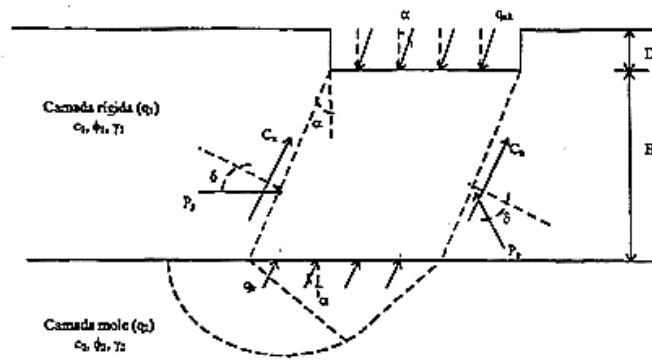
$$\left(\frac{H}{B} \right)_{crit} = \frac{3 \cdot \ln \left(\frac{q_0'}{q_0''} \right)}{2 \left[1 + \left(\frac{B}{L} \right) \right]} \quad \text{Equação (3.5)}$$

Sendo q_0' a capacidade de suporte da camada superior em uma massa infinita de solo. Se utiliza a Equação 3.5 com os parâmetros do solo da camada superior para determinar q_0' .

3.5.1.2. Método de Meyerhof e Hanna

Meyerhof e Hanna (1978) estudaram diferentes modelos de ruptura do solo, comparando modelos de ensaios de carregamento em sapatas circulares e corridas, utilizando perfis de solo estratificados de duas camadas, conforme é apresentado na Figura 3.3, onde temos uma camada rígida sobre uma camada mole:

CASO 1: Camada rígida sobreposta a uma camada mole.



Fonte: Meyerhof; Hanna, 1978.

Figura 3.3. Superfície de ruptura do solo abaixo da sapata devido a um carregamento inclinado.

Através da Figura 3.3 observa-se que há uma ruptura por puncionamento na camada superior do solo, sendo que as forças atuantes se equivalem a adesão total \$C_a\$ e também ao empuxo passivo \$P_p\$, com uma inclinação de \$\delta\$ ao eixo perpendicular à superfície de ruptura.

Supondo-se que a carga é aplicada com uma inclinação \$\alpha\$ com a vertical, a componente vertical da capacidade de suporte última \$q_{uv}\$ é dada por:

$$q_{uv} = q_u \cdot \cos \alpha \quad \text{Equação (3.6)}$$

$$q_{uv} = q_{bv} + 2 \cdot (C_a + P_p \cdot \sin \delta) \cdot \left(\frac{\cos \alpha}{B} \right) - \gamma_1 \cdot H \leq q_{tv} \quad \text{Equação (3.7)}$$

Sendo \$q_{bv}\$ e \$q_{tv}\$ as componentes verticais da capacidade de suporte última da fundação, devido as cargas inclinadas que atuam no topo da camada superior e inferior do solo. Assim considera-se o perfil homogêneo do solo para ambas situações.

$$C_a = c_a \cdot \frac{H}{\cos \alpha} \quad \text{Equação (3.8)}$$

$$P_p = 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot H^2 \cdot \left(1 + 2 \cdot D_f \cdot \frac{\cos \alpha}{H} \right) \cdot \frac{K_p}{\cos \delta} \quad \text{Equação (3.9)}$$

No qual c_a é a adesão unitária e K_p é o coeficiente de empuxo passivo. Os fatores de inclinação i_a e i_s são obtidos pelo gráfico representado na Figura 3.4, a adesão c_a e o coeficiente de cisalhamento por puncionamento K_s são obtidos respectivamente pelas Figuras 3.5 e 3.6.

A capacidade de suporte última pode ser determinada pela Equação 3.10:

$$q_{uv} = q_{bv} + 2 \cdot c_a \cdot i_a \cdot \frac{H}{B} + \gamma_1 \cdot H^2 \cdot \left(1 + 2 \cdot D_f \cdot \frac{\cos \alpha}{H}\right) \cdot K_s \cdot i_s \cdot \frac{\tan \phi_1}{B} - \gamma_1 \cdot H \leq q_{tv} \quad \text{Equação (3.10)}$$

No caso de sapatas circulares:

$$q_{uv} = q_{bv} + 4c_a \cdot i_a \cdot s_a \cdot \frac{H}{B} + 2 \cdot \gamma_1 \cdot H^2 \cdot \left(1 + 2 \cdot D_f \cdot \frac{\cos \alpha}{H}\right) \cdot K_s \cdot i_s \cdot s_s \cdot \frac{\tan \phi}{B} - \gamma_1 \cdot H \leq q_{tv} \quad \text{Equação (3.11)}$$

Os fatores de forma para a resistência ao cisalhamento por puncionamento numa superfície cilíndrica são s_a e s_s . As capacidades de suportes últimas q_{bv} e q_{tv} estão representadas por:

$$q_{bv} = c_2 \cdot N_{c2} \cdot i_{c2} \cdot s_{c2} + \gamma_1 \cdot (D_f + H) \cdot N_{q2} \cdot i_{q2} \cdot s_{q2} + 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma 2} \cdot i_{\gamma 2} \cdot s_{\gamma 2} \quad \text{Equação (3.12)}$$

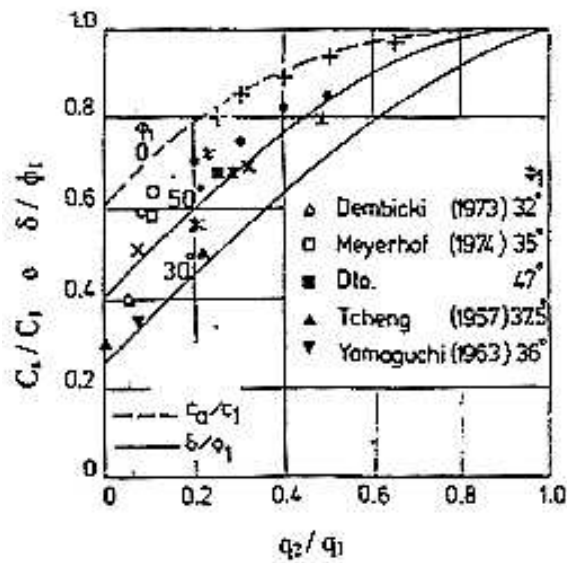
$$q_{tv} = c_1 \cdot N_{c1} \cdot i_{c1} \cdot s_{c1} + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_{q1} \cdot i_{q1} \cdot s_{q1} + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma 1} \cdot i_{\gamma 1} \cdot s_{\gamma 1} \quad \text{Equação (3.13)}$$

Os fatores de capacidade de suporte para sapatas corridas são simbolizados por N_c , N_q e N_γ e estão submetidas a um carregamento vertical, considera-se i e s fatores de inclinação sendo que os subscritos 1 indica camada superior e 2 indica camada inferior do solo.



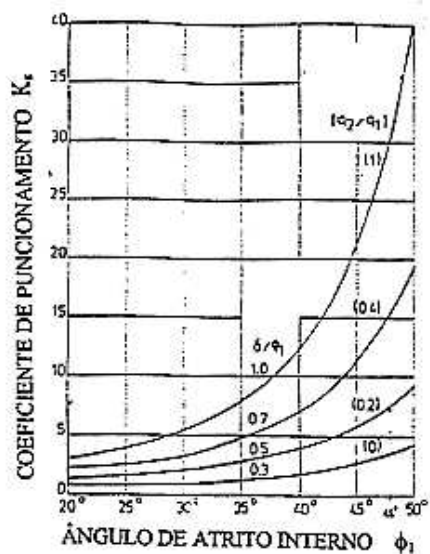
Fonte: Meyerhof; Hanna, 1978.

Figura 3.4. Fatores de inclinação para resistência ao cisalhamento por puncionamento.



Fonte: Meyerhof; Hanna, 1978.

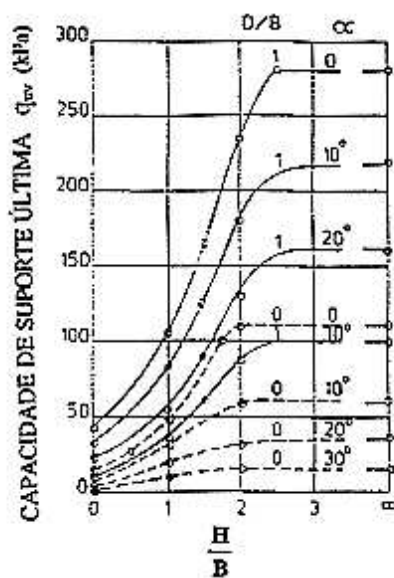
Figura 3.5. Parâmetros do cisalhamento por puncionamento através de um carregamento vertical.



Fonte: Meyerhof; Hanna, 1978.

Figura 3.6. Coeficiente de resistência ao cisalhamento por punção através de um carregamento vertical.

A Figura 3.7 mostra as curvas de capacidade de suporte última q_{bv} pela razão entre espessura da camada inferior e a largura da sapata H/B .

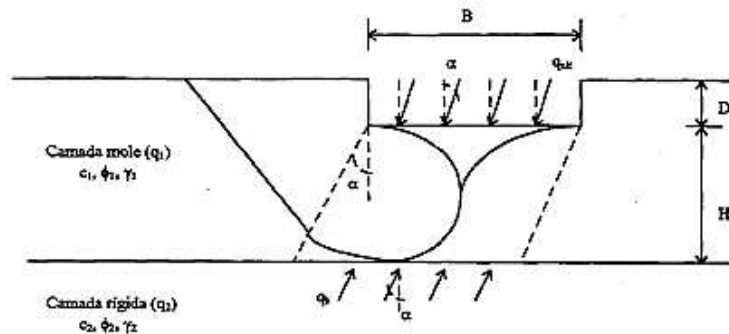


Fonte: Meyerhof; Hanna, 1978.

Figura 3.7. Resultados típicos da capacidade de suporte para perfis de solos estratificados.

Através do método de Meyerhof e Hanna (1978) observa-se que a capacidade de suporte é diretamente proporcional ao valor da razão H/B e da profundidade da sapata, em compensação, é inversamente proporcional a carga inclinada.

CASO 2: Camada mole sobreposta a uma camada rígida.



Fonte: Meyerhof; Hanna, 1978.

Figura 3.8. Superfície de ruptura do solo abaixo da sapata devido a um carregamento inclinado.

No segundo caso ($q_2/q_1 \gg 1$), há uma camada confinada entre uma camada de solo de maior capacidade de suporte e a sapata carregada. As tensões ficam concentradas em sua massa provocando um deslocamento lateral da massa de solo, formando uma superfície de ruptura, conforme é observado na Figura 3.8.

A capacidade de suporte última pode ser estimada através de uma aproximação da seguinte relação:

$$q_{uv} = q_{tv} - (q_{bv} - q_{tv}) \cdot \left(1 - \frac{H}{H_f}\right)^2 \geq q_{tv} \quad \text{Equação (3.14)}$$

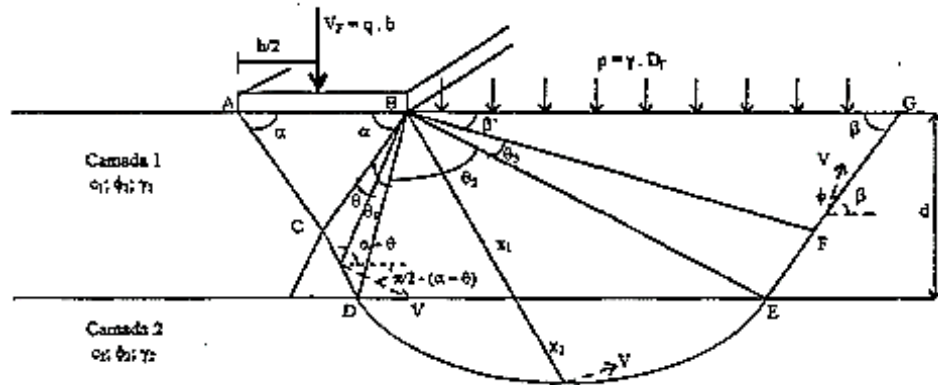
Os autores também definiram que a profundidade da superfície de ruptura na camada superior de solo é dada por H_f , em um ponto abaixo da sapata. Através das Equações 3.12 e 3.13 determina-se a capacidade de suporte q_{bv} e q_{tv} . A razão H_f/B varia de 1, para solos argilosos e areias fofas e 2 para areias densas. Porém se adota para sapatas circulares o valor de 1 para todos os tipos de solo. O valor diminui com o aumento da inclinação da carga chegando a zero quando ocorre ruptura por punção.

3.5.1.3. Método de Purushothamaraj, Ramiah e Rao

Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974), estudaram soluções para o problema de sapatas corridas assentes em perfis de solos de duas camadas de características coesivas friccionais, baseados no teorema de Drucker e Prager (1952). O teorema de Drucker e Prager (1952) baseia-se no método de análise limite, definindo os limites superior e inferior da carga última ou carga de colapso. Algumas hipóteses foram assumidas para um melhor desenvolvimento analítico da solução:

- O mecanismo de Prandtl- Terzaghi para uma sapata corrida de base rugosa é válida;
- O solo em cada camada é homogêneo e isotrópico e;
- O teorema de Drucker e Prager, que se baseia no método de análise limite, é verdadeiro para perfis de solos estratificados.

Em um mecanismo de ruptura se tem uma cunha central com um ângulo α , uma zona de cisalhamento radial, na forma de uma espiral logarítmica e por fim uma cunha lateral com um ângulo β .

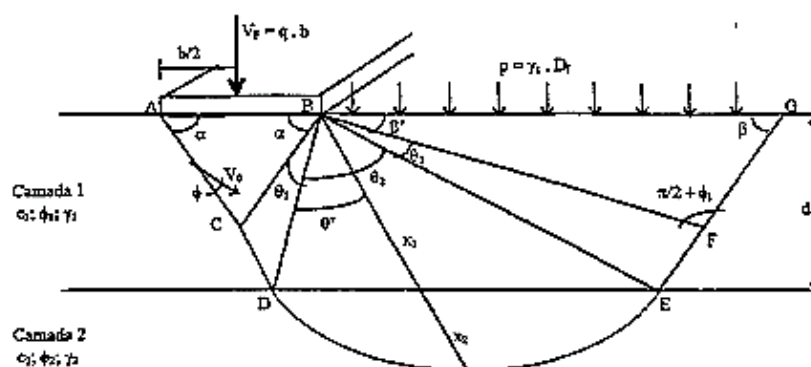


Fonte: Purushothamaraj; Ramiah; Rao, 1974.

Figura 3.9. Mecanismo de ruptura assumido para perfil de solo de duas camadas.

Dependendo do ângulo formado pela cunha α , dois casos são possíveis: O caso (A), com formação da cunha central apenas na camada superior ($d > b/2 \cdot \tan\alpha$) e o caso (B) onde temos a formação da cunha central estendida até a camada inferior ($d < b/2 \cdot \tan\alpha$).

CASO A – Formação da cunha central apenas na camada superior, ($d > b/2 \cdot \tan\alpha$):



Fonte: Purushothamaraj; Ramiah; Rao, 1974.

Figura 3.10. Detalhes da superfície de ruptura para o caso A.

De acordo com Prushothamaraj, Ramiah e Rao (1974), quando ocorre a soma dos trabalhos realizados pela movimentação de cada bloco rígido, que ocorre pelo peso do próprio solo e da sobrecarga atuante, apresenta-se a energia necessária para movimentar a massa total do solo. Estima-se o valor da tensão última pela equação geral da capacidade de suporte de fundações superficiais em solos homogêneos, neste caso, a cunha central encontra-se na camada do solo superior.

$$q_{ult} = c_1 \cdot N_c + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot b \cdot N_\gamma \quad \text{Equação (3.15)}$$

Onde N_c , N_q e N_γ são fatores adimensionais e estão em função de ϕ_1/ϕ_2 , c_1/c_2 , γ_1/γ_2 , d/b , α e β . As equações para encontrar N_c , N_q , e N_γ são dadas abaixo:

$$N_c = \frac{\cot \phi_1}{[\text{sen}(\alpha - \phi_1) + \cos \alpha]} \left\{ [\text{sen} \phi - 1 + \frac{(1 - c_2/c_1) \text{sen}(\alpha + \theta_1)}{\cot \phi_1} e^{2\theta_1 \tan \phi_1} I_1 + e^{2\theta_1 \tan \phi_1} [1 - \frac{c_2 \tan \phi_1}{c_1 \tan \phi_2} + e^{2\theta_2 \tan \phi_2} \left[\left(\frac{c_2 \tan \phi_2}{c_1 \tan \phi_2} - 1 \right) + e^{2\theta_3 \tan \phi_1} [1 + \text{sen} \phi_1] \right]]] \right\} \quad \text{Equação (3.16)}$$

$$N_q = \frac{e^{2\theta_1 \tan \phi_1} e^{2\theta_2 \tan \phi_2} e^{2\theta_3 \tan \phi_1}}{[\text{sen}(\alpha - \phi_1) + \cos \alpha] \cos \alpha} \frac{\cos \phi_1}{\sin \beta} \text{sen}(\beta + \phi_1) \quad \text{Equação (3.17)}$$

$$\begin{aligned}
N_Y = & -\frac{1}{[\text{sen}(\alpha - \varphi_1) + \text{cos}\alpha]\text{cos}^2\alpha} [\text{sen}\alpha\text{cos}\alpha\text{sen}(\alpha - \varphi_1) + (1 - \gamma_2/\gamma_1)\frac{\text{sen}(\alpha + \theta_1)I_2}{2}] \\
& + \frac{e^{3\theta_1\tan\varphi_1}}{(1 + 9\tan^2\varphi_1)} \{[\text{cos}(\alpha - \theta_1) + e^{3\theta_2\tan\varphi_1} - e^{3\theta_3\tan\varphi_1}\text{cos}(\alpha + \theta_1 + \theta_2 + \theta_3)] \\
& + \frac{1}{3\tan\varphi_1} [\text{sen}(\alpha + \theta_1) + e^{3\theta_2\tan\varphi_2}e^{3\theta_3\tan\varphi_1}\text{sen}(\alpha + \theta_1 + \theta_2 + \theta_3)] - \text{cos}\alpha \\
& - e^{3\theta_1\tan\varphi_1}e^{3\theta_2\tan\varphi_2}\text{cos}(\alpha + \theta_1 + \theta_2) - \frac{1}{3\tan\varphi_1} [\text{sen}\alpha \\
& + e^{3\theta_1\tan\varphi_1}e^{3\theta_2\tan\varphi_2}\text{sen}(\alpha + \theta_1 + \theta_2)]\} \\
& + \frac{3\gamma_2/\gamma_1\tan\varphi_2}{2(1+9\tan^2\varphi_2)} \left\{ e^{3\theta_2\tan\varphi_2} \left[\text{cos}(\alpha + \theta_1 + \theta_2) + \frac{\text{sen}(\alpha + \theta_1 + \theta_2)}{3\tan\varphi_2} \right] - \text{cos}(\alpha + \theta_1) - \frac{\text{sen}(\alpha + \theta_1)}{3\tan\varphi_2} \right\} - \\
& \frac{1}{2} e^{3\theta_1\tan\varphi_1} e^{3\theta_2\tan\varphi_2} e^{3\theta_3\tan\varphi_1} \text{sen}2\beta \text{sen}(\beta + \varphi_1) \quad \text{Equação (3.18)}
\end{aligned}$$

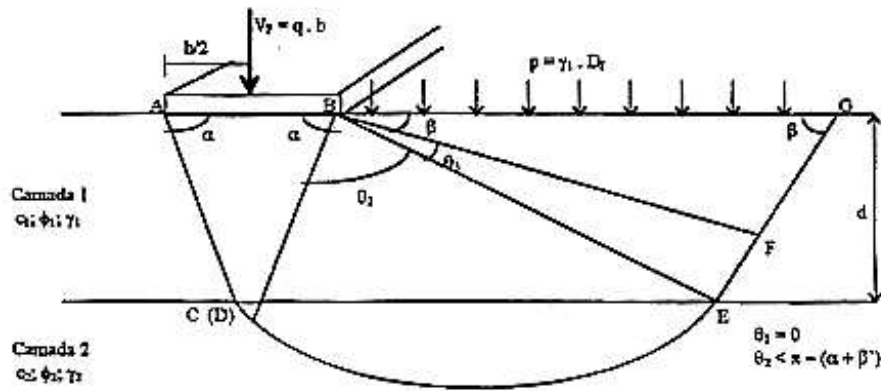
Onde:

$$I_1 = \int_0^{\theta_2} \frac{e^{\theta\tan\varphi_2}}{\text{sen}(\alpha + \theta_1 + \theta)} d\theta \quad (\text{para } \theta_1 = \theta_2) \quad \text{Equação (3.19)}$$

$$I_2 = \int_0^{\theta_2} e^{2\theta\tan\varphi_2} \cot(\alpha + \theta_1 + \theta) d\theta \quad \text{Equação (3.20)}$$

CASO B: Formação da cunha central estendida até a camada inferior ($d < b/2 \cdot \tan\alpha$):

Nesse caso, a cunha central penetra na segunda camada do solo quando o ângulo se torna igual a zero.



Fonte: Purushothamaraj; Ramiah; Rao, 1974.

Figura 3.11. Detalhes da superfície de ruptura para o caso B.

Trabalho realizado ao longo da superfície:

$$AC = \frac{(b/2) \cdot \tan \alpha - d}{\text{sen} \alpha} \cdot c_2 \cdot V_0 \cdot \cos \phi_2 + \frac{d}{\text{sen} \alpha} V_0 \cdot c \cdot \cos \phi_1 \quad \text{Equação (3.21)}$$

Trabalho realizado devido ao peso do solo em:

$$ABC = -[W'_1 \cdot V_0 \cdot \text{sen}(\alpha - \phi_1) + W'_2 \cdot V_0 \cdot \text{sen}(\alpha - \phi_2)] \quad \text{Equação (3.22)}$$

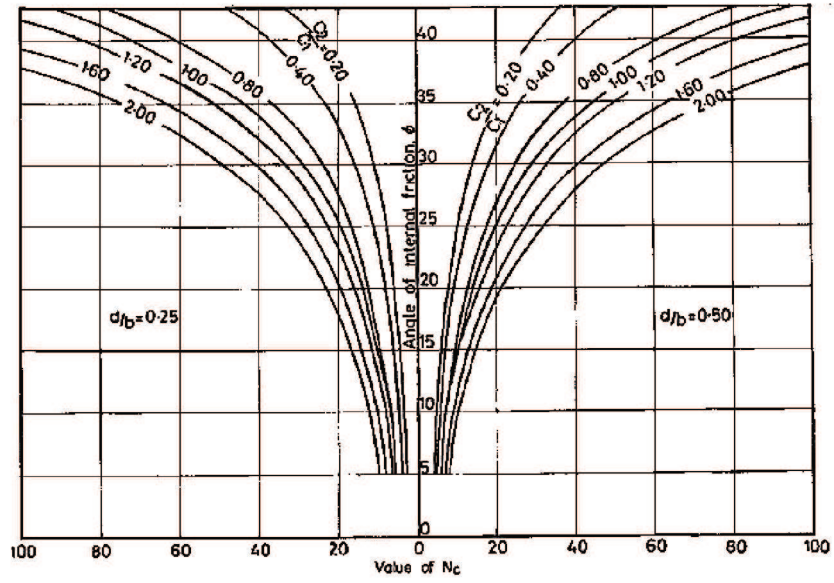
Sendo W_1 e W_2 os pesos das cunhas de solo da camada superior e inferior.

$$\text{Trabalho externo realizado} = 0,5 \cdot q \cdot b \cdot V_E \quad \text{Equação (3.23)}$$

$$V_E = \left(\frac{V_0}{2}\right) \cdot \{\text{sen}(\alpha - \phi_1) + \text{sen}(\alpha - \phi_2) + 2 \cdot \cos \alpha\} \quad \text{Equação (3.24)}$$

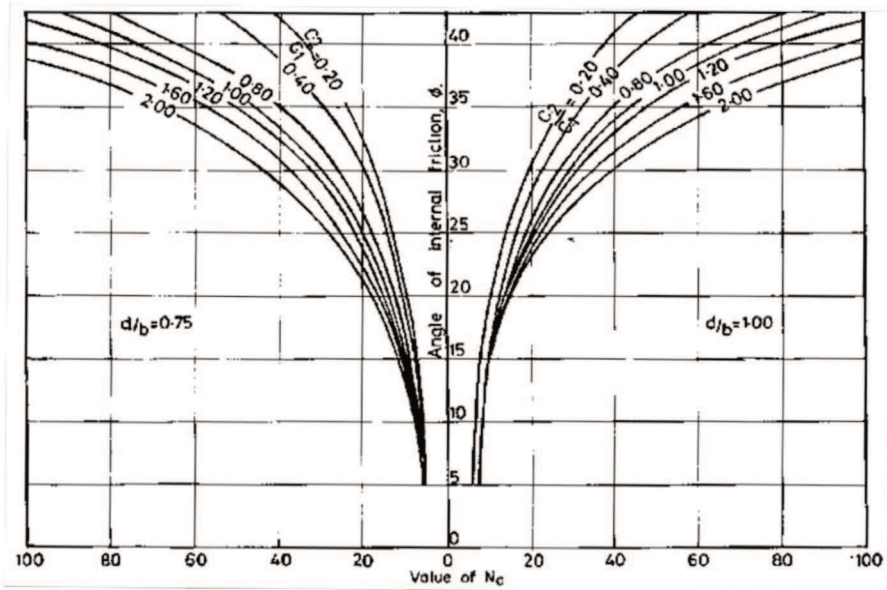
As modificações em relação a $\phi_1 = 0$ devem ser satisfeitas.

As figuras 3.12, 3.13, 3.14 apresentam como se comporta os valores de capacidade de suporte N_c para diferentes valores de ângulo de atrito. Esses gráficos foram demonstrados pelos autores, através da relação entre as coesões das camadas e pela espessura da camada superior do solo em relação ao diâmetro ou o lado da sapata.



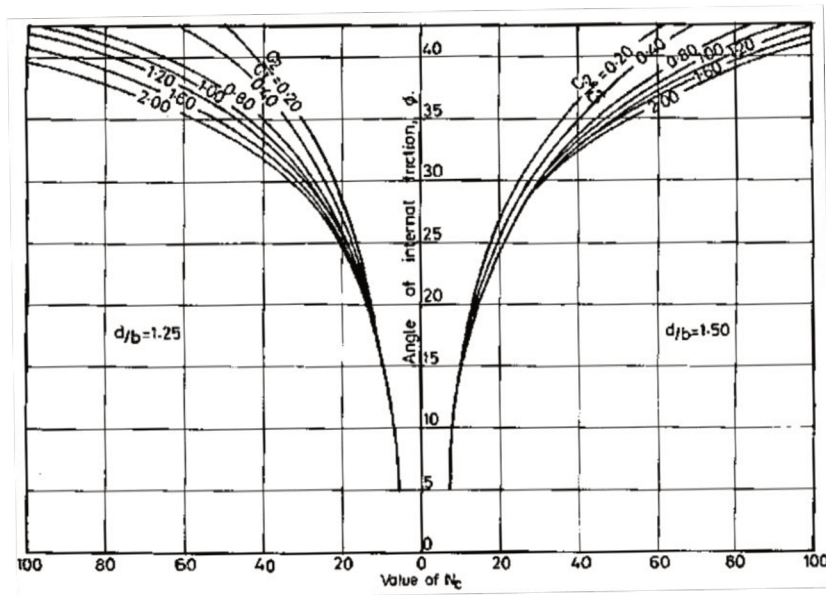
Fonte: Purushothamaraj; Ramiah; Rao, 1974.

Figura 3.12. Valores de N_c para diferentes ângulos de atrito interno do solo.



Fonte: Purushothamaraj; Ramiah; Rao, 1974.

Figura 3.13. Valores de N_c para diferentes ângulos de atrito interno do solo.



Fonte: Purushothamaraj; Ramiah; Rao, 1974.

Figura 3.14. Valores de N_c para diferentes ângulos de atrito interno do solo.

Utilizando as Figuras 3.12, 3.13 e 3.14 e qualquer uma dessas combinações c_2/c_1 , d/b , e ϕ_1 , os valores de N_c podem ser encontrados. Entretanto, os valores de N_q e N_γ podem ser obtidos pela Tabela 3.1:

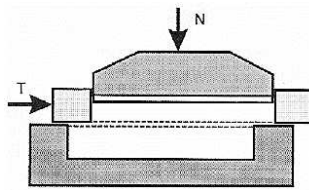
Tabela 3.1. Ângulos de cunha críticos e fatores de capacidade de carga, caso homogêneo.

ϕ (Graus)	N_c			N_q			N_γ		
	α°	β°	Valor	α°	β°	Valor	α°	β°	Valor
5	35	40	6,07	28	43	1,35	-	-	0,00
10	38	40	7,89	40	38	2,2	40	37	0,67
20	45	35	14,19	43	30	5,97	39	30	4,86
30	52	30	29,5 (30,20)	51	30	17,72 (17,63)	46	25	24,23 (24,20)
40	61	25	74,1 (74,50)	61	25	63,05 (64,98)	54	25	138,90 (138,90)

Fonte: Purushothamaraj; Ramiah; Rao, (1974).

3.6. Ensaio de Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto é utilizado para avaliar a resistência ao cisalhamento de um solo. Através do ensaio determina-se qual a tensão de cisalhamento capaz de provocar a ruptura de uma amostra de solo, colocada em uma caixa de cisalhamento composta de duas partes deslocáveis entre si, submetida a uma tensão normal, conforme mostra Figura 3.15 (BERNARDI, 2002).



Fonte: Pinto (2002 apud BERNARDI, 2002, p.59).

Figura 3.15. Ensaio de cisalhamento direto.

A tensão de cisalhamento de ruptura é geralmente considerada como a maior tensão de cisalhamento obtida durante o ensaio. De cada corpo de prova ensaiado obtêm-se um par de valores com os parâmetros de tensão normal e a tensão cisalhante de pico. Esses valores são plotados em um gráfico, tendo como ordenadas os valores da tensão cisalhante de pico e como abscissas os valores de tensão normal. Após a interpolação da reta pelos pontos encontrados, obtêm-se a coesão efetiva aparente pelo coeficiente linear da reta e o ângulo efetivo aparente pelo coeficiente angular da reta traçada (PETRONI, 2010).

4. MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo apresenta os materiais utilizados e a metodologia desenvolvida nos ensaios de ruptura através do cisalhamento direto. Os ensaios foram realizados no campus da Universidade Federal da Fronteira Sul, localizado no município de Cerro Largo. Através dos parâmetros de resistência encontrados nos ensaios de cisalhamento direto, foi determinada a capacidade de suporte das camadas cimentadas utilizando os métodos analíticos propostos por Vesic (1975), Meyerhof e Hanna (1978) e Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974). Nesta análise foram utilizadas fundações circulares de 30, 60 e 90 cm de diâmetro assentes sobre as camadas cimentadas de diferentes espessuras, sendo que a relação entre a espessura da camada (H) e o diâmetro (D) variou de 0,5 a 2,0.

4.1. Materiais

4.1.1. Solo

Utilizou-se como material amostras indeformadas de solo natural, sendo este classificado como latossolo vermelho distroférico, característico da região noroeste do Rio Grande do sul. Os latossolos, possuem grande homogeneidade de características ao longo do perfil, são bem drenados e de coloração vermelha escura. São originados das rochas basálticas, encontrados principalmente no território da bacia do Paraná, no estados de Goiás, Minas Gerais, São Paulo, Paraná, Santa Catarina e Rio Grande do Sul, sendo estes derivados dos basaltos da serra geral (IBGE, 2007).

4.1.2. Areia de fundição

A areia de fundição está entre os materiais empregados nos ensaios de cisalhamento direto. Utilizou-se resíduo da areia de fundição classificado de acordo com a NBR 10004/2004, como resíduos classe II A – Não Inertes. Sendo considerado um resíduo não perigoso.

A areia de fundição possui uma granulometria correspondente a areia média com pouca areia fina. As propriedades físicas da areia de fundição podem ser observadas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1. Propriedades físicas da areia de fundição.

Propriedades Físicas	Solo
Densidade real dos grãos	2,56
Coefficiente de uniformidade (C_u)	2,0
Coefficiente de curvatura (C_c)	1,0
Diâmetro efetivo - D_{10} (mm)	0,16
Diâmetro médio - D_{50} (mm)	0,30
Índice de vazios mínimo (e_{\min})	0,67
Índice de vazios máximo (e_{\max})	0,93

4.1.3. Cimento

Como agente cimentante foi utilizado em todos os ensaios o cimento Portland Pozolânico CP IV-32. De acordo com a NBR 5736/1991, os cimentos Portland Pozolânicos (CP IV) possuem algumas propriedades como diminuição do calor de hidratação, o aumento da resistência à compressão em idades avançadas e melhor trabalhabilidade.

4.2. Métodos

4.2.1. Ensaios de cisalhamento Direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados com amostras de solo natural e com resíduos de areia de fundição cimentados, com o objetivo de obter os parâmetros de resistência para cada material, ou seja, coesão e ângulo de atrito.

Os corpos de prova foram obtidos a partir de amostras indeformadas de solo natural. A Figura 4.1 apresenta o local da coleta das amostras.



Figura 4.1. Solo da área utilizada no campus da UFFS.

Em seguida a Figura 4.2 apresenta a sequência da montagem da amostra de solo no equipamento, para posteriormente iniciar o ensaio. Os corpos de prova para o ensaio apresentavam uma área de 25 cm² (50 mm de lado) com 20 mm de altura.

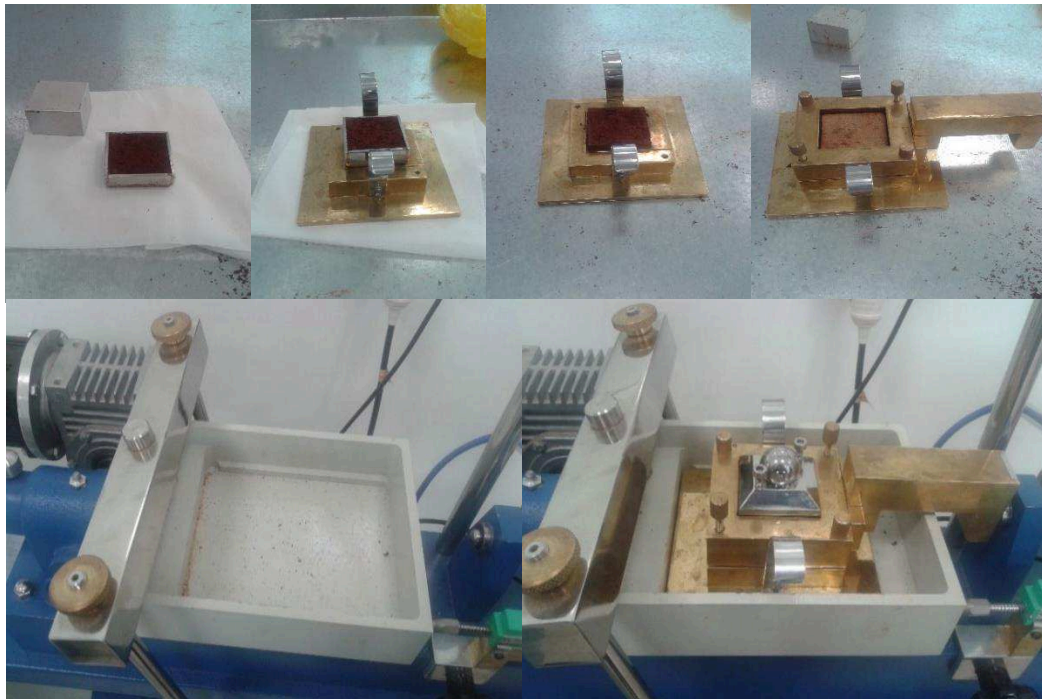


Figura 4.2. Sequência da montagem do sistema.

Na Figura 4.3 pode-se ver o equipamento operado nos ensaios de cisalhamento direto.



Figura 4.3. Equipamento de ensaio de cisalhamento direto.

A velocidade adotada em cada ensaio foi de 0,05 mm/min. As tensões normais submetidas aos corpos de prova foram de 50, 100 e 200 kPa. Através dos ensaios se obteve três leituras: deslocamento horizontal (D_h), tensão cisalhante (T) e deformação vertical (D_v).

Também executou-se ensaios de cisalhamento direto com resíduos de areia de fundição cimentados nos teores de 0, 3, 5, 7 e 10% de cimento Portland Pozolânico CP IV-32 e com densidades relativas de 40, 70 e 100%, utilizando em todos os ensaios um teor de umidade de 10% e um tempo de cura de 28 dias. Considerando velocidade e tensões normais iguais aos ensaios com amostras de solo.

Os corpos de prova da areia de fundição foram moldados nas dimensões de 5,0 x 5,0 cm de lado e 2,0 cm de altura. A quantidade de cimento adicionada à amostra foi calculada em relação ao peso seco da areia de fundição. Após a homogeneização da areia de fundição com cimento foi adicionada água no teor de 10% em relação ao peso seco da mistura. Posteriormente o material foi colocado no molde e compactado para atingir a densidade relativa correspondente. Para cada amostra foi determinado o índice de vazios e verificada a densidade relativa através da seguinte equação:

$$D_R = \frac{e_{m\acute{a}x} - e}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}} \quad \text{Equação (4.1)}$$

Onde:

$e_{m\acute{a}x}$ = índice de vazios máximo

$e_{m\acute{i}n}$ = índice de vazios mínimo

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados obtidos pelos ensaios de cisalhamento direto. Bem como, aplicação das equações desenvolvidas pelo método de Vesic (1975), Meyerhof e Hanna (1978) e Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974) para determinação da capacidade de suporte. Considerando os efeitos do tamanho da fundação, da espessura da camada, da densidade e do teor de cimento na capacidade de suporte do material cimentado.

5.1. Ensaio de cisalhamento direto

5.1.1. Solo Natural

Neste item serão apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto para solo natural. Lembrando que foram aplicadas tensões normais de 50, 100 e 200 kPa, com velocidade de 0,05 mm/min. Na Figura 5.1, podemos verificar que as tensões máximas de cisalhamento encontradas foram: 56, 103 e 193 kPa para as respectivas tensões normais de 50, 100 e 200 kPa.

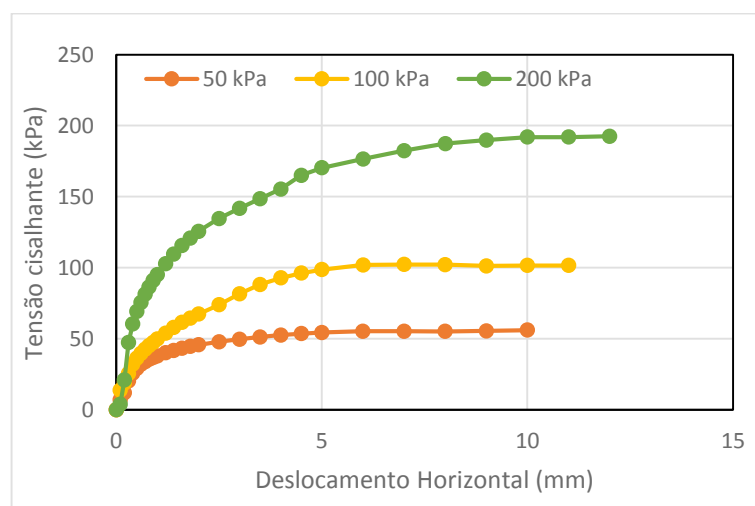


Figura 5.1. Tensão cisalhante (kPa) x deslocamento horizontal (mm) para solo natural.

A seguir, a Figura 5.2 apresenta a deformação volumétrica do solo, que é a deformação vertical durante cisalhamento, representado em função do deslocamento horizontal para diferentes tensões normais aplicadas.

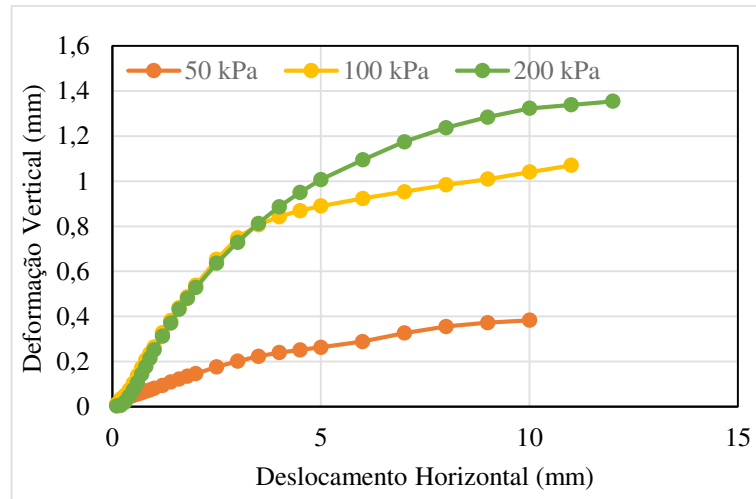


Figura 5.2. Deformação vertical (mm) x deslocamento horizontal (mm) para solo natural.

Desta forma, se consegue traçar a envoltória de resistência do solo através das tensões máximas de cisalhamento, determinar o ângulo de atrito interno e a coesão, como na Figura 5.3.

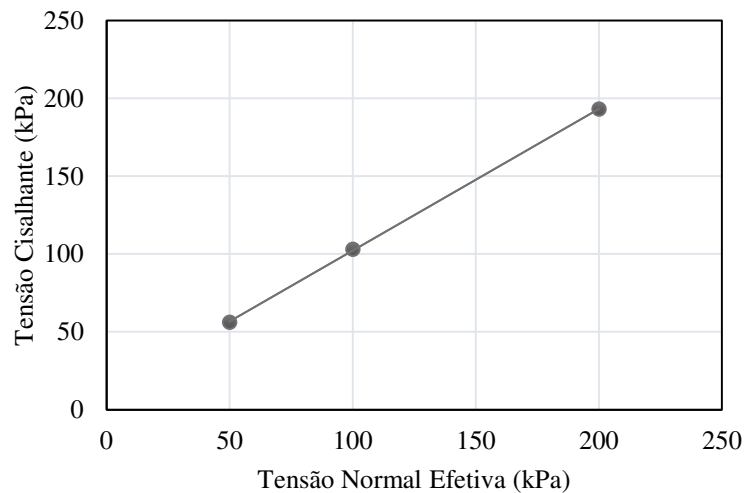


Figura 5.3. Envoltório de resistência do solo natural.

No caso do solo natural, se obteve $42,35^\circ$ de ângulo de atrito interno, encontrado pelo coeficiente angular da reta traçada e 11 kN.m^{-2} de coesão, obtida através do coeficiente linear da reta.

5.1.2. Areia de fundição

Na Tabela 5.1 podem ser observados os valores dos parâmetros de resistência para areia de fundição, com e sem cimentação, obtidos através dos ensaios de cisalhamento direto. A coesão do material cimentado variou de 32,96 kN.m⁻² a 156,70 kN.m⁻² e o ângulo de atrito variou de 35,79° a 55,08°, constatando-se que há uma influência maior da densidade relativa e do teor de cimento na coesão do material, aumentando a resistência do material.

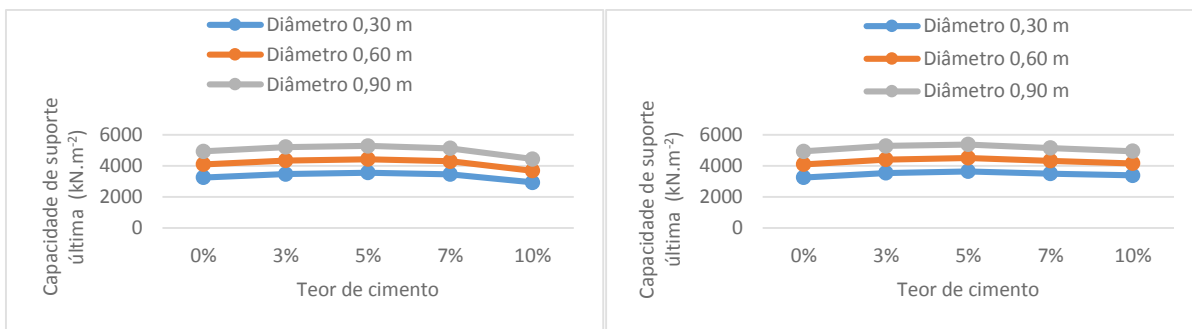
Tabela 5.1. Parâmetros de resistência dos materiais.

Teor de cimento (%)	Densidade Relativa (%)	Coesão (kN.m ⁻²)	Ângulo de atrito (°)
0	40	0	37,81
	70	0	39,66
	100	0	42,33
3	40	32,96	36,26
	70	55,52	35,79
	100	48,92	44,57
5	40	73,77	39,56
	70	97,50	38,42
	100	76,66	49,11
7	40	75,71	45,05
	70	101,8	46,23
	100	116,0	48,14
10	40	5,380	55,08
	70	136,4	52,47
	100	156,7	43,85

5.2. Determinação da capacidade de suporte

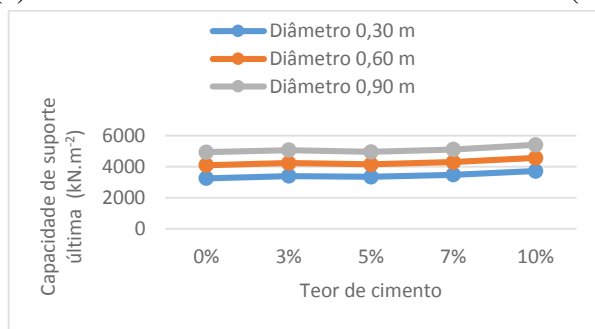
A determinação da capacidade de suporte dos materiais obtidos através dos métodos de Vesic (1975), Meyerhof e Hanna (1978) e Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974) estão representadas nas Figuras 5.4 a 5.36. De maneira geral, houve um aumento da capacidade de suporte com o acréscimo do teor de cimento, da densidade relativa e da relação H/D.

As Figuras 5.4 a 5.15 apresentam a capacidade de suporte última versus teor de cimento, já as Figuras 5.16 a 5.27, a capacidade de suporte última versus a densidade relativa e as Figuras 5.28 a 5.36, demonstram a capacidade de suporte última versus a relação H/D.



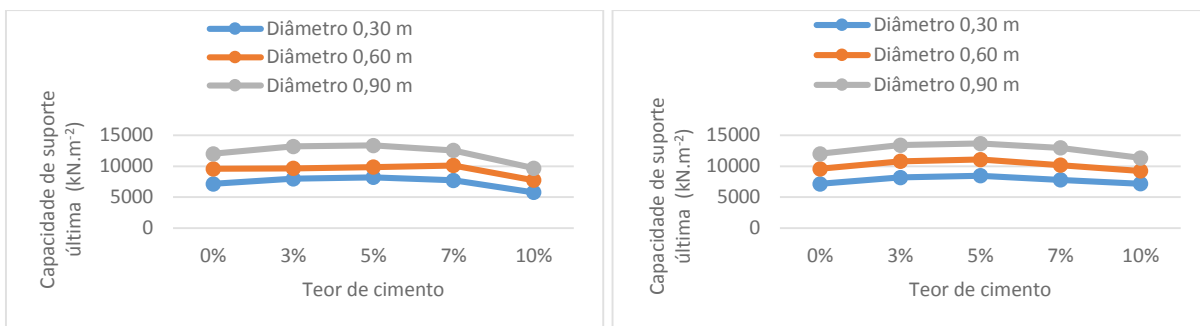
(a)

(b)



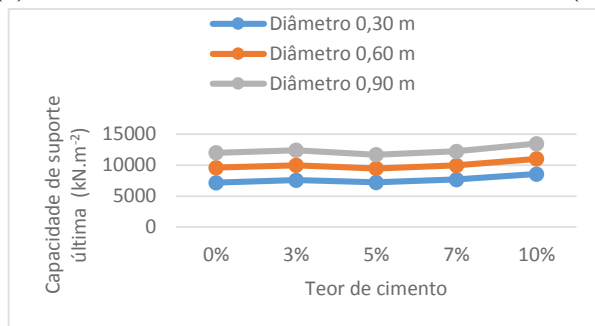
(c)

Figura 5.4. Método de Vesic, H/D igual a 0,5 considerando densidade relativa de: (a) 40%, (b) 70% e (c) 100%.



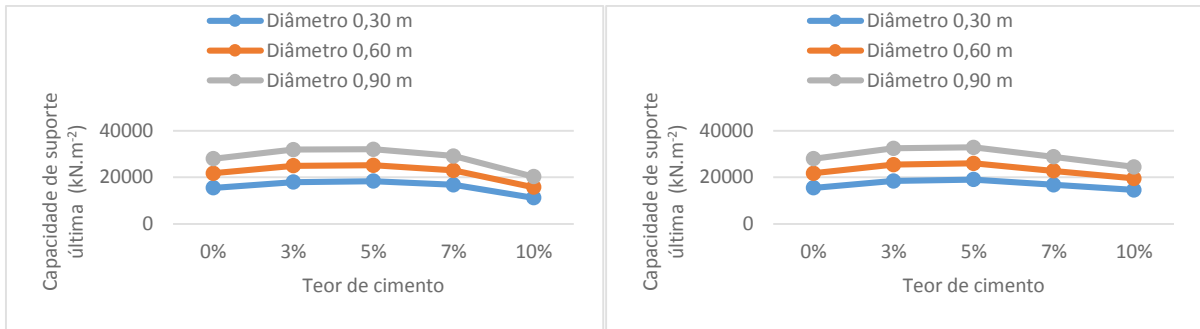
(a)

(b)



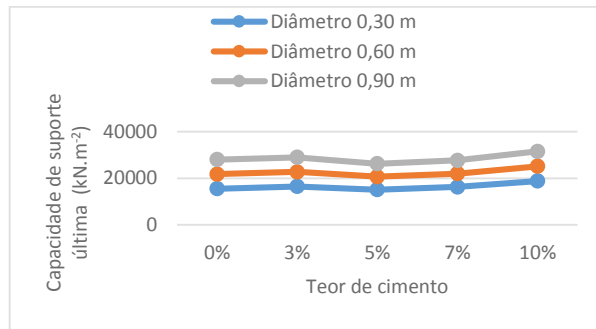
(c)

Figura 5.5. Método de Vesic, H/D igual a 1,0 considerando densidade relativa de: (a) 40%, (b) 70% e (c) 100%.



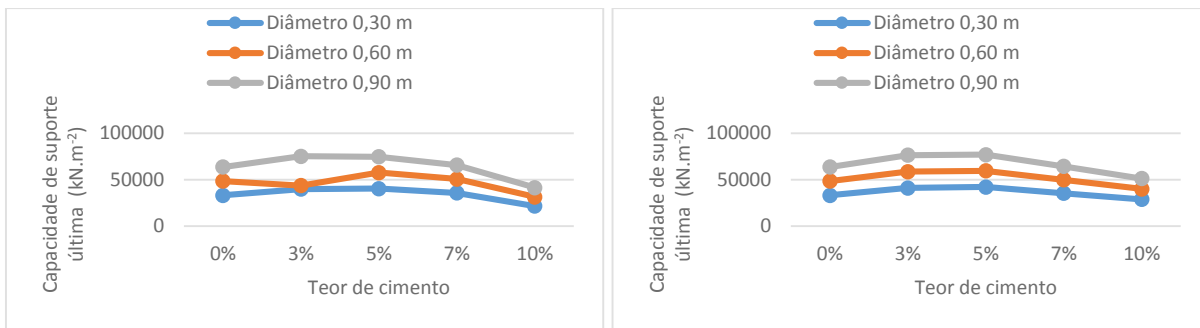
(a)

(b)



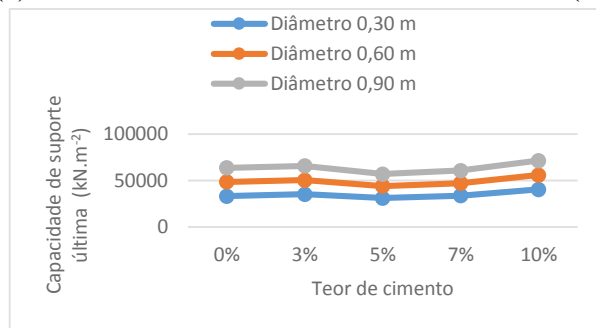
(c)

Figura 5.6. Método de Vesic, H/D igual a 1,5 considerando densidade relativa de: (a) 40%, (b) 70% e (c) 100%.



(a)

(b)



(c)

Figura 5.7. Método de Vesic, H/D igual a 2,0 considerando densidade relativa de: (a) 40%, (b) 70% e (c) 100%.

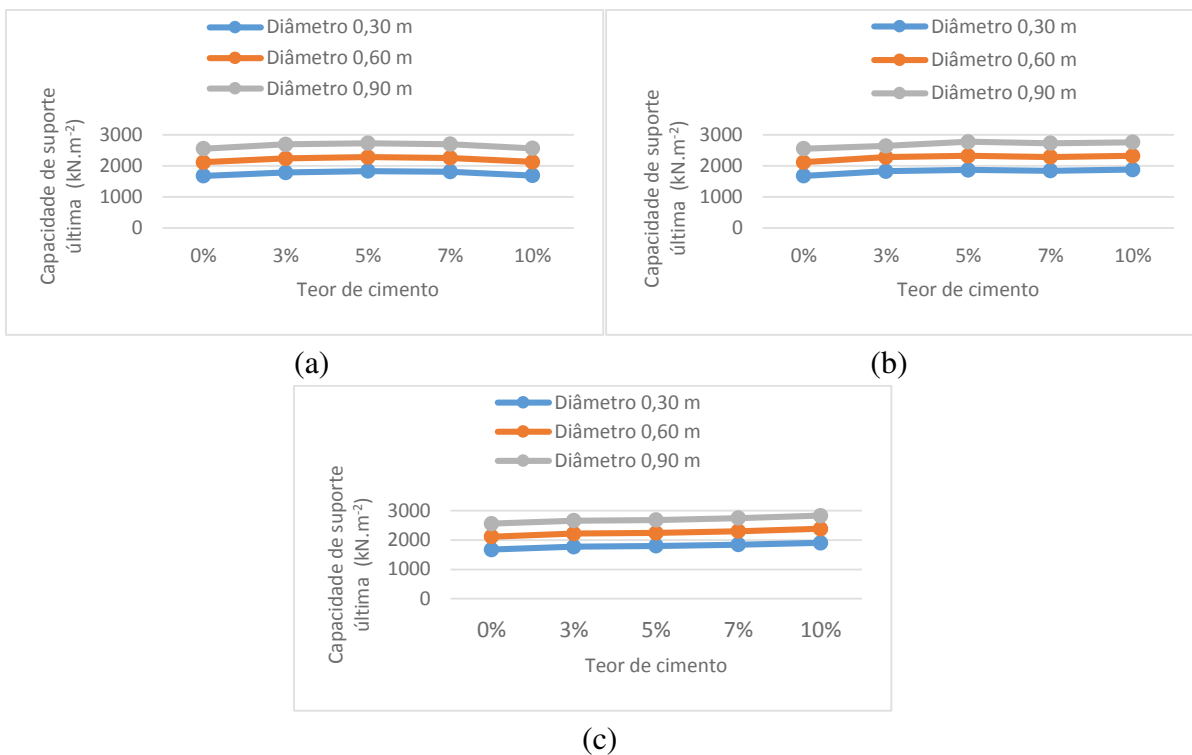


Figura 5.8. Método de Meyerhof e Hanna, H/D igual a 0,5 considerando densidade relativa de: (a) 40%, (b) 70% e (c) 100%.

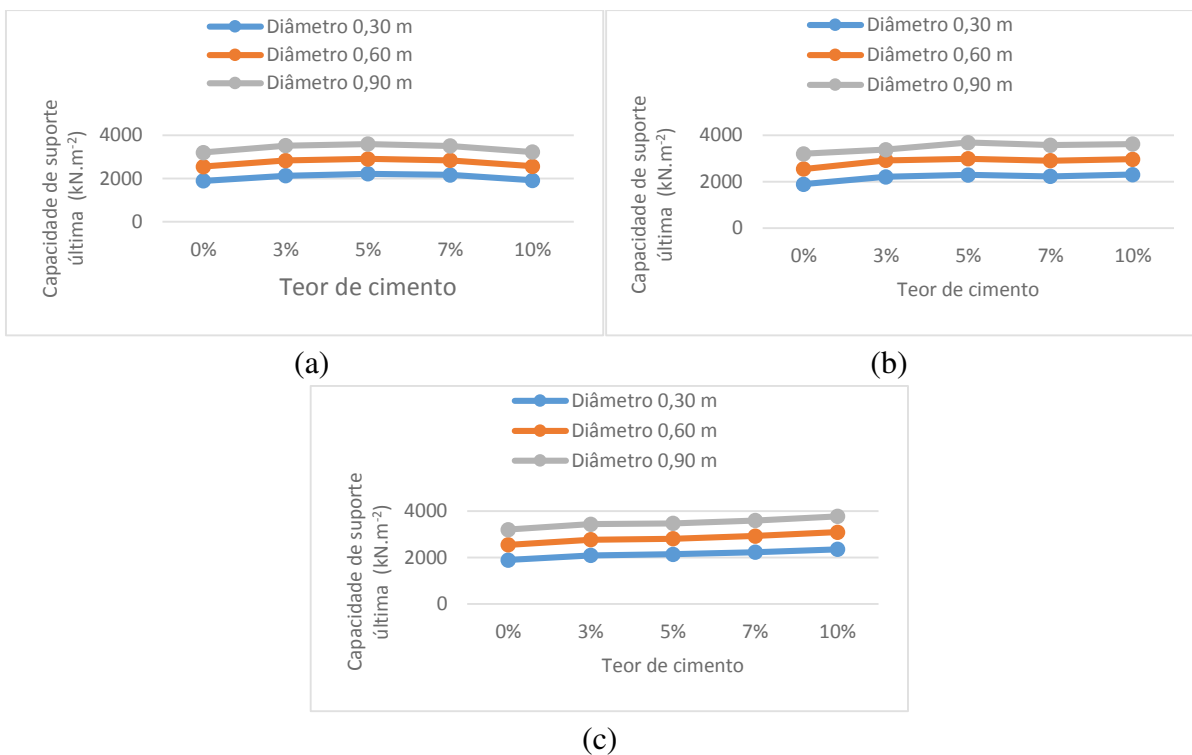
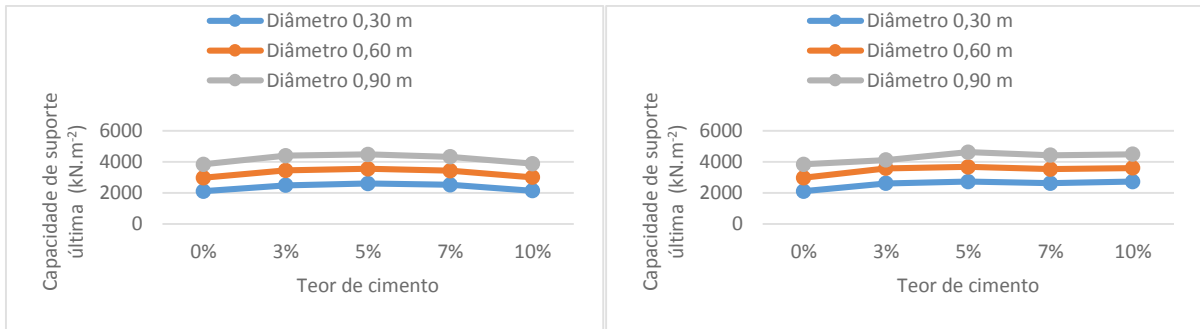
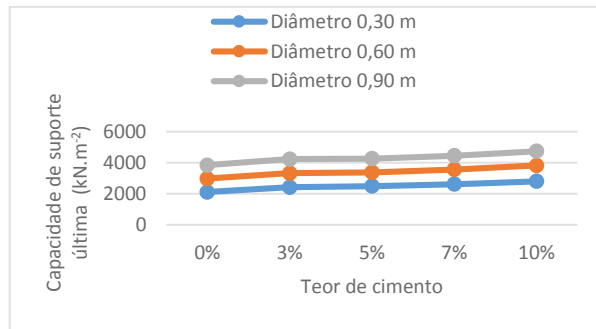


Figura 5.9. Método de Meyerhof e Hanna, H/D igual a 1,0 considerando densidade relativa de: (a) 40%, (b) 70% e (c) 100%.



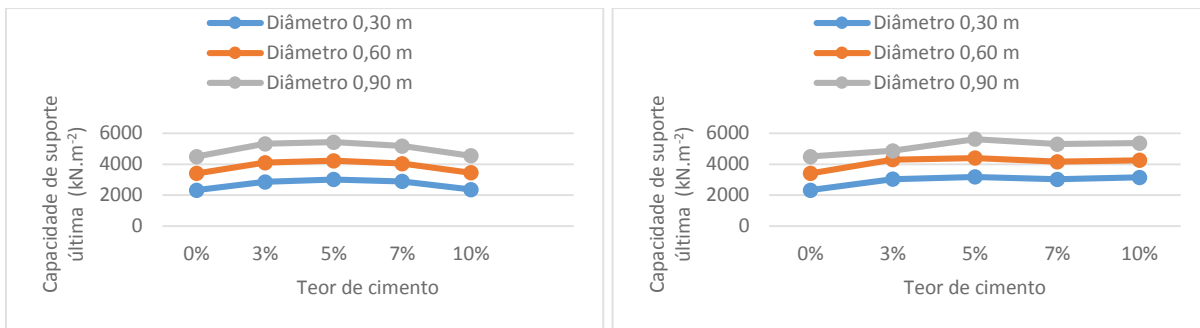
(a)

(b)



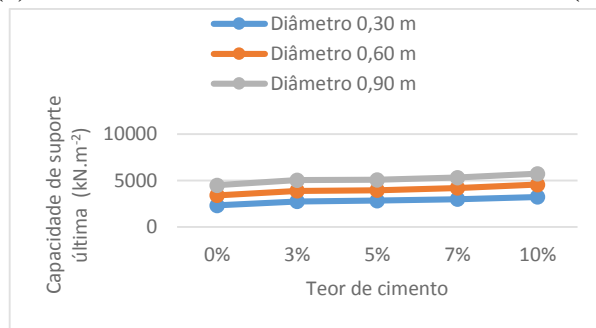
(c)

Figura 5.10. Método de Meyerhof e Hanna, H/D igual a 1,5 considerando densidade relativa de: (a) 40%, (b) 70% e (c) 100%.



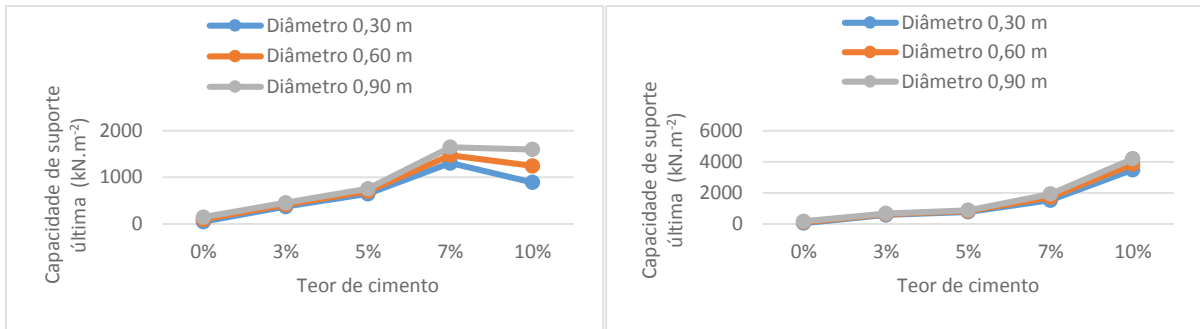
(a)

(b)



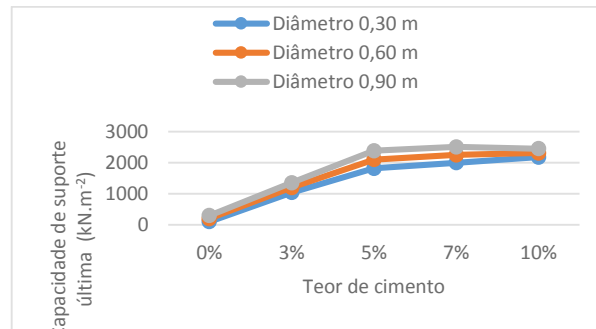
(c)

Figura 5.11. Método de Meyerhof e Hanna, H/D igual a 2,0 considerando densidade relativa de: (a) 40%, (b) 70% e (c) 100%.



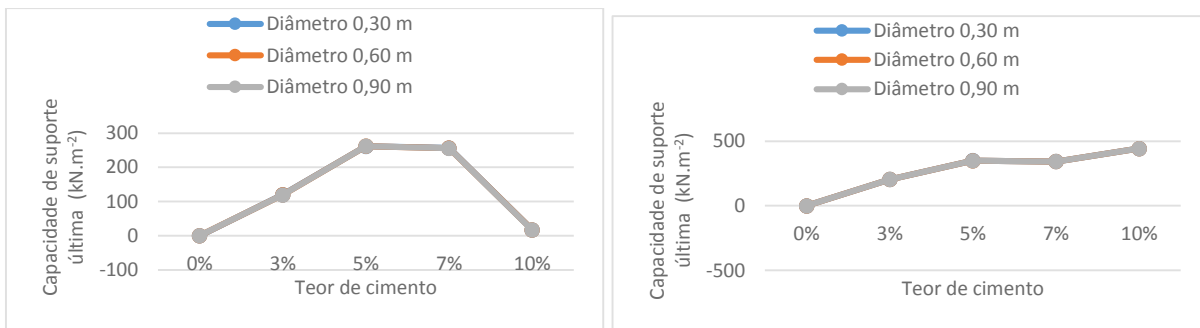
(a)

(b)



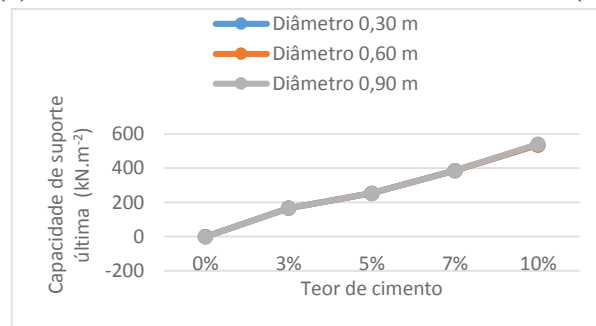
(c)

Figura 5.12. Método de Purushothamaraj, Ramiah e Rao, H/D igual a 0,5 considerando densidade relativa de: (a) 40%, (b) 70% e (c) 100%.



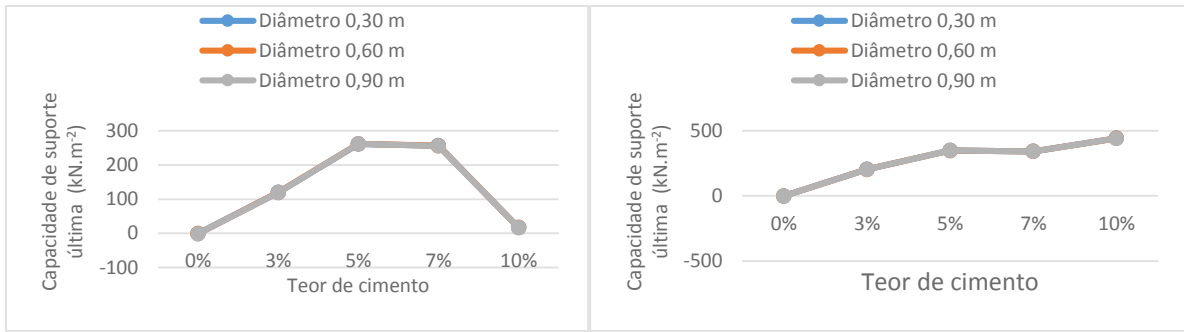
(a)

(b)



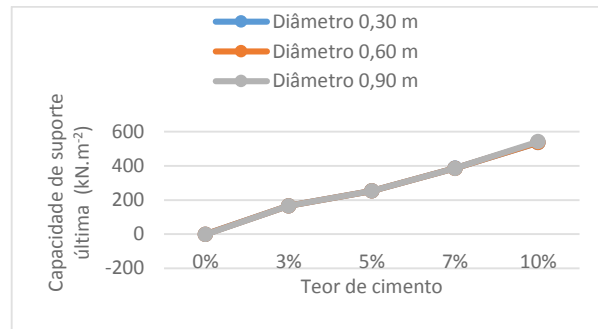
(c)

Figura 5.13. Método de Purushothamaraj, Ramiah e Rao, H/D igual a 1,0 considerando densidade relativa de: (a) 40%, (b) 70% e (c) 100%.



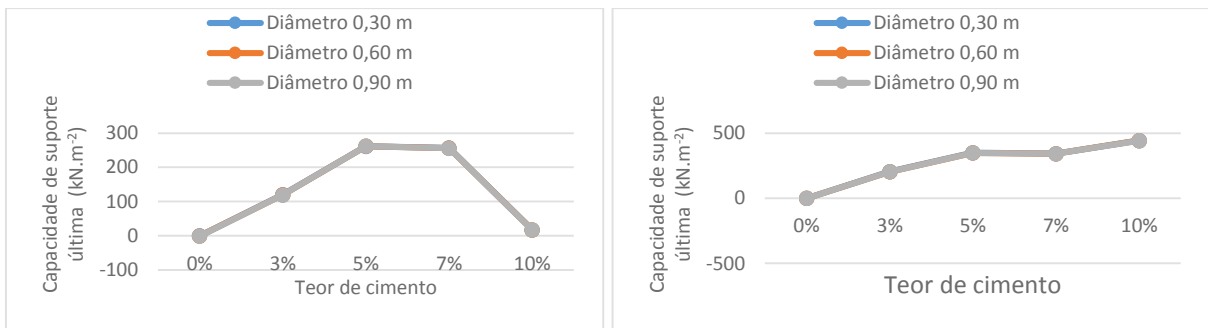
(a)

(b)



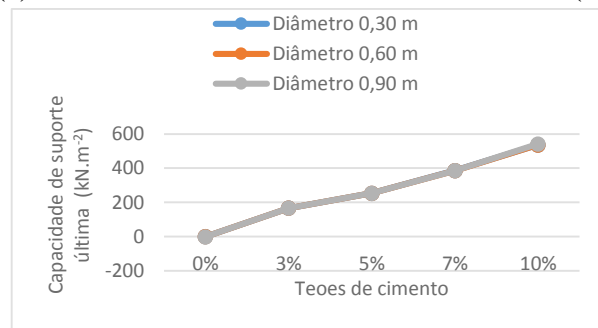
(c)

Figura 5.14. Método de Purushothamaraj, Ramiah e Rao, H/D igual a 1,5 considerando densidade relativa de: (a) 40%, (b) 70% e (c) 100%.



(a)

(b)



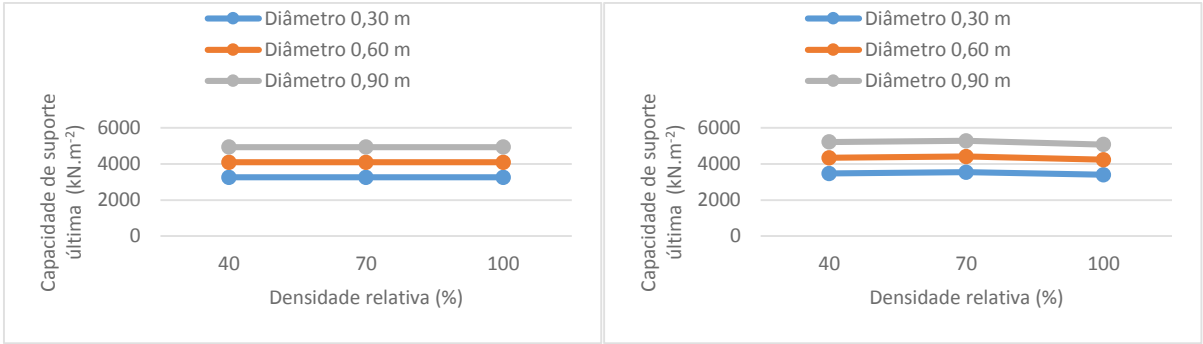
(c)

Figura 5.15. Método de Purushothamaraj, Ramiah e Rao, H/D igual a 2,0 considerando densidade relativa de: (a) 40%, (b) 70% e (c) 100%.

Através das Figuras 5.4 a 5.7, podemos perceber um aumento da capacidade de suporte com aumento dos diâmetros das fundações para o método de Vesic (1975). Porém, para as densidades relativas de 40% e 70% houve um decréscimo da capacidade de suporte para o teor de cimento maior que 5%, no entanto, para a densidade relativa de 100% o aumento do teor de cimento influenciou no aumento da capacidade de suporte de areia de fundição, sendo os maiores resultados encontrados nesse caso, para os teores de 10% de cimento.

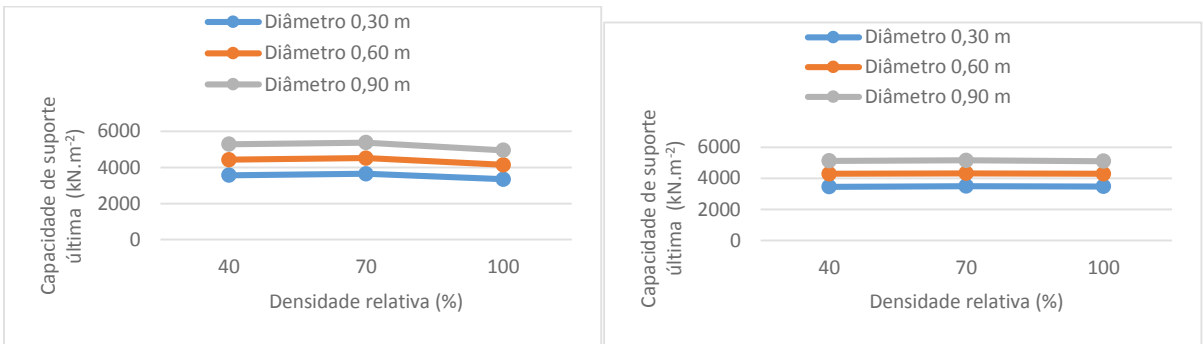
De forma geral, o método de Meyerhof e Hanna (1978), Figuras 5.8 a 5.11, apresentou o aumento da capacidade de suporte com aumento dos diâmetros das fundações e com o aumento das relações H/D.

Já o método de Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974), Figuras 5.12 a 5.15, demonstrou visivelmente um aumento da capacidade de suporte com aumento dos teores de cimento, exceto para 10% de teor de cimento com densidade relativa de 40%, isto se deve aos valores obtidos de coesão e ângulo de atrito para areia de fundição nos ensaios de cisalhamento direto. No entanto, o método não sofreu influência das relações H/D 1,0; 1,5 e 2,0 e obteve para os diferentes diâmetros estudados resultados iguais, demonstrando a limitação deste método.



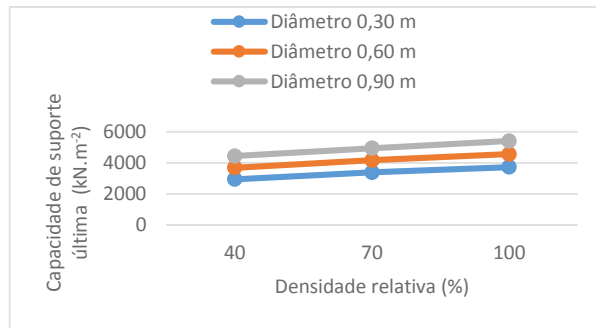
(a)

(b)



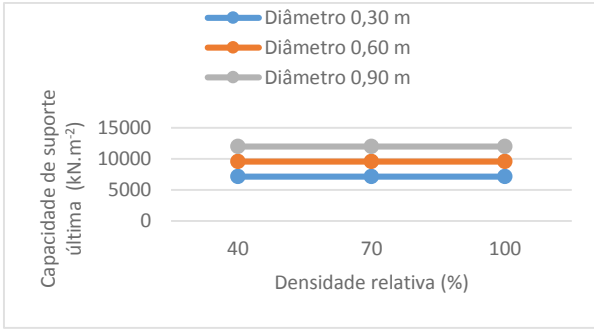
(c)

(d)

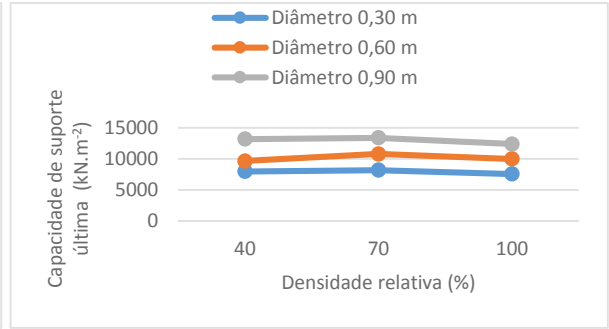


(e)

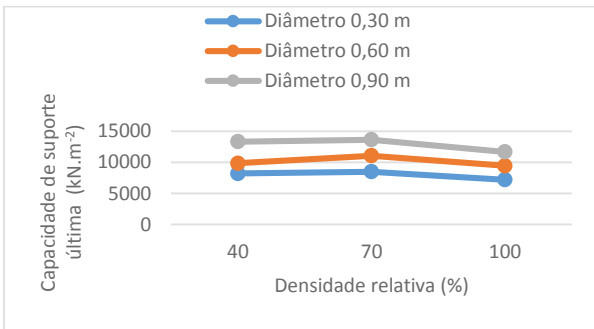
Figura 5.16. Método de Vesic, H/D igual a 0,5 considerando: (a) 0% de cimento; (b) 3% de cimento; (c) 5% de cimento; (d) 7% de cimento; (e) 10% de cimento.



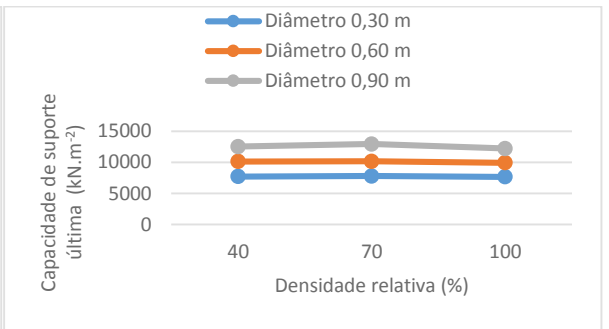
(a)



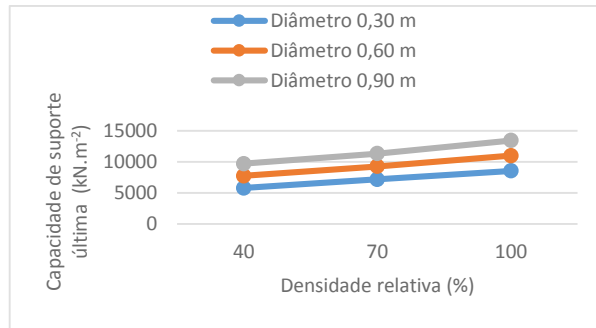
(b)



(c)

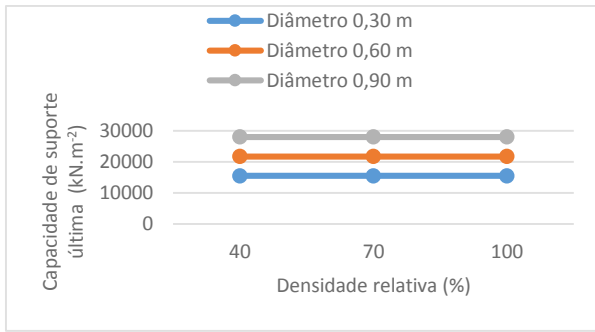


(d)

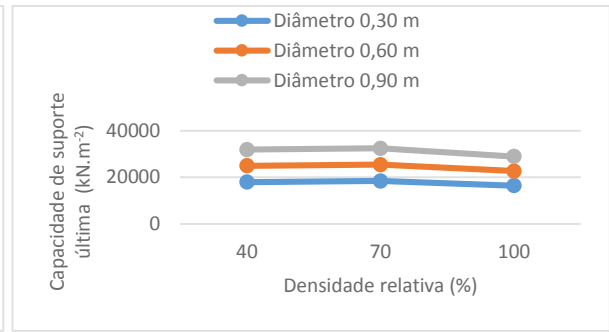


(e)

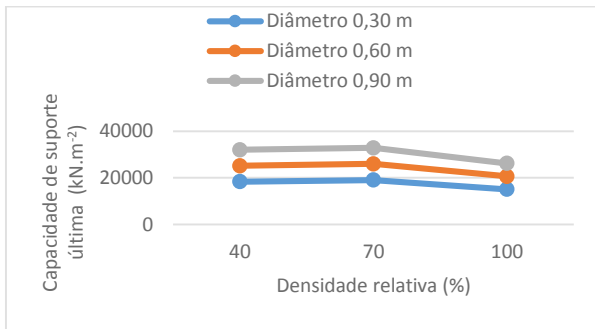
Figura 5.19. Método de Vesic, H/D igual a 1,0 considerando: (a) 0% de cimento; (b) 3% de cimento; (c) 5% de cimento; (d) 7% de cimento; (e) 10% de cimento.



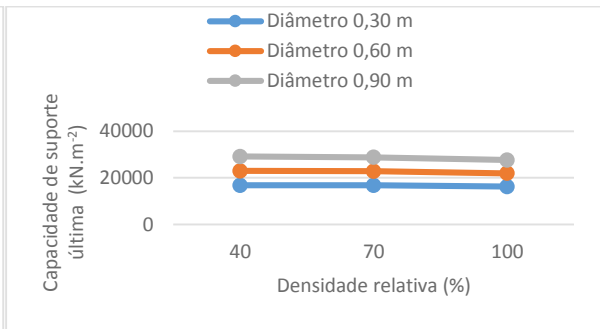
(a)



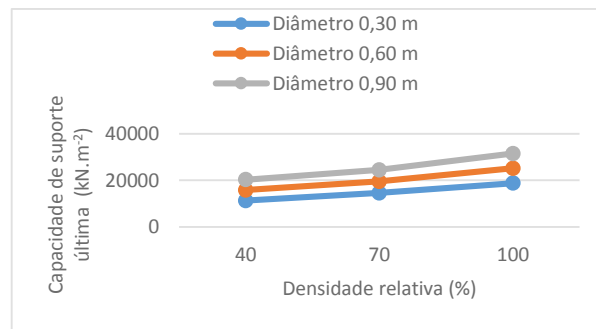
(b)



(c)

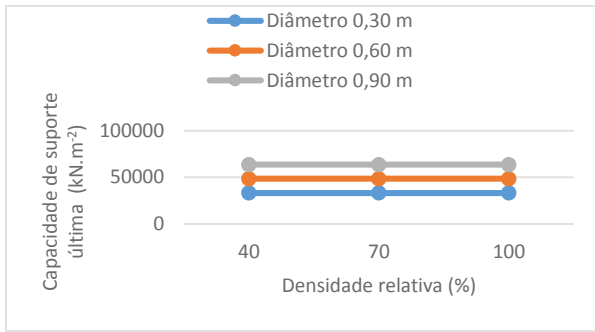


(d)

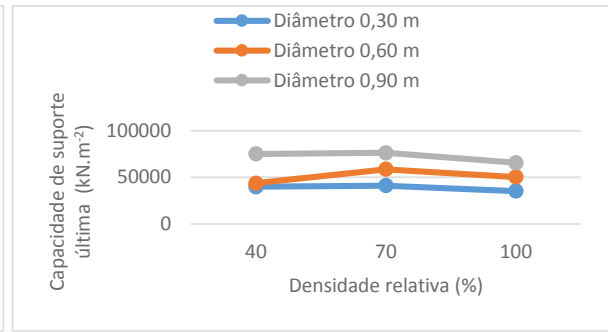


(e)

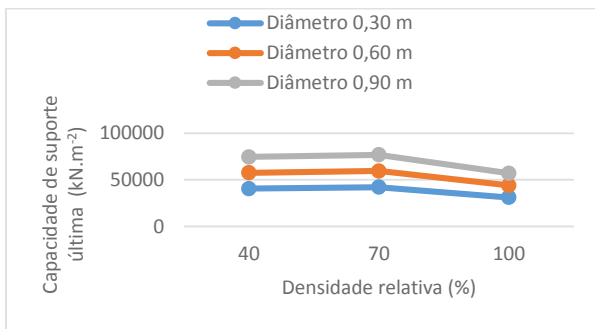
Figura 5.22. Método de Vesic, H/D igual a 1,5 considerando: (a) 0% de cimento; (b) 3% de cimento; (c) 5% de cimento; (d) 7% de cimento; (e) 10% de cimento.



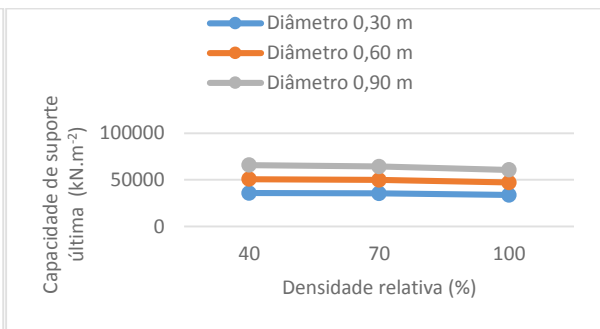
(a)



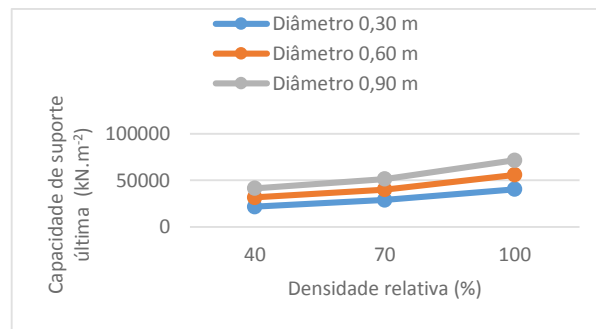
(b)



(c)



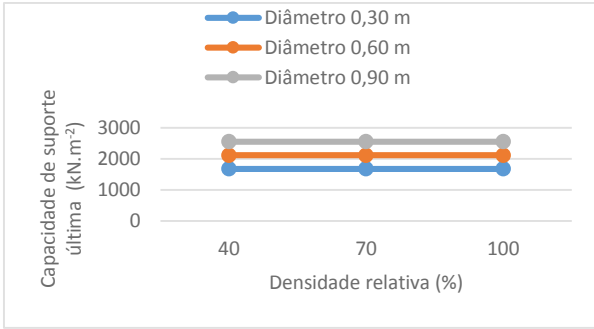
(d)



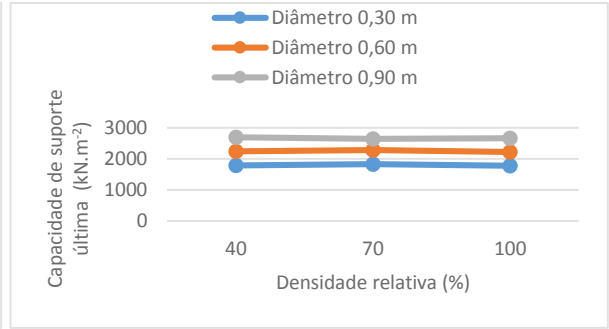
(e)

Figura 5.25. Método de Vesic, H/D igual a 2,0 considerando: (a) 0% de cimento; (b) 3% de cimento; (c) 5% de cimento; (d) 7% de cimento; (e) 10% de cimento.

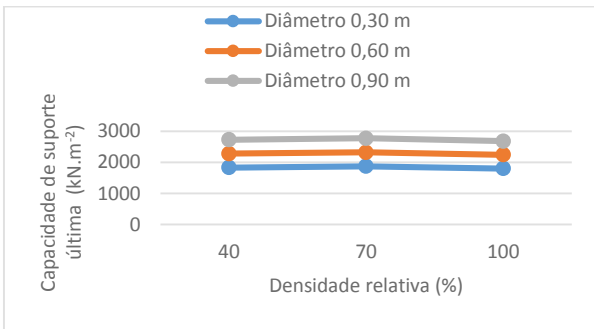
Os valores da capacidade de suporte obtidos pelo método proposto por Vesic (1975) apresentaram valores superiores aos demais métodos para os diferentes teores de cimento, principalmente, para relações H/D superiores a 1,0.



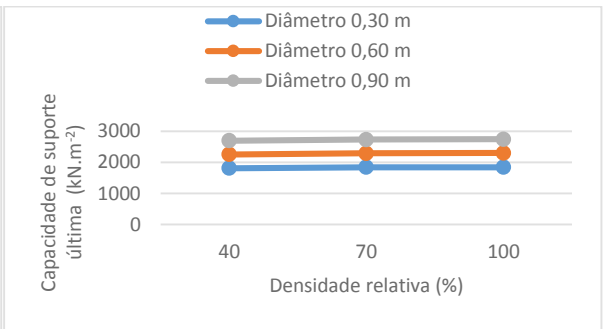
(a)



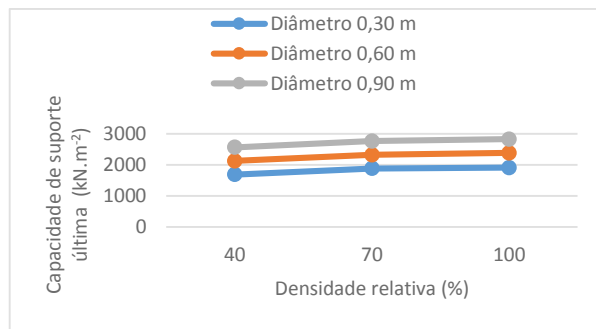
(b)



(c)

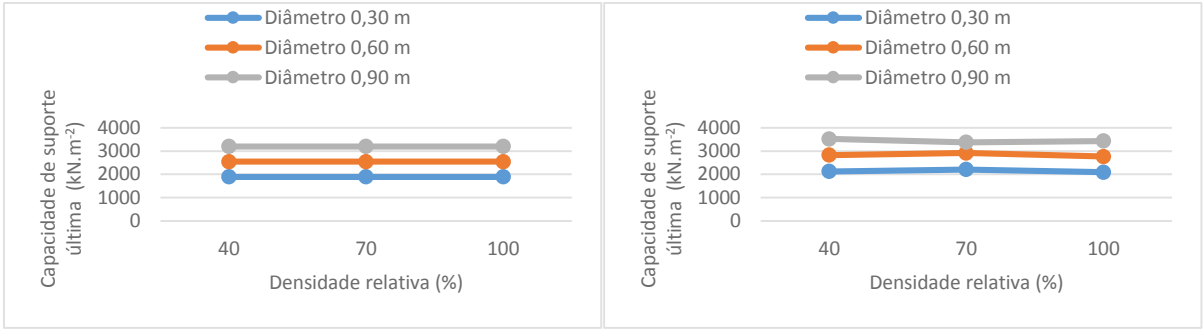


(d)



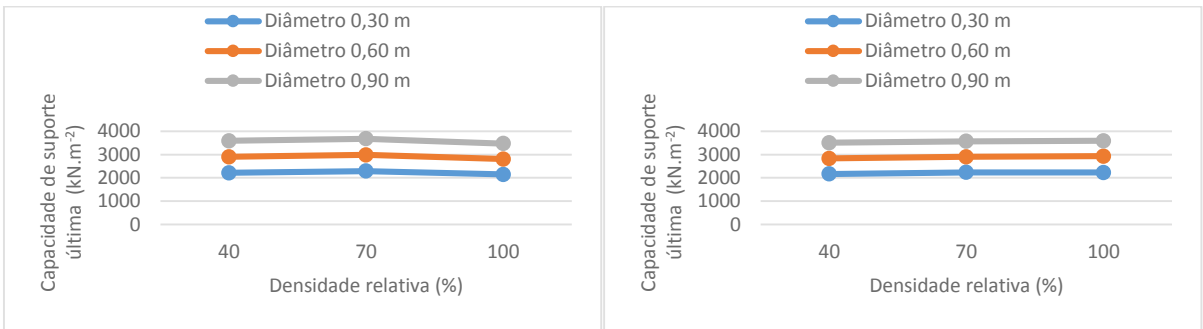
(e)

Figura 5.17. Método de Meyerhof e Hanna, H/D igual a 0,5 considerando: (a) 0% de cimento; (b) 3% de cimento; (c) 5% de cimento; (d) 7% de cimento; (e) 10% de cimento.



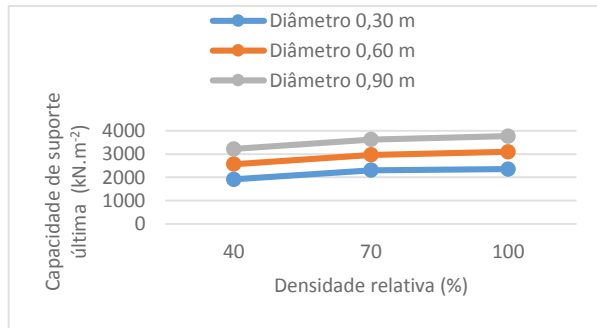
(a)

(b)



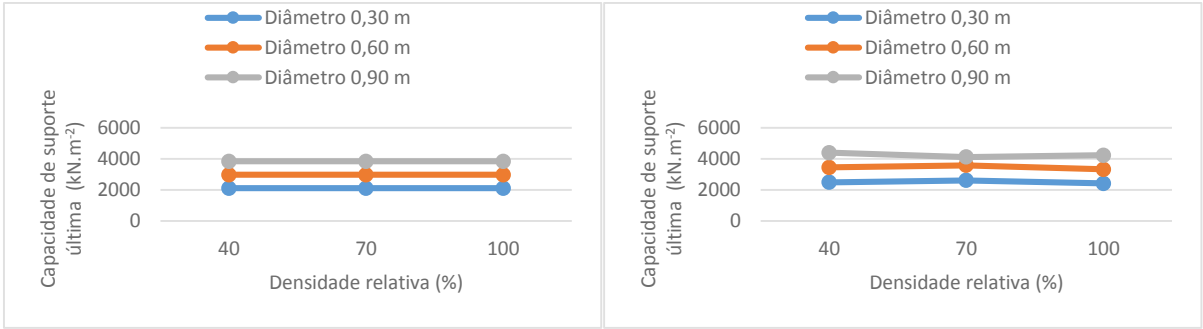
(c)

(d)



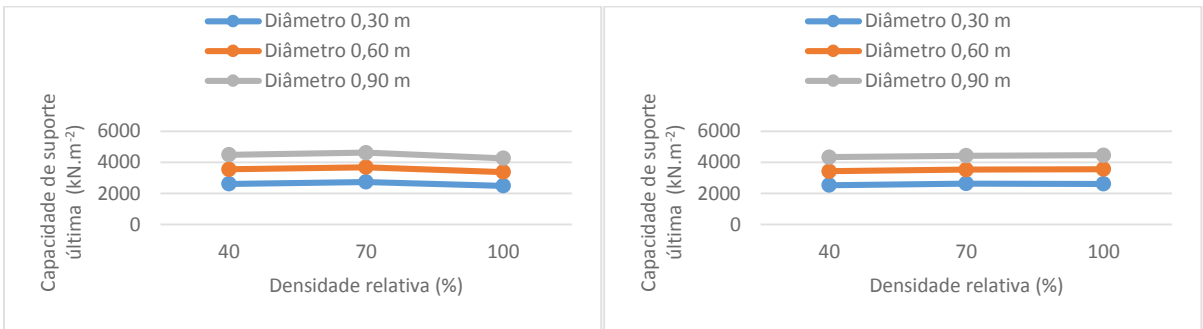
(e)

Figura 5.20. Método de Meyerhof e Hanna, H/D igual a 1,0 considerando: (a) 0% de cimento; (b) 3% de cimento; (c) 5% de cimento; (d) 7% de cimento; (e) 10% de cimento.



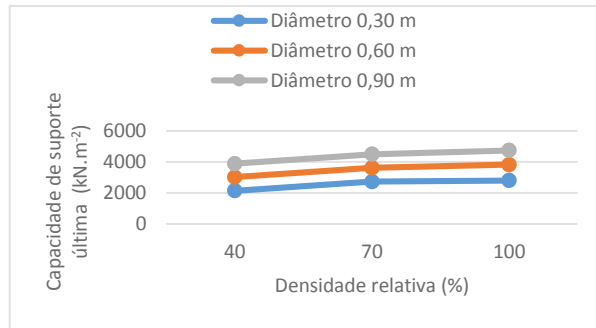
(a)

(b)



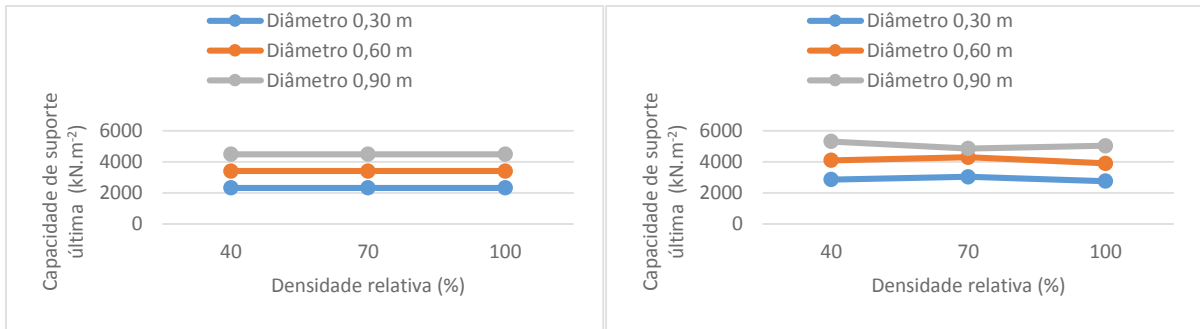
(c)

(d)



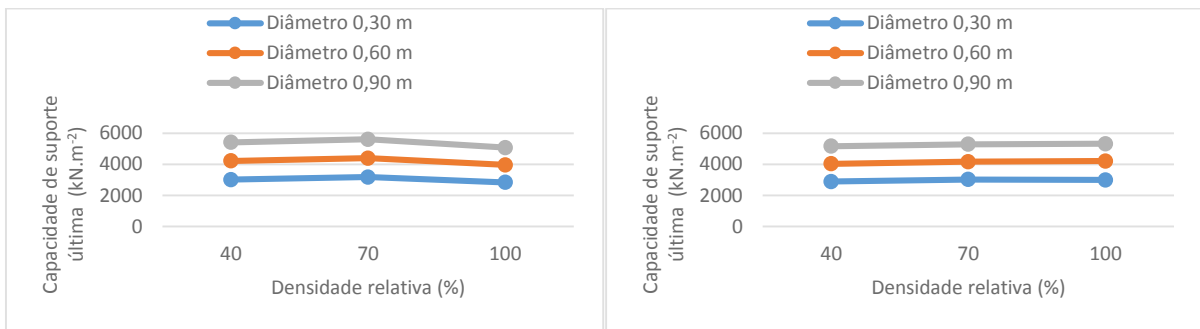
(e)

Figura 5.23. Método de Meyerhof e Hanna, H/D igual a 1,5 considerando: (a) 0% de cimento; (b) 3% de cimento; (c) 5% de cimento; (d) 7% de cimento; (e) 10% de cimento.



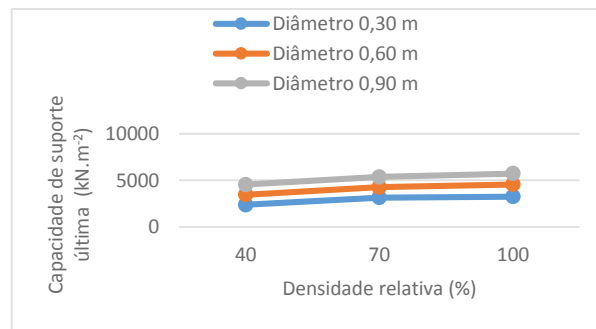
(a)

(b)



(c)

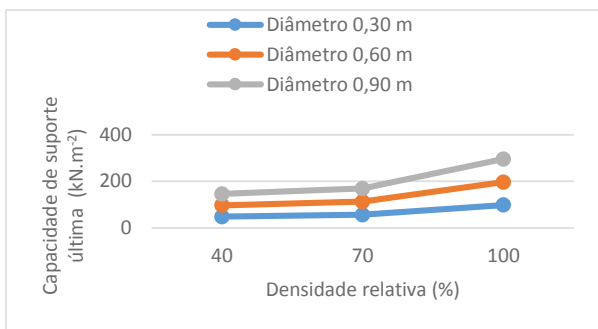
(d)



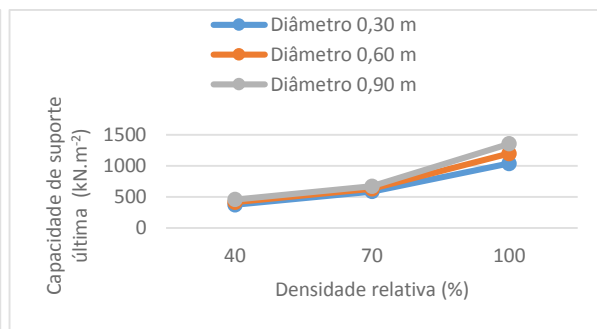
(e)

Figura 5.26. Método de Meyerhof e Hanna, H/D igual a 2,0 considerando: (a) 0% de cimento; (b) 3% de cimento; (c) 5% de cimento; (d) 7% de cimento; (e) 10% de cimento.

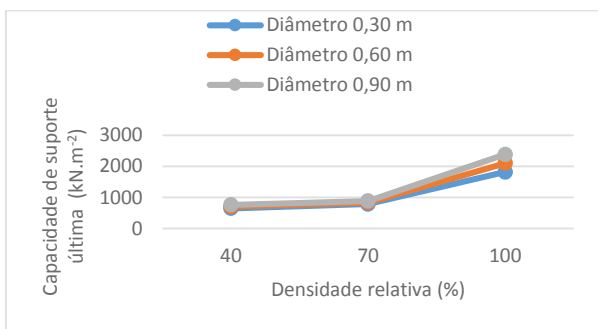
O método de Meyerhof e Hanna (1978) sofreu pouca influência do aumento da densidade relativa para alguns teores de cimento. Na maioria dos casos, o método de Meyerhof e Hanna (1978) resultou em valores da capacidade de suporte superiores ao método de Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974) para os diferentes valores de densidade relativa, de relação H/D e de teor de cimento.



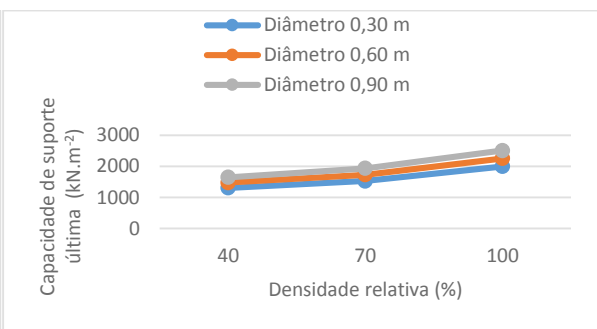
(a)



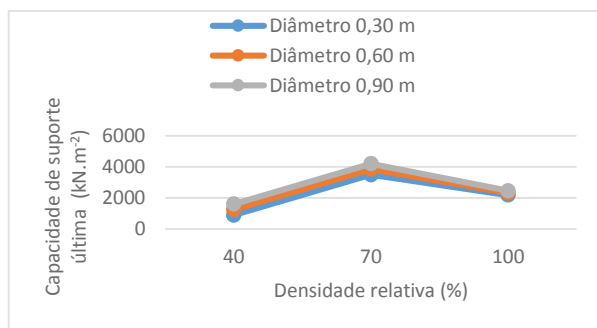
(b)



(c)

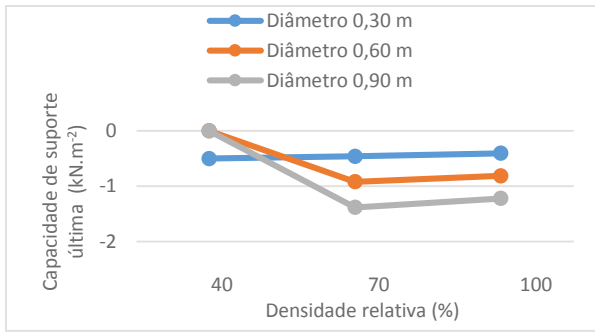


(d)

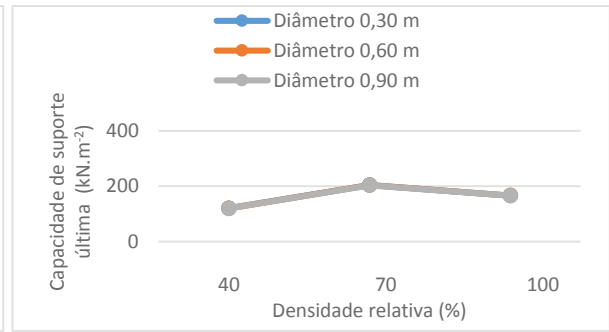


(e)

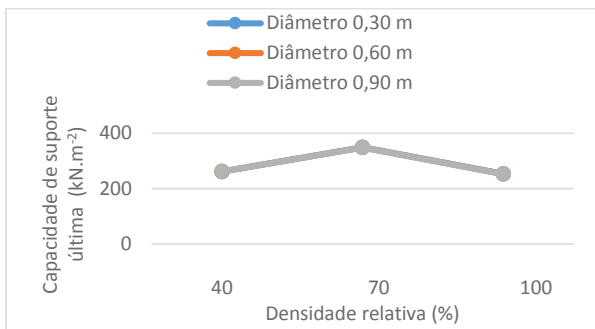
Figura 5.18. Método de Purushothamaraj Ramiah e Rao, H/D igual a 0,5 considerando: (a) 0% de cimento; (b) 3% de cimento; (c) 5% de cimento; (d) 7% de cimento; (e) 10% de cimento.



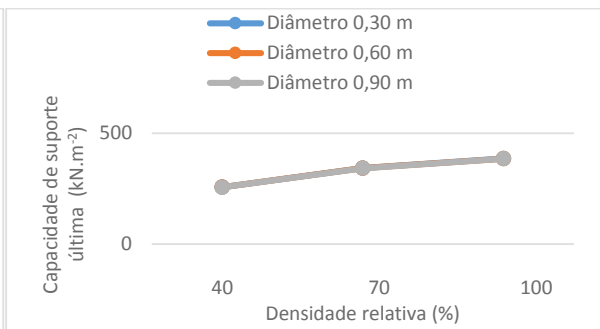
(a)



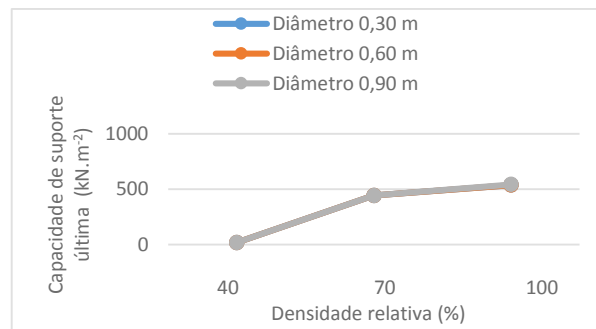
(b)



(c)

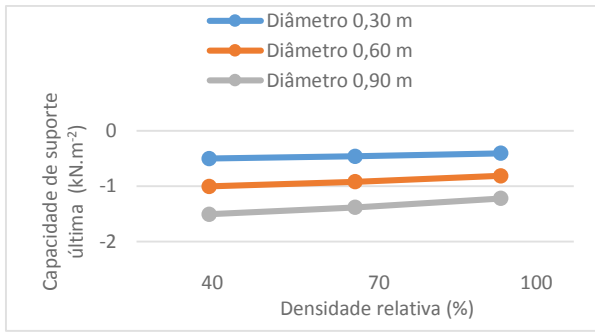


(d)

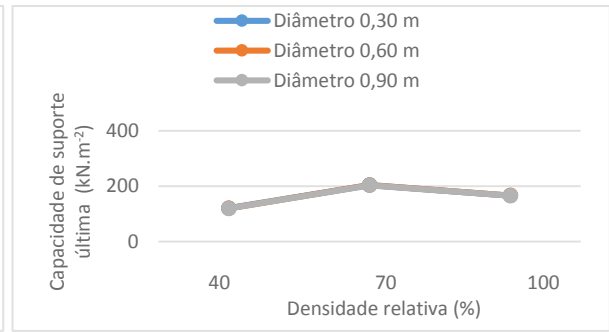


(e)

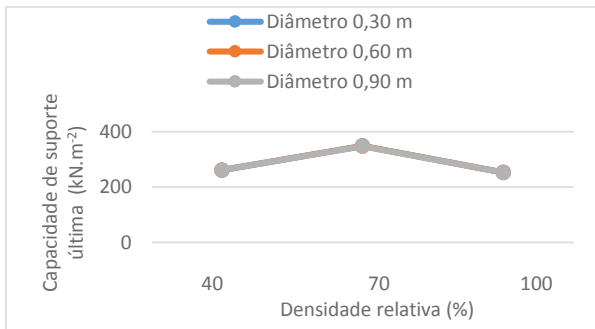
Figura 5.21. Método de Purushothamaraj Ramiah e Rao, H/D igual a 1,0 considerando: (a) 0% de cimento; (b) 3% de cimento; (c) 5% de cimento; (d) 7% de cimento; (e) 10% de cimento.



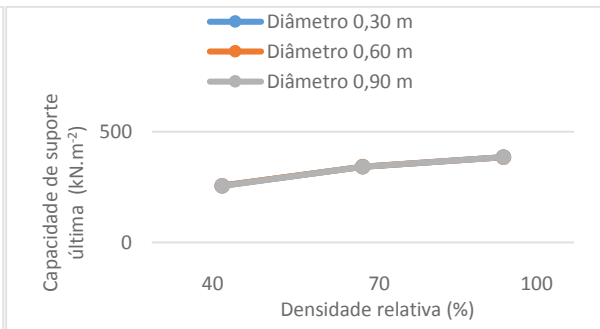
(a)



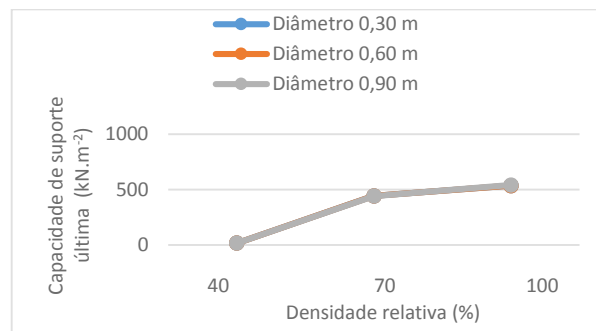
(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 5.24. Método de Purushothamaraj Ramiah e Rao, H/D igual a 1,5 considerando: (a) 0% de cimento; (b) 3% de cimento; (c) 5% de cimento; (d) 7% de cimento; (e) 10% de cimento.

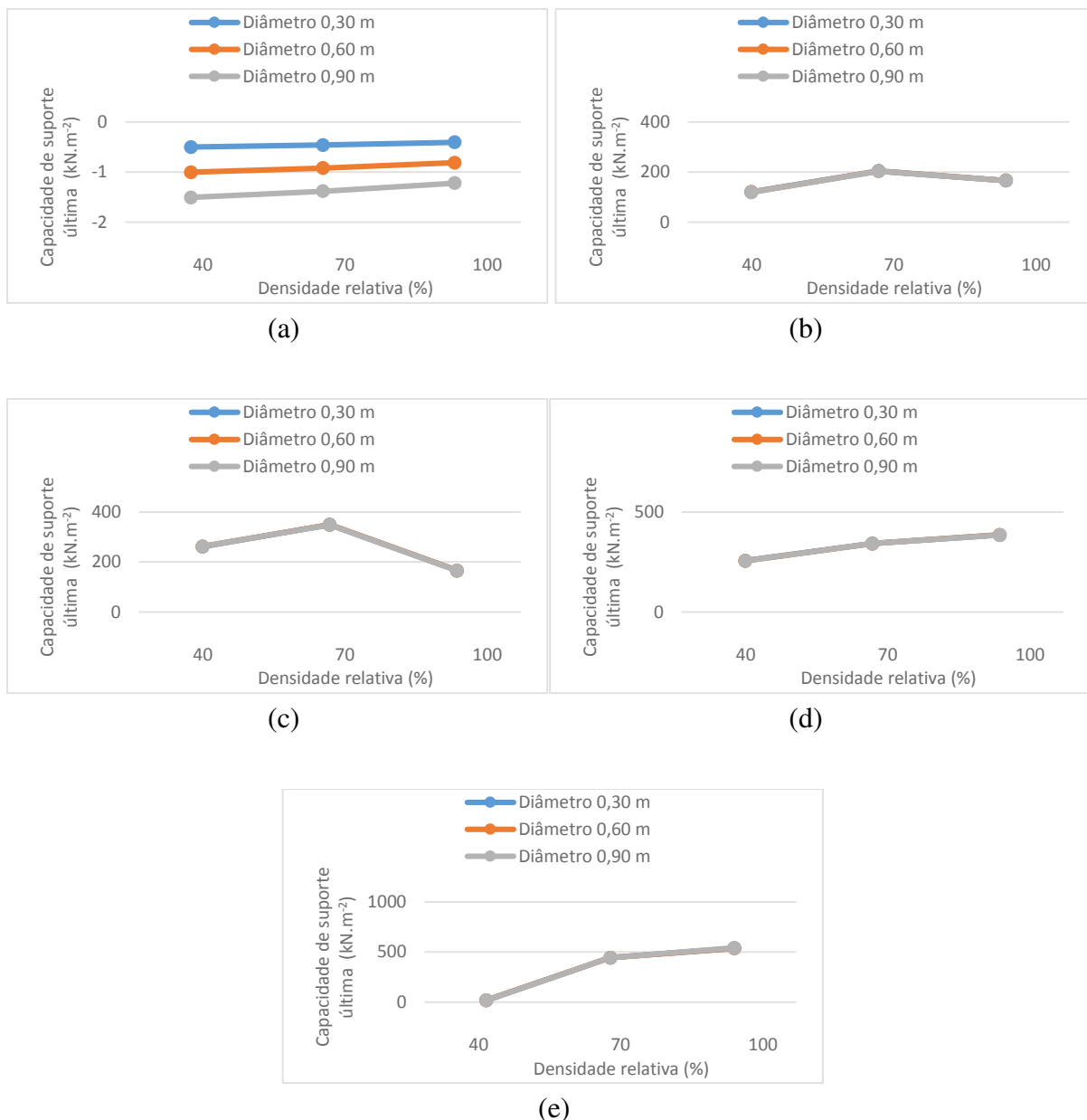
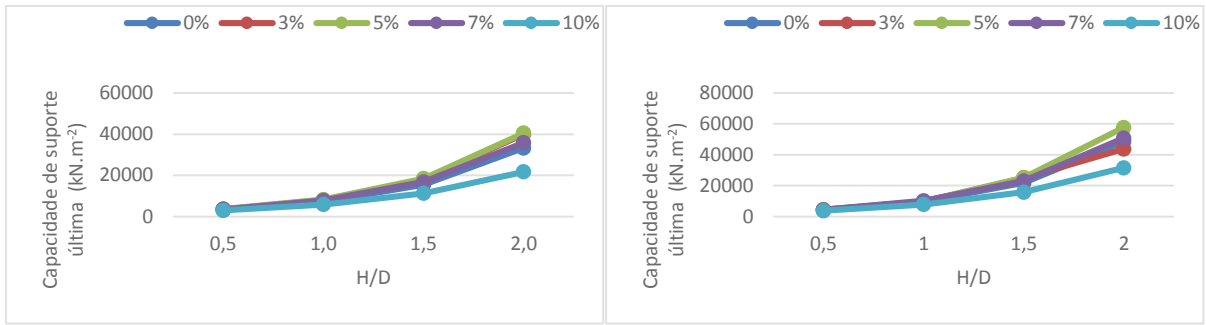


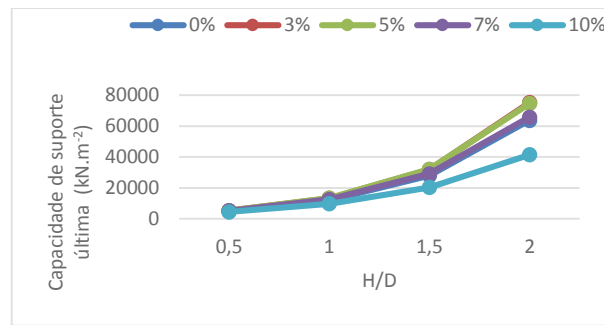
Figura 5.27. Método de Purushothamaraj Ramiah e Rao, H/D igual a 2,0 considerando: (a) 0% de cimento; (b) 3% de cimento; (c) 5% de cimento; (d) 7% de cimento; (e) 10% de cimento.

Para a relação H/D igual ou superior a 1,0 o método de Purushothamaraj Ramiah e Rao (1974) obteve valores negativos para teor de cimento igual a zero. Pode-se observar também, que o método apresentou aumento da capacidade de suporte com o aumento da densidade relativa e do teor de cimento.



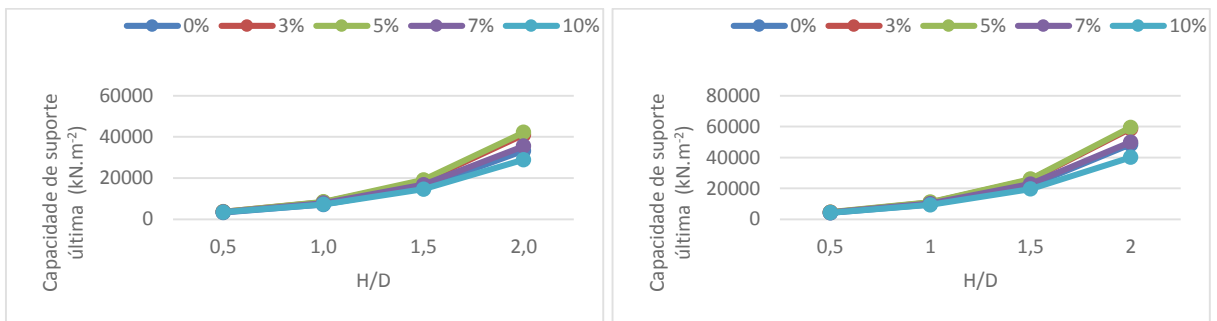
(a)

(b)



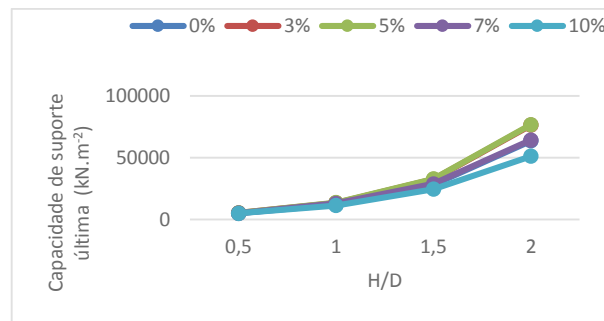
(c)

Figura 5.28. Método de Vesic, densidade relativa 40%, (a) 0,30 m de diâmetro, (b) 0,60 m de diâmetro, (c) 0,90 m de diâmetro.



(a)

(b)



(c)

Figura 5.29. Método de Vesic, densidade relativa 70%, (a) 0,30 m de diâmetro, (b) 0,60 m de diâmetro, (c) 0,90 m de diâmetro.

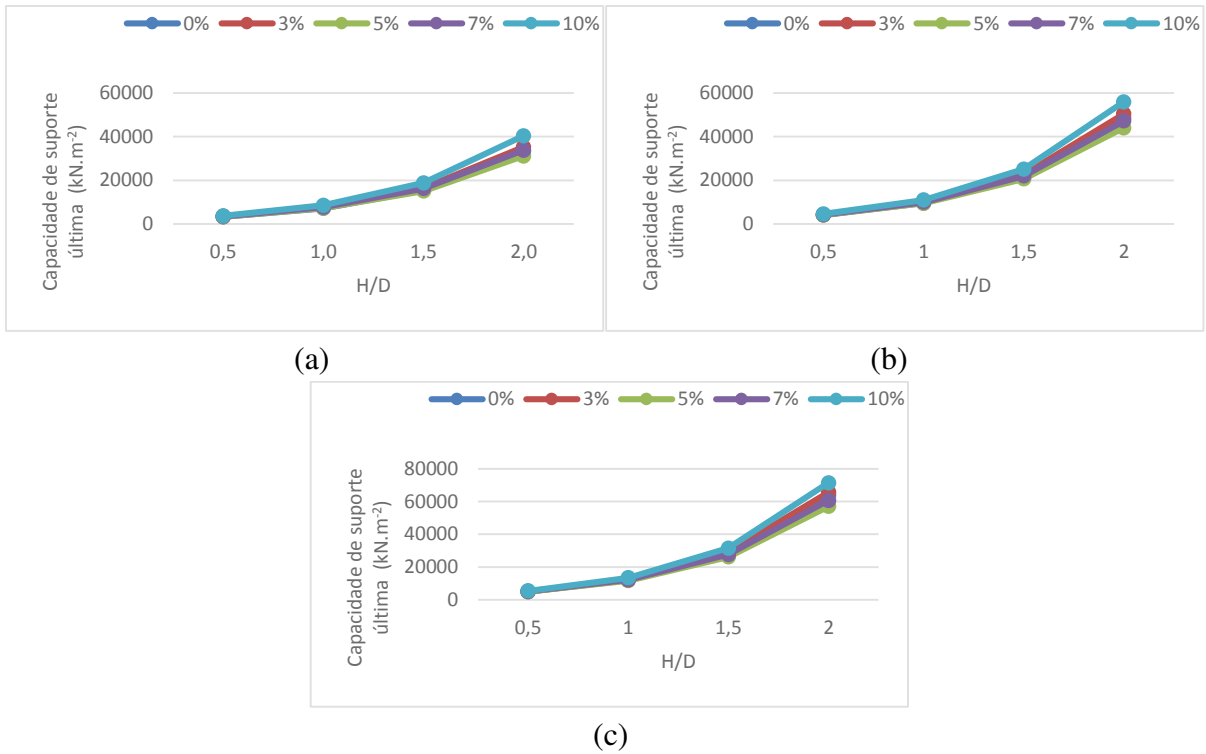


Figura 5.30. Método de Vesic, densidade relativa 100%, (a) 0,30 m de diâmetro, (b) 0,60 m de diâmetro, (c) 0,90 m de diâmetro.

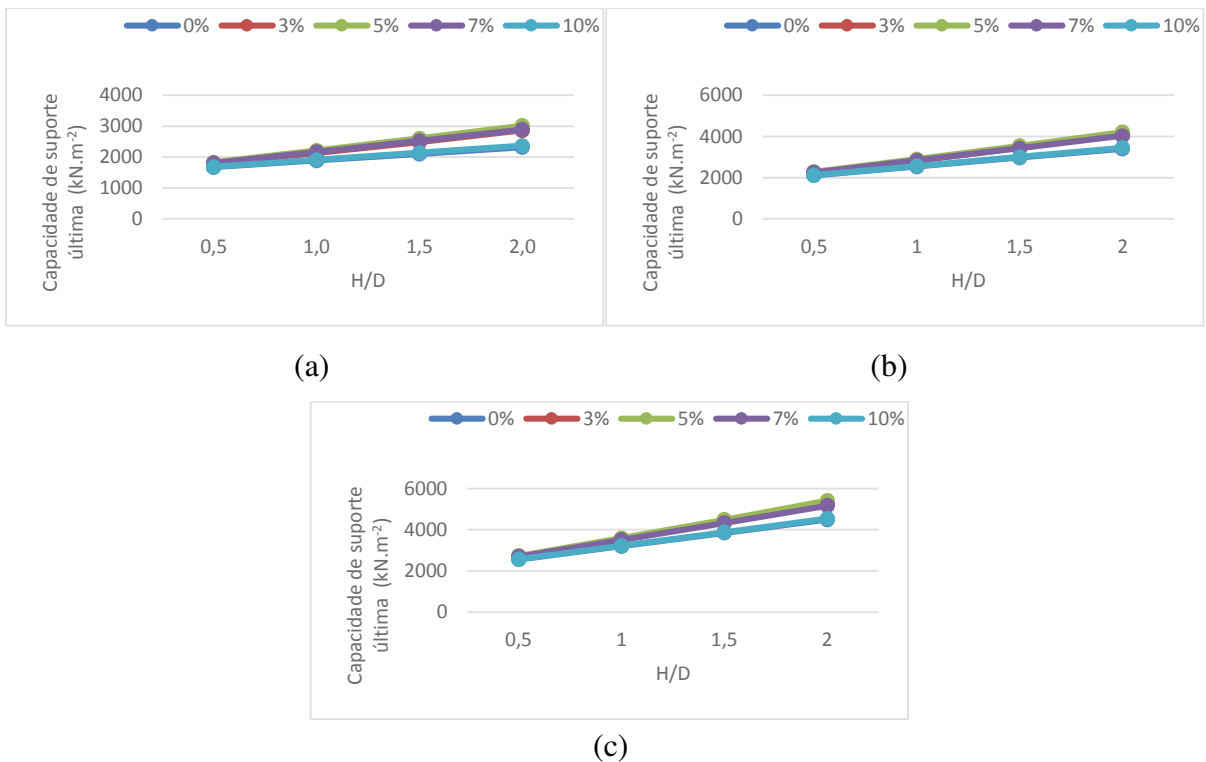
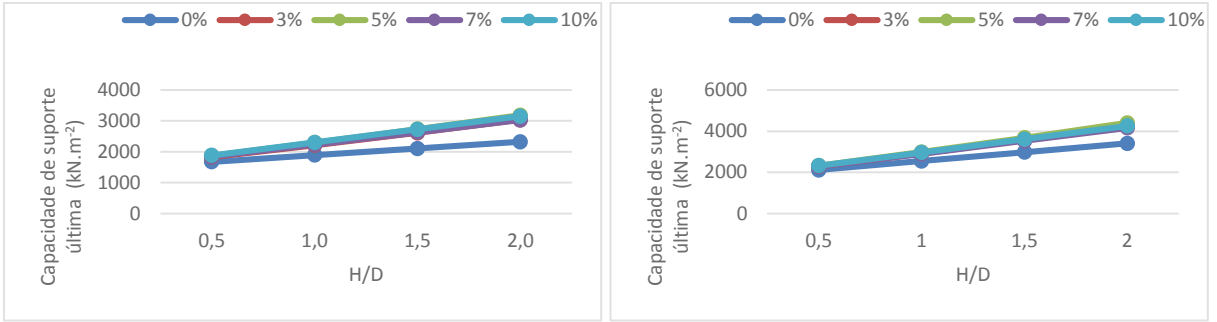
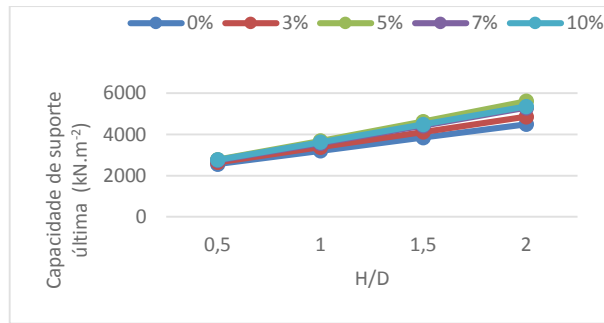


Figura 5.31. Método de Meyerhof e Hanna, densidade relativa 40%, (a) 0,30 m de diâmetro, (b) 0,60 m de diâmetro, (c) 0,90 m de diâmetro.



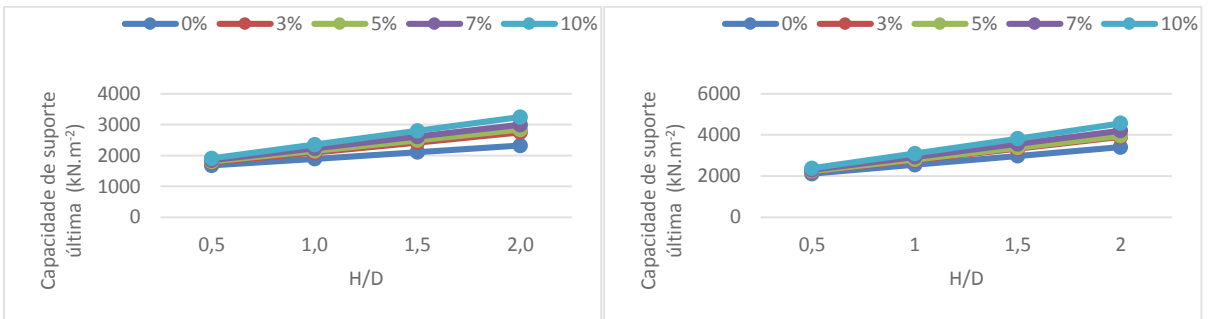
(a)

(b)



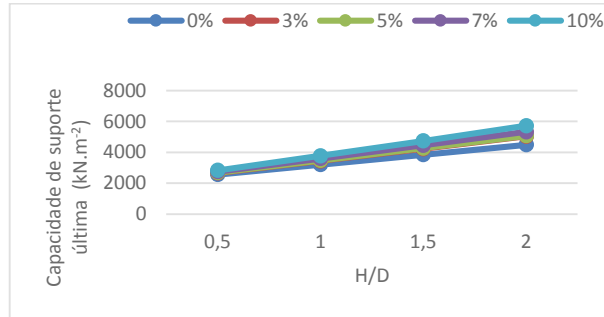
(c)

Figura 5.32. Método de Meyerhof e Hanna, densidade relativa 70%, (a) 0,30 m de diâmetro, (b) 0,60 m de diâmetro, (c) 0,90 m de diâmetro.



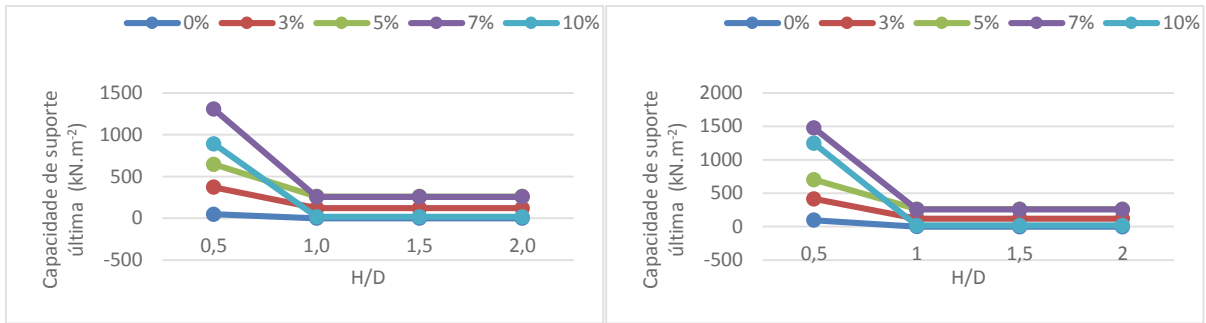
(a)

(b)



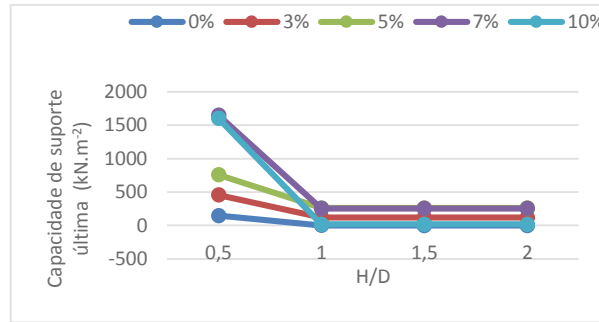
(c)

Figura 5.33. Método de Meyerhof e Hanna, densidade relativa 100%, (a) 0,30 m de diâmetro, (b) 0,60 m de diâmetro, (c) 0,90 m de diâmetro.



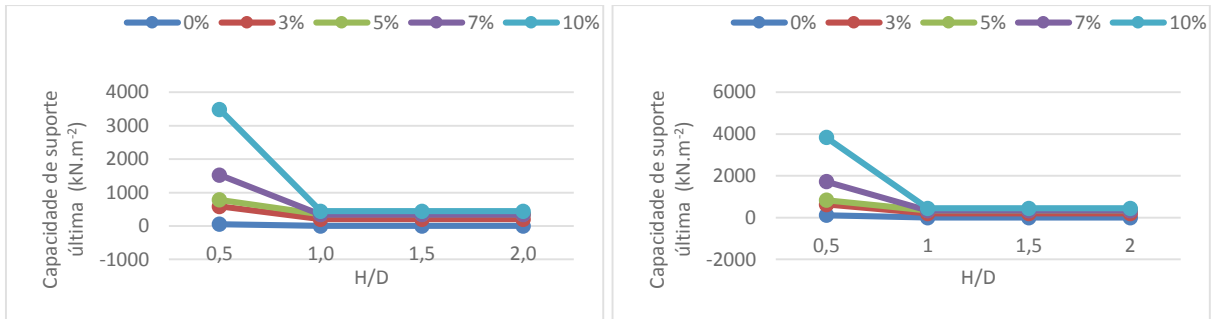
(a)

(b)



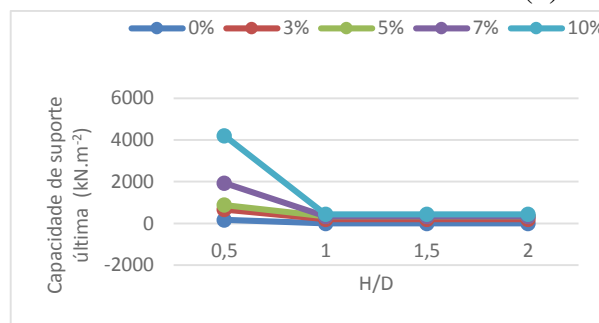
(c)

Figura 5.34. Método de Purushothamaraj Ramiah e Rao, densidade relativa 40%, (a) 0,30 m de diâmetro, (b) 0,60 m de diâmetro, (c) 0,90 m de diâmetro.



(a)

(b)



(c)

Figura 5.35. Método de Purushothamaraj Ramiah e Rao, densidade relativa 70%, (a) 0,30 m de diâmetro, (b) 0,60 m de diâmetro, (c) 0,90 m de diâmetro.

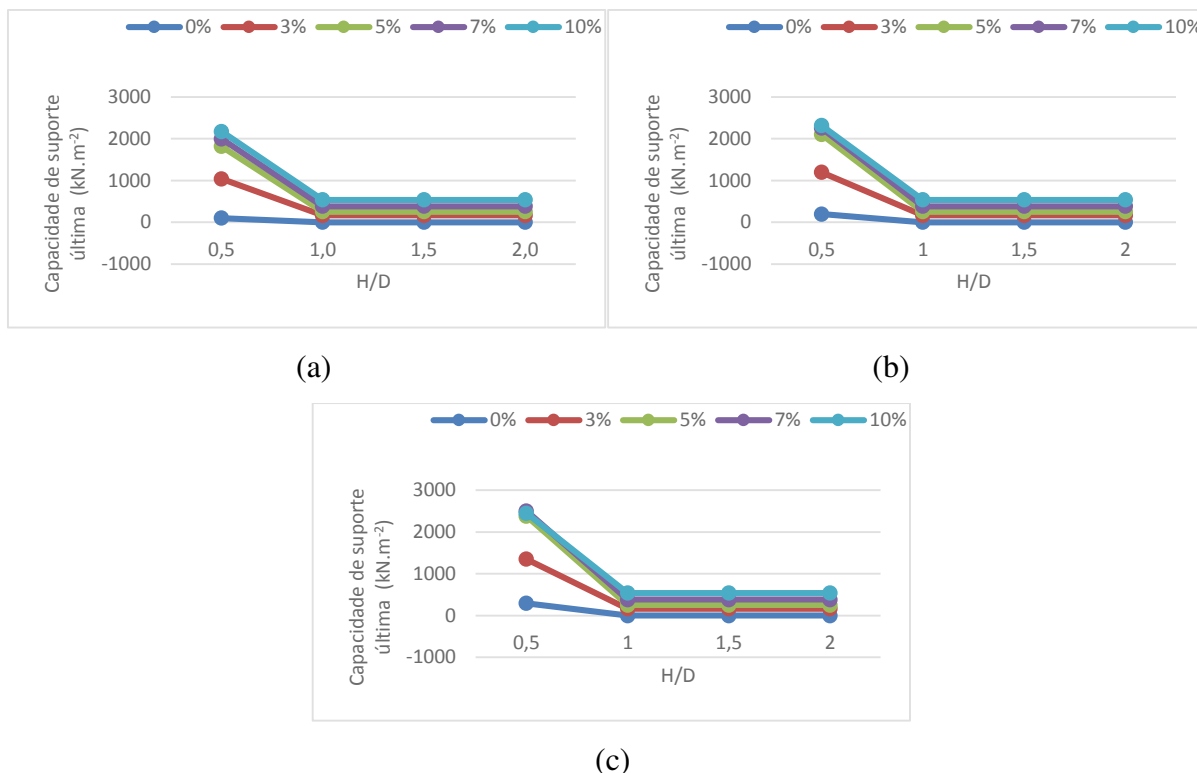


Figura 5.36. Método de Purushothamaraj Ramiah e Rao, densidade relativa 100%, (a) 0,30 m de diâmetro, (b) 0,60 m de diâmetro, (c) 0,90 m de diâmetro.

Através dos resultados observados nas Figuras 5.4 a 5.36 pode-se constatar, em geral, um acréscimo da capacidade de suporte da areia de fundição com o aumento da relação H/D, do teor de cimento e da densidade relativa. Observa-se também que, para a mesma relação H/D, há um acréscimo da capacidade de suporte com o aumento do diâmetro da fundação.

Com relação ao método de Meyerhof e Hanna (1978), pode-se afirmar que este método não apresentou nenhuma restrição de aplicação com relação aos casos estudados, diferentemente dos métodos de Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974) e de Vesic (1975). Entretanto, para se avaliar o método mais adequado para cada caso, seria necessário realizar uma análise comparativa entre a capacidade de suporte obtida pelos métodos analíticos e a obtida através de resultados experimentais de prova de carga. Esta análise comparativa realizada por Sales (1998) demonstrou que o método de Meyerhof e Hanna (1978) resultou em valores mais próximos dos experimentais para uma camada argilosa cimentada com relações H/D de 0,5 a 2,0.

6. CONCLUSÕES

Neste estudo foi possível verificar que a utilização do resíduo de areia de fundição artificialmente cimentada como base de fundações superficiais pode ser considerado uma solução viável, com capacidade de minimizar os impactos ambientais provocados pelos processos industriais que utilizam areias, ao mesmo tempo em que proporciona o emprego de fundações superficiais em locais com solos de baixa resistência.

Entretanto, para medidas mais eficazes é necessário uma gestão ambiental mais eficiente e comprometida com a diminuição dos resíduos gerados e com a busca de novas soluções para o reuso externo das areias de fundição, possibilitando assim, o atendimento à legislação ambiental, à redução do consumo de energia e de matérias-primas.

Os valores da capacidade de suporte obtidos através dos métodos analíticos utilizados, de uma forma geral, aumentaram com o acréscimo do teor de cimento, da densidade relativa e da relação H/D.

Os resultados obtidos através do método analítico proposto por Vesic (1975) apresentaram, de um modo geral, valores extremamente elevados para a capacidade de suporte da areia de fundição para diferentes teores de cimento e principalmente para relações H/D superiores a 1,0. Sendo estes resultados improváveis de serem alcançados em situações da prática de engenharia.

Entretanto, para avaliar se a previsão da capacidade de suporte obtida pelo método de Meyerhof e Hanna (1978) ou pelo método de Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974) é mais próxima de casos reais da engenharia seria necessário a obtenção de resultados experimentais através de provas de carga a fim de comparação com os métodos de previsão.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ADEGAS, R. G. **Perfil ambiental dos processos de fundição ferrosa que utilizam areias no estado do Rio Grande do Sul**. 2007. 120 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Minas, Metalúrgica e Materiais) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.
- [2] ALONSO-SANTURDE, R.; COZ, A.; VIGURI, J.R.; ANDRÉS, A. Recycling of foundry by-products in the ceramic industry: Green and core sand in clay bricks. **Construction And Building Materials**, [s.l.], v. 27, n. 1, p.97-106, fev. 2012. Elsevier BV. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2011.08.022. Disponível em: <<http://api.elsevier.com/content/article/PII:S0950061811004545?httpAccept=text/xml>>. Acesso em: 20 março 2015.
- [3] ALVES, B. S. Q. **Estudo da viabilidade ambiental da reutilização das areias descartadas de fundição**. 2012. 239 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2012.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Dosagem das misturas de solo-cimento; normas de dosagem e métodos de ensaios**. 3 ed. São Paulo: ABCP, 1986. 57 p.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10004**: Resíduos sólidos – Classificação. 2 ed. Rio de Janeiro, 2004. 71 p.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10005**: Procedimento para obtenção de extrato lixiviado de resíduos sólidos. 2 ed. Rio de Janeiro, 2004. 16 p.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10006**: Procedimento para obtenção de extrato solubilizado de resíduos sólidos. 2 ed. Rio de Janeiro, 2004. 3 p.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10007**: Amostragem de resíduos sólidos. 2 ed. Rio de Janeiro, 2004. 21 p.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5736**: Cimento Portland pozolânico. Rio de Janeiro, 1991. 5 p.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 1996. 33 p.
- [11] AZAMI, A.; PIETRUSZCZAK, S.; GUO, P. Bearing capacity of shallow foundations in transversely isotropic granular media. **Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.** [s.l.], v. 34, n. 8, p.771-793, 22 jul. 2009. Wiley-Blackwell. DOI: 10.1002/nag.827. Disponível em: <<http://api.wiley.com/tdm/v1/10.1002/nag.827>>. Acesso em: 16 out. 2014.
- [12] BAKIS, R.; DEMIRBAS, A. An investigation of waste foundry sand in asphalt concrete mixtures. **Waste Management & Research**, [s.l.], v. 24, n. 3, p.269-274, 1 jun. 2006. SAGE

Publications. DOI: 10.1177/0734242x06064822. Disponível em: <<http://wmr.sagepub.com/content/24/3/269>>. Acesso em: 01 abr. 2015.

[13] BANDINI, P.; PHAM, H.V. Bearing capacity of embedded strip footings in two-layered clay soils. **Geo-Frontiers**, Department of Civil Engineering, p.332-341, 2011.

[14] BERNARDI, J. **Caracterização de jazidas de solo residual de basalto visando seu emprego em barragens de terra**. 2006. 159 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil), Departamento de Tecnologia, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2006.

[15] BIOLO, S. M. **Reúso do resíduo de fundição areia verde na produção de blocos cerâmicos**. 2005. 162 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Minas Metalúrgica e Materiais) - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

[16] BONET, I. I. **Valorização do resíduo areia de fundição (RAF) incorporação nas massas asfálticas do tipo C.B.U.Q.** 2002. 142 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Produção) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2002.

[17] BURD, H. J.; FRYDMAN, S. Bearing capacity of plane-strain footings on layered soils. **Can. Geotech. J.**, 34: 241-253, 1997.

[18] CANCIAN, M. A. **Influência do teor de umidade, porosidade e do tempo de aplicação na mistura solo cimento para pavimento rodoviário de um solo da bacia do paraná**. 2013. 202 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Edificações e Saneamento) - Centro de Tecnologia e Urbanismo, Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2013.

[19] CONSOLI, N. C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K. S. Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**. n.133, p.197-205, fev.2007.

[20] CARNIN, R. L. P. **Reaproveitamento do resíduo de areia verde de fundição como agregado em misturas asfálticas**. 2008. 152 f. Tese (Doutorado em Química) - Setor de Ciências Exatas, Departamento de Química, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2008.

[21] CASOTTI, B. P.; BEL FILHO, E. D.; CASTRO, P. C. **Indústria de fundição: situação atual e perspectivas**. BNDES Setorial, Rio de Janeiro, n.33, p. 121-162, mar. 2011.

[22] CHEGATTI, S. **Estudo da influência da bentonita presente nas areias descartadas de fundição na contaminação do solo e águas subterrâneas**. 2012. 146 f. Tese (Doutorado em Engenharia Ambiental) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2012.

[23] COUTINHO NETO, B. **Avaliação do reaproveitamento de areia de fundição como agregado em misturas asfálticas densas**. 2004. 293 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

- [24] COUTINHO NETO, B.; FABBRI, G. T. P. Avaliação da reutilização da areia de fundição em misturas asfálticas do tipo CAUQ. **Revista Transportes**, v.XII, p.50-57, dez. 2004.
- [25] FAGUNDES, A. B. **Mapeamento do gerenciamento das areias a verde de fundição no estado do paraná sob a  tica da produ o mais limpa: uma contribui o para o estabelecimento de estratégias**. 2010. 141 f. Disserta o (Mestrado em Engenharia de Produ o) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Ponta Grossa, 2010.
- [26] FERNANDES, M. M. **Mecânica dos solos: Introdu o   engenharia geotécnica**. Vol. 2; FEUP edi es - editora, Porto, 2011, 592p.
- [27] FOPPA, D. **Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados**. 2005. 146 f. Disserta o (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.
- [28] GRANDE, F. M. **Fabrica o de tijolos modulares de solo-cimento por prensagem manual com e sem adi o de sílica ativa**. 2003. 180 f. Disserta o (Mestrado em Arquitetura e Urbanismo) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.
- [29] GUSMÃO FILHO, J. **Desempenho de obras geotécnicas**. Recife: Ed. Universitária da UFPE, 2006. 523p.
- [30] IBGE. **Manual técnico de pedologia - manuais técnicos em Geociências número 4**. 2. ed. Rio de Janeiro. 2007, 316 p. Disponível em: <http://www.agrolink.com.br/downloads/manual%20t%C3%A9cnico%20de%20pedologia.pdf>. Acesso em: 09 ago. 2014.
- [31] KLINSKY, L. M. G. **Proposta de reaproveitamento de areia de fundi o em sub bases e bases de pavimentos flexíveis, através de sua incorpora o a solos argilosos**. 2008. 215 f. Disserta o (Mestrado em Engenharia de Transportes e área de Concentra o em Infraestrutura de Transportes) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.
- [32] KLINSKY, L. M. G. **Avalia o do reaproveitamento de areia de fundi o residual em camadas de pavimentos**. 2013. 313 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes e área de Concentra o em Infraestrutura de Transportes) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.
- [33] LOPES, W. G. R. **Solo-cimento reforçado com bambu: características físico-mecânicas**. 2002. 165 f. Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola) - Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2002.
- [34] LOPES, F. M. G. **Estudo do comportamento mecânico de areias artificialmente cimentadas**. 2012. 109 f. Disserta o (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2012.
- [35] LOUKIDIS, D.; SALGADO, R. Bearing capacity of strip and circular footings in sand using finite elements. **Computers And Geotechnics**, [s.l.], v. 36, n. 5, p.871-879, jun. 2009.

Elsevier BV. DOI: 10.1016/j.compgeo.2009.01.012. Disponível em: <<http://api.elsevier.com/content/article/PII:S0266352X09000135?httpAccept=text/xml>>. Acesso em: 16 out. 2014.

[36] MEYERHOF, R.; HANNA, A.M. Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load. **Canadian Geotechnical Journal**, n.15, p. 565-572.

[37] MICHALOWSKI, R. L.; SHI, L. Bearing capacity of footings over two-layer foundation soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 121, n.5, p.421-428, 1995.

[38] MICHALOWSKI, R. L. An estimate of the influence of soil weight on bearing capacity using limit analysis. **Soils Found**, v.37, n.4, p.57-64. 1997.

[39] MIELI, P. H. **Avaliação do tijolo modular de solo cimento como material na construção civil**. 2009. 59 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia de Materiais) - Departamento de Engenharia Metalúrgica e de Materiais, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

[40] MOAYED, R. Z.; RASHIDIAN, V.; IZADI, E. Evaluation on bearing capacity of ring foundations on two-layered soil. **World Academy of Science, Engineering and Technology**, n.61, 2012.

[41] MONTE, M. A. V. **Aplicação de solo-cimento em pavimentos flexíveis**. 2012. 101 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2012.

[42] PABLOS, J. M. **Estudo para a reutilização do resíduo sólido constituído pelas areias de fundição aglomeradas com argila, através da técnica de solidificação/estabilização em matrizes de cimento portland, para aplicação no setor da construção civil**. 2008. 146 f. Tese (Doutorado em Arquitetura e Urbanismo) Departamento de Arquitetura e Urbanismo da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

[43] PETRONI, M. A. **Resistência ao cisalhamento nas areias: efeito da natureza do grão e da compactidade**. 2010. 93 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Departamento de Tecnologia, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul - Unijuí, Ijuí, 2010.

[44] PURUSHOTHAMARAJ, P; RAMIAH, B.K.; RAO, K.N.V. Bearing capacity of strip footings in two layered cohesive-friction soils. **Canadian Geotechnical Journal**, n.11, p.32-45.

[45] QUISSINI, C. S. **Estudo da aplicação da areia descartada de fundição como material alternativo para camada de cobertura de aterro de resíduos**. 2009. 83 f. Dissertação (Mestrado em Materiais) - Universidade de Caxias do Sul, Caxias do Sul, 2009.

[46] ROSA, F. D. **Efeito do estado de tensões de cura no comportamento de uma areia artificialmente cimentada**. 2009. 191 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

- [47] RIBEIRO, G. W. **Estudo da influência da saturação na interação solo de fundação/estaca de solo-cimento.** 1999. 145 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Departamento de Engenharia, Universidade de Brasília, Brasília, 1999.
- [48] ROHJFES JÚNIOR, J. A. **Estudo do comportamento de um solo residual melhorado através de técnicas mecânicas e físico-químicas e sua aplicação à análise de fundações superficiais.** 1996. 142 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.
- [49] RUYER, C. A. **Estudo do arrancamento de fundações em solos tratados com cimento.** 2011. 333 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.
- [50] SALES, L.F.P. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados.** 1998. 129p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) –Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998.
- [51] SANBONSUGE, K. **Comportamento mecânico e desempenho em campo de base de solo-cimento.** 2013. 137 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Departamento de Engenharia de Transportes, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2013.
- [52] SANTOS, A.V.; MARCHETTI, M. C.; RIBAS, C. L.; SOUZA, A. R. Reuse of Sand Disposed of Foundry in Lieu of Sand Natural in the Manufacture of Structural Blocks. **Advanced Materials Research**, v. 1052, p. 416-419, Oct. 2014.
- [53] SCHEUNEMANN, R. **Regeneração de areia de fundição através de tratamento químico via processo fenton.** 2005. 85 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Química) – Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2005.
- [54] SIDDIQUE, R.; SCHUTTER, G.; NOUMOWE, A. Effect of used-foundry sand on the mechanical properties of concrete. **Construction And Building Materials**, [s.l.], v. 23, n. 2, p.976-980, fev. 2009. Elsevier BV. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2008.05.005. Disponível em: <<http://api.elsevier.com/content/article/PII:S0950061808001311?httpAccept=text/xml>>. Acesso em: 01 abr. 2015.
- [55] VENDRUSCOLO, M. A. **Análise numérica e experimental do comportamento de fundações superficiais assentes em solo melhorado.** 1996. 163 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.
- [56] VESIC, A.S. Bearing capacity of shallow foundations. **In winterkorn, h.f.; fang, h. (eds) foundation engineering handbook**, New York: Van Nostrand Reinhold, p.121-147.
- [57] TOZZI, A. R.; GALLEGO, C.E.C.; TOZZI, R. F. **Sistemas Construtivos Nos Empreendimentos Imobiliários.** Curitiba, IESD Brasil S.A., 2009, 192p.
- [58] WATANABE, F. A. **Estudo sobre a utilização de areia de fundição residual como agregado na confecção de pavimentos de concreto.** 2004. 121 f. Dissertação (Mestrado em

Engenharia de Materiais) - Centro de Ciências Tecnológicas, Universidade do Estado de Santa Catarina, Joinville, 2004.

[59] ZHU, M. **Bearing capacity of strip footings on two-layer clay soil by finite element method.** Universidade Michigan, Department of Civil Engineering and Environmental Engineering, p.77-784. 2004.