



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO - CTC
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL - ECV
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Jade Jacomini de Jesus

**Desempenho De Aterro Sobre Solo Mole Melhorado Pela Técnica De Colunas
Granulares: Simulação Numérica e Análise Paramétrica**

Florianópolis
2022

Jade Jacomini de Jesus

**Desempenho De Aterro Sobre Solo Mole Melhorado Pela Técnica De Colunas
Granulares: Simulação Numérica e Análise Paramétrica**

Trabalho de Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal de Santa Catarina, como requisito para a obtenção do título de Bacharela em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Naloan Coutinho Sampa

Florianópolis

2022

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Jesus, Jade Jacomini de
Desempenho de aterro sobre solo mole melhorado pela
técnica de colunas granulares: : simulação numérica e
análise paramétrica / Jade Jacomini de Jesus ; orientador,
Naloan Coutinho Sampa, 2022.
166 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2022.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Solos moles. 3. Colunas
granulares. 4. Modelagem numérica. 5. Recalque. I.
Coutinho Sampa, Naloan. II. Universidade Federal de Santa
Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Jade Jacomini de Jesus

**Desempenho De Aterro Sobre Solo Mole Melhorado Pela Técnica De Colunas
Granulares: Simulação Numérica e Análise Paramétrica**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Bacharela em Engenharia Civil e aprovado em sua forma final pelo curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina

Florianópolis, 22 de julho de 2022.

Prof^a. Liane Ramos da Silva, Dr^a.
Coordenadora do Curso de Graduação

Banca Examinadora:

Prof. Naloan Coutinho Sampa, Dr.
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof^a. Gracieli Dienstmann, Dr^a.
Avaliadora
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof^a. Patrícia de Oliveira Faria, Dr^a.
Avaliadora
Universidade Federal de Santa Catarina

Dedico este trabalho ao meu avô, Alberto Geraldo, que sempre foi minha referência em honestidade, humildade e que com sua história de vida me ensinou a importância de batalhar pelos meus sonhos e conquistar meu espaço. E à minha mãe, que é meu alicerce e sempre grande incentivadora dos meus projetos pessoais e profissionais.

AGRADECIMENTOS

Chega, enfim, a reta final de uma longa caminhada. Cheia de percalços, de desafios, de adaptações, mas também de conquistas, de vitórias e, principalmente, muito aprendizado.

Quando eu estava concluindo o ensino médio eu nem imaginava que um dia teria a oportunidade, de cursar engenharia, quanto mais em uma Universidade Federal. Ainda que fosse um sonho, era algo muito distante e cá estou, entregando o meu trabalho de conclusão de curso. Mas seria muita arrogância de minha parte achar que aqui cheguei sozinha. Não, eu vivi essa batalha, mas só saio vitoriosa porque tive grandes pessoas ao meu lado, me ajudando, ouvindo, incentivando, acolhendo e me ensinando, dia a dia. E são à essas pessoas que eu quero agradecer...

À minha família, pelo apoio que sempre me deram, mas principalmente aos meus pais, Simoni e José Maurício, que se abdicaram de muitos dos seus sonhos, para dar a melhor criação possível para mim e meus irmãos. Vocês me ensinaram a ser íntegra e acreditaram em mim em momentos em que eu mesma descreditava. Obrigada mãe, pelo companheirismo, pelo suporte e incentivo incansáveis. Por ser ouvinte, conselheira e sempre me ajudar em tudo. E obrigada pai, pelo apoio, pelo incentivo, pelo amor e por acreditar em mim. Vocês são minha maior inspiração.

Também preciso agradecer as intuições pelas quais passei, pelos amigos que fiz e pelos professores que tive a honra de ter. Obrigada aos colegas e professores da Dom Helder Câmara, Newton Paiva, do Senai de Belo Horizonte e da UFPel, vocês fizeram parte do início dessa caminhada, mas os aprendizados e as amizades que fiz, com certeza, eu levo para além dela. Muito obrigada também à UTFPR Toledo, aos professores que me ajudaram na minha formação acadêmica e pessoal, aos amigos que nela eu fiz e que quero levar para a vida.

E claro meu muito obrigado à Universidade Federal de Santa Catarina, essa instituição que me abriu as portas, propiciou vivências antes inimagináveis e que foi minha segunda casa durante 6 anos de graduação. Universidade de excelência que me propiciou um ensino de qualidade e gratuito, além de oportunidades que me enriqueceram com pessoa e futura profissional de engenharia. Às instituições EPEC, Betonada, Ereec e Impetus que tive o privilégio de participar durante a graduação.

Meu muito obrigada aos professores que tive durante a graduação que ajudaram na minha formação e se desdobraram para continuarem transmitindo seus

conhecimentos mesmo com toda o cenário adverso devido à pandemia. Em especial meu orientador Naloan, que se desdobrou para que o resultado fosse um trabalho completo e de qualidade e que além disso encarou o desafio de publicar quatro artigos durante a graduação, e é um grande incentivador de que eu dê continuidade aos meus estudos. Foi um trabalho árduo, com um tempo limitado, mas com resultado muito satisfatório e com certeza devo isso à ele. Também queria agradecer a professora Gracieli, que me deu a oportunidade de fazer parte do projeto de iniciação científica, que com certeza me ajudou muito na elaboração desse trabalho, além de permitir que eu tivesse contato com a geotecnia. E ao André, que além de me acompanhar, ensinar e ajudar durante todo o projeto de iniciação, foi também um amigo e ótimo ouvinte.

Agradeço aos meus amigos, os que ficaram em Belo Horizonte e os que fiz ao longo dessa caminhada, que ainda distante continuam me apoiando, me ouvindo e incentivando. Aos que conheci na UFSC e que foram minha segunda família nesses últimos anos. Muito obrigada pelo companheirismo, pelas noites e finais de semana virados estudando, pelas festas e pela amizade. Principalmente à Clara e Bianca, amigas, colegas de graduação e de estágio, que além de serem diretamente responsáveis pela qualidade desse trabalho me deram grande suporte emocional, principalmente nessa reta final. Obrigada por aturarem meus surtos, me acalmarem, me ouvirem e me orientarem.

Meu muito obrigada também a CGT Eletrosul, empresa em que tive o privilégio de trabalhar e que me propiciou vivências profissionais inimagináveis. Muito obrigada a todos os colegas do DES, principalmente aos meus supervisores de estágio Diego Sanchez, Paulo Obadovski, Ana Paula Raulino, Christiano Witt e Ricardo Salengue, pelos ensinamentos, amizade e grande flexibilidade e compreensão, principalmente nessa reta final. Vocês colaboraram muito para o meu crescimento pessoal e com certeza são a minha referência como profissionais.

Muito obrigada a todos que direta ou indiretamente fizeram parte dessa caminhada e me ajudaram na minha formação como pessoa, mulher e profissional!

“Sou feita de retalhos, pedacinhos coloridos de cada vida que passa pela minha e que vou costurando na alma. Nem sempre bonitos, nem sempre felizes, mas me acrescentam e me fazem ser quem eu sou. Em cada encontro, em cada contato, vou ficando maior. Em cada retalho, uma vida, uma lição, um carinho, uma saudade... Que me tornam mais pessoa, mais humana, mais completa.” (Cris Pizzimenti)

“Somos longas histórias feitas de pequenos momentos.”

(ARKAB, s.d.)

RESUMO

Solos moles apresentam características desfavoráveis do ponto de vista geotécnico, como alta compressibilidade e deformabilidade devido a baixa resistência. Por esse motivo, a execução de aterros sobre esse tipo de solo demanda maior atenção, exigindo conhecimentos específicos como o emprego de técnicas de melhoramento e reforço de solos. O presente trabalho consiste no estudo, dimensionamento, e simulação numérica de um aterro assente sobre solo melhorado pela técnica de colunas de brita (ou colunas granulares), que se trata de um processo em que são executadas colunas preenchidas com materiais granulares, que suportam parte das cargas verticais, promovendo um alívio de tensões no solo, além de desempenharem função de drenos verticais e promoverem a consolidação do solo circundante, provocando aumento da capacidade de carga. O dimensionamento foi feito por meio de métodos consagrados na literatura, como Priebe (1995) e Barksdale e Bachus (1983). Para a simulação numérica utilizou-se o Método de Elementos Finitos no *software Abaqus*. Foram executadas modelagens no plano bidimensional com deformação plana e com deformação axissimétrica, além de definidas condições de contorno, com o intuito de tornar a modelagem o mais fiel possível a um problema real. Foi feita então a verificação do desempenho do solo tratado, além de feita análise paramétrica de propriedades geométricas e geotécnicas (diâmetro das colunas, coeficiente de substituição, módulo de elasticidade e espaçamento entre colunas), com o objetivo de verificar a influência destes no comportamento do aterro. Por fim são discutidos os resultados obtidos e feito contraponto com a teoria apresentada, além de análise comparativa das respostas obtidas numericamente com aquelas auferidas analiticamente. Os resultados demonstram que o emprego da técnica de colunas granulares é eficiente, embora não seja adequada a qualquer tipo de empreendimento, cabendo ao projetista o estudo de viabilidade. A inserção de colunas no solo minorou o recalque em 27%, além de antecipar a estabilização do solo, reduzindo o tempo total de adensamento. Também é possível verificar a capacidade drenante das colunas e o atenuamento das tensões verticais atuantes no solo.

Palavras-chave: Solos moles; Colunas granulares; Modelagem numérica; Elementos finitos; Recalque.

ABSTRACT

Soft soils have unfavorable characteristics from a geotechnical viewpoint, such as instability, high compressibility, deformability, and low strength. Therefore, the execution of embankments on this type of soil demands more attention, requiring specific knowledge such as the use of soil improvement and reinforcement techniques. This work presents the study, design, and numerical simulation of an embankment based on soft soil improved by the technique of crushed stone columns (or granular columns), a process of execution of columns filled with granular materials which support part of the of vertical loads, promoting a stress relief in the soil, in addition to working as vertical drains and promoting the consolidation of the surrounding soil, increasing soil's load capacity. The dimensioning was done using methods established in the literature, such as Priebe (1995) and Barksdale & Bachus (1983). For the numerical simulation, the Finite Element Method was applied in the Abaqus software. Modeling was performed in the two-dimensional plane with plane deformation and axisymmetric deformation, in addition to defining boundary conditions, to make the modeling the most similar as possible to a real problem. The performance of the improved ground was then verified, in addition to the parametric analysis of geometric and geotechnical properties (diameter of the columns, replacement coefficient, modulus of elasticity and spacing between columns), purposeful to verification their influence on the behavior of the embankment. Finally, the results obtained are discussed and compared with the theory presented, along with a comparative analysis of the answers obtained numerically with those obtained analytically. The results demonstrate that the use of the granular column technique is efficient, although it is not suitable for all type of project, leaving the feasibility study to the designer. The insertion of columns in the soil reduced the settlement by 3,94 in., in addition to anticipating the stabilization of the soil, reducing the total time of densification. It is also possible to verify the drainage capacity of the columns and the attenuation of the vertical tensions acting on the soil.

Keywords: Soft soils; Granular columns; Numerical modeling; Finite elements; Soil settlement.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - a) Geometria complexa e b) Geometria discretizada.....	33
Figura 2 - Curva tensão-deformação.....	35
Figura 3 - Representação dos critérios de ruptura de a) Coulomb e b) Mohr	36
Figura 4 - Critério de Mohr-Coulomb em plano octaédrico.....	37
Figura 5 - Modelo de Mohr Coulomb no plano $\tau \times \sigma$	38
Figura 6 - Superfície do Modelo de Cam Clay.....	39
Figura 7 - Comportamento elastoplástico de uma argila em ensaio de compressão	39
Figura 8 - LNC e LEC no plano $\ln(p') \times e$	40
Figura 9 - Representação do estado-crítico	41
Figura 10 - Superfície de escoamento do modelo Clay Plasticity no plano $q - p'$	42
Figura 11 - Superfície de escoamento do Modelo Cam Clay no plano	42
Figura 12 - Vibrador “Torpedo” da Keller Company	45
Figura 13 - Faixa de aplicação dos métodos vibratório profundos.	46
Figura 14 - Domínio de aplicação das técnicas vibratórias profundas.	48
Figura 15 - Detalhe da sonda vibratória utilizada para a injeção de brita.	49
Figura 16 - Execução de colunas de brita pelos métodos (a) Úmido - “ <i>wet process</i> ” e (b) Seco - “ <i>dry process</i> ”.....	50
Figura 17 - Esquema executivo colunas granulares <i>dry process</i>	51
Figura 18 - Esquema executivo de colunas granulares encamisadas.....	52
Figura 19 - Tipos de distribuição em planta das colunas de brita.....	56
Figura 20 – Abaulamento colunas.....	57
Figura 21 - Fator de concentração de tensões.....	58
Figura 22 - Interseção da superfície de deslizamento com as colunas granulares ...	66
Figura 23 - Esquema metodológico da pesquisa	69
Figura 24 - Metodologia da modelagem no Abaqus.....	70
Figura 25 - Esquema do modelo adotado (fora de escala)	71
Figura 26 - Esquema célula unitária a) Corte no eixo b) Em revolução e c) Modelada no Abaqus	72
Figura 27 - Representação tridimensional do modelo no estado de deformação plana bidimensional.	73
Figura 28 - Simplificação de modelagem 3D para deformação plana.	74
Figura 29 - Esquema do modelo base no espaço bidimensional.	75

Figura 30 - Condições de contorno físicas - Modelo axissimétrico.....	79
Figura 31 - Condições de contorno físicas - Modelo 2D deformação plana.	79
Figura 32 - Condições de contorno de permeabilidade - Etapa geostática a) Modelo 2D deformação plana e b) Modelo 2D deformação axissimétrica.	80
Figura 33 - Condições de contorno de permeabilidade - Etapas do aterro e do adensamento a) Modelo 2D deformação plana e b) Modelo 2D deformação axissimétrica.....	80
Figura 34 - Interações de contato entre as partes do modelo a) Deformação plana e b) Deformação Axissimétrica.....	81
Figura 35 - Refinamento das malhas - Modelagem 2D deformação plana	82
Figura 36 - Refinamento das malhas - Modelagem axissimétrica	83
Figura 37 - Análises paramétricas 1º bloco - $a_c = 0,10$	85
Figura 38 - Análises paramétricas 2º bloco - $a_c = 0,15$	85
Figura 39 - Análises paramétricas 3º bloco - $a_c = 0,20$	86
Figura 40 - Análises paramétricas 4º bloco - $a_c = 0,25$	86
Figura 41 - Locação dos pontos de extração de resultados na modelagem bidimensional com deformação plana.	89
Figura 42 - Locação dos pontos de extração de resultados na modelagem bidimensional com deformação axissimétrica.	90
Figura 43 - Recalque solo melhorado ao fim do adensamento (4A) - A22 (m)	92
Figura 44 - Recalque solo sem melhoramento ao fim do adensamento (4A) (m)	93
Figura 45 – Pontos de análise do recalque	93
Figura 46 – Linhas de análise H1 e H2	95
Figura 47 – Pontos de análise do fator de redução de recalque	97
Figura 48 - Índice de vazios no tempo de 1M (fim da construção do aterro) - A22 ...	99
Figura 49 - Índice de vazios no tempo de 4A - A22.....	99
Figura 50 – Linhas verticais referentes as colunas C1, C6 e C10.....	100
Figura 51 - Tensão vertical solo melhorado - 4A - A22 (kPa).....	102
Figura 52 - Tensão vertical no solo sem melhoramento - 4A (kPa).....	102
Figura 53 – Linha 2H para análise da variação da tensão vertical efetiva	103
Figura 54 – Elementos de topo das colunas e no solo adjacente para extração do fator η	105
Figura 55 - Deslocamento horizontal no solo sem melhoramento no fim do adensamento - 4A.....	108

Figura 56 - Deslocamento horizontal SM - 4A - A22 (m).....	109
Figura 57 – Linhas verticais referentes as colunas C1, C6 e C10.....	110
Figura 58 – Indicação da linha vertical ao pé do aterro (V1).....	112
Figura 59 - Excesso de poropressão ao fim da construção do aterro (1 mês) no solo sem melhoramento (kPa)	115
Figura 60 - Excesso de poropressão ao fim da construção do aterro (1mês) no solo melhorado - Análise Referência (A22) (kPa).....	115
Figura 61 - Locação dos pontos de extração de resultados na (a) Modelagem bidimensional com deformação plana e (b) Modelagem axissimétrica.	118

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Solos coesivos finos indicados para a técnica de colunas granulares	54
Tabela 2 - Variações de parâmetros de dimensionamento de colunas granulares propostos pela literatura	55
Tabela 3 - Parâmetros geotécnicos do aterro.	76
Tabela 4 - Parâmetros geotécnicos das colunas de brita.....	77
Tabela 5 - Parâmetros geotécnicos da argila.	77
Tabela 6 - Variação da quantidade de elementos nas análises de deformação plana.	82
Tabela 7 - Quantidade de elementos nas análises axissimétricas.	83
Tabela 8 - Parâmetros variados nas análises paramétricas.....	84
Tabela 9 - Resultados dimensionamento colunas análises 1 a 12.....	87
Tabela 10 - Resultados dimensionamento colunas análises 13 a 24.....	87
Tabela 11 - Resultados dimensionamento colunas análises 25 a 36.....	88
Tabela 12 - Resultados dimensionamento colunas análises 37 a 48.....	88
Tabela 13 - Parâmetros cálculo analítico	131
Tabela 14 - Valores obtidos para β e η	132

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Comparativo do recalque ao longo do tempo entre solo melhorado e solo sem melhoramento em pontos no topo do aterro.....	94
Gráfico 2 - Comparativo do recalque ao longo do tempo entre solo melhorado e solo sem melhoramento em pontos na base do aterro.....	94
Gráfico 3 - Comparativo do recalque ao longo da distância horizontal entre solo melhorado e solo sem melhoramento na linha de topo do aterro.....	96
Gráfico 4 - Comparativo do recalque ao longo da distância horizontal entre solo melhorado e solo sem melhoramento na linha de base do aterro.....	96
Gráfico 5 - Fator de redução de recalque para 1M e 1A β	98
Gráfico 6 - Índices de vazios nas colunas a) C1, b) C6 e c) C10	100
Gráfico 7 - Tensão vertical efetiva ao longo da distância horizontal na base do aterro no solo melhorado nos períodos de 1M e 4A.....	103
Gráfico 8 - Fator de concentração de tensão - 4A - A22	105
Gráfico 9 - Comparação do fator η para A14, A18 e A22.....	106
Gráfico 10 - Variação da tensão efetiva com a profundidade a) na Coluna 1 e b) no solo adjacente a coluna C1 - A 22.....	107
Gráfico 11 - Deslocamento horizontal das colunas C1, C6 e C10 em (a) 1M e (b) 4A	110
Gráfico 12 - Deslocamento horizontal ao longo da profundidade da vertical ao pé do aterro no período de (a) 1M e (b) 4 A.....	113
Gráfico 13 - Distorção do deslocamento horizontal em (a) 1M e (b) 4A.....	114
Gráfico 14 - Variação do excesso de poropressão no meio das colunas de brita no solo melhorado - 1M.....	116
Gráfico 15 - $d_c \times \rho$ - Ponto X - $a_c 0,15$	119
Gráfico 16 - $d_c \times \rho$ - Ponto Y - $a_c 0,15$	119
Gráfico 17 - $d_c \times \rho$ - Ponto Z - $a_c 0,15$	120
Gráfico 18 - $d_c \times \rho$ - Ponto F - $a_c 0,15$	120
Gráfico 19 - $s \times \rho$ - Ponto X - $a_c 0,15$	121
Gráfico 20 - $s \times \rho$ - Ponto Y - $a_c 0,15$	121
Gráfico 21 - $s \times \rho$ - Ponto Z - $a_c 0,15$	121
Gráfico 22 - $s \times \rho$ - Ponto F - $a_c 0,15$	121

Gráfico 23 - $E_c \times \rho$ - Ponto X - $a_c 0,15$	122
Gráfico 24 - $E_c \times \rho$ - Ponto Y - $a_c 0,15$	122
Gráfico 25 - $E_c \times \rho$ - Ponto Z - $a_c 0,15$	123
Gráfico 26 - $E_c \times \rho$ - Ponto F - $a_c 0,15$	123
Gráfico 27 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - $a_c 0,10$	124
Gráfico 28 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - $a_c 0,15$	124
Gráfico 29 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - $a_c 0,20$	124
Gráfico 30 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - $a_c 0,25$	124
Gráfico 31 - $a_c \times \beta$ - Ponto Y - $d_c 70$	125
Gráfico 32 - $a_c \times \beta$ - Ponto Y - $d_c 80$	125
Gráfico 33 - $a_c \times \beta$ - Ponto Y - $d_c 90$	126
Gráfico 34 - $a_c \times \beta$ - Ponto Y - $d_c 100$	126
Gráfico 35 - $E \times \beta$ - Ponto Y - $a_c 0,10$	127
Gráfico 36 - $E \times \beta$ - Ponto Y - $a_c 0,15$	127
Gráfico 37 - $E \times \beta$ - Ponto Y - $a_c 0,20$	127
Gráfico 38 - $E \times \beta$ - Ponto Y - $a_c 0,25$	127
Gráfico 39 - $d_c \times \eta x$ - Ponto X - $a_c 0,10$	129
Gráfico 40 - $d_c \times \eta x$ - Ponto X - $a_c 0,15$	129
Gráfico 41 - $d_c \times \eta x$ - Ponto X - $a_c 0,10$	129
Gráfico 42 - $d_c \times \eta x$ - Ponto X - $a_c 0,15$	129
Gráfico 43 - Valores obtidos para β e η no cálculo analítico	132
Gráfico 45 - $d_c \times \rho$ - Ponto X - $a_c 0,10$	145
Gráfico 46 - $d_c \times \rho$ - Ponto Y - $a_c 0,10$	145
Gráfico 47 - $d_c \times \rho$ - Ponto Z - $a_c 0,10$	145
Gráfico 48 - $d_c \times \rho$ - Ponto F - $a_c 0,10$	145
Gráfico 49 - $d_c \times \rho$ - Ponto X - $a_c 0,10$	146
Gráfico 50 - $d_c \times \rho$ - Ponto Y - $a_c 0,10$	146
Gráfico 51 - $d_c \times \rho$ - Ponto Z - $a_c 0,10$	146
Gráfico 52 - $d_c \times \rho$ - Ponto F - $a_c 0,10$	146
Gráfico 53 - $d_c \times \rho$ - Ponto X - $a_c 0,15$	147
Gráfico 54 - $d_c \times \rho$ - Ponto Y - $a_c 0,15$	147
Gráfico 55 - $d_c \times \rho$ - Ponto Z - $a_c 0,15$	147
Gráfico 56 - $d_c \times \rho$ - Ponto F - $a_c 0,15$	147

Gráfico 57 - $d_c \times \rho$ - Ponto X - $a_c 0,2$	148
Gráfico 58 - $d_c \times \rho$ - Ponto Y - $a_c 0,2$	148
Gráfico 59 - $d_c \times \rho$ - Ponto Z - $a_c 0,2$	148
Gráfico 60 - $d_c \times \rho$ - Ponto F - $a_c 0,2$	148
Gráfico 61 - $d_c \times \rho$ - Ponto X - $a_c 0,2$	149
Gráfico 62 - $d_c \times \rho$ - Ponto Y - $a_c 0,2$	149
Gráfico 63 - $d_c \times \rho$ - Ponto Z - $a_c 0,2$	149
Gráfico 64 - $d_c \times \rho$ - Ponto F - $a_c 0,2$	149
Gráfico 65 - $d_c \times \rho$ - Ponto X - $a_c 0,25$	150
Gráfico 66 - $d_c \times \rho$ - Ponto Y - $a_c 0,25$	150
Gráfico 67 - $d_c \times \rho$ - Ponto Z - $a_c 0,25$	150
Gráfico 68 - $d_c \times \rho$ - Ponto F - $a_c 0,25$	150
Gráfico 69 - $d_c \times \rho$ - Ponto X - $a_c 0,25$	151
Gráfico 70 - $d_c \times \rho$ - Ponto Y - $a_c 0,25$	151
Gráfico 71 - $d_c \times \rho$ - Ponto Z - $a_c 0,25$	151
Gráfico 72 - $d_c \times \rho$ - Ponto F - $a_c 0,25$	151
Gráfico 73 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - $a_c 0,10$	152
Gráfico 74 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - $a_c 0,15$	152
Gráfico 75 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - $a_c 0,20$	152
Gráfico 76 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - $a_c 0,25$	152
Gráfico 77 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - $a_c 0,1$	153
Gráfico 78 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - $a_c 0,15$	153
Gráfico 79 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - $a_c 0,20$	153
Gráfico 80 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - $a_c 0,25$	153
Gráfico 81 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - $a_c 0,10$	154
Gráfico 82 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - $a_c 0,15$	154
Gráfico 83 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - $a_c 0,20$	154
Gráfico 84 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - $a_c 0,25$	154
Gráfico 85 - $d_c \times \beta$ - Ponto F - $a_c 0,10$	155
Gráfico 86 - $d_c \times \beta$ - Ponto F - $a_c 0,15$	155
Gráfico 87 - $d_c \times \beta$ - Ponto F - $a_c 0,20$	155
Gráfico 88 - $d_c \times \beta$ - Ponto F - $a_c 0,25$	155
Gráfico 89 - $a_c \times \beta$ - Ponto Y - $d_c 70$	156

Gráfico 90 - $a_c \times \beta$ - Ponto Y - d_c 80	156
Gráfico 91 - $a_c \times \beta$ - Ponto Y - d_c 90	156
Gráfico 92 - $a_c \times \beta$ - Ponto Y - d_c 100	156
Gráfico 93 - $a_c \times \beta$ - Ponto F - d_c 70.....	157
Gráfico 94 - $a_c \times \beta$ - Ponto F - d_c 80.....	157
Gráfico 95 - $a_c \times \beta$ - Ponto F - d_c 90	157
Gráfico 96 - $a_c \times \beta$ - Ponto F - d_c 100	157
Gráfico 97 - $a_c \times \beta$ - Ponto F - d_c 70.....	158
Gráfico 98 - $a_c \times \beta$ - Ponto F - d_c 80	158
Gráfico 99 - $a_c \times \beta$ - Ponto F - d_c 90	158
Gráfico 100 - $a_c \times \beta$ - Ponto F - d_c 90	158
Gráfico 101 - $E \times \beta$ - Ponto Y - a_c 0,10.....	159
Gráfico 102 - $E \times \beta$ - Ponto Y - a_c 0,15.....	159
Gráfico 103 - $E \times \beta$ - Ponto Y - a_c 0,20.....	159
Gráfico 104 - $E \times \beta$ - Ponto Y - a_c 0,25.....	159
Gráfico 105 - $E \times \beta$ - Ponto F - a_c 0,10	160
Gráfico 106 - $E \times \beta$ - Ponto F - a_c 0,15	160
Gráfico 107 - $E \times \beta$ - Ponto F - a_c 0,20	160
Gráfico 108 - $E \times \beta$ - Ponto F - a_c 0,25	160
Gráfico 109 - $E \times \beta$ - Ponto F - a_c 0,10	161
Gráfico 110 - $E \times \beta$ - Ponto F - a_c 0,15	161
Gráfico 111 - $E \times \beta$ - Ponto F - a_c 0,20	161
Gráfico 112 - $E \times \beta$ - Ponto F - a_c 0,25	161
Gráfico 113 - $d_c \times \eta x$ - Ponto X - a_c 0,10	162
Gráfico 114 - $d_c \times \eta x$ - Ponto X - a_c 0,15	162
Gráfico 115 - $d_c \times \eta x$ - Ponto X - a_c 0,20	162
Gráfico 116 - $d_c \times \eta x$ - Ponto X - a_c 0,25	162
Gráfico 117 - $d_c \times \eta x$ - Ponto X - a_c 0,10	163
Gráfico 118 - $d_c \times \eta x$ - Ponto X - a_c 0,15	163
Gráfico 119 - $d_c \times \eta x$ - Ponto X - a_c 0,20	163
Gráfico 120 - $d_c \times \eta x$ - Ponto X - a_c 0,25	163
Gráfico 121 - $d_c \times \eta z$ - Ponto Z - a_c 0,10.....	164
Gráfico 122 - $d_c \times \eta z$ - Ponto Z - a_c 0,15.....	164

Gráfico 123 - $d_c \times \eta_z$ - Ponto Z - $a_c 0,20$	164
Gráfico 124 - $d_c \times \eta_z$ - Ponto Z - $a_c 0,25$	164
Gráfico 125 - $d_c \times \eta_z$ - Ponto Z - $a_c 0,10$	165
Gráfico 126 - $d_c \times \eta_z$ - Ponto Z - $a_c 0,15$	165
Gráfico 127 - $d_c \times \eta_z$ - Ponto Z - $a_c 0,20$	165
Gráfico 128 - $d_c \times \eta_z$ - Ponto Z - $a_c 0,25$	165

LISTA DE SÍMBOLOS

R_f	Razão de atrito
f_s	Atrito Lateral
q_c	Resistência de ponta
q_t	Resistência de ponta corrigida
a	Relação entre áreas A_n e A_t do piezocone
u	Poropressão hidrostática
B_q	Parâmetro de poropressão
σ_{v0}	Tensão vertical <i>in situ</i>
s_u	Resistência não drenada do solo
c_h	Coefficiente de adensamento horizontal
c_v	Coefficiente de adensamento vertical
K_0	Coefficiente de empuxo no repouso
E	Módulo de elasticidade (Módulo de Young)
T	Torque máximo
π	Letra grega pi (igual a aproximadamente 3,14)
H	Altura da palheta
D	Diâmetro da palheta
$s_{u,mob}$	Resistência não drenada mobilizada
$s_{u,pal}$	Resistência não drenada medida no ensaio de palheta
μ	Parâmetro de correção entre as tensões $s_{u,pal}$ e $s_{u,mob}$
S_t	Sensibilidade da argila
s_{ur}	Resistência não drenada amolgada
σ_c	Tensão confinante (Igual a σ_3)
σ_d	Tensão desviadora
σ_1	Tensão axial total
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo
c'	Coesão efetiva
a_v	Coefficiente de compressibilidade
m_v	Coefficiente de variação volumétrica
D	Módulo de compressão volumétrica
c_v	Coefficiente de adensamento

c_c	Índice de compressão
c_r	Índice de recompressão
k	Coefficiente de permeabilidade
E_{oed}	Módulo oedométrico
σ'_{vm}	Tensão de pré adensamento
σ'_{v0}	Tensão vertical efetiva inicial
ε	Módulo de deformação - ε_v e ε_a Módulo de deformação volumétrico
σ	Tensão
τ	Tensão cisalhante
c	Coesão do solo
σ_n	Tensão média
ϕ	Ângulo de atrito do solo
λ	Coefficiente da reta de compressão isotrópica
κ	Coefficiente da reta de recompressão isotrópica
p'	Tensão efetiva média
G	Módulo de cisalhamento
K	Taxa de fluxo de tensão
K	Módulo volumétrico
β	Constante de forma da superfície (ramo úmido) (Modelo Cam-Clay)
e_0	Índice de vazios inicial
M	Inclinação da linha de estado crítico
d_c	Diâmetro das colunas
H_c	Comprimento das colunas
ϕ_{brita}	Ângulo de atrito do material granular
s	Espaçamento entre colunas
d_e	Diâmetro equivalente das colunas
A_s	Área de solo mole ao redor da coluna
A	Área da célula
A_c	Área da coluna
a_s	Razão entre área do solo mole e área da célula
a_c	Razão de substituição
η	Fator de concentração de tensões
E_c	Módulo de elasticidade das colunas

E_s	Módulo de elasticidade do solo
β	Fator de redução de recalques
ρ_{SSM}	Recalque no solo sem melhoramento
ρ_{SM}	Recalque no solo melhorado
σ'_{vf}	Tensão vertical efetiva final
H_0	Espessura da camada de solo mole
$\Delta\sigma'_v$	Acréscimo de tensão devido a carga do aterro
γ_{aterro}	Peso específico do aterro
h_{aterro}	Espessura do aterro
I	Fator de influência
$\Delta\rho$	Variação do recalque
ρ	Recalque por adensamento primário (igual ao recalque total)
U_v	Porcentagem média de adensamento
T_v	Fator tempo de adensamento
h_d	Distância de drenagem
$\Delta\sigma'_{vs}$	Acréscimo de tensão vertical no solo mole
f	Fator f do Método de Priebe (1995)
ν	Coefficiente de Poisson
K_{ac}	Coefficiente de empuxo ativo
ϕ_c	Ângulo de atrito do material de enchimento das colunas
c_{hm}	Coefficiente de adensamento horizontal modificado
T_{hm}	Fator tempo de adensamento modificado
F'_m	Função de adensamento
t	Tempo
U_h	Porcentagem de adensamento radial
k_h	Coefficiente de permeabilidade horizontal do solo
k_s	Coefficiente de permeabilidade do solo na zona amolgada
S	Razão entre o diâmetro da zona amolgada e da coluna
k_c	Coefficiente de permeabilidade material de enchimento da coluna
d_f	Espessura de paredes (para conversão de modelagem 3D em 2D)
L_{faces}	Distância entre as faces das paredes
Ψ	Ângulo de dilatância
γ	Peso específico

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	25
1.1	JUSTIFICATIVA	26
1.2	OBJETIVOS	26
1.2.1	Objetivo Geral.....	26
1.2.2	Objetivos Específicos	26
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO	27
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	28
2.1	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	28
2.1.1	SOLOS MOLES.....	28
2.2	Investigação Geotécnica de Solos Moles.....	30
2.3	Modelagem Numérica	32
2.3.1	Método dos Elementos Finitos e Software Utilizado.....	32
2.3.2	Modelos Constitutivos	34
2.3.2.1	Elasticidade	35
2.3.2.2	Modelo Elastoplástico – Critério de Ruptura de Mohr-Coulomb.....	36
2.3.2.3	Cam Clay e Clay Plasticity	38
2.4	COLUNAS GRANULARES	44
2.4.1	Histórico	44
2.4.2	Métodos Executivos da Vibro Substituição.....	47
2.4.2.1	Sequência Executiva - Colunas Granulares Convencionais.....	48
2.4.2.2	Sequência Executiva - Colunas Granulares Encamisadas.....	51
2.4.3	Solos Indicados e Limitações do Método	53
2.4.4	Dimensionamento.....	54
2.4.5	Fator de Concentração de Tensões	58
2.4.6	Fator de Redução de Recalques.....	59
2.4.6.1	Recalque do Solo Sem Melhoramento e a sua Evolução Temporal.....	59
2.4.6.2	Previsão de Recalque no Solo Melhorado e a sua Evolução Temporal ...	61
2.4.7	Considerações Sobre a Técnica de Colunas Granulares.....	66
3	METODOLOGIA CIENTÍFICA	68
3.1	MODELAGEM NO SOFTWARE.....	70
3.1.1	Definição do Modelo Base e Criação das Geometrias	71
3.1.2	Definição do Tipo de Modelagem.....	72

3.1.2.1	Modelos Constitutivos e Parâmetros Geotécnicos	75
3.1.3	Sequências da Simulação (Definição dos <i>Steps</i>)	78
3.1.4	Condições de Contorno	78
3.1.5	Contatos e Interações	81
3.1.6	Discretização das Malhas	81
3.2	ANÁLISE PARAMÉTRICA	84
3.3	EXTRAÇÃO DOS RESULTADOS	89
3.4	MÉTODOS ANALÍTICOS	90
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	91
4.1	ANÁLISES DE RECALQUE	92
4.1.1	Variação do Recalque com o Tempo	93
4.1.2	Variação do Recalque ao Longo da Distância Horizontal	95
4.1.3	Fator de Redução de Recalque (β)	97
4.2	ANÁLISES DE ÍNDICE DE VAZIOS	98
4.3	ANÁLISES DE TENSÃO VERTICAL	101
4.3.1	Variação da Tensão Vertical Efetiva ao Longo da Distância Horizontal ..	103
4.3.2	Fator de Concentração de Tensões	104
4.3.3	Variação da Tensão Vertical ao Longo da Profundidade	107
4.4	ANÁLISES DE DESLOCAMENTO HORIZONTAL	108
4.4.1	Deslocamento Horizontal nas Colunas 1, 6 e 10	109
4.4.2	Deslocamento Horizontal na Vertical ao Pé do Aterro	111
4.5	ANÁLISES DE POROPRESSÃO	114
4.5.1	Variação do Excesso de Poropressão ao Longo da Distância Horizontal 116	
4.6	ANÁLISES PARAMÉTRICAS	118
4.6.1	Recalque x Diâmetro	119
4.6.2	Recalque x Espaçamento	120
4.6.3	Recalque x Módulo de Elasticidade	122
4.6.4	Fator de Redução de Recalque x Diâmetro no Ponto Y	123
4.6.5	Fator de Redução de Recalque x Razão de Substituição no Ponto Y ...	125
4.6.6	Fator de redução de recalque x Módulo de Elasticidade Normalizado ..	126
4.6.7	Fator de Concentração de Tensões em Torno do Ponto X	128
4.7	CÁLCULO ANALÍTICO	131

4.7.1	Cálculo do Fator de Redução de Recalque e do Fator de Concentração de Tensões	131
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	134
5.1	Sugestões Para Trabalhos Futuros	136
	REFERÊNCIAS	137
	APÊNDICE A - Artigos	141
	APÊNDICE B - Análise Paramétrica - RECALQUE X DIÂMETRO - $a_c 0,10$	145
	APÊNDICE C - Análise Paramétrica - RECALQUE X DIÂMETRO - $a_c 0,15$	147
	APÊNDICE D - Análise Paramétrica - RECALQUE X DIÂMETRO - $a_c 0,20$	148
	APÊNDICE F - Fator de Redução de Recalque x Diâmetro - Ponto Y	152
	APÊNDICE G - Fator de Redução de Recalque x Diâmetro - Ponto F	155
	APÊNDICE H - Fator de Redução de Recalque x A_c - Ponto Y	156
	APÊNDICE I - Fator de Redução de Recalque X no ponto F	157
	APÊNDICE J - Fator de Redução de Recalque X E no ponto Y	159
	APÊNDICE K - Fator de Redução de Recalque X e no ponto F	160
	APÊNDICE L - Fator de Concentração de tensões no ponto X	162

1 INTRODUÇÃO

O Brasil possui um território extenso e grande parte deste é caracterizado por área litorânea e pantanosa, que possui, do ponto de vista geotécnico, a desvantagem de ser constituída por solo mole. Atrelado a isso, o constante crescimento populacional e a concentração demográfica principalmente nos grandes centros urbanos têm tornado inevitável o surgimento e aprimoramento de técnicas construtivas nesse tipo de solo, dada a indisponibilidade de terrenos com solos mais estáveis.

Isto posto, várias técnicas de melhoramento têm surgido ao longo dos anos tais como substituição do solo, aterro temporário, execução de drenos verticais, *deep soil mixing* entre outros. Algumas técnicas, já são difundidas e muito utilizadas por engenheiros geotécnicos. Outras, no entanto, ainda são pouco conhecidas e não possuem norma brasileira regulamentadora, sendo sua execução e dimensionamento baseados em normas estrangeiras, como é o caso da técnica que será estudada nesse trabalho. Essa prática, embora usual, não é totalmente adequada, uma vez que as normas são elaboradas de acordo com as características físicas, climáticas, econômicas e sociais locais; assim sendo, uma norma de fundações profundas europeia, por exemplo, não é 100% adequada para aplicação no Brasil, uma vez que o clima, solo, disponibilidade de materiais e especialização da mão de obra têm características próprias em diferentes países. Dessa forma, ao utilizar normas estrangeiras faz-se necessário realizar adaptações a partir da interpretação do profissional, podendo desencadear erros.

A técnica de colunas granulares, embora tenha surgido há algumas décadas, ainda é pouco explorada. Não há consenso quanto ao método de dimensionamento mais adequado ou amplos estudos do comportamento da técnica nas diferentes regiões do território brasileiro. Também não foram encontradas muitas pesquisas no que concerne à análise paramétrica da técnica, que consiste em um dos objetivos desse trabalho.

Para o dimensionamento da técnica estudada foram extraídos valores de parâmetros usuais da literatura. Analisou-se, portanto, a taxa de variação dos parâmetros utilizados, adotando um valor como referência. As considerações utilizadas para obtenção de cada um dos parâmetros são explanadas ao longo do trabalho.

1.1 JUSTIFICATIVA

Dado o número limitado de trabalhos elaborados no Brasil que pesquisam o comportamento de solos moles ante às técnicas de reforço e melhoramento, bem como a influência da variação de parâmetros de dimensionamento no comportamento desse tipo de solo, o presente trabalho se justifica como um estudo preliminar que pretende contribuir na ampliação do conhecimento nessa área.

Este trabalho consiste, ainda, na continuidade de estudos iniciados na graduação sobre o comportamento de solos moles, pesquisa que resultou na publicação de 4 artigos acadêmicos (anexos ao apêndice).

1.2 OBJETIVOS

Os objetivos deste trabalho foram divididos em geral e específicos e são descritos nos tópicos seguintes.

1.2.1 Objetivo Geral

Analisar o desempenho de aterro assente sobre solo mole melhorado pela técnica de Colunas Granulares.

1.2.2 Objetivos Específicos

São definidos os objetivos específicos a seguir:

- Descrever a técnica de colunas granulares, destacar principais informações, vantagens, desvantagens, dimensionamento e limitações;
- Modelar numericamente um solo melhorado pela técnica de colunas granulares;
- Realizar análise comparativa entre solo melhorado pela técnica de colunas granulares e solo sem melhoramento;
- Realizar análise paramétrica e verificar influência de parâmetros no comportamento do solo do solo melhorado por colunas granulares.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho é estruturado da seguinte forma:

No **Capítulo 1** é feita breve introdução do tema a ser abordado e justificativa para a pesquisa realizada, além de estabelecidos os objetivos centrais do trabalho.

O **Capítulo 2** apresenta breve revisão bibliográfica sobre caracterização e comportamento típico de solos moles. Na sequência é apresentado o *software* utilizado, abordado o método numérico de Elementos Finitos e descritos os modelos constitutivos utilizados. Por fim é explicada a técnica de melhoramento estudada, seu histórico, vantagens, desvantagens, limitações e seu dimensionamento.

O **Capítulo 3** consiste na descrição da metodologia adotada para a realização do trabalho, considerações feitas e detalhamento das modelagens realizadas.

No **Capítulo 4** são apresentados os resultados obtidos para o modelo típico e feita análise comparativa do comportamento do solo melhorado com colunas e do solo sem melhoramento. São apresentados ainda os resultados das análises paramétricas realizadas e feita análise linear, descrevendo as principais influências dos parâmetros no comportamento do solo.

Por fim, no **Capítulo 5** são sintetizados os comentários finais acerca da pesquisa desenvolvida, apontadas as convergências com a literatura e propostas linhas de pesquisa para trabalhos futuros.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo são apresentados os referenciais teóricos fundamentais para compreensão e realização do presente trabalho. Isto posto, serão exploradas as principais características de solos moles, além de seu comportamento típico e identificados os parâmetros de maior interesse para a pesquisa.

É feito então o estudo da técnica de melhoramento por colunas granulares. Ademais, é realizada uma sucinta abordagem sobre a análise numérica e o *software* utilizado no trabalho.

2.1 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Não sendo a geotecnia uma ciência exata, o estudo e domínio de conhecimentos a respeito do comportamento de solos e rochas são de suma importância para promover a segurança de projetos de engenharia.

Dada a grande variabilidade de solos e seus comportamentos por vezes imprevisíveis, foram desenvolvidos diversos métodos de classificação baseados em parâmetros obtidos por meio de ensaios de campo (*in situ*) e de laboratório.

Considerando o foco deste trabalho, serão abordados apenas os parâmetros e ensaios usualmente adotados para caracterização de solos moles.

2.1.1 SOLOS MOLES

Solos moles são aqueles com baixa capacidade de carga ($N_{stp} \leq 4$ golpes), compostos por partículas finas, em geral argilas e siltes. Devido à sua composição, tendem a apresentar baixa permeabilidade e elevada compressibilidade, expansibilidade e plasticidade. Massad (2010) complementa que esses solos geralmente possuem origem sedimentar e estão presentes em grande parte do território brasileiro, com concentração, principalmente, nas regiões costeiras do país.

Na mesma linha, Baroni (2016) afirma que solos moles são característicos das regiões de planícies litorâneas brasileiras e formados por grãos minerais (componentes inorgânicos), produto de intemperismo de rochas, e por matéria orgânica (turfa), procedente da deposição de plantas e animais pertencentes ao ecossistema da região. A origem desses solos influencia diretamente as suas

características e o seu comportamento geotécnico, uma vez que suas propriedades físicas e químicas dependem do seu processo de formação.

Massad (2010) explica que, em geral, as argilas moles de depósitos mais recentes, se formaram no período Quaternário. Trata-se de um solo sedimentar e a variabilidade na formação e constituição dos depósitos sedimentares dão origem a diferentes tipos de argila. De forma simplificada, o autor divide a formação dos solos moles em dois tipos: solos de origem fluvial (aluviões) e solos de origem marinha. Os solos de origem fluvial possuem, devido a sua formação, grande heterogeneidade horizontal e considerável heterogeneidade vertical. Já a formação dos solos de origem marinha justifica o pré-adensamento característico das argilas transicionais, ou seja, aquelas formadas em ambiente misto continental-marinho. A história geológica de formação desse tipo solo lhe confere a característica de heterogeneidade, que é evidenciada nos perfis de sondagem e nos perfis estratigráficos.

As argilas são compostas de argilominerais, dos quais destacam-se a caulinita, a illita e montmorilonita. Das e Sobhan (2014) explicam que esse tipo de solo é bem sensível à umidade e seu comportamento é dependente da concentração dos argilominerais que podem lhe conferir uma estrutura dispersa ou floculada. A composição promove ainda a forma lamelar às argilas e a característica de plasticidade. Solos argilosos apresentam alta porosidade, entretanto, há a predominância de microporos (espaços vazios com tamanhos inferiores a 0,08mm), característica que favorece a retenção de água entre as partículas. Trata-se, portanto, de um solo de baixa permeabilidade.

A resistência das argilas depende do arranjo entre suas partículas e do seu índice de vazios, além de estar diretamente relacionada à sua consistência. Quanto mais duro, isto é, quanto menor o seu índice de vazios e melhor arranjados estiverem os grãos de um solo argiloso, mais resistência ele terá; em contrapartida, argilas muito moles apresentam baixas resistências.

Quando submetido ao manuseio o solo argiloso é desestruturado, é dito que ele se encontra em seu estado amolgado. Nesse estado, mesmo mantido o índice de vazios da condição inicial, o solo apresenta perda da resistência.

2.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DE SOLOS MOLES

Os métodos de investigação geotécnica podem ser enquadrados em dois grupos de ensaios: de campo (*in situ*) e de laboratório. Os ensaios de campo são aqueles realizados diretamente no solo, quando há a impossibilidade de obtenção de amostras indeformadas. Massad (2010) enfatiza que esse tipo de ensaio é, em geral, mais econômico e fornece resultados mais rápidos. Ensaios de laboratório, por sua vez, são realizados em amostras de solo coletadas em campo. Ambos os ensaios fornecem parâmetros do solo a partir dos quais é possível realizar sua caracterização e prever o seu comportamento ante às solicitações geomecânicas. Sendo assim, a obtenção dos parâmetros de forma assertiva incorre em dimensionamento de obras mais seguras, eficientes e econômicas.

Dentre os ensaios *in situ* mais utilizados para a investigação geotécnica de solos moles destacam-se os ensaios de cone (CPT - *Cone Penetration Test*), piezocone (CPTu - *Piezocone Penetration Test*) e o ensaio de palheta (*Vane Test*).

Dos dois primeiros, segundo Almeida e Marques (2014), Velloso e Lopes (2010) e Schnaid e Odebrecht (2012) são extraídos os parâmetros de resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s), poropressão na ponta (u_2), resistência não drenada (s_u), coeficientes de adensamento horizontal e vertical (c_h e c_v), razão de sobreadensamento (OCR), coeficiente de empuxo em repouso (K_0) e módulo de elasticidade (E).

Enquanto o ensaio de palheta possibilita, conforme apresentado pela Norma Brasileira NBR 10905:1989 e pelos autores Schnaid e Odebrecht (2012), Massad (2010) e Pinto (2006), a obtenção dos parâmetros de resistência não drenada (S_u), razão de sobreadensamento (OCR), sensibilidade das argilas (S_t) e resistência não drenada amolgada (S_{ur}),

Os ensaios de laboratório são realizados a partir de amostras deformadas ou indeformadas coletadas em campo, visando à caracterização do solo e à obtenção de parâmetros geotécnicos.

Dentre algumas vantagens dos ensaios de laboratório, Head (2006) destaca: condições de contorno bem-definidas, melhor controle das condições do ensaio, maior grau de precisão das medições e a possibilidade de simulação de várias condições de solicitações. Todavia, o autor salienta que ambos os ensaios, de laboratório e de

campo, são importantes e necessários para investigação geotécnica, e não devem ser tratados como opções alternativas, mas sim complementares.

Entre os ensaios de laboratório mais usuais, os ensaios de compressão axial e o ensaio de compressão edométrica (ensaio de adensamento) são considerados ensaios precisos e completos, fornecendo parâmetros de grande interesse para o estudo geotécnico, tais como resistência não drenada do solo (s_u), ângulo de atrito efetivo (ϕ'), coesão efetiva (c') e módulo de Young (E), extraídos do ensaio de compressão axial (ALMEIDA E MARQUES, 2010).

O ensaio de adensamento, por sua vez, permite a quantificação da magnitude dos recalques e da avaliação da sua evolução temporal (ALMEIDA; MARQUES, 2010). Por meio deste ensaio ainda é possível determinar os seguintes parâmetros: coeficiente de compressibilidade (a_v), coeficiente de variação volumétrica (m_v) e módulo de compressão volumétrica (D), coeficiente de adensamento (c_v), índice de compressão (c_c) e recompressão (c_r), coeficiente de permeabilidade (k), módulo edométrico (E_{oed}), a tensão de pré adensamento (σ'_{vm}) e a razão de sobreadensamento (OCR).

2.3 MODELAGEM NUMÉRICA

Usualmente, para solução de problemas de engenharia são adotados alguns tipos de metodologia, destacando-se: métodos analíticos, experimentais e numéricos.

Os métodos analíticos são empregados em problemas de menor complexidade, e consistem na solução de equações baseadas em formulações matemáticas. Os métodos experimentais tratam-se de ensaios que simulam a condição real do problema para o qual se busca solução e, embora apresentem resultados confiáveis e de alta qualidade, possuem um alto custo e em alguns casos são impraticáveis. Os métodos numéricos, por sua vez, buscam solucionar os problemas por meio de algoritmos associados ao uso computacional. Em sua abordagem são adotadas hipóteses que simplificam o problema real, ainda assim trata-se de uma técnica com resultados de alta confiabilidade e que são obtidos em menor tempo (KOT, 2021). Via de regra, os diferentes métodos são utilizados de forma colaborativa, permitindo a validação dos resultados.

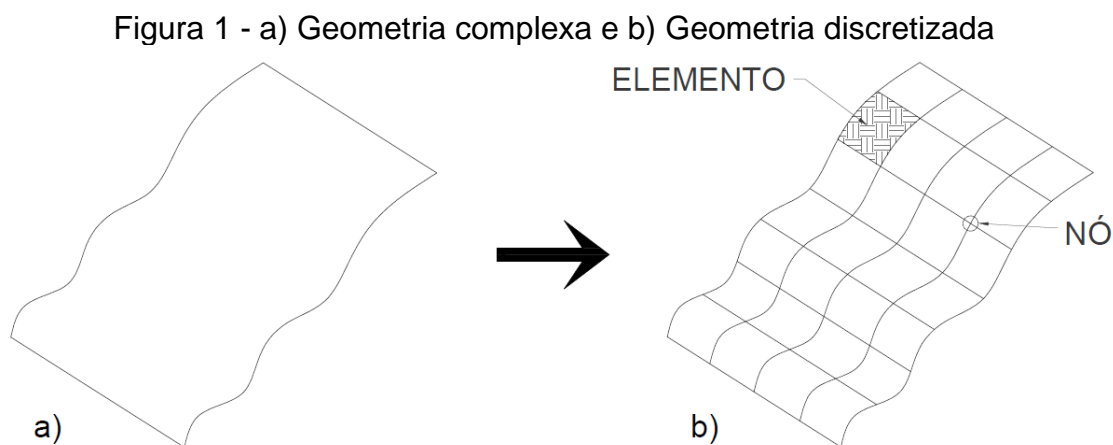
A modelagem numérica trata-se de uma ferramenta computacional utilizada na simulação e resolução de problemas complexos. Normalmente, problemas físicos são convertidos para um sistema de equações com condições de contorno pré-estabelecidas, constituindo os modelos numéricos.

O modelo numérico utilizado neste trabalho é o de Método dos Elementos Finitos (MEF), cujo conceitos básicos serão apresentados a seguir.

2.3.1 Método dos Elementos Finitos e Software Utilizado

O Método dos Elementos Finitos (MEF) surgiu como um aprimoramento do Método de Ritz, proposto em 1909 pelo matemático Walter Ritz. A nomenclatura foi apresentada por Richard Courant, matemático considerado o precursor do uso da computação na resolução de problemas numéricos (LEINAT, 2020). Trata-se de um método numérico, que consiste na divisão de um problema complexo em problemas mais simples.

Assan (2003) explica que em síntese, uma geometria complexa é discretizada, ou seja, dividida em um número finito de elementos com forma específica, que se conectam por pontos comuns. Os pontos de conexão entre os elementos são denominados pontos nodais ou nós, enquanto a divisão do domínio de integração contínuo é designada como rede de elementos finitos, ou malha.



Fonte: Adaptado de Kot (2021)

Por meio dos pontos nodais, os elementos compartilham características comuns, como propriedades físicas e mecânicas. Portanto, para resolução dos problemas, buscam-se funções admissíveis que satisfaçam as condições de contorno no domínio de cada elemento finito (ASSAN, 2003).

Há vários programas comerciais que adotam o Método dos Elementos Finitos para obtenção de soluções de problemas, que se adequam às distintas áreas da engenharia. Neste trabalho, utilizou-se o *software Abaqus/CAE*, devido à qualidade dos resultados que o programa dispõe, além da liberdade de discretização das malhas para as análises a serem realizadas.

O programa dispõe de ampla biblioteca de elementos, possibilitando vasta gama de modelagens, dos quais, destacam-se: elementos unidimensionais, bidimensionais, tridimensionais, cilíndricos e axissimétricos. A formulação desses elementos é descrita no manual do *software* e aqui são destacadas as informações mais relevantes a este trabalho.

Elementos bidimensionais possibilitam a modelagem de problemas no estado plano de tensão e no estado plano de deformação. Helwany (2007) explica que o estado plano de tensão é compreendido por representação de problemas de corpos finos e planos, em que a espessura é muito pequena em relação às suas dimensões laterais. Neste caso, todos os carregamentos e deformações estão restritos ao plano X-Y, uma vez que as tensões normal e cisalhante fora do plano são iguais a zero.

Estado plano de deformação, por sua vez, trata de representação de problemas que abrangem corpos extensos, em que a geometria e o carregamento não possuem alterações consideráveis ao longo do eixo longitudinal (ASSAN, 2003). Para

tais problemas, admite-se que as deformações na direção z (direção da espessura) são nulas e, portanto, as variáveis do problema se resumem apenas às coordenadas X-Y.

Helwany (2007) acrescenta que os elementos tridimensionais são definidos no espaço global (eixos X-Y-Z), e utilizados para geometria e carregamentos mais complexos a fim de obter resultados mais realistas.

Já os elementos axissimétricos possibilitam a modelagem de corpos de revolução, sob condições de carregamentos axialmente simétricos. Este tipo de modelagem é descrito por coordenadas polares r , z e θ , sendo que em $\theta=0^\circ$, as coordenadas radiais coincidem com as coordenadas cartesianas X-Y (HELWANY, 2007 e ABAQUS, 2014).

A análise no *software Abaqus* pode ser resumida em três etapas - pré-processamento, simulação e pós-processamento, conforme apresentado por Argenta (2017).

A etapa de pré-processamento consiste na modelagem propriamente dita do problema. São criadas as partes individuais do modelo, atribuídas as propriedades a cada material, realizadas a união das partes, definidas todas as etapas de análise, informações de contatos e as cargas atuantes, estabelecidas as condições de contorno e feita a discretização da malha em elementos finitos.

Realizada em segundo plano, a etapa da simulação é responsável pela resolução do problema numérico para o modelo definido. O tempo para execução da simulação varia conforme a complexidade do problema.

Por fim, a análise e visualização dos resultados ocorrem no pós-processamento. Nessa etapa, o programa exhibe os resultados de forma gráfica, através do módulo de visualização, e de forma numérica, em que é possível exportar um banco de dados para leitura em outro *software*, por exemplo, o *Excel*.

2.3.2 Modelos Constitutivos

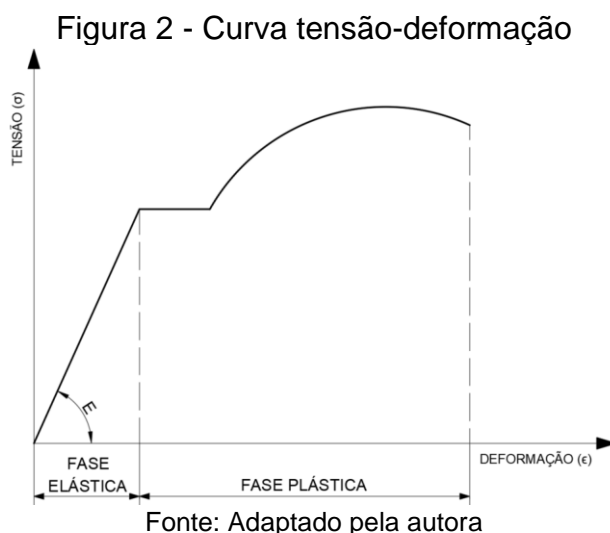
Modelos constitutivos têm, segundo Gerscovich (2008), a função de reproduzir e prever o comportamento tensão-deformação de um material. Os modelos existentes na literatura são adequados a variados tipos de solos em função dos seus comportamentos. Neste trabalho serão abordados os principais conceitos dos modelos Mohr-Coulomb e Clay Plasticity, uma vez que se tratam dos modelos que

melhor descrevem os comportamentos dos materiais considerados na modelagem numérica.

2.3.2.1 Elasticidade

Ao serem submetidos a uma carga, os materiais sofrem deformações que, a depender de sua grandeza, são classificadas em deformações plásticas ou elásticas. São consideradas deformações elásticas aquelas em que, ao ser retirado o carregamento, o material volta ao seu estado original. Já quando o carregamento aplicado provoca uma deformação irreversível, é dito que o material sofreu uma deformação plástica.

Pinto (2006) enfatiza que o solo não apresenta comportamento de material elástico para níveis de cargas aplicadas nas obras de engenharia. Após o descarregamento, não ocorre recuperação das deformações sofridas e, portanto, a relação tensão-deformação não é constante. Entretanto, para pequenos níveis de tensões, admite-se, de forma aproximada, um comportamento elástico-linear para o solo, como ilustra a Figura 2.



A Equação (1), deduzida para materiais com comportamento elástico, permite determinar o módulo de elasticidade (E) de um solo considerado homogêneo e isotrópico, conhecidos os valores da tensão (σ) aplicada e da deformação (ϵ) sofrida.

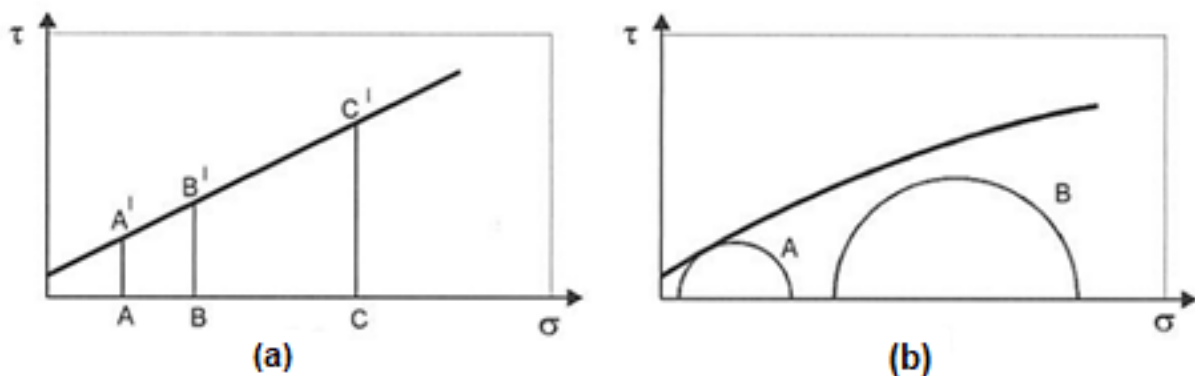
$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (1)$$

Sendo assim, o módulo de elasticidade corresponde ao coeficiente angular do trecho linear no gráfico apresentado na Figura 2 (região de deformação elástica). Quanto mais rígido um material, maior seu módulo de elasticidade e, portanto, maior sua resistência à deformação elástica.

2.3.2.2 Modelo Elastoplástico – Critério de Ruptura de Mohr-Coulomb

O critério de ruptura Mohr-Coulomb, formado a partir da combinação dos critérios de Coulomb e de Mohr (Figura 3), complementado com a definição das tensões e deformações antes da plastificação, é utilizado descrever adequadamente comportamento plástico de solos granulares com parcelas coesiva e friccional. Ademais, o critério permite a determinação da resistência ao cisalhamento (τ) de um material na iminência de sua ruptura.

Figura 3 - Representação dos critérios de ruptura de a) Coulomb e b) Mohr

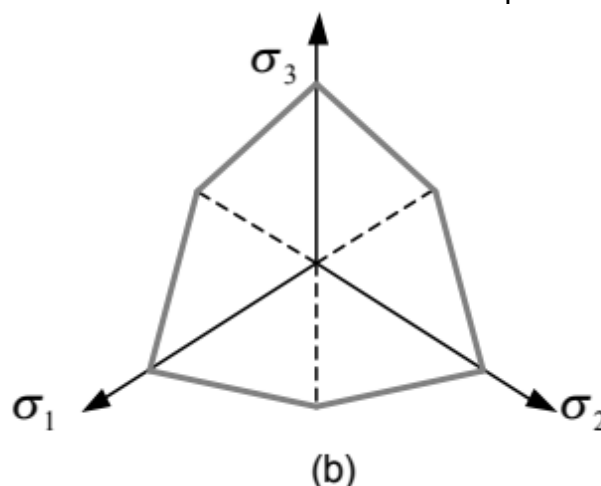


Fonte: Pinto (2000)

Em síntese, o critério estabelece uma superfície de ruptura no espaço compreendido pelos eixos σ_1 , σ_2 e σ_3 .

Segundo Ibañez (2003) essa superfície consiste em uma pirâmide hexagonal irregular no espaço de tensões, com seção transversal correspondente a um plano octaédrico, representado na Figura 4.

Figura 4 - Critério de Mohr-Coulomb em plano octaédrico



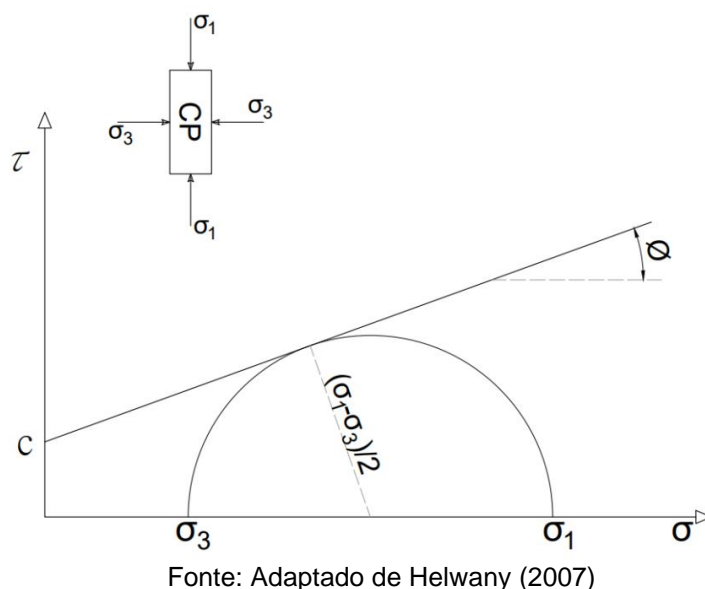
Fonte: Ibañez (2003)

No plano, a envoltória que representa a superfície de ruptura é definida pela Equação (2). As variáveis σ_1 e σ_3 referem-se às tensões principais maior e menor, respectivamente, e as variáveis ϕ e c referem-se ao ângulo de atrito e coesão do material, respectivamente.

$$F = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \cdot \text{sen } \phi - c \cdot \text{cos } \phi = 0 \quad (2)$$

Com base nas expressões da tensão máxima de cisalhamento $\left(\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)$ e da tensão média $\left(\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right)$, a Equação (2) pode ser reescrita na forma da Equação (3) para descrever a envoltória de ruptura no plano $\tau \times \sigma$, a partir da qual é possível determinar a resistência ao cisalhamento do material, como ilustra a Figura 5.

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \text{tg } \phi \quad (3)$$

Figura 5 - Modelo de Morh Coulomb no plano τ x σ 

2.3.2.3 Cam Clay e Clay Plasticity

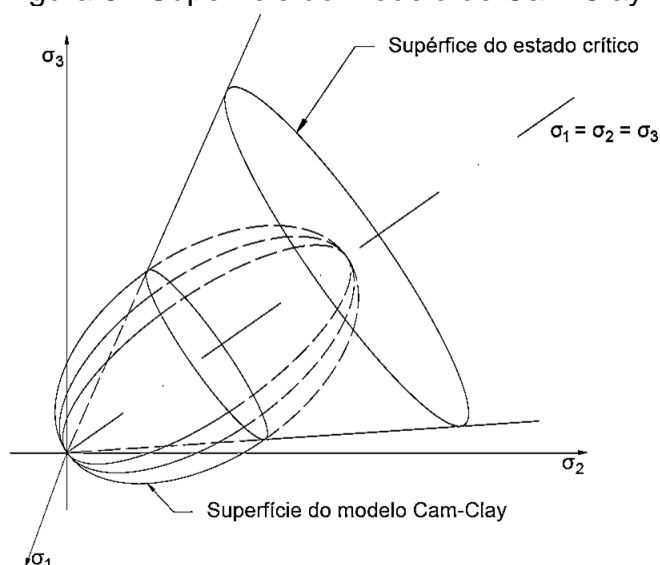
O modelo constitutivo de Cam Clay Modificado foi proposto por Roscoe e Burland (1968) e Schofield e Wroth (1968) como um refinamento do modelo original de Cam Clay desenvolvido por Roscoe *et al.* (1958) e Schofield e Wroth (1963), segundo descreve Lodi (1998). Nader (2015) e Helwany (2007) explicam que Cam Clay é um modelo elastoplástico baseado na teoria do estado crítico capaz de descrever comportamentos de endurecimento, amolecimento e plastificação perfeita de argilas remoldadas, além de reproduzir curvas tensão-deformação desses materiais.

Helwany (2007) acrescenta que o modelo foi desenvolvido para condições de carregamentos triaxiais, assumindo que o solo está na condição totalmente saturada. Portanto, ao ser submetido a um carregamento ocorre a expulsão da água dos vazios do solo, e, como consequência, há mudanças significativas e irreversíveis de volume.

O modelo de *Clay Plasticity*, por sua vez, trata-se de uma adaptação do modelo de Cam Clay Modificado, adotado pelo programa ABAQUS® em que são assumidas aproximações, principalmente no que diz respeito a possibilidade de ajustes das superfícies de plastificação.

A superfície do estado crítico é representada por um cone no espaço de tensão efetiva principal. O vértice do cone é posicionado na origem e seu eixo coincide com o eixo da pressão hidrostática ($\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$), conforme demonstra a Figura 6.

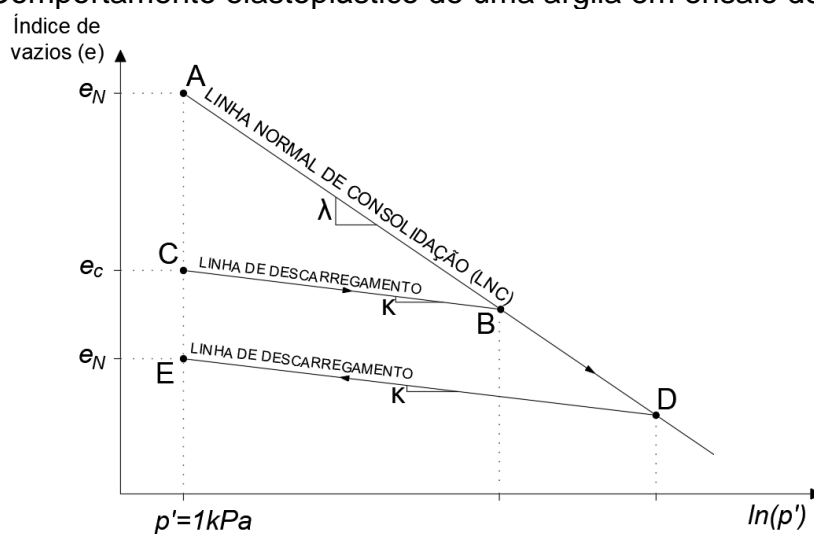
Figura 6 - Superfície do Modelo de Cam Clay



Fonte: Adaptado de Helwany (2007)

Lodi (1998) esclarece que a distinção entre as deformações plástica e elástica dos solos é facilmente compreendida por meio do ensaio de compressão isotrópica. Essa proposta é complementada por Helwany (2007), que explica que a formulação do modelo Clay Plasticity assume a existência de uma relação linear entre o índice de vazios (e) e o logaritmo da tensão efetiva média ($\ln p'$) do solo comprimido sob condições de tensões isotrópicas ($\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$). A reta que descreve essa linha é nomeada de linha de consolidação normal (LCN) e apresentada na Figura 7, na qual as demais linhas descrevem o comportamento de carga e descarga do solo.

Figura 7 - Comportamento elastoplástico de uma argila em ensaio de compressão



Fonte: Adaptado de Helwany (2007) e Lodi (1998)

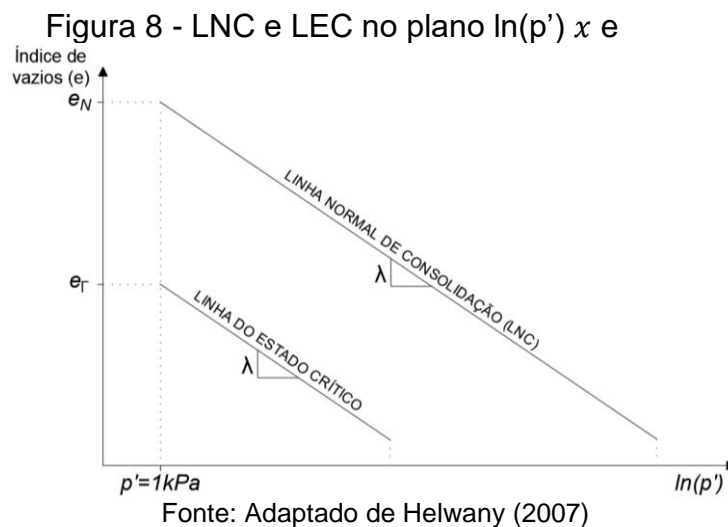
A Figura 7 demonstra trechos de compressão isotrópica onde o solo sofre deformações plásticas irreversíveis (AB e BD) e trechos de recompressão ou de carga-descarga (CB e ED) em que ocorrem as deformações elásticas.

Os parâmetros λ e κ são propriedades intrínsecas do solo e correspondem às declividades da reta de compressão isotrópica e de recompressão, respectivamente, de acordo com Lautenschlager e Righetto (2008). Os parâmetros citados são obtidos por meio das Equações (4) e (5), respectivamente, a partir dos índices de compressão (c_c) e de recompressão (c_s) determinados nos ensaios de adensamento.

$$\lambda = \frac{c_c}{\ln(10)} = \frac{c_c}{2,3} \quad (4)$$

$$\kappa = \frac{c_s}{\ln(10)} = \frac{c_s}{2,3} \quad (5)$$

As linhas de consolidação normal (LNC) e de estado crítico (LEC) apresentam paralelismo nos planos $\ln p' \times e$, esta relação é explicada mais detalhadamente por Helwany (2007) e Nader (2015) e ilustrada na Figura 8.



As tensões efetivas média (p') e de cisalhamento (q) atuantes e consideradas no modelo Clay Plasticity são calculadas por meio das Equações (6) e (7).

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad (6)$$

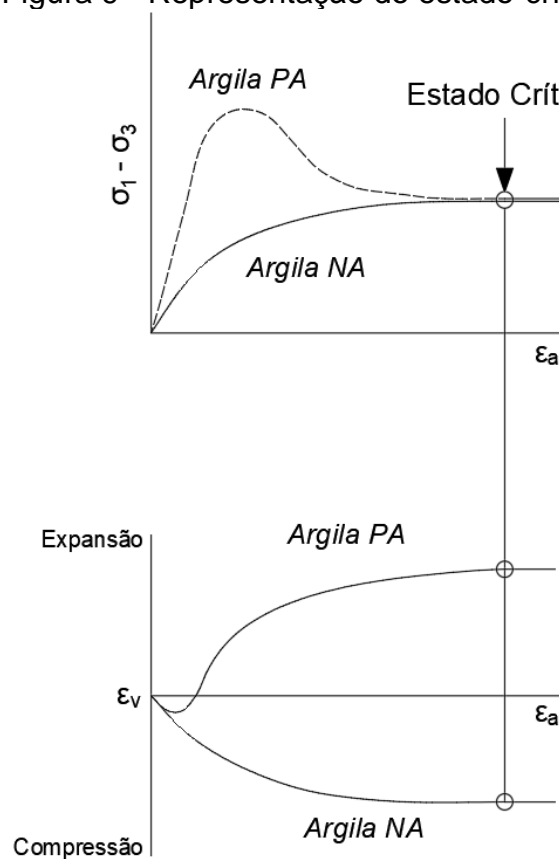
$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \sqrt{(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_1 - \sigma'_3)^2} \quad (7)$$

O estado crítico é descrito por Helwany (2007), Ortigão (2007) e Slongo (2008) como uma condição em que um solo submetido a tensões cisalhantes continua se deformando, com as tensões efetiva média (p') e cisalhante (q) aplicadas, além da deformação volumétrica (ε_v) e poropressão (u) mantidas constantes, conforme ilustrado na

Figura 9 e expressa na Equação (8)

$$\frac{\partial p'}{\partial \varepsilon_a} = \frac{\partial q}{\partial \varepsilon_a} = \frac{\partial u}{\partial \varepsilon_a} = 0 \quad (8)$$

Figura 9 - Representação do estado-crítico

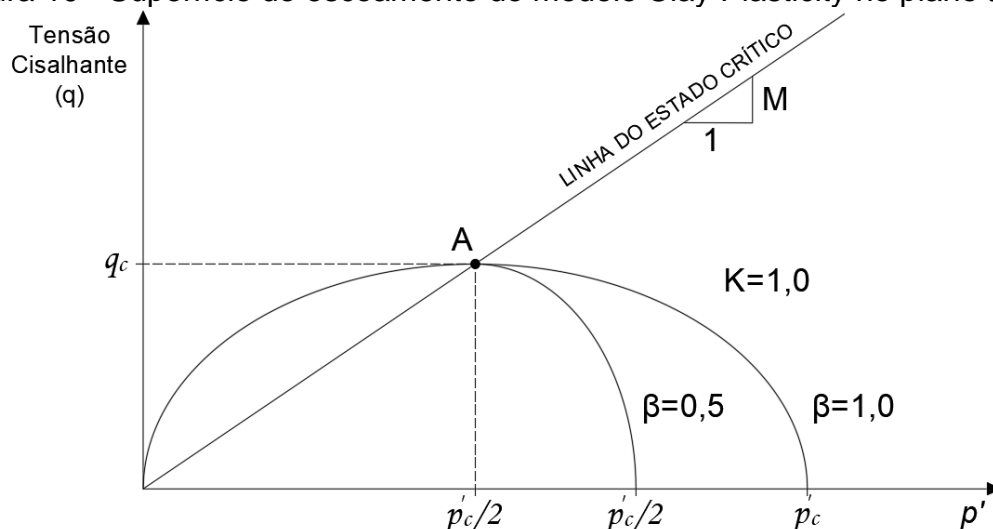


A

Figura 10 ilustra tal condição representada pela linha do estado crítico (LEC) em um plano $q - p'$, cuja inclinação (M) é expressa pela Equação (9).

$$M = \frac{6 \cdot \text{sen } \phi'}{3 - \text{sen } \phi'} \quad (9)$$

Figura 10 - Superfície de escoamento do modelo Clay Plasticity no plano $q - p'$

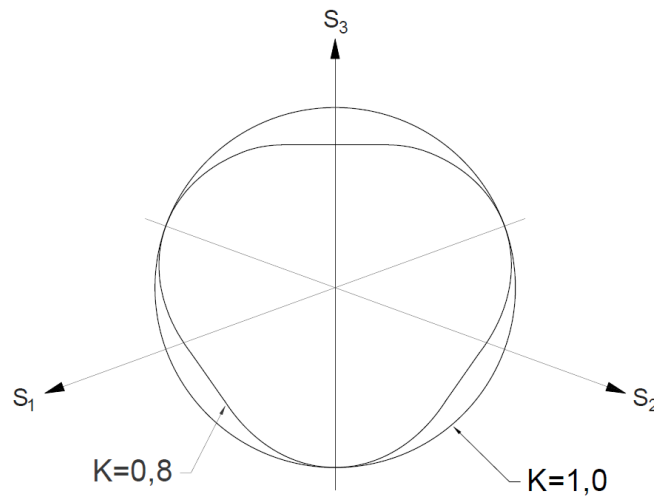


Fonte: Adaptado de Helwany (2007)

Segundo Helwany (2007), o parâmetro β , mostrado na

Figura 10, trata-se de uma constante que modifica a forma da superfície no ramo úmido e varia entre 0,5 e 1. O parâmetro K , também identificado na figura, é uma constante e varia entre 0,778 e 1,0 de modo a garantir a convexidade da superfície de plastificação. A projeção dessa superfície no plano π passa a ser um círculo quando K for igual a 1, como mostra a Figura 11.

Figura 11 - Superfície de escoamento do Modelo Cam Clay no plano



Fonte: Abaqus (2014)

Com relação aos demais parâmetros elásticos, Helwany (2007) apresenta as Equações (10) e (11) para calcular o módulo de Young (E), o módulo de cisalhamento (G) e o módulo volumétrico (K), respectivamente.

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (10)$$

$$K = \frac{(1 + e_0) \cdot p'}{\kappa} \quad (11)$$

O módulo de Young (E), é calculado pelo software ABAQUS® de forma indireta através do coeficiente de *Poisson* e demais parâmetros concernentes ao modelo de *Clay Plasticity*, conforme exposto na equação (12)

$$E = \frac{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu) \cdot (1 + e_0) \cdot p'}{\kappa} \quad (12)$$

2.4 COLUNAS GRANULARES

Dadas as condições desfavoráveis dos solos moles, já apresentadas em tópicos anteriores, é necessário maior critério e técnicas específicas para execução de obras sobre esse tipo de solo. Isto posto, é crescente o estudo de técnicas de melhoramento, reforço e estabilização em solos moles, objetivando, principalmente, reduzir a amplitude e o tempo de recalque e aumentar a capacidade de carga possibilitando a execução de grandes empreendimentos.

Este trabalho se restringe a solos reforçados com colunas granulares, portanto, apenas esse método será apresentado.

A técnica de colunas granulares, a depender do método construtivo adotado e dos materiais utilizados, proporciona o aumento da resistência do solo, além de funcionar como drenos verticais para aceleração de recalques e fundação.

Também denominada de estaca de brita ou estaca granular, as colunas granulares é uma técnica utilizada essencialmente para a melhoria do comportamento de solos moles, sendo ainda escassos os estudos do seu emprego em outros tipos de solo. Em suma, ela consiste na execução de colunas verticais preenchidas com material granular não coesivo, normalmente brita ou areia, procedente de rochas limpas, duráveis e quimicamente inertes. Em termos construtivos, a técnica pode ser executada através de diversos métodos, sendo os mais usuais o da vibro substituição (método tradicional) e o de encamisamento com geossintéticos.

Uma vez que a pesquisa deste trabalho se concentrou na modelagem e análise numérica de comportamento de aterros sobre solos reforçados com colunas granulares de brita não encamisadas, apenas essas serão abordadas de forma minuciosa nos tópicos que seguem.

2.4.1 Histórico

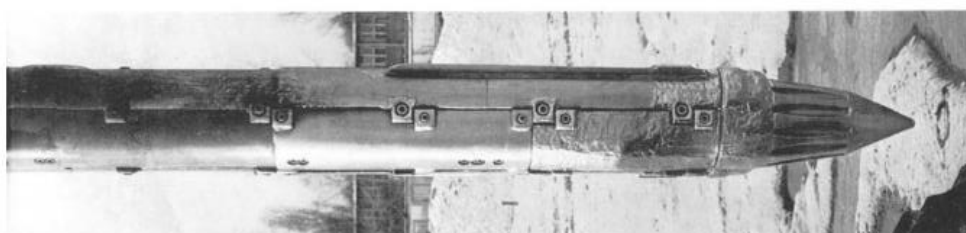
Embora arcaico, o primeiro registro conhecido na história de utilização de colunas granulares como reforço de solos foi na construção do mausoléu Taj Mahal, na Índia (HOLTZ et *al.*, 2001 apud HANDA, 1984). Para suportar o mausoléu construído há quatro séculos os trabalhadores escavaram o terreno e preencheram a escavação com camadas de pedras e terra.

Já o início da utilização de técnicas mais modernas é datado de meados de 1930 na França, onde, segundo Assunção (2010), foram utilizadas colunas granulares com 2 metros de profundidade e 20 cm de diâmetro para o reforço da fundação do arsenal militar de Bayonne.

O contexto histórico que será descrito foi extraído da obra de Kirsch e Kirsch (2010). Os autores relatam o desenvolvimento de um novo método em 1956, em Branschweig, Alemanha, como evolução do método de *vibroflotation* (vibro compactação), para compactar depósitos profundos de areia por meio de vibração. Os autores explicam que a aplicação dessa técnica provocava liquefação no solo local de granulometria muito fina, não gerando os resultados esperados, como o aumento de resistência. Para solucionar este problema, utilizaram uma nova técnica denominada *vibro replacement stone column* (colunas granulares por vibro substituição) que consistia no preenchimento da cavidade, temporariamente estável, formado pela cravação do vibrador com material de granulometria grossa.

Após 20 anos do surgimento da técnica *vibro replacement stone column*, a empresa Keller Company desenvolveu um vibrador aprimorado denominado “Torpedo” (Figura 12) para substituir o antigo que tinha um desempenho menor. O novo equipamento se destacava, principalmente, por possuir um motor mais potente, superfícies quase lisas e um acoplamento capaz de transmitir consideráveis forças verticais ao solo. Tais características permitiam que o vibrador atingisse grandes profundidades sem a utilização de jatos de água, usuais na técnica anterior.

Figura 12 - Vibrador “Torpedo” da Keller Company

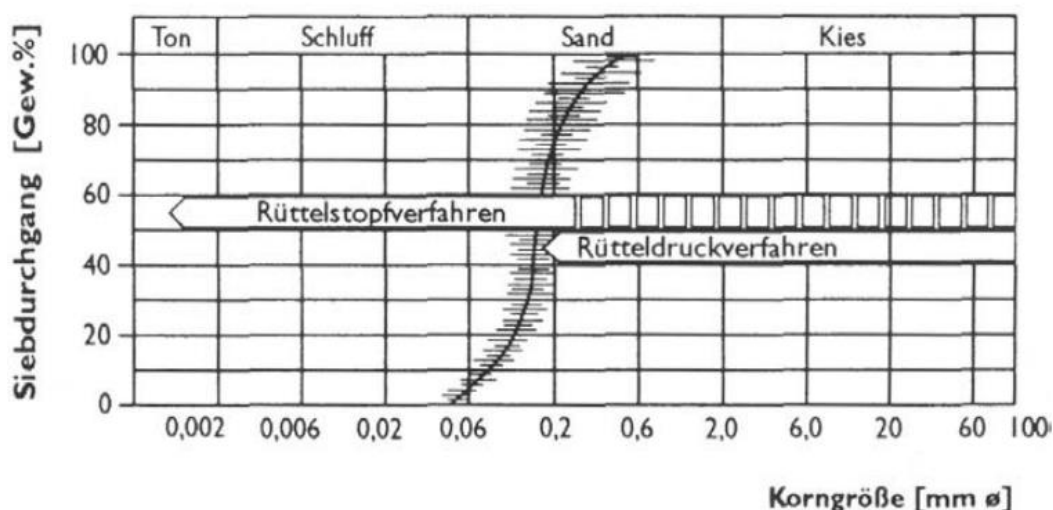


Fonte: (KIRSCH; KIRSCH, 2010)

O processo construtivo com o vibrador aprimorado consistia primeiramente no preenchimento de um orifício cilíndrico previamente formado pela cravação do vibrador no solo com material granular. Em seguida era feita a recravação do vibrador no solo que realizava a compactação vertical e lateral do material.

Kirsch e Kirsch (2010) relatam ainda que no final da década de 50, o método era amplamente utilizado para o reforço de solos finos. A escolha da técnica ideal era feita com base nas curvas de distribuição granulométrica do solo. Solos arenosos e pedregosos com mais de 10% de finos eram tratados com a técnica de vibro substituição, conforme indicado no ábaco da Figura 13, utilizado na época. Os solos finos com baixa umidade eram tratados sem o uso de jatos de água (método *dry top feed*), já que apresentavam coesão suficiente para auto portar as paredes do furo antes do preenchimento deste com o material granular. Já os solos muito moles e saturados, em que o orifício formado pelo vibrador tendia a colapsar rapidamente, eram tratados com o auxílio de jatos radiais de água que auxiliavam na sustentação do furo até que este fosse preenchido com o material granular.

Figura 13 - Faixa de aplicação dos métodos vibratório profundos.



Fonte: Kirsch e Kirsch (2010)

Segundo os autores Kirsch e Kirsch (2010), a rápida expansão da técnica para vários países ocorreu na década de 1960. No fim da década de 1970, já era aceito internacionalmente o melhoramento de solos com a utilização de vibradores.

Em um vibrador por alimentação inferior, desenvolvido e patenteado em 1972, o preenchimento com material granular passou a ser feito por meio de tubulação especial com auxílio de ar comprimido. Essa mudança aprimorou a técnica de vibro substituição, que passou a ser mais eficiente e limpa, ao mesmo tempo que colocava praticamente em desuso o método úmido de preenchimento, uma vez que o tubo

vibratório atua também como depósito do material granular inserido no solo durante a execução do furo.

Com o passar dos anos, novas adaptações foram feitas na técnica e nos equipamentos, entretanto, Kirsch e Kirsch (2010) pontuam que as técnicas e equipamentos utilizados hoje não diferem muito dos utilizados na década de 70. Segundo os autores, isso se deve ao fato de existirem poucas empresas especializadas na fabricação de vibradores e dos estudos sobre a técnica ainda serem incipientes.

Quinalia (2009) destaca que a técnica começou a ser difundida no Brasil em 2007, quando o grupo Keller aportou no país. Em 2008, foram concluídas duas grandes obras com a utilização da técnica: o complexo industrial da ThyssenKrupp em Santa Cruz (RJ) e a rodovia BR 101 no trecho de Joinville (SC).

2.4.2 Métodos Executivos da Vibro Substituição

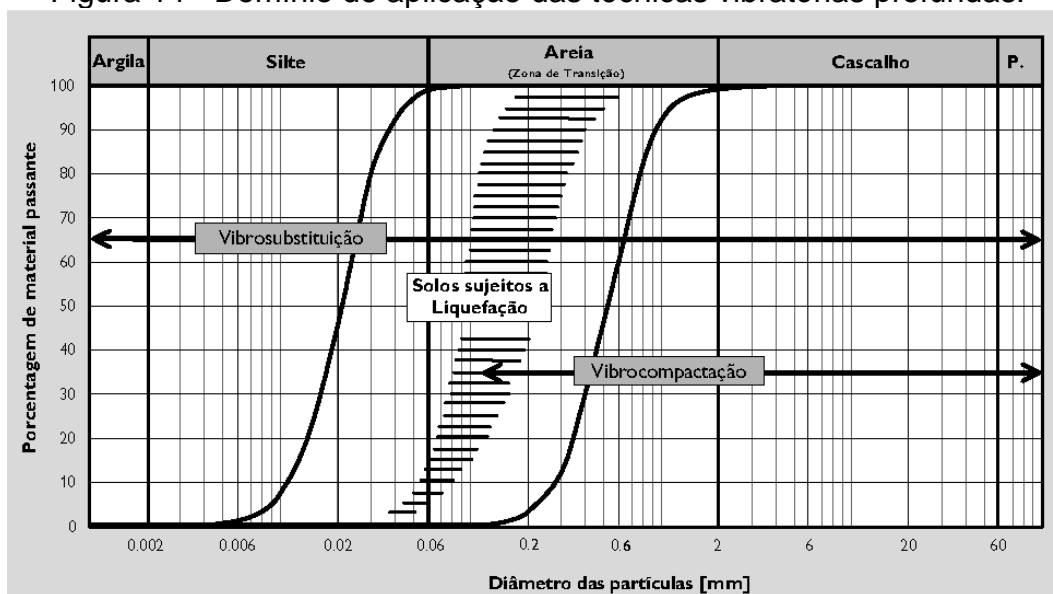
Conforme introduzido no tópico anterior, atualmente, há duas técnicas mais usuais de vibração profunda para melhoramento de solos: a vibro compactação e a vibro substituição.

Domingues (2006) afirma que a vibro substituição é mais adequada para o tratamento de solos finos, moles e coesos, embora seja abrangente também a outros tipos de solo. Ela consiste na introdução de um vibrador no solo e na inserção e compactação, por meio do vibrador, de um material granular com características geotécnicas mais favoráveis. Ainda segundo o autor, o processo de vibro substituição trata-se um método menos uniforme, por produzir elementos volumétricos lineares e mais rígidos que o solo natural.

A vibro compactação, por sua vez, é destinada a solos granulares não coesivos. A execução também consiste na inserção de um vibrador no solo, entretanto não há o preenchimento com material externo. O equipamento realiza a compactação do material granular por meio de movimentos vibratórios radiais (DOMINGUES, 2006 e KIRSCH; KIRSCH, 2010).

A Figura 14 esquematiza as técnicas comumente utilizadas em cada tipo de solo de acordo com a sua granulometria.

Figura 14 - Domínio de aplicação das técnicas vibratórias profundas.



Fonte: Adaptado de Priebe (1998)

2.4.2.1 Sequência Executiva - Colunas Granulares Convencionais

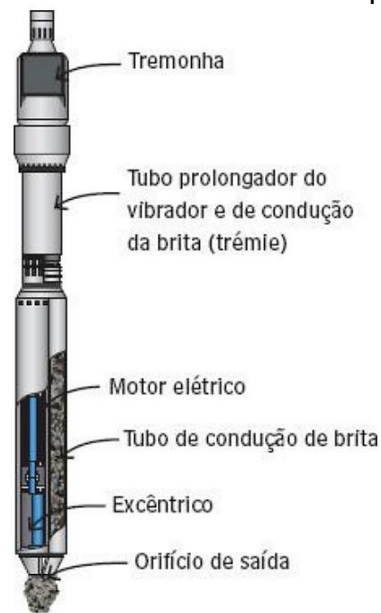
As colunas granulares convencionais, técnica em estudo neste trabalho, são usualmente executadas por meio do método da vibro substituição, sem a retirada de material e com o uso de vibrador por alimentação inferior. São vantagens desse método a rapidez, facilidade construtiva e eficiência.

Felix (2012) divide o processo de execução das colunas granulares em cinco etapas: preparação, enchimento, penetração, compactação e acabamento. De forma detalhada, são apresentadas a seguir os pormenores dessas etapas, de acordo com Domingues (2006).

A etapa de preparação consiste na instalação do equipamento e na demarcação da malha no terreno. Preliminarmente à execução das colunas, é usual a implantação de um aterro de conquista com material granular pouco compressivo, de 30 a 100 cm de espessura. Esse aterro visa facilitar o acesso dos equipamentos, além de funcionar como dreno de escoamento da água e aumentar o confinamento das colunas próximo à superfície, melhorando sua eficiência.

Em seguida, são executados furos circulares no solo, com diâmetros e profundidades pré-determinados. A abertura do furo ocorre principalmente devido ao peso da sonda vibratória (Figura 15), à geometria da sua extremidade e aos movimentos oscilatórios do equipamento.

Figura 15 - Detalhe da sonda vibratória utilizada para a injeção de brita.

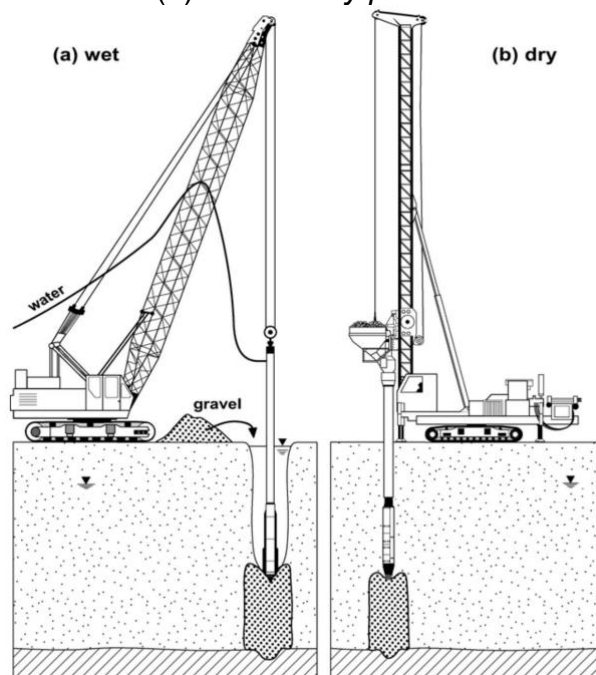


Fonte: Felix (2012)

Os vibradores possuem uma caçamba elevatória acoplada que é alimentada com o material granular direcionada ao corpo do vibrador através da injeção de ar comprimido. A execução da estaca propriamente dita inicia com o equipamento perfurando o solo até atingir a profundidade de projeto, para em seguida subir ligeiramente e despejar uma certa quantidade de brita no espaço livre. Alocada a brita, o vibrador desce novamente para realizar a compactação do material, expandindo-o lateralmente contra o solo. Esses movimentos ascendentes e descendentes do vibrador com a injeção de brita nos espaços vazios são realizados repetidamente em passos que variam entre 30 e 120 cm, até atingir a cota da superfície.

A introdução da sonda vibratória no solo pode ocorrer com ou sem o auxílio de um fluido de injeção. Quando o fluido utilizado é a água ou outro líquido, o processo é denominado método úmido ou "*wet process*". Quando a perfuração é realizada com o auxílio de ar comprimido, diz-se tratar de um processo seco ou "*dry process*". Os processos são diferenciados na ilustração da Figura 16.

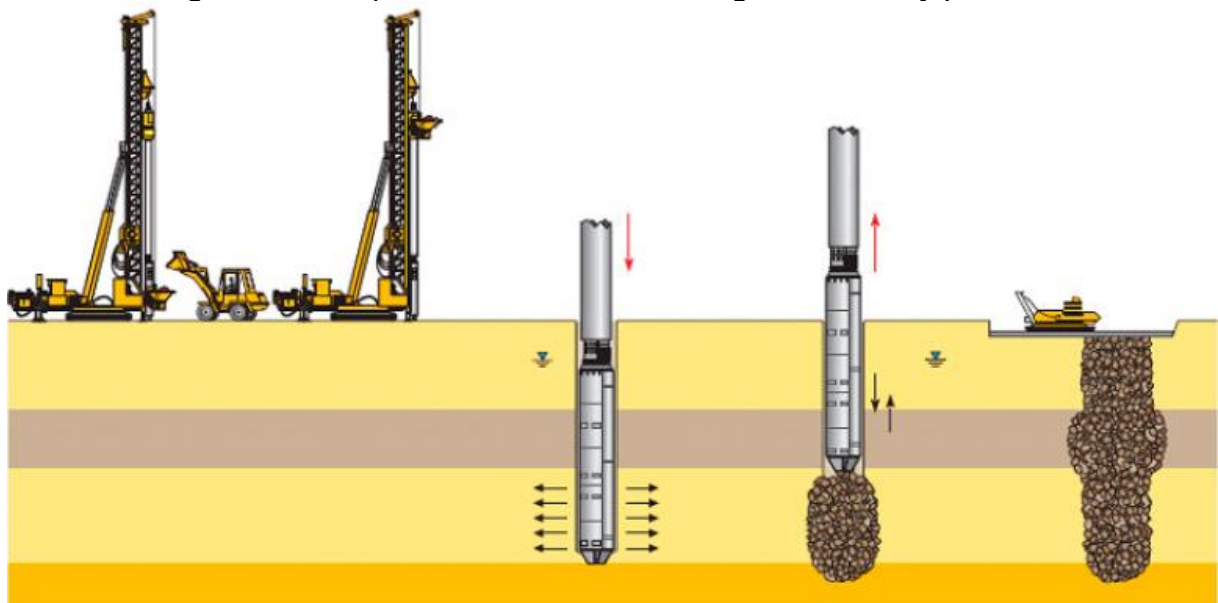
Figura 16 - Execução de colunas de brita pelos métodos (a) Úmido - “*wet process*” e (b) Seco - “*dry process*”



Fonte: Kirsch e Kirsch (2010)

A utilização do método “*wet process*” é indicado para solos com resistência não drenada (S_u) inferior a 50 kPa, sem condição de garantir à estabilidade do furo. Durante a cravação do vibrador, é aplicada uma forte injeção de água através de orifícios localizados na sua ponta, resultando na expelição de lama para a superfície, gerando muita sujeira. Outros pontos negativos deste processo que contribuem para o seu desuso são possibilidade de contaminação do meio ambiente, consumo excessivo de água, demora na execução e alto custo.

Finalizada a execução das colunas granulares, a superfície do terreno é regularizada, conforme ilustra a Figura 17. Nesta etapa é necessária a execução de uma camada granular, com função de colchão drenante. O aterro de conquista pode ser aproveitado nesta etapa, desde que tenha sido executado com material compatível. É feita ainda a aplicação de uma camada de geogrelhas ou geotêxtil com elevada resistência à tração, para auxiliar no reforço, separação, drenagem superficial e distribuição dos esforços verticais para as colunas. Na sequência é realizada a recompressão da superfície que estará apta a receber os carregamentos.

Figura 17 - Esquema executivo colunas granulares *dry process*.

Fonte: Tecnogeo

Como solução para o reforço de solos muito moles, foram desenvolvidas as colunas granulares encamisadas com geossintéticos, técnica apresentada no próximo item.

2.4.2.2 Sequência Executiva - Colunas Granulares Encamisadas

Na técnica de colunas granulares encamisadas os materiais granulares não coesivos são envoltos e confinados em um geotêxtil com a finalidade de aumentar a resistência das colunas em solos muito moles. Esse tipo de coluna atua como elemento portante, semelhante à coluna convencional (coluna de brita), entretanto confere maior capacidade de suporte ao solo devido ao confinamento exercido pelo geossintético (ALBINO, 2019) (FERREIRA, 2016) (EBGEO; 2011).

O geotêxtil atua também como filtro e separação para evitar a colmatação e garantir a integridade do material granular de preenchimento. Além de exercer função de dreno vertical da água para a superfície, trata-se ainda de material confinante limitando a expansão lateral da coluna. Por esses motivos, essa técnica é especialmente indicada para solos muito moles com resistência não drenada a partir de 3 kPa ($S_u \geq 3\text{kPa}$) (HUESKER, s.d.) e (EBGEO, 2011).

A sequência executiva aqui apresentada é descrita por Huesker (2012), uma das empresas pioneiras no país na comercialização de geossintéticos para o confinamento das colunas granulares.

A etapa preliminar de execução de um aterro de conquista é análoga à das colunas granulares convencionais. Entretanto, nessa técnica um furo é aberto previamente no solo por meio de cravação por vibração de um tubo metálico com ponta fechada, que servirá de molde para a instalação do geossintético que abrigará o material granular (Figura 18). A cravação do tubo promove o deslocamento lateral do solo circundante, exercendo uma tensão de confinamento e promovendo uma compactação do solo, o que provoca o aumento da sua resistência.

Feita a cravação do tubo na profundidade pré-estabelecida em projeto, o geossintético é posicionado em seu interior e preso no seu topo. Sobre o geossintético é fixado um funil, por onde é despejado o material granular para o preenchimento da coluna. Feito o preenchimento, o funil é removido, o geossintético é despreendido do topo antes de dar início à retirada do tubo metálico do solo, através de movimento vibratório de forma ascendente, promovendo a compactação do material granular da coluna. Nesse processo, o peso da coluna faz com que a comporta da ponta do tubo se abra, facilitando sua remoção.

Figura 18 - Esquema executivo de colunas granulares encamisadas.



Fonte: Manual Ringtrac Huesker (s.d.)

As etapas de acabamento das colunas, regularização e compactação da superfície são idênticas às apresentadas no processo de colunas granulares tradicionais.

2.4.3 Solos Indicados e Limitações do Método

Conforme explicado anteriormente, a técnica de colunas de brita é especialmente indicada para solos finos e coesos, desde que sua rigidez não impeça a penetração do vibrador no solo.

Kirsch e Kirsch (2010) destacam que a sua execução requer solos com resistência não drenada mínima de 5kPa ($S_u \geq 5\text{kPa}$) para evitar expansão lateral excessiva da coluna, maior deformação e menor capacidade de carga do conjunto devido à baixa pressão de confinamento lateral nas colunas. Além disso, em termos econômicos, o tratamento de solos muito moles não é viável por causa de grande quantidade de material granular necessária, havendo praticamente uma substituição do solo natural. Nestes casos, opta-se por outras técnicas de melhoramento do solo, que incluem a técnica de colunas granulares com encamisamento.

Solos com baixo teor de umidade e resistência não drenada superior a 50kPa, também não são recomendados, por dificultarem a penetração da sonda. As colunas são executadas com profundidades que variam de 2 a 25 m, podendo atingir profundidades superiores a 50 m quando executadas com auxílio de guindastes. De forma resumida, a

Tabela 1 apresenta a aplicabilidade do método em solos coesivos finos, classificados conforme o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS).

Tabela 1 - Solos coesivos finos indicados para a técnica de colunas granulares

Tipo de Solo	S.U.C.S	Comentário sobre adequação para colunas granulares por vibro-substituição (VS).
Areias siltosas	SM	VS necessário e adequada para teor de silte >10%
Areias argilosas	SC	VS com pouco efeito de compactação geral, drenagem muito rápida após tratamento
Argilas inorgânicas (baixa plasticidade)	CL	$S_u \geq 5\text{KPa}$ recomendado para acima de 3 m, potenciais dificuldades para vibradores penetragem com $S_u > 50\text{ kPa}$ (condições muito rígidas)
Argilas inorgânicas (alta plasticidade)	CH	Igual ao CL, mas não adequado quando w_n muito próximo de w_L
Siltes e argilas com $w_L < 50$	ML	Necessário pré-furação quando seca
Siltes e argilas inorgânicas e orgânicas com $w_L < 50$ e alta plasticidade	MH CH OH PT	Solos em colapso não são adequados Solos em geral não ou apenas marginalmente tratáveis Espessura superior a 1m não é adequado

Fonte: Adaptado de Kirsch e Kirsch (2010)

2.4.4 Dimensionamento

Dada a carência de normas nacionais, o dimensionamento da técnica de colunas de brita convencionalmente baseia-se no conceito de célula unitária, tendo como referência publicações de autores consagrados da literatura e normas internacionais, com destaque para o relatório número FHWA/RD-83/026, publicado pelo Departamento de Transportes dos Estados Unidos, com autoria de Barksdale e Bachus (1983).

A Tabela 2 apresenta as variações de alguns parâmetros de dimensionamento das colunas propostas pela literatura.

Tabela 2 - Variações de parâmetros de dimensionamento de colunas granulares propostos pela literatura

Parâmetros	Variações recomendadas
Composição de argila mole passante na peneira 200	< 15% a 30%
S_u argila	$S_u \geq 5$ kPa
Diâmetro colunas (d_c)	$0,6 \leq d_c \leq 1,0$ m
Espaçamento entre colunas (s)	$1,5 \leq s \leq 3,0$ m
Comprimento colunas (H_c)	< 15m a 20m
Granulometria do material granular	≥ 20 e ≤ 75 mm
Ângulo de atrito do material granular (ϕ_{brita})	$36^\circ \leq \phi_{brita} \leq 45^\circ$

Fonte: Adaptado de Almeida e Marques (2010), Barksdale e Bachus (1983) e Kirsch e Kirsch (2010)

As colunas executadas em conjunto, abrangendo grandes áreas, devem ser distribuídas uniformemente em planta. Barksdale e Bachus (1983) explica que essa distribuição pode ser feita em malhas quadradas ou triangulares. Domingues (2006) complementa a possibilidade de distribuir colunas em malhas hexagonais, apesar de ser raramente utilizada devido à dificuldade de execução.

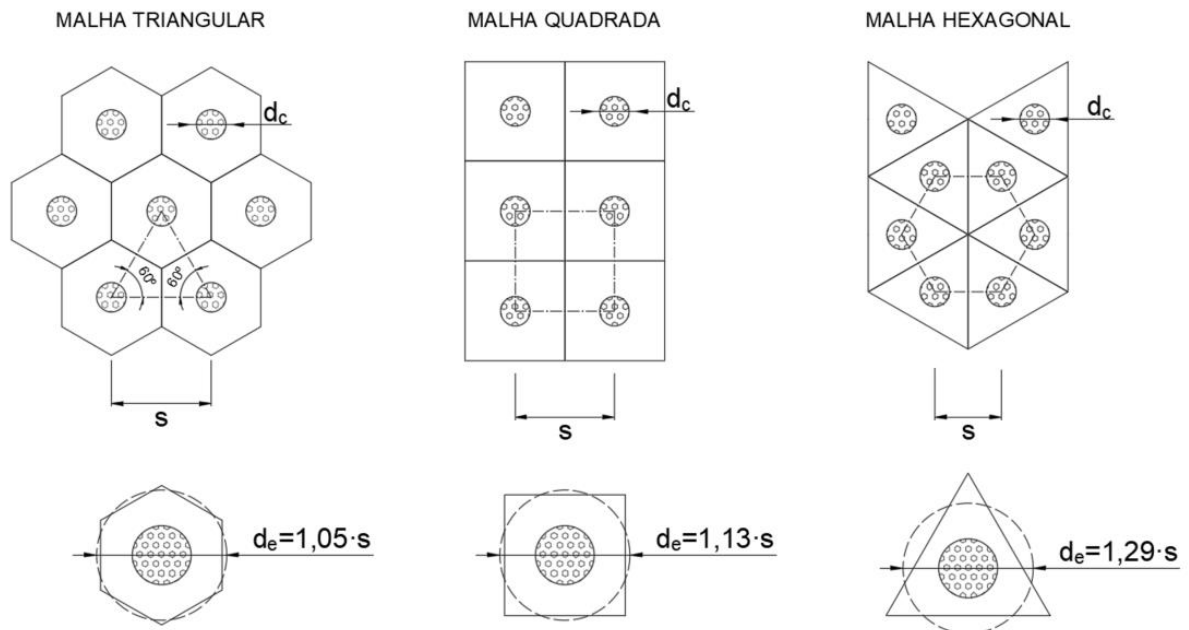
Cada coluna possui uma área de influência que extrapola o seu diâmetro (d_c). A determinação dessa área é feita através de uma simplificação, que considera um círculo circundante, cujo diâmetro equivalente (d_e) varia conforme a malha adotada e o espaçamento (s) entre as colunas. O d_e para malhas triangulares, quadradas e hexagonais é dado pelas Equações (13), (14) e (15), respectivamente. Os tipos de malha e as variáveis descritas são ilustrados na Figura 19.

$$d_e = 1,05 \cdot s \quad (13)$$

$$d_e = 1,13 \cdot s \quad (14)$$

$$d_e = 1,29 \cdot s \quad (15)$$

Figura 19 - Tipos de distribuição em planta das colunas de brita.



Fonte: Adaptado de Domingues (2006) e Barksdale e Bachus (1983)

Barksdale e Bachus (1983) explicam que a parcela de solo substituída pelas colunas tem grande influência no desempenho do solo melhorado. Considerando que a área do solo mole ao redor da coluna (A_s) é igual a diferença entre a área da célula unitária (A) e a área da coluna (A_c), calcula-se a razão de substituição do solo (a_s) por meio Equação (16)

$$a_s = \frac{A_s}{A} \quad (16)$$

Enquanto a razão de substituição das colunas (a_c), que diz respeito a área de influência da coluna no solo circundante, é determinada pela Equação (17) e se correlaciona com a razão de substituição do solo (a_s), que indica o efeito do volume de solo substituído pelas colunas, por meio da Equação (18).

$$a_c = \frac{A_c}{A} = c \cdot \left(\frac{d_e}{s}\right)^2 \quad (17)$$

$$a_c + a_s = 1 \quad (18)$$

O índice 'c' varia conforme o tipo de malha adotada, sendo igual a $\pi/4$ e $\pi/(2\sqrt{3})$, respectivamente para os casos de malha quadrangular e triangular.

A área da coluna (A_c) e da célula unitária (A) são determinadas por meio das Equações (19) e (20), respectivamente e dependem do diâmetro da coluna (d_c) e do diâmetro equivalente (d_e).

$$A_c = \pi \cdot \frac{d_c^2}{4} \quad (19)$$

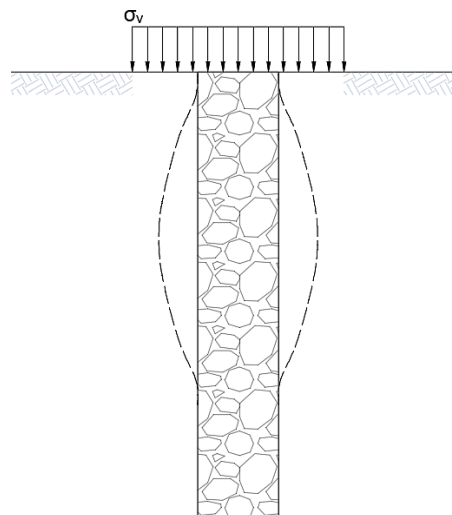
$$A = \pi \cdot \frac{d_e^2}{4} \quad (20)$$

A área de solo mole em torno da coluna (A_s) é dada pela Equação (21).

$$A_s = A - A_c \quad (21)$$

Embora seja calculado um diâmetro para as colunas, na prática, o diâmetro varia ao longo de seu comprimento. Domingues (2006) explica que isso se deve à variabilidade da resistência do solo ao longo da profundidade, permitindo a expansão lateral das colunas em alguns trechos de camadas de solo mais moles, que exercem menor confinamento sobre as colunas. Esse comportamento é denominado abaulamento e é ilustrado na Figura 20.

Figura 20 – Abaulamento colunas



Fonte: Adaptado de Barksdale e Bachus (1983)

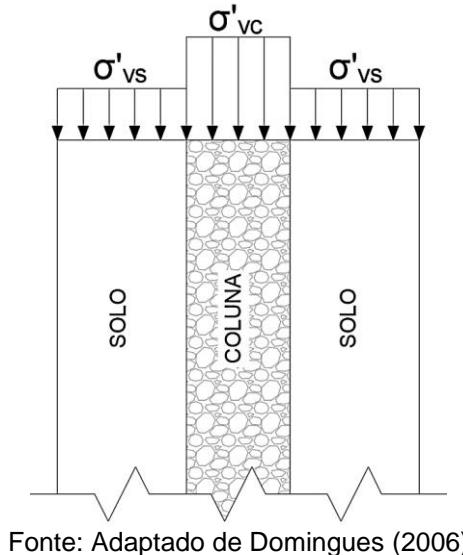
. A definição do diâmetro de projeto é, portanto, de suma importância no dimensionamento, de modo que são utilizados ábacos disponíveis na literatura para a sua determinação.

2.4.5 Fator de Concentração de Tensões

Segundo Barksdale e Bachus (1983), ao ser aplicada uma sobrecarga sobre o solo melhorado, uma parcela considerável de tensões concentra-se nas colunas, sendo a menor parcela de tensões transmitida para o solo, visto que as colunas apresentam maior rigidez (Figura 21).

A razão entre a tensão vertical efetiva atuante nas colunas (σ'_{vc}) e tensão vertical efetiva atuante no solo (σ'_{vs}) corresponde o fator de concentração de tensões (η) calculado pela Equação (22), considerando uma célula unitária. Ainda segundo os autores, dada a simetria de uma célula unitária, essa análise pode ser estendida a uma malha extensa e uniforme de colunas.

Figura 21 - Fator de concentração de tensões



$$\eta = \frac{\sigma'_{vc}}{\sigma'_{vs}} \quad (22)$$

Almeida e Marques (2010) destacam que fator de concentração de tensões (η) se correlaciona com o módulo de elasticidade da coluna (E_c) e o módulo de elasticidade do solo (E_s), por meio da Equação (23). Segundo Bachus (1983), Almeida

e Marques, 2010), para a relação $E_c/E_s = 20$, valor máximo recomendado para mobilização *in situ*, obtém-se $\eta = 5$, sendo os valores de η recomendados para colunas granulares situados no intervalo de 2 a 5.

$$\eta = 1 + 0,217 \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 1 \right) \quad (23)$$

2.4.6 Fator de Redução de Recalques

A constatação da melhoria provocada pela incorporação das colunas de brita ao solo mole se dá principalmente a partir da verificação da redução dos deslocamentos e do tempo total de adensamento do solo.

Para tanto, geralmente é adotado nos métodos de previsão de recalque dos solos melhorados pela técnica o fator de redução de recalques (β). Este fator é adimensional e analisa o desempenho do solo melhorado relacionando o recalque do solo natural (ρ_{SSM}) ao recalque do solo melhorado (ρ_{SM}), conforme apresentado pela Equação (24).

$$\beta = \frac{\rho_{SSM}}{\rho_{SM}} \quad (24)$$

Os procedimentos utilizados para a determinação desses recalques são apresentados nos itens seguintes.

2.4.6.1 Recalque do Solo Sem Melhoramento e a sua Evolução Temporal

O recalque por adensamento primário de uma massa de solo saturado corresponde ao deslocamento vertical, resultado da expulsão de água pelos vazios do solo devido à aplicação de um carregamento externo. Sabendo que sua amplitude é muito superior aos recalques inicial e secundário e que apresentam valores desprezíveis comparados ao recalque por adensamento primário, apenas este será considerado nos cálculos que seguem.

A estimativa do recalque por adensamento primário de um solo sem melhoramento (ρ_{SSM}) é feita com base na história de tensões do solo. Para solos

normalmente adensados, o seu valor é calculado a partir da Equação (25), conhecidos o índice de compressão (c_c), o índice de vazios inicial (e_0), a espessura inicial da camada de argila (H_0) e as tensões verticais efetivas inicial (σ'_{v0}) e final (σ'_{vf}). Sendo a tensão efetiva final dada pela tensão efetiva inicial acrescida da variação de tensão vertical devido a carga do aterro ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v$).

$$\rho_{SSM} = \frac{H_0 \cdot c_c}{1 + e_0} \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}}\right) \quad (25)$$

Para solos pré-adensados é necessário analisar a relação entre a tensão vertical efetiva final (atuante = σ'_{vf}) e a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}). Caso a tensão efetiva atuante (σ'_{vf}) seja maior que a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), o recalque por adensamento primário é dado pela Equação (26), caso contrário, a Equação (27) deve ser utilizada. Sendo c_r o índice de recompressão e e_0 o índice de vazios inicial do solo.

$$\rho_{SSM} = \frac{H_0}{1 + e_0} \cdot \left[c_r \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}}\right) + c_c \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}}\right) \right] \quad (26)$$

$$\rho_{SSM} = \frac{H_0 \cdot c_r}{1 + e_0} \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}}\right) \quad (27)$$

Segundo Almeida e Marques (2010), o acréscimo de tensão devido à carga do aterro ($\Delta\sigma'_v$) é estimado por meio da Equação (28), onde γ_{aterro} trata-se do peso específico do aterro, h_{aterro} é a sua espessura e I é o fator de influência que depende da geometria do problema e pode ser obtido através de ábacos disponíveis na literatura. Ainda segundo o autor, para aterros infinitos, isto é, aterros largos em relação à profundidade da camada de argila, o fator I é igual a 0,5. Esse valor foi extraído do Ábaco de Osterberg.

$$\Delta\sigma'_v = I \cdot (\gamma_{aterro} \cdot h_{aterro}) \quad (28)$$

Além do cálculo da magnitude de recalque, é de suma importância a determinação da sua variação temporal, que é estimada pela Teoria do Adensamento Unidimensional de Terzaghi, conforme descrevem os autores Almeida e Marques (2010), Pinto (2000) e Massad (2010).

A variação do recalque $\Delta\rho(t)$ ao longo do tempo (t) é determinada pela Equação (29), em função do recalque por adensamento primário (ρ) e porcentagem média de adensamento vertical U_v no referido tempo.

$$\Delta\rho(t) = U_v \cdot \rho \quad (29)$$

A porcentagem média de adensamento (U_v) leva em conta a dissipação do excesso de poropressão e varia em função do fator tempo T_v . A sua estimativa pode ser feita por meio das Equações empíricas (30) e (31), aplicáveis a carregamentos usuais, ou ainda através de ábacos e tabelas disponíveis na literatura.

$$T_v = \left(\frac{\pi}{4}\right) \cdot U^2 \rightarrow \text{Válida para } U_v \leq 60\%. \quad (30)$$

$$T_v = -0,933 \cdot \log(1 - U) - 0,085 \rightarrow \text{Válida para } U_v > 60\%. \quad (31)$$

Por fim, o fator tempo é determinado a partir da Equação (32), em função do coeficiente de adensamento vertical (c_v), do tempo e da distância de drenagem (h_d). Tal distância é considerada igual à metade da espessura da camada de argila quando está é prensada entre duas camadas drenantes ($h_d = \frac{H_0}{2}$), e igual à espessura da camada, quando essa se encontra entre uma camada drenante e outra impermeável ($h_d = H_0$).

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{h_d^2} \quad (32)$$

2.4.6.2 Previsão de Recalque no Solo Melhorado e a sua Evolução Temporal

Almeida e Marques (2010) explicam que o recalque do solo sem melhoramento (SMM) pode ser expresso também em função do coeficiente de

compressibilidade (m_v), que é inverso ao módulo edométrico (E_{oed}). A Equação (33) fornece o mesmo valor de recalque que a Equação (25) apresentada no item anterior.

$$\rho_{SSM} = H_0 \cdot m_v \cdot \Delta\sigma_v = H_0 \cdot \frac{1}{E_{oed}} \cdot \Delta\sigma_v \quad (33)$$

Se admitido, de forma simplificada, que o recalque do conjunto solo-coluna ocorre apenas em função do solo mole, a Equação (34) pode ser então utilizada para estimar o recalque do conjunto, sendo $\Delta\sigma'_{vs}$ referente ao acréscimo de tensão vertical no solo mole.

$$\rho_{SM} = H_0 \cdot m_v \cdot \Delta\sigma'_{vs} \quad (34)$$

Dividindo a Equação (33) pela Equação (34), seguida das devidas manipulações, obtém-se Equação (35) que relaciona o fator de redução de recalque (β) com o fator de concentração de tensões (η).

$$\beta = 1 + (\eta - 1) \cdot a_c \quad (35)$$

Vários autores desenvolveram equações para analisar o fator de redução de recalque β . Será apresentado a seguir somente o método de Priebe (1995) devido à sua larga aceitação e utilização na comunidade geotécnica.

O primeiro método de Priebe foi apresentado em 1976, e depois de sofrer adaptações ao longo dos anos, o autor propôs em 1995 uma versão aprimorada do método que vem sendo utilizada até os dias atuais. O processo elaborado por Priebe (1995) se baseia no conceito de célula unitária, em que uma unidade de célula de área A possui apenas uma coluna de área A_c rodeada por solos moles. Além disso, são assumidas as seguintes hipóteses:

- A coluna é assente em uma camada rígida;
- O material da coluna é incompressível;
- O solo circundante é homogêneo e elástico;
- A densidade aparente da coluna e do solo são desprezadas;

- As deformações no solo e na coluna são equivalentes;
- É impossível o rompimento da coluna na ponta e, portanto, qualquer recalque do conjunto resulta em abaulamento da coluna que se mantém constante ao longo de todo o seu comprimento.

A expressão genérica proposta por Priebe (1995) para calcular o valor do fator de redução de recalque β é dada pela Equação (36).

$$\beta = 1 + a_c \cdot \left(\frac{0,5 + f}{K_{ac} \cdot f} - 1 \right) \quad (36)$$

O fator f depende do coeficiente de Poisson (ν) e da razão de substituição (a_c), como expressa a Equação (37).

$$f = \frac{(1 - \nu) \cdot (1 - a_c)}{1 - 2 \cdot \nu + a_c} \quad (37)$$

Considerando o coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,33, valor adequado para representar o estado de vários tipos de solos no final de adensamento, a expressão genérica de Priebe (1995) é simplificada na forma Equação (38).

$$\beta = 1 + a_c \cdot \left[\frac{(5 - a_c)}{4 \cdot K_{ac} \cdot (1 - a_c)} - 1 \right] \quad (38)$$

Em que K_{ac} é o coeficiente do empuxo ativo, dependente do ângulo de atrito do material granular da coluna (ϕ_c) e expresso pela Equação (39).

$$K_{ac} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_c}{2} \right) \quad (39)$$

O método de Priebe (1995) apresenta ainda ábacos e equações que levam em consideração outros parâmetros das colunas. Entretanto, dadas as simplificações consideradas nos métodos analíticos, a modelagem numérica, segundo Almeida e Marques (2010), tem apresentado resultados mais realistas.

Com relação à análise da evolução temporal de recalque em solos melhorados, há na literatura várias abordagens analíticas que podem ser agrupadas em duas categorias.

A primeira engloba métodos mais simplificados, que utilizam o conceito de equivalência para determinar os parâmetros médios do solo melhorado, com base nos parâmetros geométricos e geotécnicos do solo e da coluna. Em seguida, aplicam-se esses parâmetros médios nas expressões formuladas para solos sem melhoramento - já apresentadas nos itens anteriores - para avaliar a evolução temporal de recalque.

A segunda categoria envolve métodos mais complexos, que levam em consideração a drenagem radial (horizontal) devido à presença da coluna. Dentre esses métodos, o de Han e Ye (2002) é bastante utilizado para estimar o tempo necessário para a estabilização de aterros assentes sobre colunas granulares.

De forma resumida, Pires (2017) apresenta os principais passos do método de Han e Ye (2002), cujas hipóteses são as seguintes:

- Não ocorre fluxo vertical no solo mole circundante;
- Cada coluna de brita tem uma zona de influência circular e as colunas estão totalmente saturadas;
- A coluna de brita e o solo circundante se deformam apenas verticalmente e as deformações verticais de ambos são iguais em qualquer profundidade;
- Os coeficientes de compressibilidade da região amolgada e do solo não perturbado são iguais;
- O carregamento é aplicado instantaneamente e mantido constante durante o adensamento;
- As tensões verticais totais dentro da coluna de brita e do solo circundante são, respectivamente, constantes e uniformes;
- O excesso de poropressão dentro da coluna de brita é constante e uniforme ao longo do raio da coluna.

A primeira etapa do cálculo consiste na determinação do coeficiente de adensamento horizontal modificado (c_{hm}) por meio da Equação (40).

$$c_{hm} = c_h \cdot \left(1 + \eta \cdot \frac{1}{N^2 - 1} \right) \quad (40)$$

Onde:

c_{hm} é o coeficiente de adensamento horizontal modificado;

c_h é o coeficiente de adensamento horizontal do solo natural;

η é o fator de concentração de tensões;

N é a razão entre o diâmetro de influência da coluna (d_e) e o diâmetro da coluna (d_c), dada pela Equação (41).

$$N = \frac{d_e}{d_c} \quad (41)$$

De posse do coeficiente de adensamento modificado é possível a determinação do fator tempo modificado (T_{hm}), expresso pela Equação (42), em que t é o tempo de estabilização dos recalques.

$$T_{hm} = \frac{c_{hm} \cdot t}{d_e^2} \quad (42)$$

Por fim, é feita a determinação da porcentagem de adensamento radial (U_h), por meio da Equação (43). A função de adensamento (F'_m) é calculada pela Equação (44).

A ausência da porcentagem do adensamento vertical foi enfatizada por Pires (2017), que afirma que o método não leva em conta a drenagem vertical, devido ao maior comprimento do fluxo vertical quando comparado ao fluxo radial.

$$U_h = 1 - e^{-\frac{8 \cdot T_{hm}}{F'_m}} \quad (43)$$

$$F'_m = \frac{N^2}{N^2-1} \cdot \left(\ln \frac{N}{S} + \frac{k_h}{k_s} \cdot \ln S - \frac{3}{4} \right) + \frac{S^2}{N^2-1} \cdot \left(1 - \frac{k_h}{k_s} \right) \cdot \left(1 - \frac{S^2}{4 \cdot N^2} \right) + \frac{k_h}{k_s} \cdot \frac{1}{N^2-1} \cdot \left(1 - \frac{1}{4 \cdot N^2} \right) + \frac{32}{\pi^2} \cdot \left(\frac{k_h}{k_c} \right) \cdot \left(\frac{H_0}{d_c} \right)^2 \quad (44)$$

Em que:

F'_m é a função de adensamento;

k_h é o coeficiente de permeabilidade horizontal do solo;

k_s é o coeficiente de permeabilidade do solo na zona amolgada;

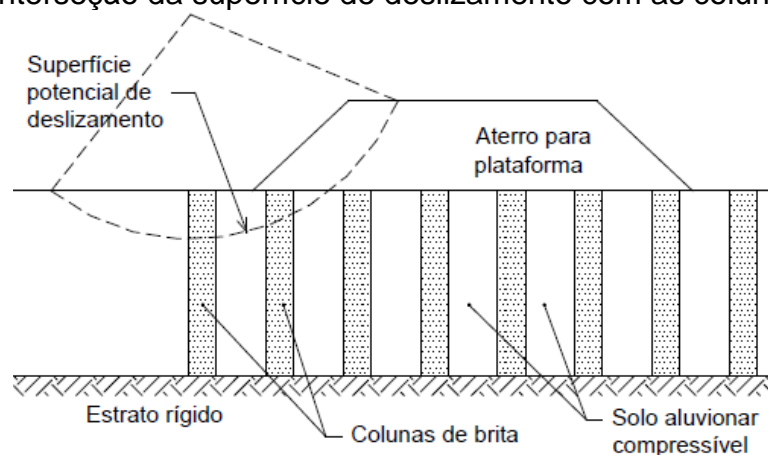
S é a razão entre o diâmetro da zona amolgada (d_s) e o da coluna (d_c);
 k_h/k_s é a razão entre a permeabilidade do solo mole e a do solo amolgado;
 H_0 = espessura da camada de solo mole;
 k_c é o coeficiente de permeabilidade do material da coluna.

2.4.7 Considerações Sobre a Técnica de Colunas Granulares

A técnica de colunas granulares é uma das mais utilizadas para o reforço de espessas camadas de solos moles. O objetivo da técnica não se limita somente na melhoria da capacidade de carga do solo da fundação, mas também visa a redução do recalque e aceleração do adensamento.

Segundo Domingues (2006), a execução de colunas em solos moles é responsável pelo aumento da estabilidade de aterros executados sobre estes, uma vez que as superfícies de deslizamento interceptam as colunas (Figura 22), elementos mais rígidos e com características mecânicas superiores em relação ao solo natural.

Figura 22 - Interseção da superfície de deslizamento com as colunas granulares



Fonte: Domingues (2006)

De acordo com Kirsch e Kirsch (2010), as colunas podem suportar individualmente entre 200kN e 500kN de carga, dependendo do material de enchimento utilizado e os parâmetros geométricos adotados. Dessa forma, a técnica tem sido cada vez mais atrativa em diversos tipos de obra, sendo comum seu uso na implantação de rodovias, ferrovias, cabeceira de pontes, obras portuárias, aeroportos, base para fundações diretas e em obras de aterros de resíduos sólidos.

As colunas granulares podem ser executadas em solos moles e estratificados e sua execução dispensa a utilização de aterro provisório. Além disso, a técnica se trata de um processo rápido, de curto prazo, comparado a outras técnicas de melhoramento, permitindo o carregamento imediato e construção de estruturas em curto espaço de tempo. É também considerada um processo ecologicamente correto, uma vez que os materiais granulares são naturais e inertes e sua execução pode gerar pouco ou nenhum resíduo.

Em termos construtivos e financeiros, Domingues (2006) acrescenta que a técnica não envolve grandes vibrações ou produção de ruídos quando comparada a outros métodos. Em contrapartida, demanda alto investimento financeiro, utilização de equipamentos caros e robustos e emprego de mão de obra especializada.

3 METODOLOGIA CIENTÍFICA

O presente trabalho consiste na análise do desempenho de um aterro de grande extensão executado sobre solo mole reforçado com colunas de brita. Essa análise é realizada essencialmente por meio de modelagem numérica no *software* comercial *Abaqus* de Elementos Finitos. Ademais, ela contempla também a abordagem paramétrica para avaliar as influências dos parâmetros no comportamento do aterro, além da abordagem analítica que visa confrontar os resultados numéricos.

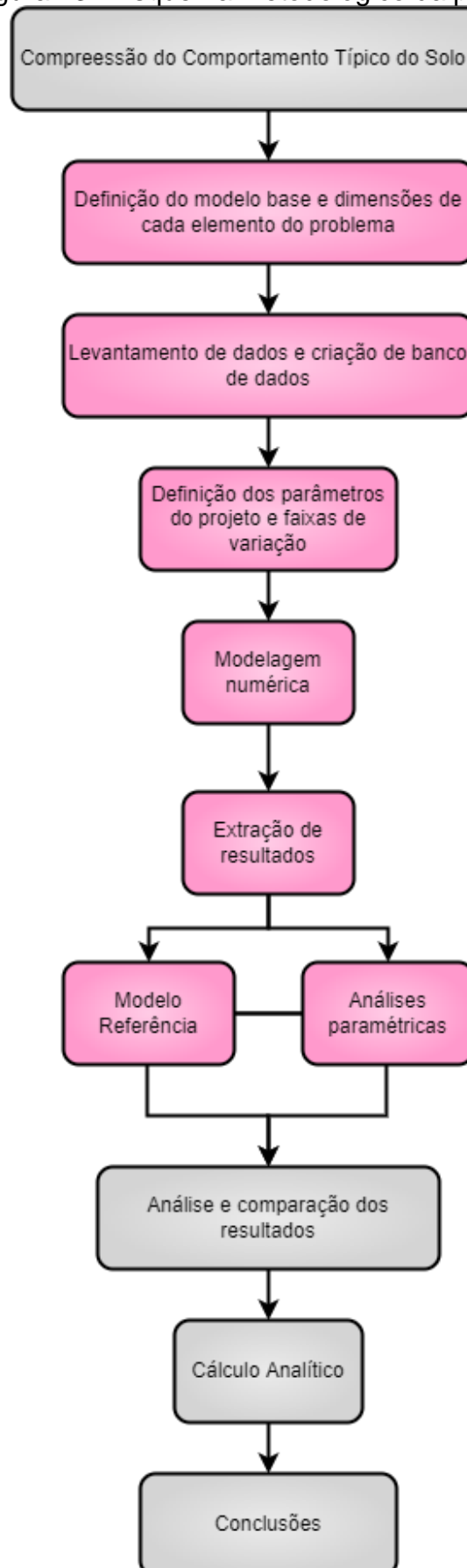
Em síntese, esse capítulo consiste na descrição da metodologia empregada na realização da análise citada, a fim de se atingir os objetivos do trabalho. Serão apresentadas as considerações adotadas, o modelo do problema em análise, os parâmetros geométricos e geotécnicos, as etapas de modelagem, além das condições de contorno inseridas no *software* com o intuito de tornar a modelagem o mais fiel possível a um problema real. Também foram descritas as análises paramétricas realizadas.

Complementarmente é descrito o cálculo analítico realizado, que consistiu na determinação dos parâmetros de colunas β (fator de redução de recalque) e η (fator de concentração de tensões), por meio das equações apresentadas na fundamentação teórica do presente trabalho.

Além das modelagens descritas neste capítulo realizou-se também a modelagem de um solo sem melhoramento (solo natural) para possibilitar a comparação de resultados. Nessa modelagem foram utilizados os mesmos parâmetros geotécnicos, geométricos, condições de contorno e modelo constitutivo da modelagem referência, descrita mais adiante.

A sumarização das etapas da pesquisa é esquematizada na Figura 23, com destaque para aquelas concernentes à metodologia científica.

Figura 23 - Esquema metodológico da pesquisa

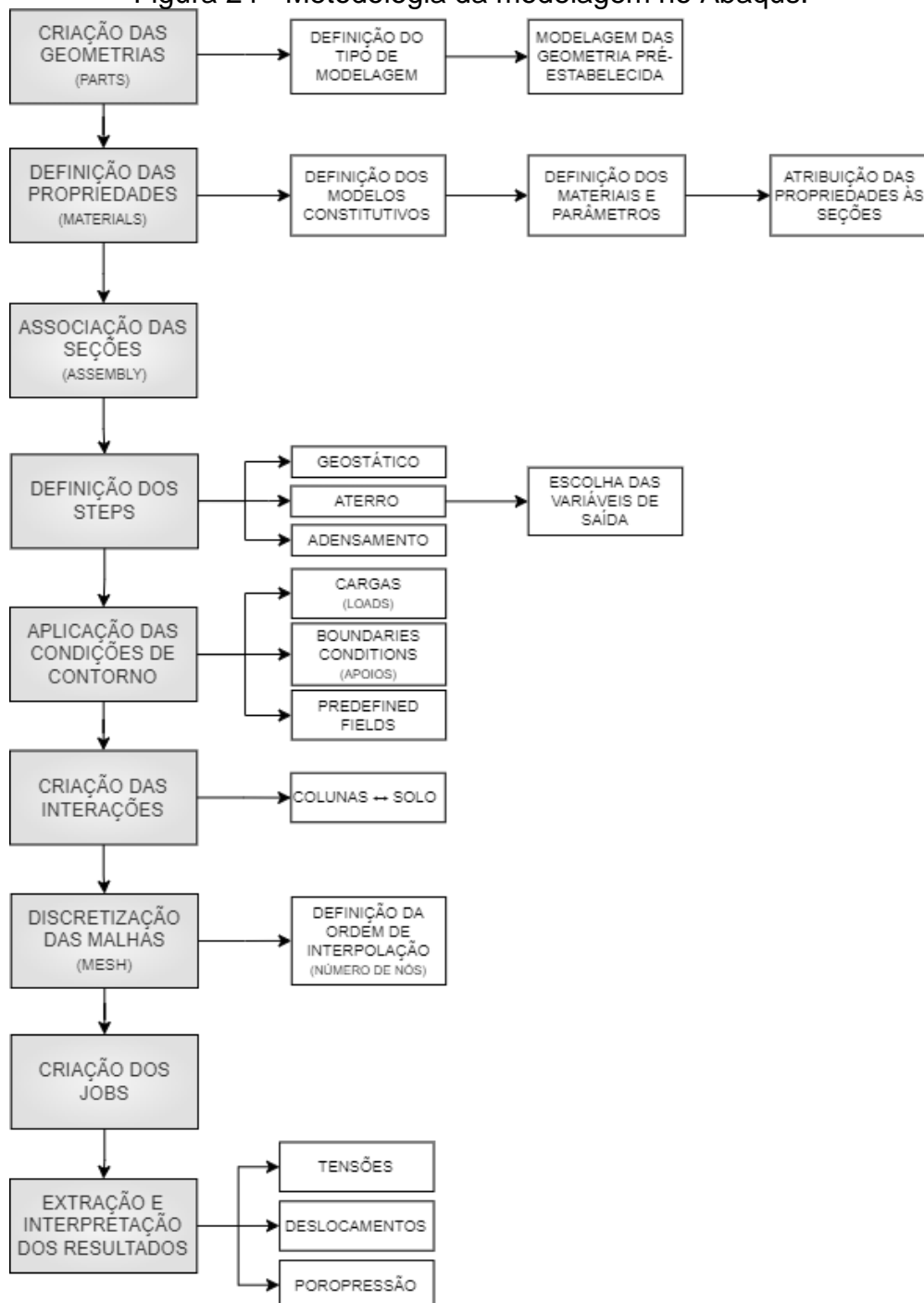


Fonte: Autora

3.1 MODELAGEM NO SOFTWARE

Para a modelagem numérica foi utilizado o *software Abaqus*, cujo funcionamento foi explicado no item 2.3.1 da fundamentação teórica. A modelagem no programa seguiu etapas apresentadas no diagrama da Figura 24 e descritas nos tópicos seguintes.

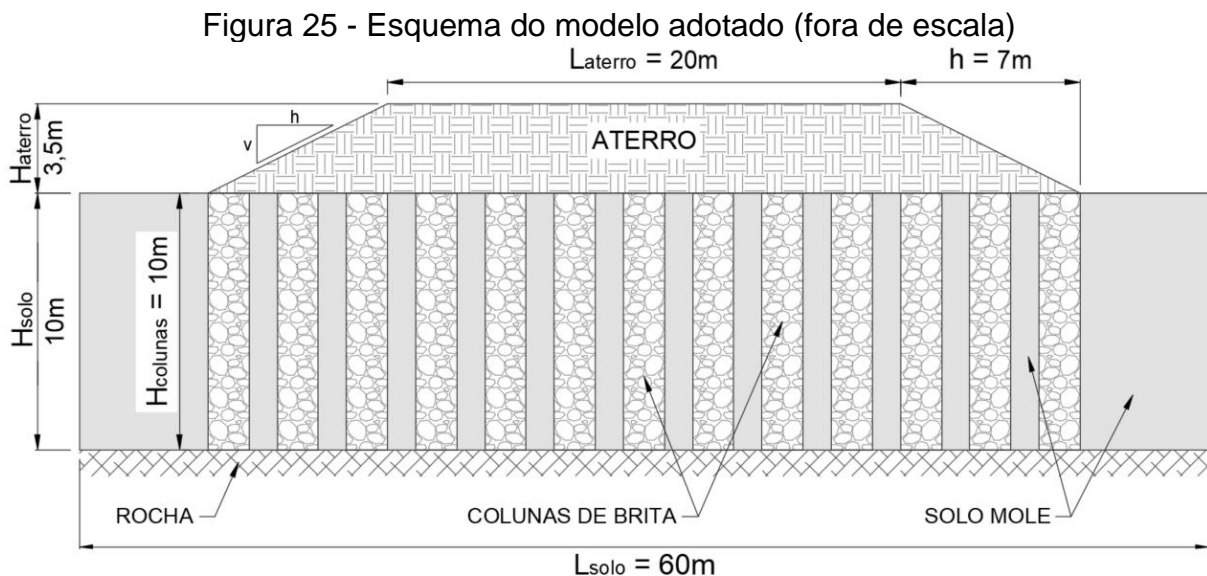
Figura 24 - Metodologia da modelagem no Abaqus.



Fonte: Autora

3.1.1 Definição do Modelo Base e Criação das Geometrias

Para a modelagem, foi estabelecido um modelo hipotético, denominado modelo base, com as características geométricas similares às de aterros reais sobre solos moles. A configuração geométrica do modelo, ilustrada na Figura 25, consiste em uma camada de solo mole com 10 m de profundidade e 60 m de largura, submetido a uma sobrecarga de um aterro de 3,5 m de altura, 20 m de largura e inclinação do talude de 1:2. Adjacente à camada de solo mole está um estrato rígido e impermeável. As colunas granulares também possuem 10 m de profundidade e são executadas em malha quadrada por meio da técnica tradicional, isto é, sem encamisamento com geossintético.



Fonte: Autora

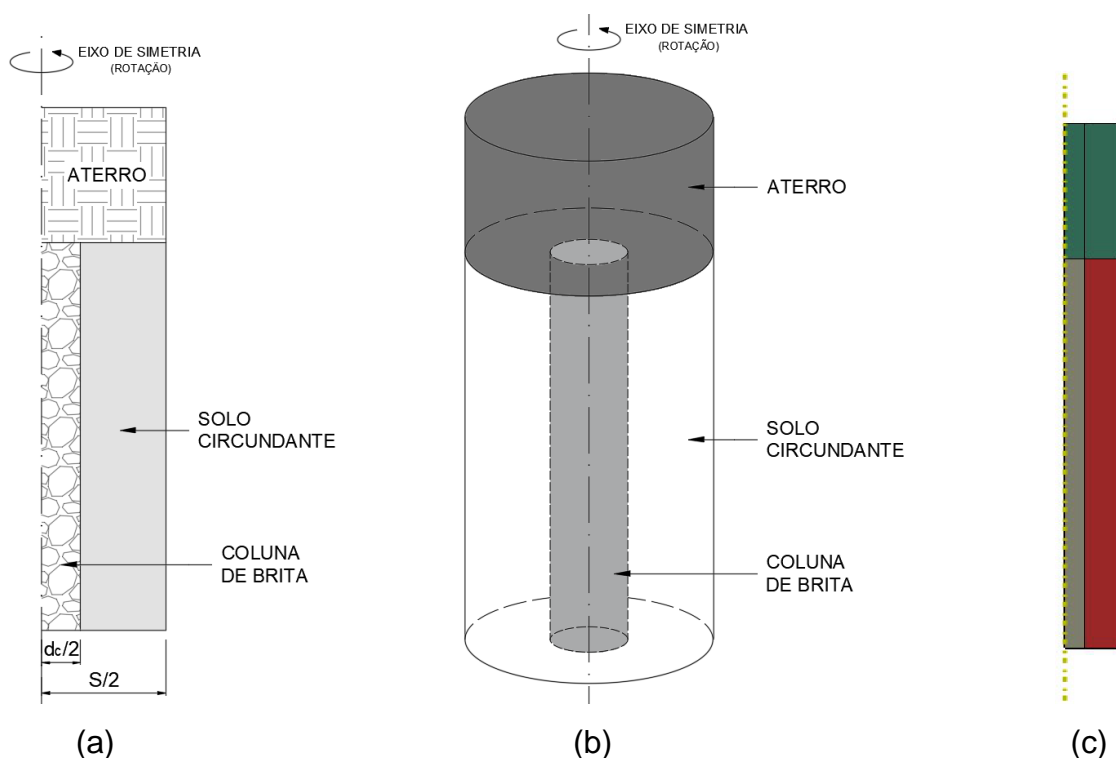
Não foram consideradas geogrelhas na interseção entre o aterro e as colunas, uma vez que o objetivo preliminar do estudo é identificar a influência das colunas granulares no comportamento do solo. Entretanto, este material é amplamente utilizado na prática para garantir a perfeita estabilidade global do aterro e a transferência das cargas, além de minimizar os recalques.

3.1.2 Definição do Tipo de Modelagem

A definição da geometria do modelo é baseada no tipo de modelagem a ser adotada. Foram consideradas duas abordagens distintas: bidimensional com o estado de deformação plana e bidimensional axissimétrica. Ambas as abordagens visam modelar, de forma simplificada, o problema tridimensional em um espaço bidimensional.

A modelagem bidimensional axissimétrica utiliza como referência o conceito de célula unitária, que consiste no estudo isolado de um sistema composto por uma coluna, o solo envolvente e uma porção de aterro sobre ambos. O problema real é composto por um conjunto de células unitárias. Dada a simetria das colunas em relação ao eixo vertical, é possível simplificar a modelagem executando apenas metade da geometria em torno de um eixo vertical axissimétrico (Figura 26 - a). Deste modo, é formada uma superfície de revolução cilíndrica em torno do eixo com a geometria criada, constituindo uma célula unitária, conforme ilustrado na Figura 26 (b).

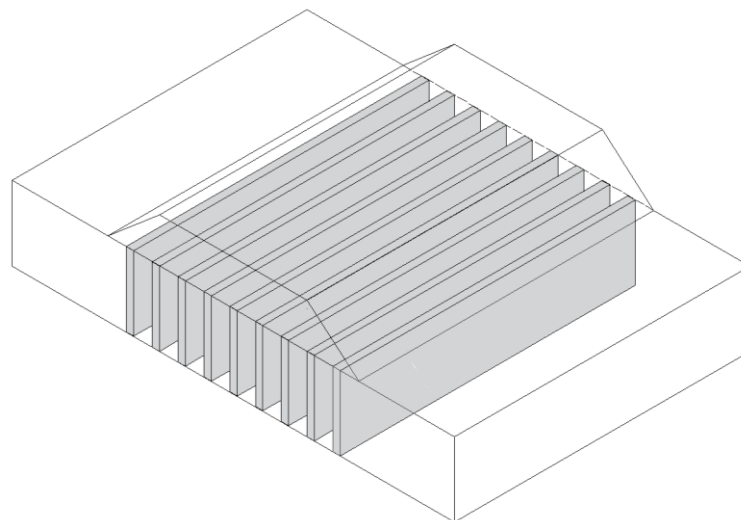
Figura 26 - Esquema célula unitária a) Corte no eixo b) Em revolução e c) Modelada no Abaqus



Fonte: Autora

A modelagem bidimensional com deformação plana também leva em conta a simetria do modelo que, neste caso, ocorre na metade da extensão do aterro. Essa abordagem foi feita baseada na simplificação proposta por Van Impe e De Beer (1981). Na deformação plana, é subentendido que o problema abordado compreende um corpo de grande extensão na direção Z, de modo que as deformações fiquem concentradas no plano XY. Portanto, na geometria do problema, nesse tipo de modelagem, as colunas seriam contínuas, conforme ilustrado na Figura 27, situação que diverge da realidade. Em função disso, faz-se necessária uma correção. Van Impe e De Beer (1981) propõem a suposição de tratar as colunas como paredes delgadas de espessura d_f , determinada com base na Equação (45).

Figura 27 - Representação tridimensional do modelo no estado de deformação plana bidimensional.



Fonte: Adaptado de Van Impe e De Beer (1981)

$$d_f = \frac{\pi \cdot d_c^2}{4 \cdot s^2} \quad (45)$$

Conhecidas a espessura da parede (d_f) e a distância entre os eixos das colunas (s), α pode ser calculado a partir da Equação (46).

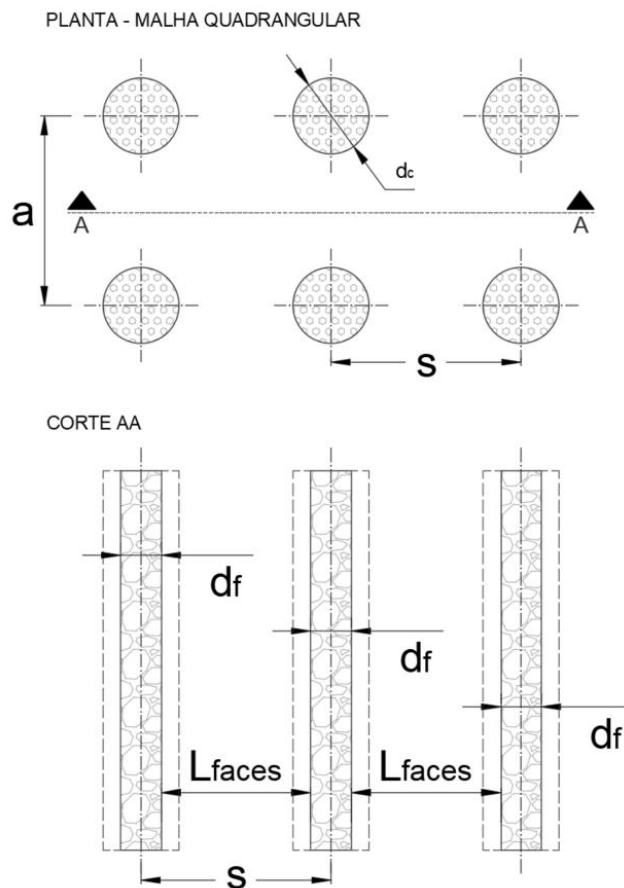
$$d_f = \alpha \cdot s \quad (46)$$

A distância entre as faces das paredes é denominada L_{faces} e dada pela Equação (47).

$$L_{faces} = (1 - \alpha) \cdot s \tag{47}$$

Ressalta-se que a simplificação proposta pelos autores e ilustrada na Figura 28 trata de uma transformação da modelagem 3D para um estado de deformação plana e é válida apenas para malhas quadradas.

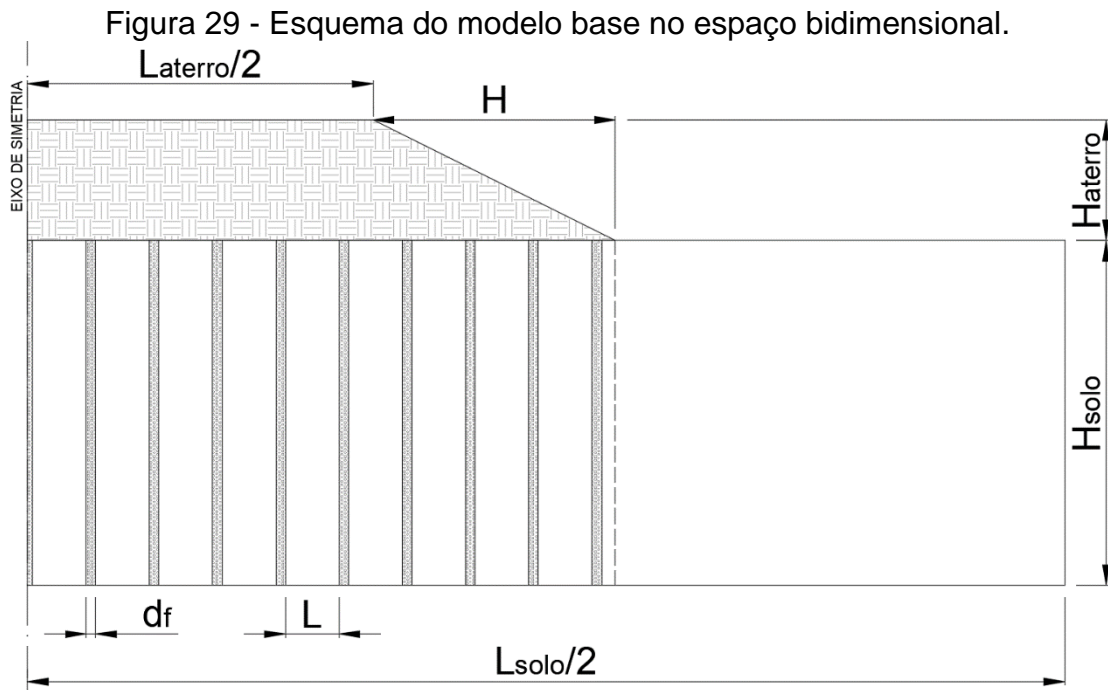
Figura 28 - Simplificação de modelagem 3D para deformação plana.



Fonte: Adaptado de Van Impe e De Beer (1981)

Baseando-se na simplificação explicada acima, é feita então a modelagem da metade do conjunto, conforme ilustrado na Figura 29, em que $L_{aterro}/2$ corresponde à metade da largura do topo do aterro (10 m), H corresponde a largura da inclinação do aterro (7 m). H_{aterro} trata da altura do aterro (3,5 m) H_{solo} e L_{solo} fazem referência a

profundidade e largura da camada de solo analisada, respectivamente. L é o espaçamento entre faces de colunas e d_f é a espessura da “parede”.



Fonte: Autora

No item 3.2, serão apresentados, para cada análise realizada, os valores da espessura da parede (d_f), do espaçamento entre as faces das paredes (L_{faces}) e do fator α obtidos a partir das Equações (45) a (47).

3.1.2.1 Modelos Constitutivos e Parâmetros Geotécnicos

Para a realização do modelo foram feitas as seguintes considerações: o aterro é composto de material granular, o solo é constituído de uma espessa camada de argila mole parcialmente adensada assente sobre rocha rígida e impermeável e as colunas são preenchidas por britas sem confinamento com geossintético.

A definição das propriedades de cada seção no Abaqus consiste em especificar os modelos constitutivos e os parâmetros geotécnicos que melhor descrevem os comportamentos dos materiais que fazem parte do modelo. Levando isso em consideração, foram adotados modelos constitutivos distintos para o solo, aterro e colunas. O solo apresenta comportamento elastoplástico e trata-se de um material argiloso. Portanto, para ele foi empregado o modelo de *Clay Plasticity*,

enquanto para o aterro e colunas, por se tratar de materiais granulares, foi adotado o modelo de Mohr-Coloumb.

Conforme explicado na fundamentação teórica, cada modelo constitutivo possui parâmetros específicos. Portanto, os parâmetros geotécnicos utilizados em cada um dos materiais e as suas faixas de valores foram obtidos de materiais bibliográficos extraídos da literatura.

Primeiramente, esses materiais foram organizados em um banco de dados, a partir do qual foram selecionadas oito referências mais pertinentes ao estudo: Han e Gabr (2002), Keykhosropur et al. (2012), Khabbazian et al. (2009), Elsayy (2013), Alkhorshid et al. (2021), Yapage et al. (2015), Fang (2006), Almeida et al. (2013).

De posse dos dados das referências citadas foram obtidas faixas de variação para os parâmetros de interesse. Desta faixa de variação foram extraídos os valores referência utilizados no trabalho. As Tabela 3, Tabela 4 e Tabela 5 apresentam os valores de referência e a faixa de variação dos parâmetros geotécnicos do aterro, das colunas granulares e da argila, respectivamente.

Tabela 3 - Parâmetros geotécnicos do aterro.

ATERRO (Material Granular)			
	Parâmetros Geotécnicos	Referência	Faixa de Variação
Densidade	Peso específico (γ_{aterro})	20 kN/m ³	18 - 22
Elasticidade	Módulo de Young (E_{aterro})	1 MPa	0,5 - 80
	Módulo de Poisson (ν_{aterro})	0,3	0,3 - 0,35
Plasticidade	Ângulo de atrito (ϕ_{aterro})	30°	25 - 40
	Ângulo de dilatância (Ψ_{aterro})	10°	0 - 10
	Coefficiente de empuxo no repouso ($1-\text{sen}\phi$) ($K_{0;\text{aterro}}$)	0,50	
Permeabilidade	Coefficiente de permeabilidade (k_{aterro})	0,01 m/s	
	Índice de vazios ($e_{0;\text{aterro}}$)	0,65	

Fonte: Autora

Tabela 4 - Parâmetros geotécnicos das colunas de brita.

COLUNAS (Material Granular - Brita)			
	Parâmetros Geotécnicos	Referência	Faixa de Variação
Densidade	Peso específico ($\gamma_{colunas}$)	20 kN/m ³	19 - 23
Elasticidade	Módulo de Young ($E_{colunas}$)	30 MPa	14 - 40
	Módulo de Poisson ($\nu_{colunas}$)	0,3	0,2 - 0,35
Plasticidade	Ângulo de atrito ($\phi_{colunas}$)	43°	33 - 45
	Ângulo de dilatância ($\Psi_{colunas}$)	5°	2,5 - 10
	Coesão ($c_{colunas}$)	1 kN/m ²	0 - 1
Permeabilidade	Coefficiente de permeabilidade ($k_{colunas}$)	1E-05 m/s	
	Índice de vazios ($e_{0;colunas}$)	0,72	
	Coefficiente de empuxo no repouso ($1-\text{sen}\phi$) ($K_{0;colunas}$)	0,318	

Fonte: Autora

Tabela 5 - Parâmetros geotécnicos da argila.

SOLO (Argila Mole PA)			
	Parâmetros Geotécnicos	Referência	Faixa de Variação
Densidade	Peso específico (γ_{solo})	15 kN/m ²	14 - 18
Elasticidade	Coefficiente da reta de recompressão isotrópica (K_{solo})	0,05	0,03 - 0,09
	Módulo de Poisson (ν_{solo})	0,33	
	Inclinação da LEC (M_{solo})	1	0,85 - 1,2
Plasticidade	OCR (p'/σ'_{v0})	1,5	
	Constante de forma da superfície (ramo úmido) (β_{solo})	1	
	Taxa de fluxo de tensão (K_{solo})	1	
	Índice de vazios ($e_{0;solo}$)	1,2	1 - 2
Permeabilidade	Coefficiente da reta de compressão isotrópica (λ_{solo})	0,2	0,11 - 0,5
	Coefficiente de permeabilidade (K_{solo})	2,5E-08 m/s	

Fonte: Autora

3.1.3 Sequências da Simulação (Definição dos Steps)

O *software* Abaqus analisa o problema a partir de uma sequência de etapas pré-definidas pelo usuário. Para tanto, foram criadas três etapas, com o intuito de reproduzir a sequência de um problema real: Geostática, Aterro e Adensamento.

Na etapa geostática, são gerados os estados iniciais de tensão atuantes no solo e nas colunas, além de definidos os índices de vazios e poropressão iniciais. A propósito, a etapa geostática visa representar o solo em seu estado natural. Para a modelagem, assumiu-se que as tensões iniciais tanto do solo como das colunas foram geradas simultaneamente nessa etapa, permitindo a instalação de colunas sem a alteração do comportamento do solo ao redor. Suposição análoga é feita nas abordagens analíticas que também não levam em conta o processo executivo das colunas.

O peso específico efetivo das colunas e do solo foram inseridos utilizando-se a opção "*body force*". Com esse dado o *software* gera as tensões iniciais atuantes em cada material ao longo da profundidade e como resultado são fornecidos dados de excesso de poropressão.

A etapa de aterro consiste na execução do aterro sobre o solo mole. Para fins de análise, considerou-se a execução do aterro em etapa única, num período de um mês (2.592.000 segundos).

Por último, após o fim da construção do aterro (1 mês), foi criada a etapa referente ao processo de adensamento da camada argilosa com duração de 4 anos (126.144.000 segundos).

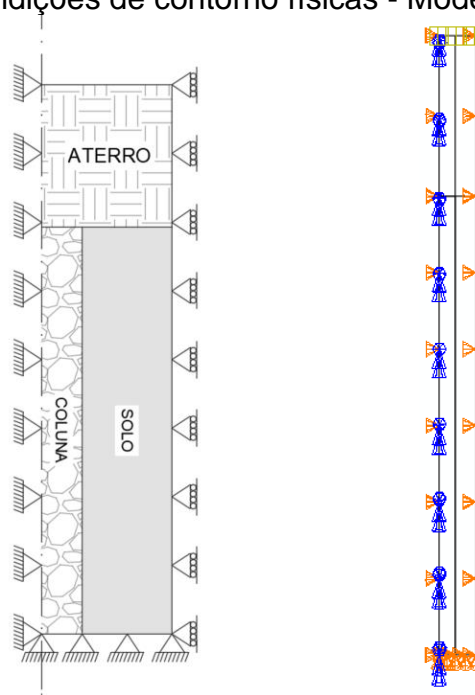
3.1.4 Condições de Contorno

As condições de contorno são definidas de modo a aproximar o modelo numérico a um problema real. Foram criadas condições de contorno físicas, que se fundamentam na definição dos deslocamentos nas fronteiras do modelo, e condições de contorno hidráulicas, que indicam a poropressão em cada etapa para alguns limites do modelo.

Nas modelagens bidimensional axissimétrica e bidimensional com deformação plana foram limitados os deslocamentos horizontais na fronteira vertical direita ($U_1 = 0$) e os deslocamentos horizontais e verticais na base do modelo ($U_1 =$

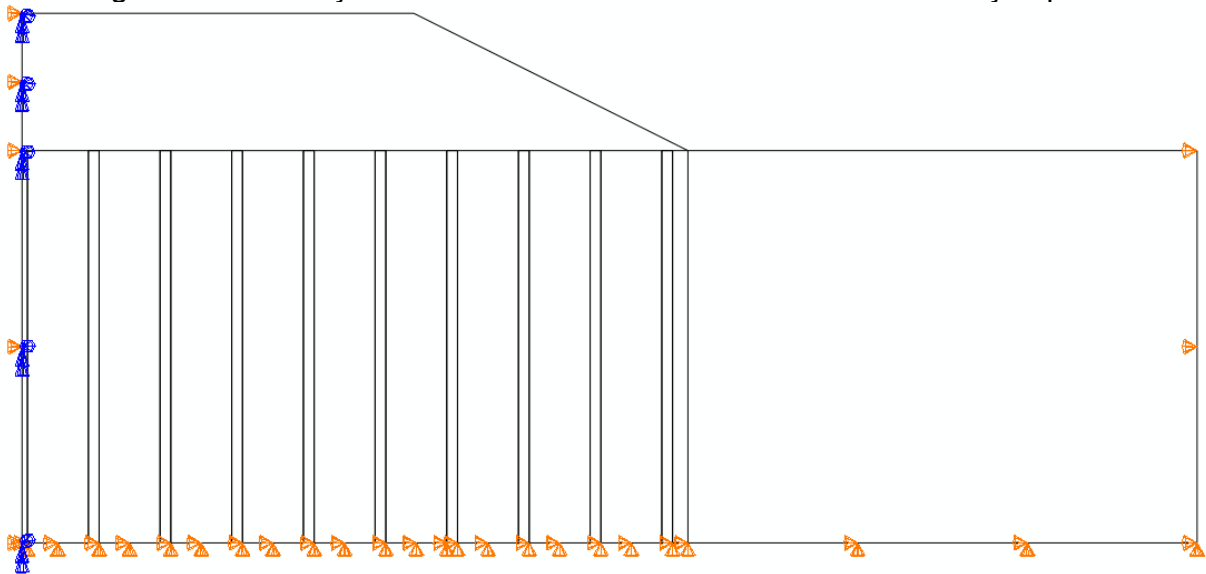
$U_2 = 0$), uma vez que a camada de solo mole está assente em rocha. Na fronteira vertical esquerda, por se tratar de eixo de simetria, foram limitados os três movimentos ($U_1 = U_2 = U_3 = 0$). A situação descrita é ilustrada nas Figura 30 e Figura 31.

Figura 30 - Condições de contorno físicas - Modelo axissimétrico.



Fonte: Autora

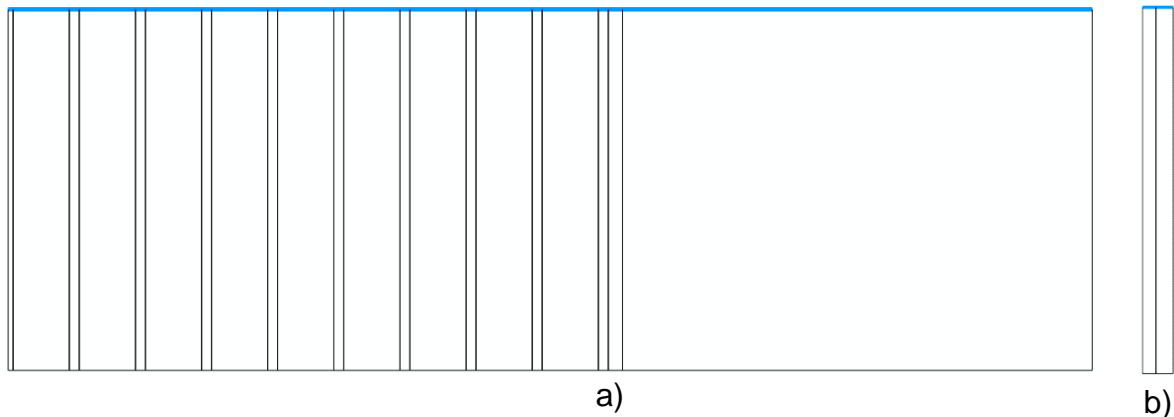
Figura 31 - Condições de contorno físicas - Modelo 2D deformação plana.



Fonte: Autora

Na etapa geostática de ambas as modelagens, foi estabelecida a condição de contorno de poropressão igual a zero ($U8 = 0$) na linha do nível do terreno (Figura 32), visando garantir o crescimento linear da poropressão, ao longo da profundidade, iniciando em zero neste nível.

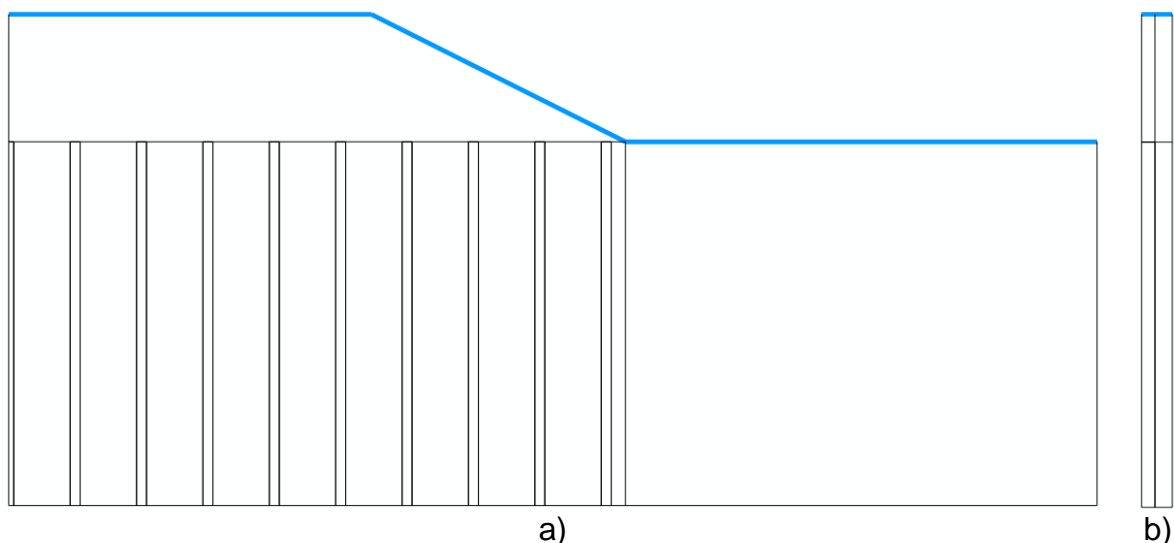
Figura 32 - Condições de contorno de permeabilidade - Etapa geostática a) Modelo 2D deformação plana e b) Modelo 2D deformação axissimétrica.



Fonte: Autora

Já nas etapas de construção do aterro e de adensamento, as condições de contorno de poropressão nula ($U8 = 0$) foram aplicadas somente no topo do aterro e na linha de nível do solo, conforme apresentado na Figura 33. Também ocorre o crescimento linear da poropressão com o aumento da profundidade.

Figura 33 - Condições de contorno de permeabilidade - Etapas do aterro e do adensamento a) Modelo 2D deformação plana e b) Modelo 2D deformação axissimétrica.



Fonte: Autora

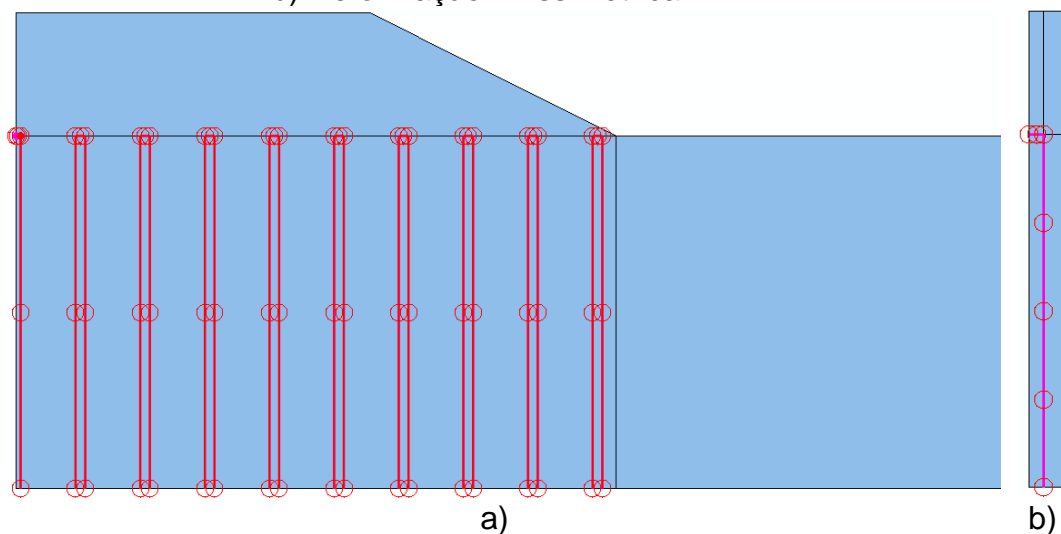
3.1.5 Contatos e Interações

Para que o programa reconheça o contato entre as partes do modelo, faz-se necessário a definição prévia das superfícies de contatos e do tipo de interação entre essas superfícies. No modelo, tais superfícies foram criadas nas interfaces entre o solo e colunas e entre aterro e colunas. A interação considerada entre as superfícies foi do tipo TIE. Segundo Abaqus (2014), as interações do tipo TIE unem duas superfícies para que não haja movimento relativo entre elas.

As colunas são mais rígidas que o solo e controlam o mecanismo de interação, por isso suas superfícies de contato foram consideradas 'mestres'.

As interações criadas nos modelos de deformações plana e axissimétrica são apresentadas na Figura 34.

Figura 34 - Interações de contato entre as partes do modelo a) Deformação plana e b) Deformação Axissimétrica.



Fonte: Autora

3.1.6 Discretização das Malhas

Conforme explicado na fundamentação teórica, o espaçamento entre as colunas depende da razão de substituição (a_c) ou do diâmetro das colunas (d_c). Portanto, dada a complexidade da geometria, não foi possível adotar a mesma malha para os modelos de todas as análises, sendo impraticável manter fixo o número de elementos nas modelagens bidimensionais com deformação plana. Para que isso não influenciasse nos resultados, foram tomados os cuidados para diminuir a discrepância

entre o número de elementos dos modelos, entretanto, não foi realizada análise de sensibilidade da variação da quantidade de elementos.

A Tabela 6 apresenta a quantidade máxima e mínima de elementos em cada parte da modelagem, considerando todas as análises realizadas. A variação das malhas ao longo do eixo vertical permaneceu constante em todas as análises.

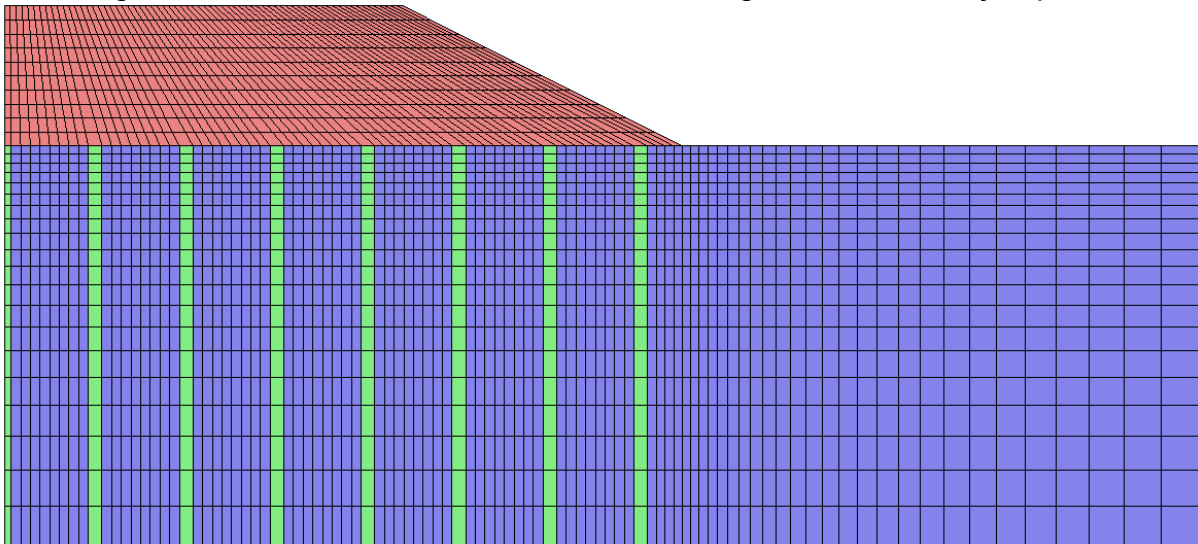
Tabela 6 - Variação da quantidade de elementos nas análises de deformação plana.

	Aterro	Coluna	Solo	Total
Máximo de Elementos	960	20	880	1860
Mínimo de Elementos	670	20	640	1330

Fonte: Autora

Ademais, foi realizado o refinamento da malha nas zonas com maior concentração de tensões e deformações, adotando malhas mais refinadas para solo em relação às das colunas, já que este é mais deformável, conforme mostra a Figura 35.

Figura 35 - Refinamento das malhas - Modelagem 2D deformação plana



Fonte: Autora

Com relação ao tipo de elementos finitos utilizados, para a modelagem bidimensional com deformação plana foram adotados os do tipo CPE8RP (elementos quadriláteros de 8 pontos, com deslocamento bi-quadrático de deformação plana, poropressão bilinear e integração reduzida).

Nas análises com deformação axissimétrica, foi possível manter constante a quantidade de elementos nas diferentes análises realizadas, entretanto, o refinamento da malha mudou em função do diâmetro da coluna e da razão de substituição. A quantidade de elementos utilizada é apresentada na Tabela 7.

Tabela 7 - Quantidade de elementos nas análises axissimétricas.

	Aterro	Coluna	Solo	Total
Quantidade de Elementos	120	40	80	240

Fonte: Autora

Conforme explicado anteriormente, foram adotadas malhas mais refinadas para o solo do que para as colunas, como apresenta a Figura 36.

Figura 36 - Refinamento das malhas - Modelagem axissimétrica



Fonte: Autora

Para todas as análises assiximétricas, foram utilizados elementos do tipo CAX8RP (elementos quadriláteros de 8 pontos, com deslocamento bi-quadrático de deformação axissimétrica, poropressão bi linear, e integração reduzida).

3.2 ANÁLISE PARAMÉTRICA

Com o objetivo de analisar o comportamento de aterro sobre solo reforçado com colunas granulares, bem como verificar a influência do diâmetro, da rigidez e do espaçamento entre as colunas nesse comportamento, foi realizada análise paramétrica dos parâmetros das colunas granulares, apresentados na Tabela 8.

Tabela 8 - Parâmetros variados nas análises paramétricas

Parâmetros variados	Valores	Valor Referência
E_{colunas} (MPa)	15 / 20 / 30	30
d_c (m)	0,7 / 0,8 / 0,9 / 1,0	0,8
a_c	0,1 / 0,15 / 0,2 / 0,25	0,15

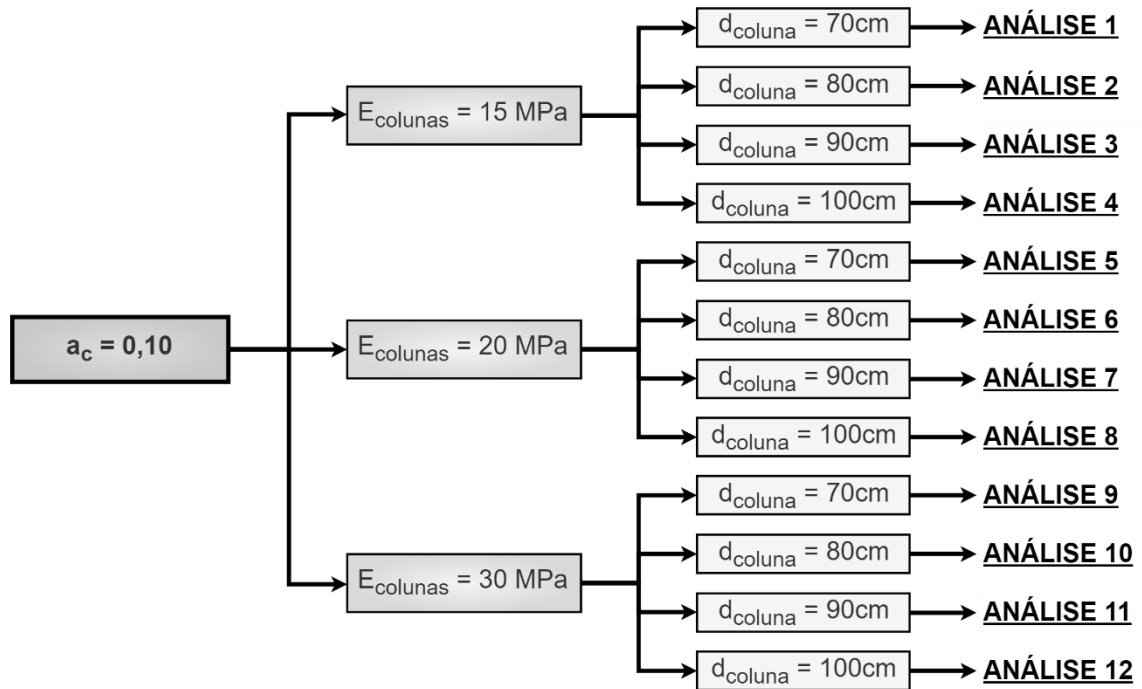
Fonte: Autora

O valor referência do módulo de elasticidade (E) é o apresentado no 3.1.2.1, obtido a partir de análise do banco de dados, conforme descrito no tópico mencionado. A variação deste parâmetro nas análises realizadas corresponde ao intervalo pré-definido, também apresentado no item mencionado.

Já para os parâmetros geométricos, foram adotados como valores-referências aqueles mais usuais na prática da engenharia. Os parâmetros do solo e do aterro mantiveram-se fixos, bem como o comprimento das colunas granulares.

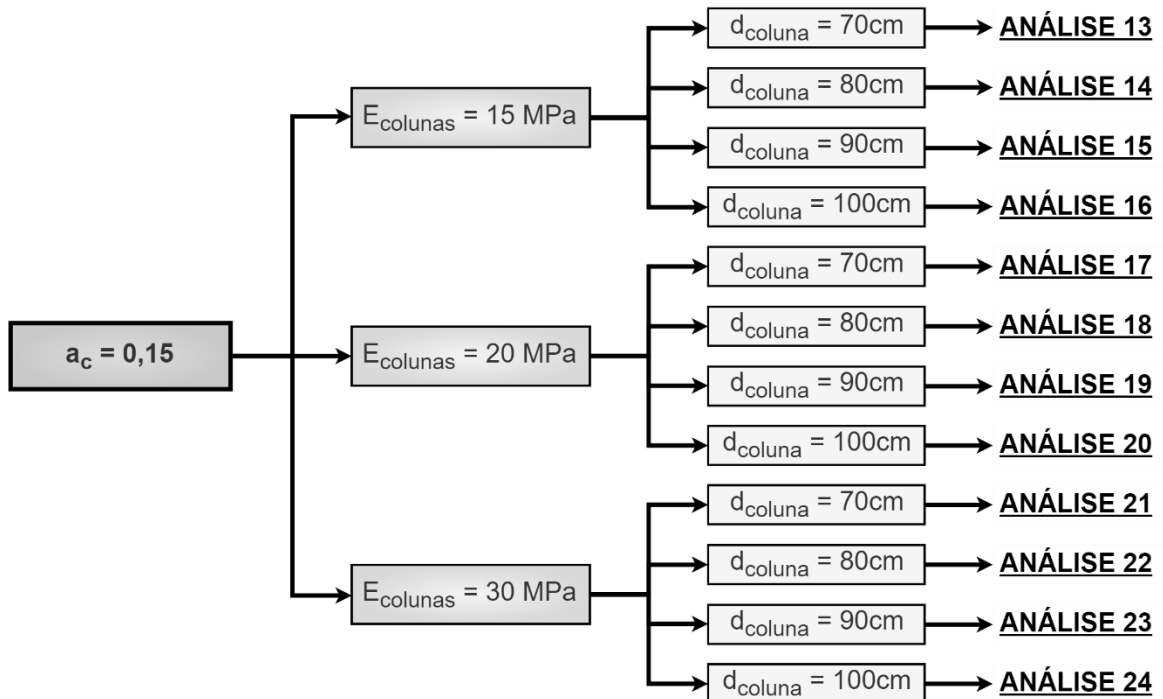
Ao todo, foram realizadas 96 análises no programa *Abaqus*, sendo 48 análises no estado de deformação plana e 48 análises na condição axissimétrica. Para melhor organização, as análises foram divididas em blocos, tendo em comum o valor da razão de substituição (a_c). Os blocos de análises são esquematizados nos diagramas das Figura 37 a Figura 40.

Figura 37 - Análises paramétricas 1º bloco - $a_c = 0,10$.



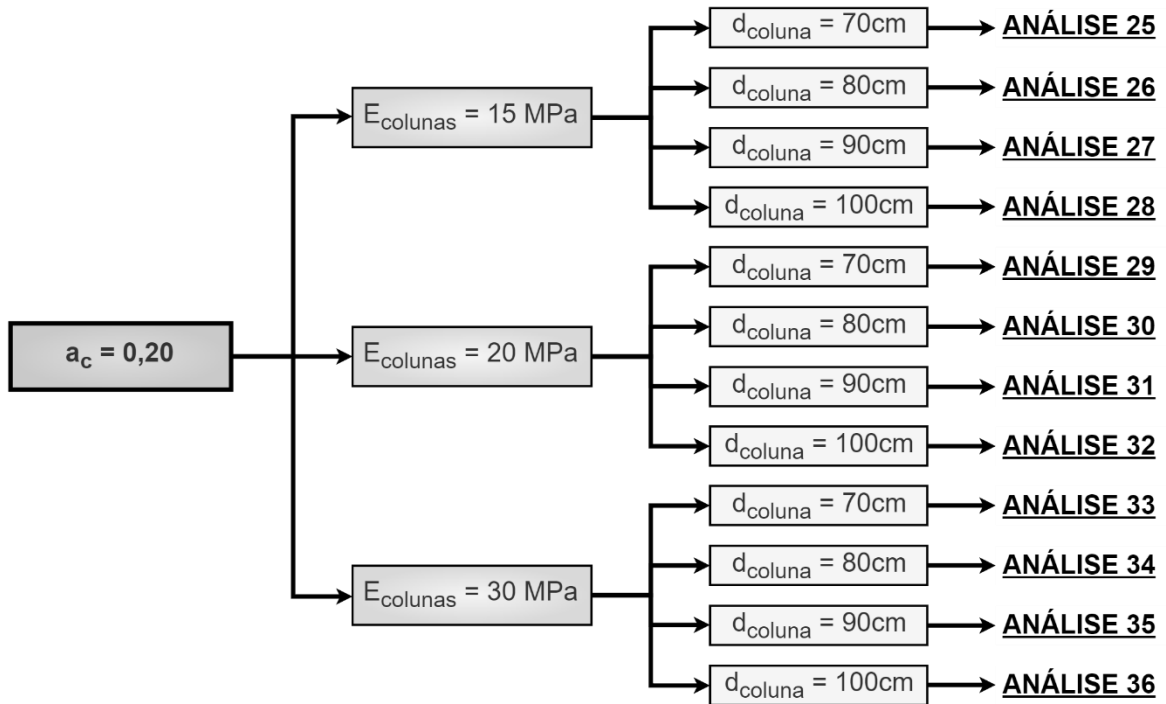
Fonte: Autora

Figura 38 - Análises paramétricas 2º bloco - $a_c = 0,15$.



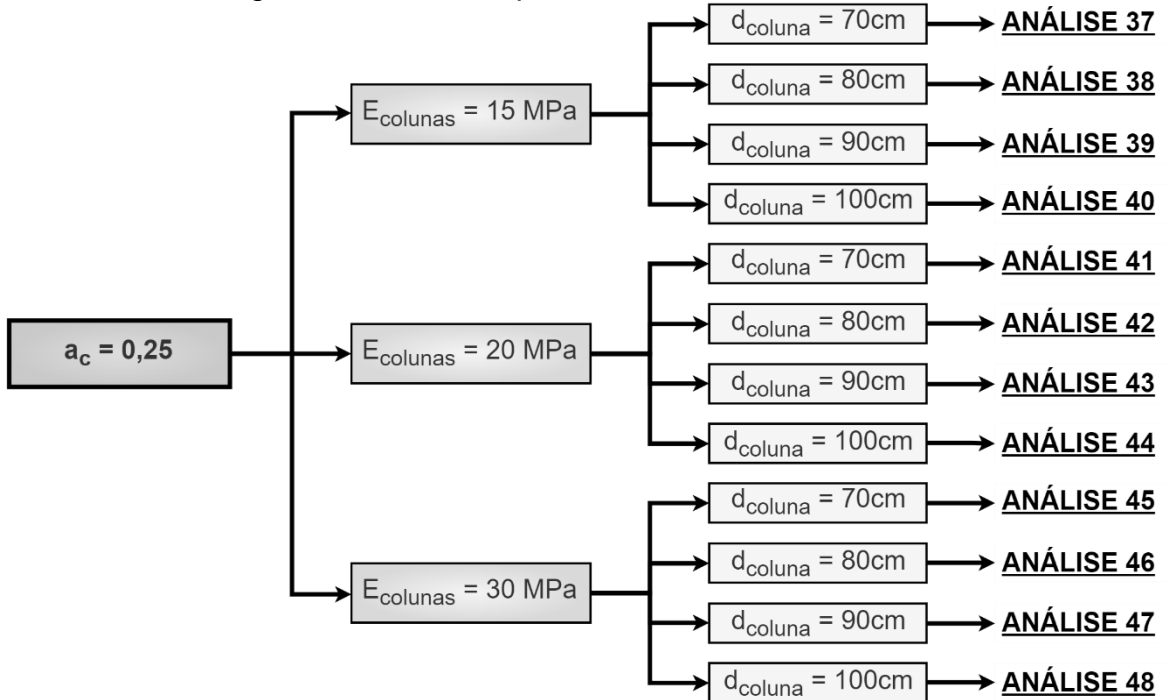
Fonte: Autora

Figura 39 - Análises paramétricas 3º bloco - $a_c = 0,20$.



Fonte: Autora

Figura 40 - Análises paramétricas 4º bloco - $a_c = 0,25$.



Fonte: Autora

As Tabela 9 a Tabela 12 apresentam os valores da espessura da parede (d_f), do espaçamento entre as faces das paredes (L_{faces}), do fator α obtidos a partir das Equações (45) a (47), definidas no item 3.1.2, devido à transformação de um problema tridimensional em bidimensional no estado de deformação plana, além dos valores dos demais parâmetros utilizados em cada análise realizada.

Tabela 9 - Resultados dimensionamento colunas análises 1 a 12.

	Qtd. Colunas	d_c (m)	A_c (m ²)	d_e (m)	A (m ²)	s (m)	a_c	E_c Mpa	α	d_f (m)	L_{faces} (m)
Análise 1	17	0,7	0,38	2,21	3,85	1,96	0,1	15	0,1	0,196	1,76
Análise 2	15	0,8	0,50	2,53	5,03	2,24	0,1	15	0,1	0,224	2,02
Análise 3	13	0,9	0,64	2,85	6,36	2,52	0,1	15	0,1	0,252	2,27
Análise 4	11	1	0,79	3,16	7,85	2,80	0,1	15	0,1	0,280	2,52
Análise 5	17	0,7	0,38	2,21	3,85	1,96	0,1	20	0,1	0,196	1,76
Análise 6	15	0,8	0,50	2,53	5,03	2,24	0,1	20	0,1	0,224	2,02
Análise 7	13	0,9	0,64	2,85	6,36	2,52	0,1	20	0,1	0,252	2,27
Análise 8	11	1	0,79	3,16	7,85	2,80	0,1	20	0,1	0,280	2,52
Análise 9	17	0,7	0,38	2,21	3,85	1,96	0,1	30	0,1	0,196	1,76
Análise 10	15	0,8	0,50	2,53	5,03	2,24	0,1	30	0,1	0,224	2,02
Análise 11	13	0,9	0,64	2,85	6,36	2,52	0,1	30	0,1	0,252	2,27
Análise 12	11	1	0,79	3,16	7,85	2,80	0,1	30	0,1	0,280	2,52

Fonte: Autora

Tabela 10 - Resultados dimensionamento colunas análises 13 a 24.

	Qtd. Colunas	d_c (m)	A_c (m ²)	d_e (m)	A (m ²)	s (m)	a_c	E_c Mpa	α	d_f (m)	L_{faces} (m)
Análise 13	21	0,7	0,38	1,81	2,57	1,60	0,15	15	0,15	0,240	1,36
Análise 14	19	0,8	0,50	2,07	3,35	1,83	0,15	15	0,15	0,275	1,56
Análise 15	17	0,9	0,64	2,32	4,24	2,06	0,15	15	0,15	0,309	1,75
Análise 16	15	1	0,79	2,58	5,24	2,28	0,15	15	0,15	0,342	1,94
Análise 17	21	0,7	0,38	1,81	2,57	1,60	0,15	20	0,15	0,240	1,36
Análise 18	19	0,8	0,50	2,07	3,35	1,83	0,15	20	0,15	0,275	1,56
Análise 19	17	0,9	0,64	2,32	4,24	2,06	0,15	20	0,15	0,309	1,75
Análise 20	15	1	0,79	2,58	5,24	2,28	0,15	20	0,15	0,342	1,94
Análise 21	21	0,7	0,38	1,81	2,57	1,60	0,15	30	0,15	0,240	1,36
Análise 22	19	0,8	0,50	2,07	3,35	1,83	0,15	30	0,15	0,275	1,56
Análise 23	17	0,9	0,64	2,32	4,24	2,06	0,15	30	0,15	0,309	1,75
Análise 24	15	1	0,79	2,58	5,24	2,28	0,15	30	0,15	0,342	1,94

Fonte: Autora

Tabela 11 - Resultados dimensionamento colunas análises 25 a 36.

	Qtd. Colunas	d_c (m)	A_c (m ²)	d_e (m)	A (m ²)	s (m)	a_c	E_c Mpa	α	d_f (m)	L_{faces} (m)
Análise 25	23	0,7	0,38	1,57	1,92	1,39	0,2	15	0,2	0,278	1,11
Análise 26	21	0,8	0,50	1,79	2,51	1,58	0,2	15	0,2	0,316	1,26
Análise 27	19	0,9	0,64	2,01	3,18	1,78	0,2	15	0,2	0,356	1,42
Análise 28	17	1	0,79	2,24	3,93	1,98	0,2	15	0,2	0,396	1,58
Análise 29	23	0,7	0,38	1,57	1,92	1,39	0,2	20	0,2	0,278	1,11
Análise 30	21	0,8	0,50	1,79	2,51	1,58	0,2	20	0,2	0,316	1,26
Análise 31	19	0,9	0,64	2,01	3,18	1,78	0,2	20	0,2	0,356	1,42
Análise 32	17	1	0,79	2,24	3,93	1,98	0,2	20	0,2	0,396	1,58
Análise 33	23	0,7	0,38	1,57	1,92	1,39	0,2	30	0,2	0,278	1,11
Análise 34	21	0,8	0,50	1,79	2,51	1,58	0,2	30	0,2	0,316	1,26
Análise 35	19	0,9	0,64	2,01	3,18	1,78	0,2	30	0,2	0,356	1,42
Análise 36	17	1	0,79	2,24	3,93	1,98	0,2	30	0,2	0,396	1,58

Fonte: Autora

Tabela 12 - Resultados dimensionamento colunas análises 37 a 48.

	Qtd. Colunas	d_c (m)	A_c (m ²)	d_e (m)	A (m ²)	s (m)	a_c	E_c Mpa	α	d_f (m)	L_{faces} (m)
Análise 37	27	0,7	0,38	1,40	1,54	1,24	0,25	15	0,25	0,310	0,93
Análise 38	23	0,8	0,50	1,60	2,01	1,42	0,25	15	0,25	0,355	1,07
Análise 39	21	0,9	0,64	1,80	2,54	1,59	0,25	15	0,25	0,398	1,19
Análise 40	19	1	0,79	2,00	3,14	1,77	0,25	15	0,25	0,443	1,33
Análise 41	27	0,7	0,38	1,40	1,54	1,24	0,25	20	0,25	0,310	0,93
Análise 42	23	0,8	0,50	1,60	2,01	1,42	0,25	20	0,25	0,355	1,07
Análise 43	21	0,9	0,64	1,80	2,54	1,59	0,25	20	0,25	0,398	1,19
Análise 44	19	1	0,79	2,00	3,14	1,77	0,25	20	0,25	0,443	1,33
Análise 45	27	0,7	0,38	1,40	1,54	1,24	0,25	30	0,25	0,310	0,93
Análise 46	23	0,8	0,50	1,60	2,01	1,42	0,25	30	0,25	0,355	1,07
Análise 47	21	0,9	0,64	1,80	2,54	1,59	0,25	30	0,25	0,398	1,19
Análise 48	19	1	0,79	2,00	3,14	1,77	0,25	30	0,25	0,443	1,33

Fonte: Autora

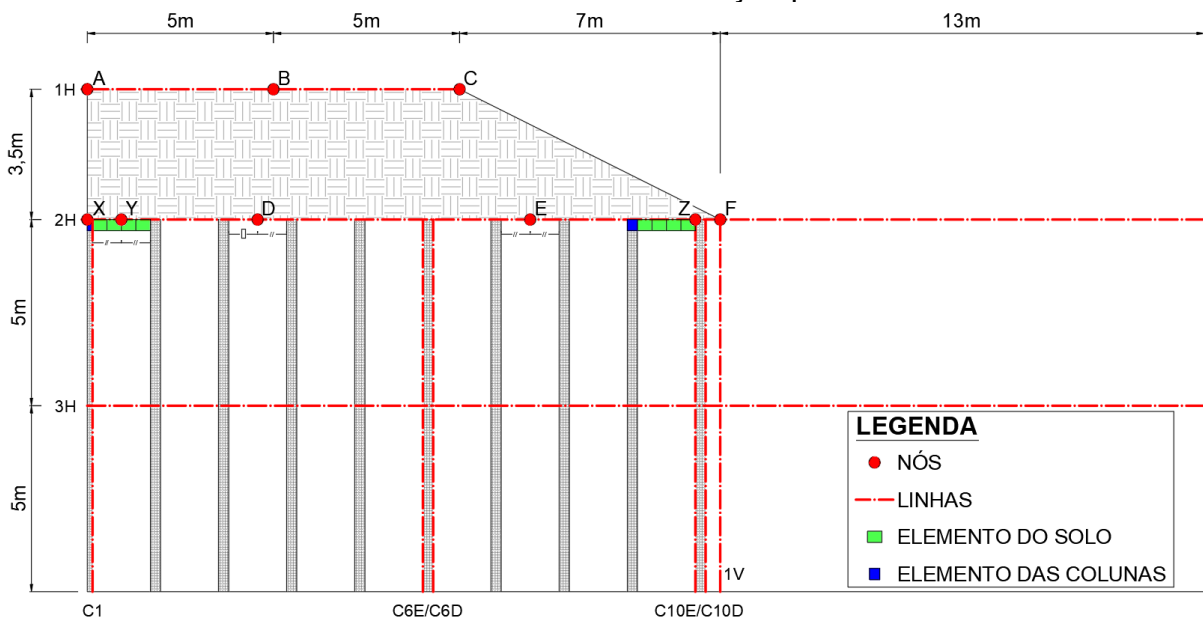
3.3 EXTRAÇÃO DOS RESULTADOS

Concluída a modelagem numérica, foram extraídos do *Abaqus* e exportados para o Excel os resultados das variáveis de recalque (deslocamento vertical - U2), deslocamento horizontal (U1), poropressão (POR) e tensão vertical (S22). De posse desses resultados, foram gerados gráficos que possibilitaram a interpretação, análise e comparação do comportamento do aterro sobre solo reforçado para as diferentes análises realizadas.

Em todas as análises, a depender do tipo da variável resposta, os resultados foram extraídos de pontos e elementos individuais, ou de um conjunto de pontos e elementos pelos quais passam linhas verticais e horizontais, conforme ilustrado nas Figura 41 e Figura 42.

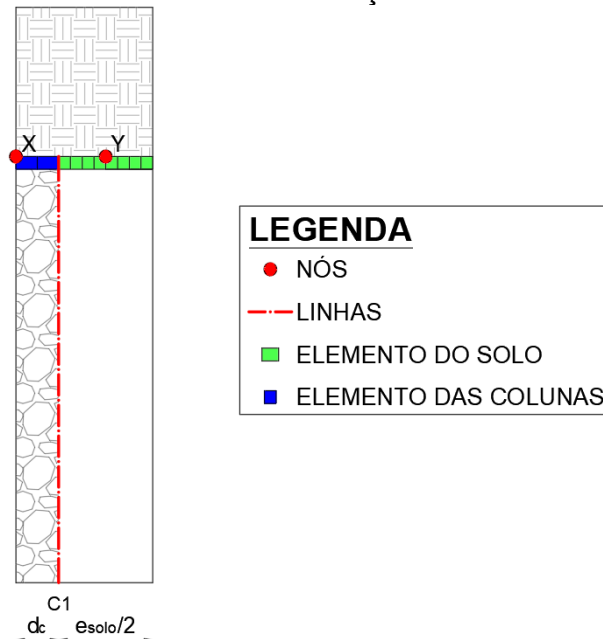
Dos pontos individuais, foram obtidos resultados de recalque ao longo do tempo; dos pontos pertencentes às linhas verticais, foram extraídos resultados de deslocamento horizontal, tensão vertical e poropressão em determinados tempos, enquanto dos elementos, foram extraídos os resultados de tensão. Além disso, foram coletados dos pontos das linhas horizontais os resultados de recalque e tensão vertical em tempos específicos.

Figura 41 - Localização dos pontos de extração de resultados na modelagem bidimensional com deformação plana.



Fonte: Autora

Figura 42 - Localização dos pontos de extração de resultados na modelagem bidimensional com deformação axissimétrica.



Fonte: Autora

3.4 MÉTODOS ANALÍTICOS

Complementar à modelagem numérica, foram realizados cálculos analíticos dos parâmetros de colunas granulares β (fator de redução de recalque) e η (fator de redução de tensão), com a finalidade de validar os resultados obtidos para o recalque. Para tanto, foram utilizadas as equações apresentadas nos itens 2.4.5 e 2.4.6 da fundamentação teórica.

Inicialmente, calculou-se o fator de concentração de tensões (η), por meio da equação (22) apresentada no item 2.4.5.

Também foi feito o cálculo do fator de redução de recalques (β), através da equação (24) apresentada no item 2.4.6.

Os resultados obtidos e a análise comparativa com os mesmos fatores obtidos por meio dos resultados extraídos do software *Abaqus* são apresentados no Item 4.7 do próximo capítulo.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo são apresentados os resultados do recalque (ρ), deslocamento horizontal (δ_h), poropressão (u) e tensão vertical (σ_v) obtidos na modelagem numérica de um aterro sobre solo melhorado pela técnica de colunas de brita e de um aterro sobre solo sem melhoramento, a título de comparação. Além disso são apresentados os resultados do cálculo analítico dos parâmetros das colunas η e β . A discussão desses resultados será dividida em três etapas.

Inicialmente, será feita a análise do desempenho do aterro sobre solo nas condições melhorada e não melhorada, considerando o modelo numérico com os parâmetros referência (Análise 22).

A segunda etapa consiste na discussão dos principais resultados obtidos com a análise paramétrica.

Por fim, são apresentados os resultados dos cálculos analíticos e feita análise comparativa destes com os resultados da modelagem numérica.

A análise paramétrica realizada gerou um considerável número de resultados. Portanto, são apresentados ao longo deste capítulo apenas os gráficos das análises que possuem razão de substituição da coluna (a_c) igual a 0,15 (Análises 21 a 24), dado que esse valor de razão de substituição é o mais usualmente empregado na execução da técnica. Os demais gráficos gerados constam nos apêndices do presente trabalho.

Com o objetivo de simplificar as legendas dos gráficos, as seguintes nomenclaturas foram adotadas:

- Resultado para tempo de 1 mês → 1M
- Resultado para tempo de 1 ano → 1A
- Resultado para tempo de 4 anos → 4A
- Solo sem melhoramento (solo natural) → SSM
- Solo com aplicação da técnica (solo melhorado) → SM

Dada a simetria do aterro, embora tenha sido modelado e gerado resultados apenas para metade do conjunto solo, colunas e aterro os comportamentos na metade do problema são equivalentes.

4.1 ANÁLISES DE RECALQUE

Foram extraídos do *Abaqus* os resultados de recalque (deslocamento vertical U2) da análise 22 (análise referência) e do modelo do solo natural, a título de comparação. As Figura 43 e Figura 44, também retiradas do *software*, ilustram a distribuição dos valores de recalque de ambas as modelagens.

O recalque máximo ao fim do adensamento (tempo de 4 anos) no solo melhorado foi de 25,5 cm e ocorreu no topo do aterro, conforme indicado na Figura 43, enquanto no solo sem melhoramento o recalque máximo observado foi de 35 cm, também no topo do aterro, conforme indicado na Figura 44. Verificou-se ainda um levantamento do solo, adjacente ao pé do aterro, de aproximadamente 1 cm no solo melhorado e aproximadamente 2 cm no solo sem melhoramento.

Além da considerável diminuição da amplitude de recalque, a inserção de colunas no solo também contribuiu para a redução da perturbação no solo adjacente ao aterro.

Figura 43 - Recalque solo melhorado ao fim do adensamento (4A) - A22 (m)

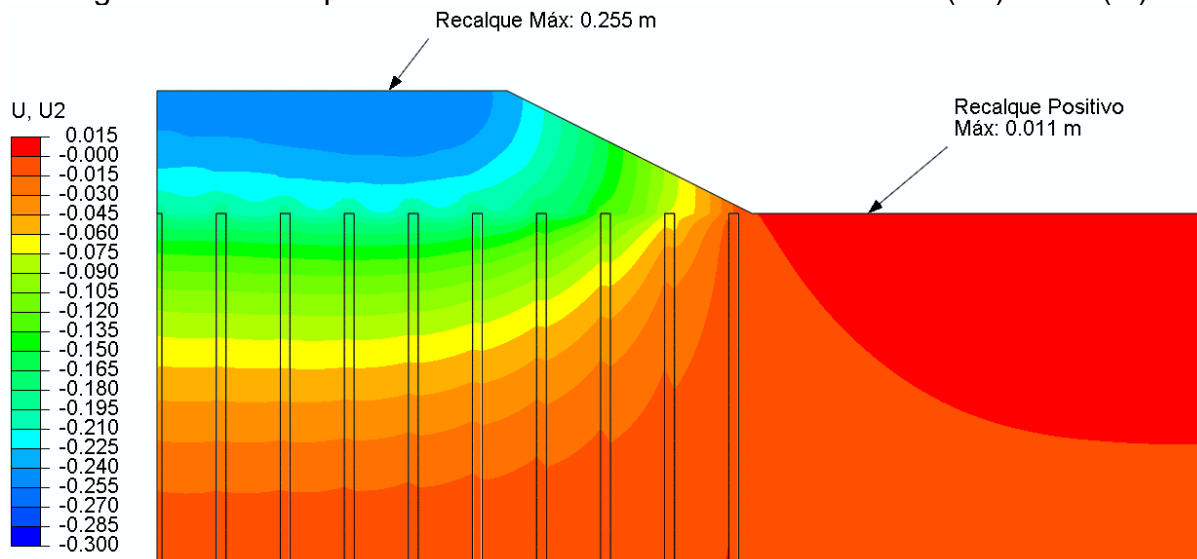
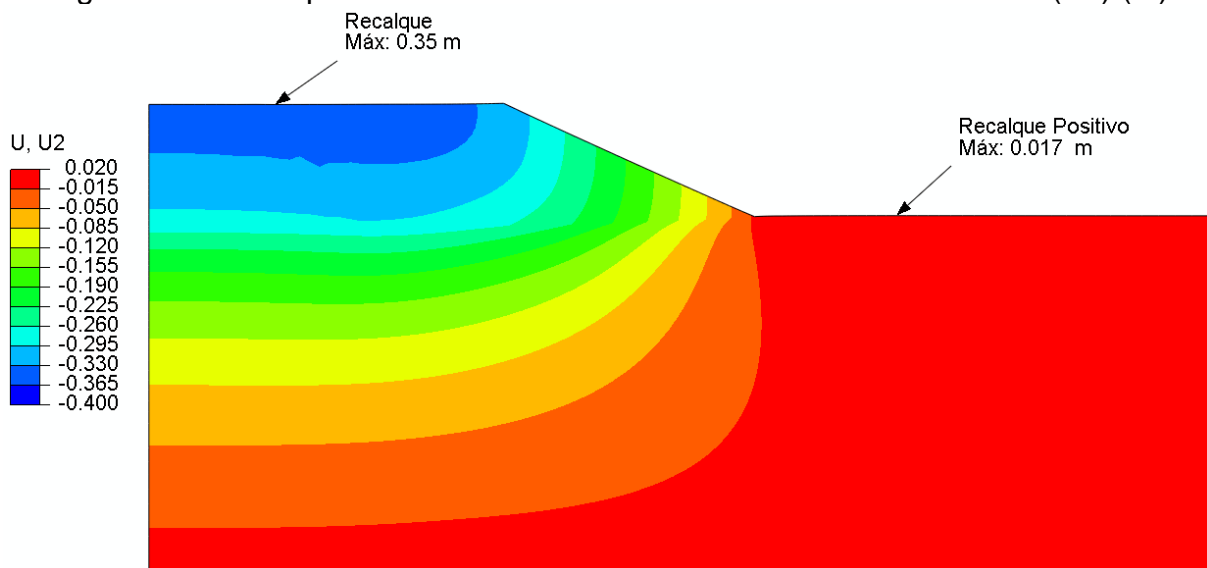
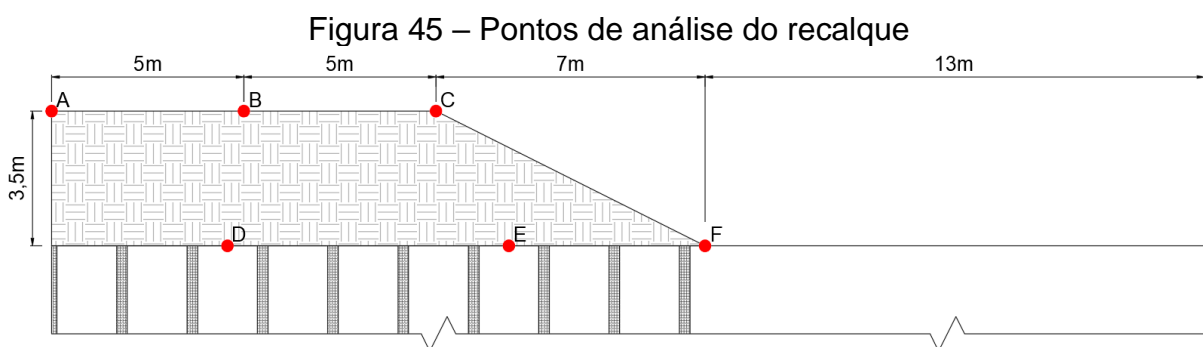


Figura 44 - Recalque solo sem melhoramento ao fim do adensamento (4A) (m)



4.1.1 Variação do Recalque com o Tempo

Para a análise do recalque em relação ao tempo foram extraídos resultados nos pontos A, B e C (no topo do aterro) e dos pontos D, E e F (na base do aterro) das etapas de aterro e adensamento, conforme indicado na Figura 45. Os resultados obtidos foram compilados e apresentados nos Gráfico 1 e Gráfico 2.



Fonte: Autora

Analisando os gráficos, verifica-se que em um primeiro momento o recalque do solo natural é inferior ao recalque do solo melhorado, situação que se inverte antes do fim do adensamento do solo sem melhoramento. É possível observar também que o recalque total do solo melhorado é inferior ao recalque total do solo natural em todos os pontos, em concordância com o resultado apresentado na introdução deste tópico.

Gráfico 1 - Comparativo do recalque ao longo do tempo entre solo melhorado e solo sem melhoramento em pontos no topo do aterro.

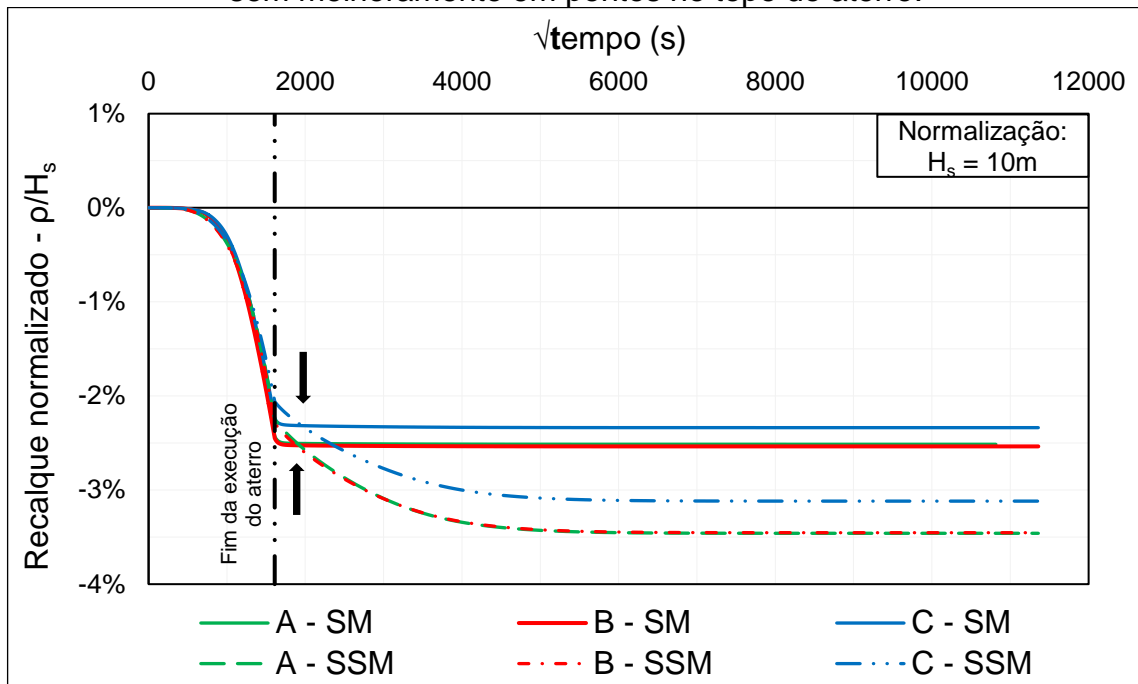
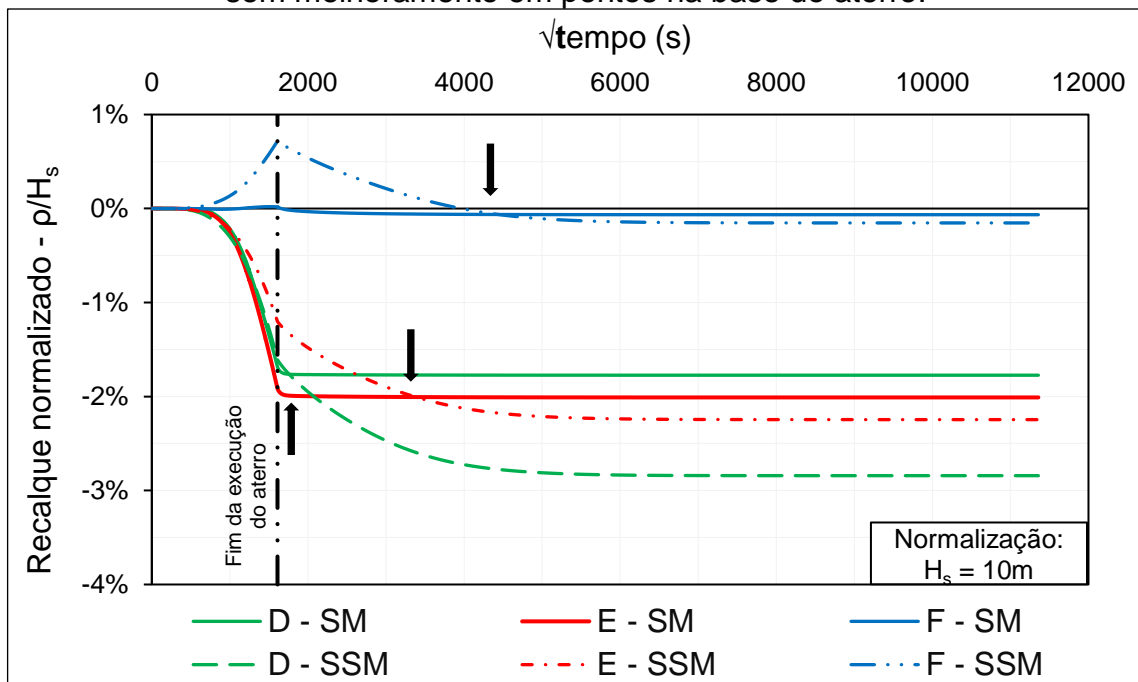


Gráfico 2 - Comparativo do recalque ao longo do tempo entre solo melhorado e solo sem melhoramento em pontos na base do aterro.



O recalque máximo do solo melhorado foi observado no topo do aterro, no ponto B, e possui amplitude de aproximadamente 2,5% da altura total do solo, equivalente a 25 cm. Já na base do aterro, a maior amplitude de recalque ocorreu no

ponto E, sendo equivalente a aproximadamente 2% da altura total da camada de solo mole, ou 20 cm. No meio da camada de solo mole verificou-se um recalque de aproximadamente 0,5% (5 cm).

Em contrapartida, no solo sem melhoramento os recalques máximos ocorrem nos pontos A e B e são equivalentes a aproximadamente 3,5% da altura do solo, ou 35 cm. Na base do aterro o recalque máximo é observado no ponto D, com aproximadamente 2,8% da espessura total de solo, equivalente a 28 cm.

Portanto, há uma diminuição de 10 cm na amplitude do recalque máximo global com a execução das colunas granulares.

A análise dos resultados demonstra ainda que o recalque do aterro se estabiliza em menos tempo no solo melhorado em comparação ao solo natural. A estabilização do recalque ocorre em aproximadamente um mês (fim da execução do aterro) no solo melhorado, enquanto no solo natural essa estabilização ocorre em aproximadamente 14 meses.

No ponto F o recalque foi positivo até o fim da execução do aterro (1 mês). Esse comportamento se deve ao fato de que esse ponto está dentro da cunha de ruptura do aterro. Como a instabilidade do aterro é do tipo global, ocorre o “levantamento” do solo antes de sua acomodação e estabilização.

4.1.2 Variação do Recalque ao Longo da Distância Horizontal

Para a análise da variação do recalque ao longo da distância horizontal foram extraídos resultados na linha do topo do aterro (H1) e na linha na base do aterro (H2) do solo melhorado e do solo natural para um mês e quatro anos, conforme representado na Figura 46. Com os resultados obtidos traçaram-se as curvas exibidas nos Gráfico 3 e Gráfico 4.

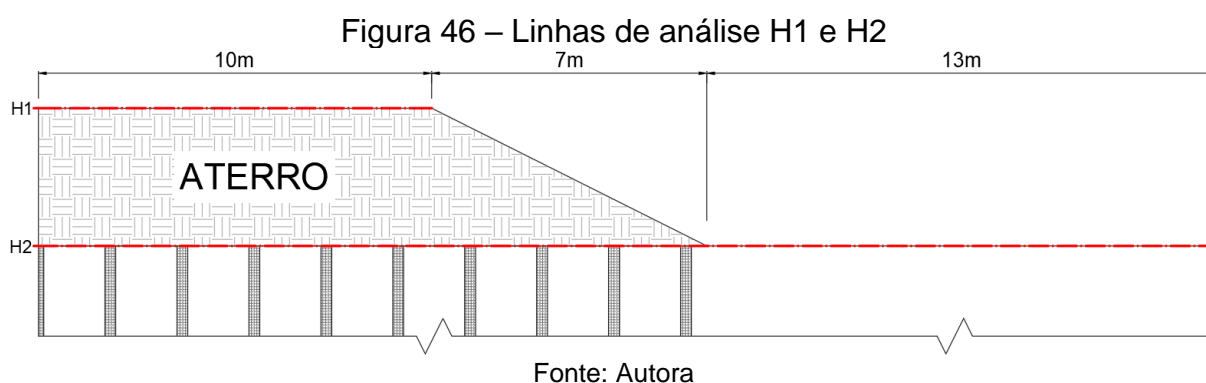


Gráfico 3 - Comparativo do recalque ao longo da distância horizontal entre solo melhorado e solo sem melhoramento na linha de topo do aterro

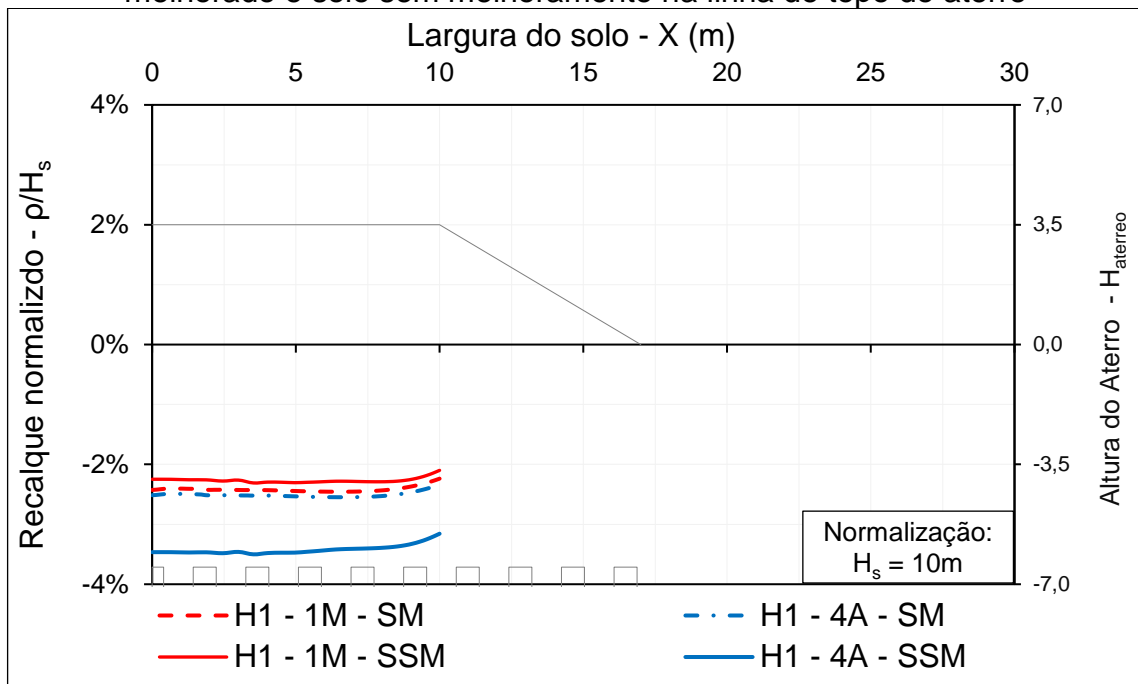
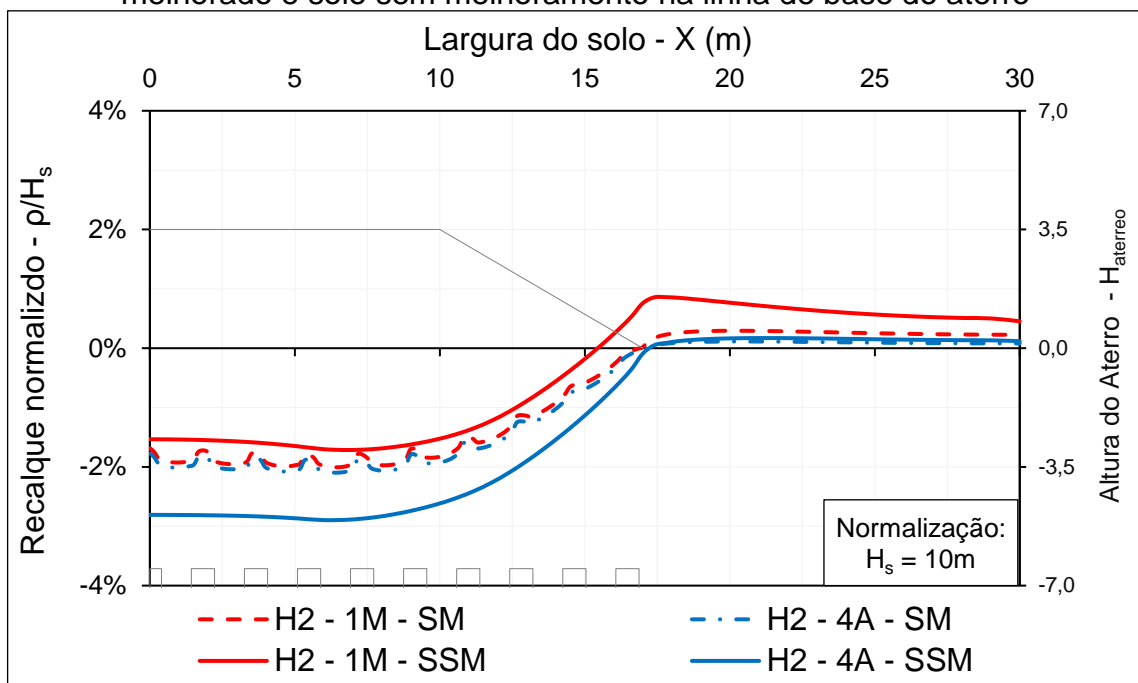


Gráfico 4 - Comparativo do recalque ao longo da distância horizontal entre solo melhorado e solo sem melhoramento na linha de base do aterro



Analisando os resultados desses gráficos observa-se que, em conformidade com as constatações feitas na análise de recalque \times tempo (Item 4.1.1), em um mês

o recalque no solo melhorado é superior ao recalque do solo natural. Entretanto, essa situação se inverte no fim do adensamento (tempo de 4 anos), em que o recalque é superior no solo natural.

O recalque médio no topo do aterro, ao final do período de 4 anos, corresponde a aproximadamente 3,4% da espessura do solo (34 cm) no solo natural e 2,5% da espessura total da camada de solo mole (25 cm) no solo melhorado. Já na superfície da camada do solo mole, o recalque varia significativamente ao longo da base do aterro devido à redução da carga no seu talude. O recalque máximo da camada de argila corresponde a aproximadamente 29 cm no solo natural e 21 cm no solo melhorado.

No Gráfico 4, as curvas do solo melhorado apresentam oscilação na amplitude de recalque devido à diferença de rigidez entre o material da coluna e o solo mole. Em termos quantitativos, o recalque sobre as colunas é 5 cm inferior ao recalque dos trechos com solo.

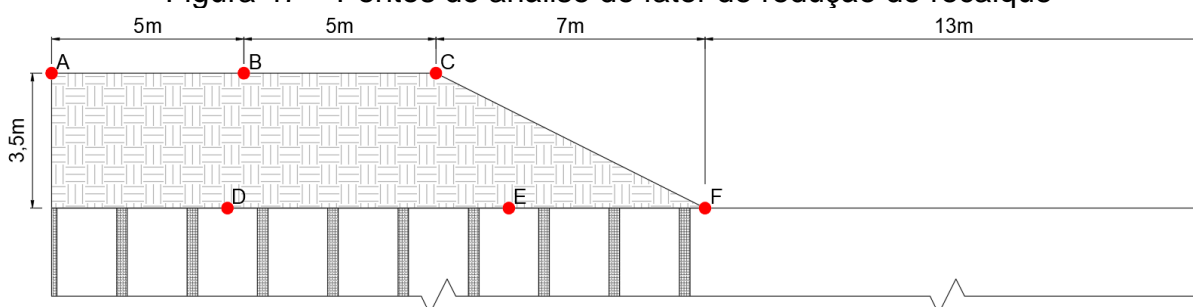
Tanto no solo natural como no melhorado, o recalque do trecho entre o pé do aterro e o fim da extensão do solo, no tempo de 4 anos, é positivo (conforme explicado no Item 4.1.1) e equivale cerca de 0,1% da espessura de solo (1 cm).

4.1.3 Fator de Redução de Recalque (β)

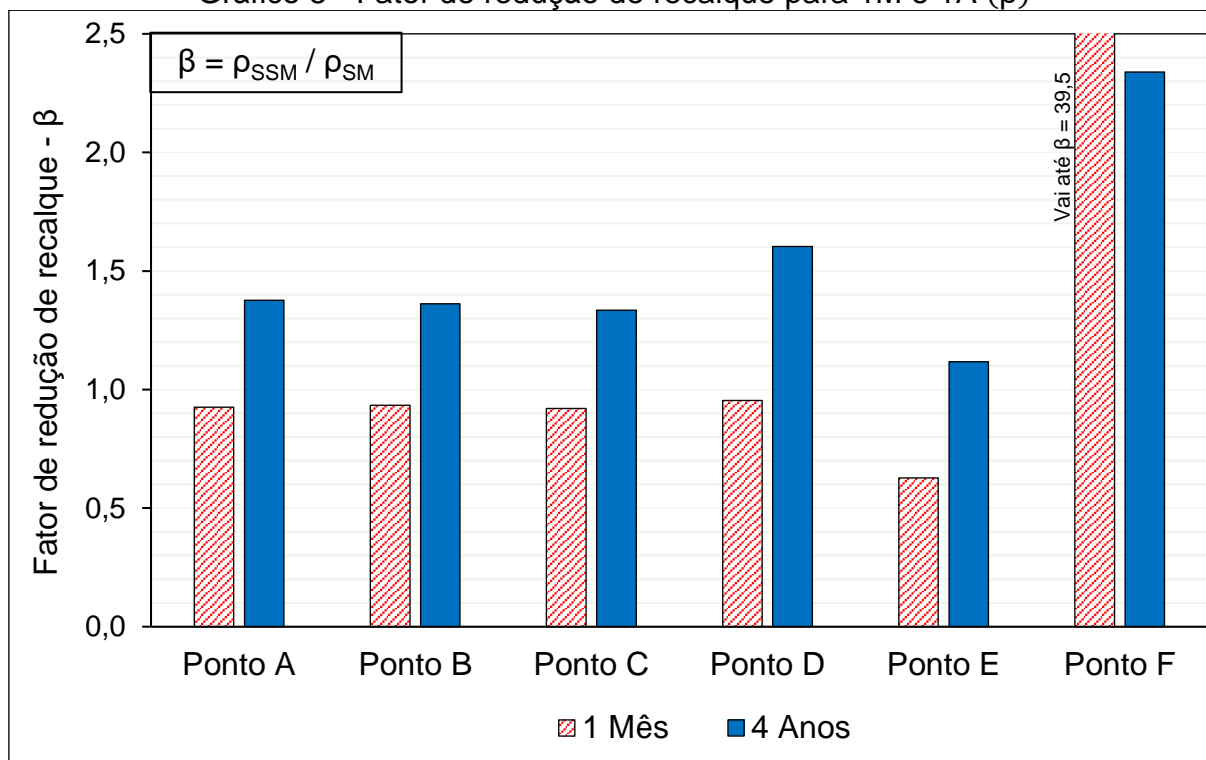
O fator de redução de recalque (β) foi explicado no Item 0 da fundamentação teórica do presente trabalho e correlaciona o recalque no solo natural com o recalque no solo melhorado. O Gráfico 5 apresenta o resultado do fator β nos pontos A a F (indicados na Figura 47), considerando os tempos de 1 mês e 4 anos.

O fator β (ρ_{SSM} / ρ_{SM}) é superior a 1 (um) quando o recalque no solo melhorado é inferior ao recalque no solo natural, caso contrário, apresenta valor inferior a 1 (um).

Figura 47 – Pontos de análise do fator de redução de recalque



Fonte: Autora

Gráfico 5 - Fator de redução de recalque para 1M e 1A (β)

Os resultados obtidos validam as análises feitas nos itens anteriores (4.1.1 e 4.1.2). No tempo de 1 mês, com exceção do ponto F, o recalque no solo melhorado é superior ao recalque no solo natural. Essa situação se inverte no tempo de aproximadamente 8 meses, quando ocorre a estabilização do recalque no solo melhorado e contínuo crescimento do recalque no solo natural, destacando a eficiência das colunas de brita ao longo do tempo.

No ponto F é observado o comportamento inverso, uma vez que neste ponto o recalque é positivo. O ponto E, localizado na base do aterro, apresenta a maior discrepância entre os valores do fator β em 1 mês e em 4 anos.

4.2 ANÁLISES DE ÍNDICE DE VAZIOS

Na etapa geostática, conforme apresentado na metodologia, o índice de vazios inicial da camada do solo mole é igual a 1,2, 0,72 nas colunas e no material granular do aterro é igual a 0,65. Ao longo do tempo, esses valores variam devido à ação do carregamento aplicado no solo que tende a compactar os materiais, tornando-os menos porosos. A distribuição dessa variação nos tempos de 1 mês (fim da

construção do aterro) e 4 anos (fim do adensamento) é ilustrada, respectivamente, nas Figura 48 e Figura 49, extraídas do *Abaqus*.

Figura 48 - Índice de vazios no tempo de 1M (fim da construção do aterro) - A22

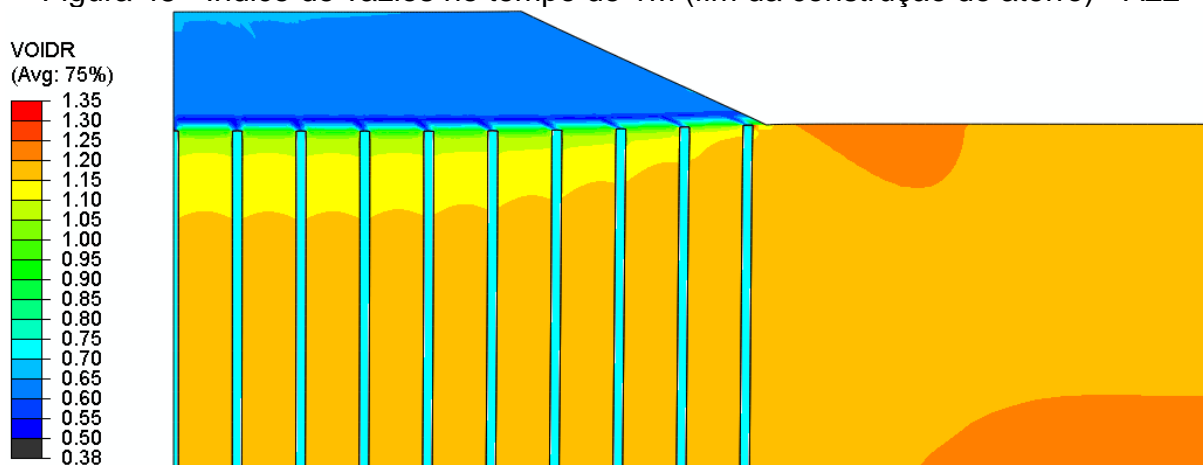
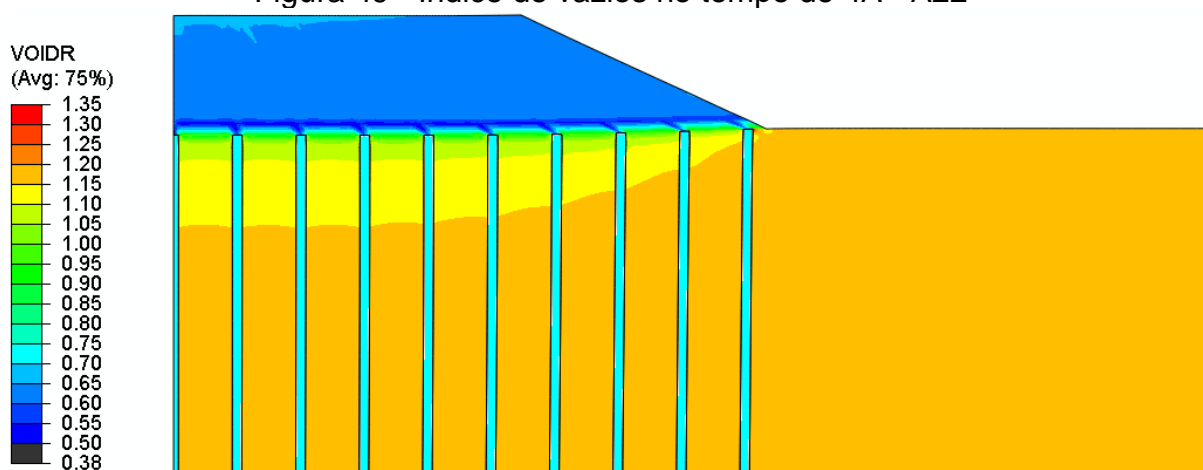


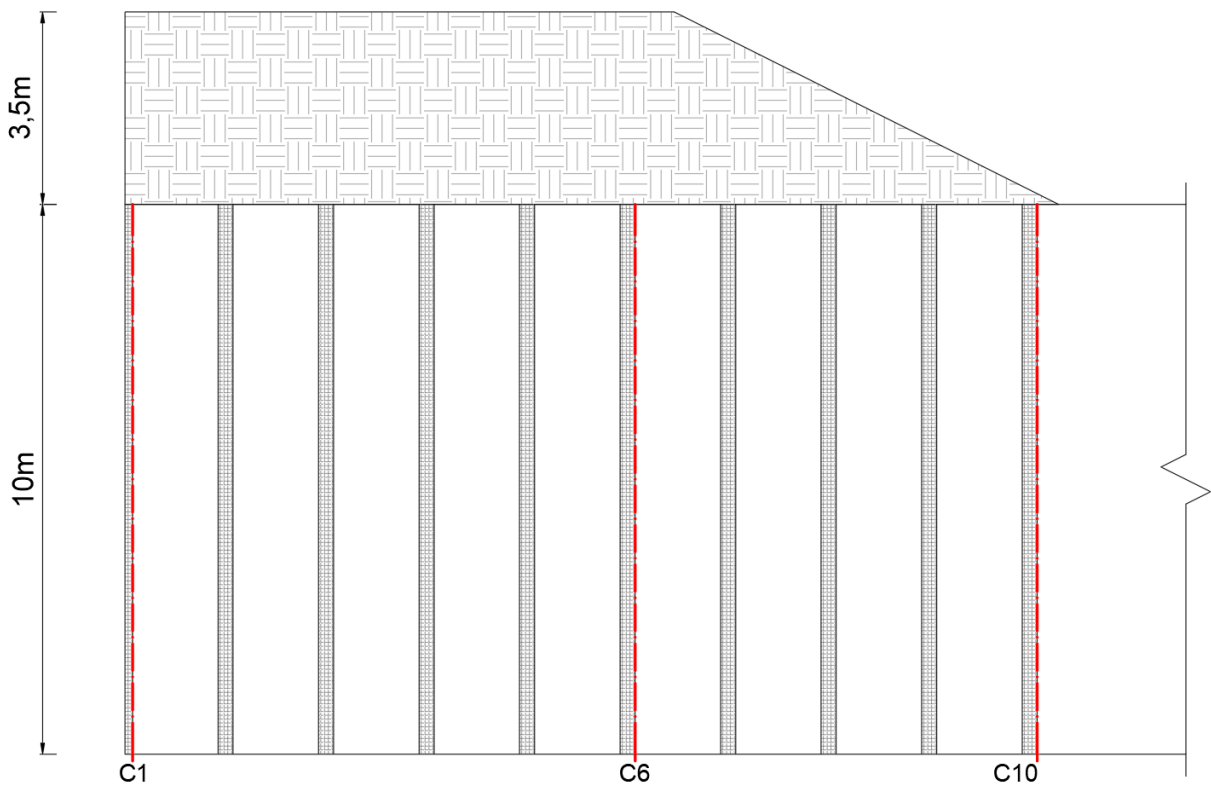
Figura 49 - Índice de vazios no tempo de 4A - A22



Analisando as figuras, verifica-se que houve redução do índice de vazios no primeiro terço da camada de solo mole. O índice de vazios inicial de 1,2 reduziu para o intervalo entre 0,8 e 1,0 no topo da camada e para o intervalo entre 1,0 e 1,15 nos 3 primeiros metros de profundidade. A partir da profundidade de 4 m o índice não apresentou variações consideráveis.

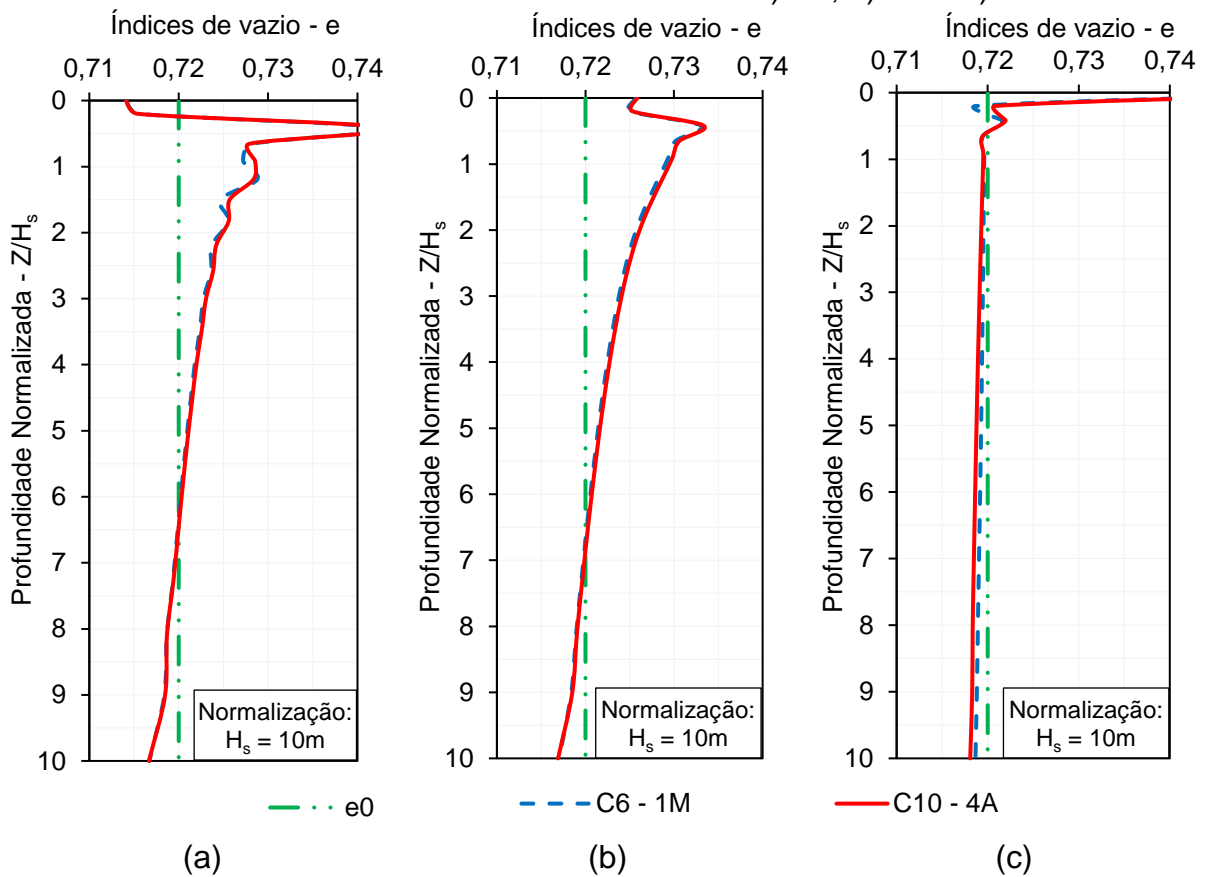
Para complementar a análise, o Gráfico 6 compara os índices de vazios inicial (e_0) e nos tempos de 1 mês e 4 anos, para as colunas 1 (C1), 6 (C6) e 10 (C10) da modelagem referência (Análise 22), indicadas na Figura 50. Ressalta-se que as colunas foram numeradas de 1 a 10, iniciando na coluna do eixo de simetria.

Figura 50 – Linhas verticais referentes as colunas C1, C6 e C10



Fonte: Autora

Gráfico 6 - Índices de vazios nas colunas a) C1, b) C6 e c) C10



Os resultados dos gráficos demonstram que há uma diminuição do índice de vazios nos 3 m finais das colunas C1 e C6. Em contrapartida, há aumento do índice de vazios nos 7 m iniciais dos comprimentos das colunas citadas. Observa-se ainda que 0,5 m abaixo do topo há uma região com elevado índice de vazios

O comportamento descrito acima estabilizou no tempo de 1 mês, uma vez que as curvas de 1 mês e 4 anos praticamente se sobrepõem. Considerando a localização das colunas C1 e C6, espera-se que as colunas intermediárias, localizadas antes do talude do aterro, apresentem o mesmo padrão de comportamento.

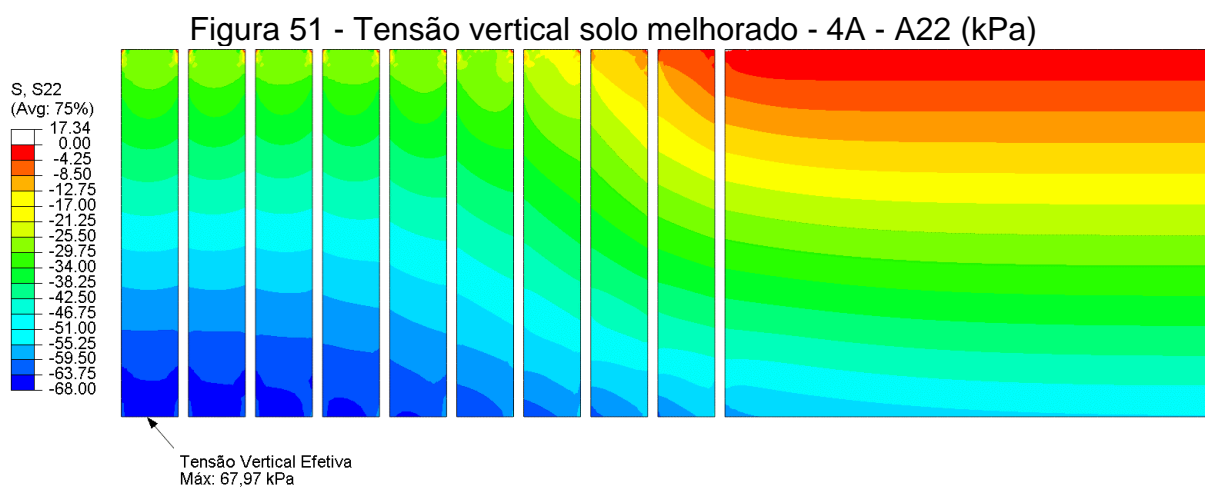
Analisando o comportamento das curvas, pode-se dizer que, durante a execução do aterro, as colunas tendem a absorver mais parcela de carga por possuírem maior rigidez. Em consequência, o diâmetro das colunas C1 e C6 aumentaram levemente ao longo das profundidades iniciais. Esse processo ocorre até a constância da carga ou até que as tensões horizontais nas colunas e no solo circundante sejam aproximadamente iguais. Em outras palavras, o índice de vazios (e consequentemente o diâmetro da coluna) tende a aumentar quando o solo circundante não oferece confinamento suficiente para equilibrar o aumento da tensão horizontal na coluna causado pelo carregamento. Em situações reais, a insuficiência de confinamento lateral facilita a migração dos agregados da coluna para dentro da massa do solo muito mole. Tal comportamento, associado à alta permeabilidade do material da coluna, pode explicar a ocorrência de recalque mais proeminente no solo melhorado nos tempos iniciais quando comparado ao solo natural.

Em maiores profundidades, a leve redução do índice dos vazios observada em todas as colunas pode ser provocada pela sobrecarga a que são submetidas, que promove o rearranjo do material granular, tornando-o mais compacto na base das colunas.

4.3 ANÁLISES DE TENSÃO VERTICAL

Para análise da tensão vertical foram extraídos os resultados de tensão vertical efetiva (S22) na camada de solo mole da Análise 22 (análise referência) e do modelo do solo natural. Os resultados obtidos são apresentados nas Figura 51 e Figura 52. Ressalta-se que o *software* já fornece o valor da tensão vertical efetiva, não sendo necessário subtrair a poropressão.

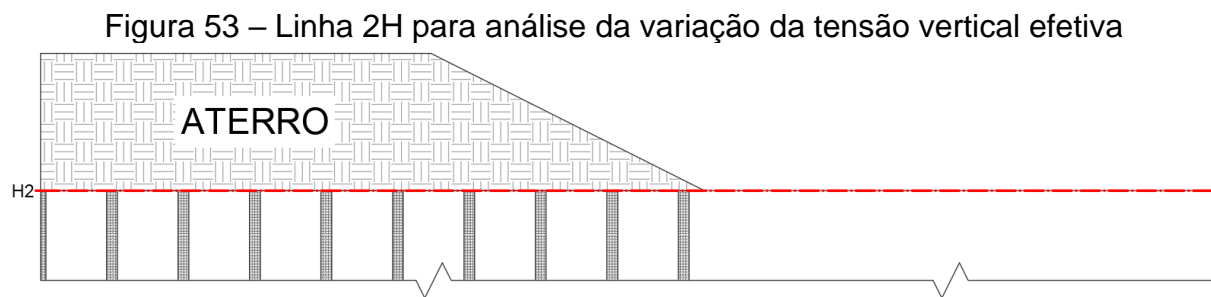
A tensão vertical efetiva máxima no solo melhorado, após um período de 4 anos, é de 67,97 kPa, e ocorre na base das fatias de solo próximas ao eixo de simetria, conforme indicado na Figura 51. No solo sem melhoramento a tensão vertical efetiva máxima, para o mesmo período, também ocorreu na base da camada de solo mole, próximo ao eixo de simetria, porém com amplitude de 79,9 kPa, conforme indicado na Figura 52. Há, portanto, uma diminuição da tensão vertical efetiva no solo melhorado em comparação ao solo natural.



No meio da camada de solo mole também se observa uma redução da tensão efetiva em um período de 4 anos, que no solo melhorado é em torno de 46 a 51 kPa, enquanto que no solo natural é em torno de 55 a 60 kPa.

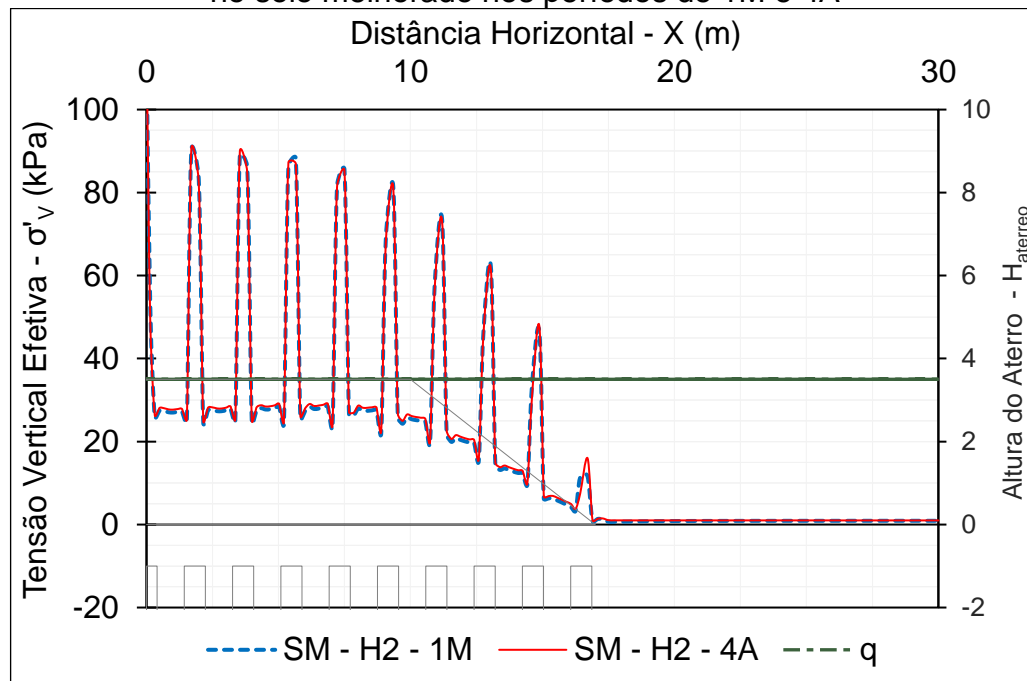
4.3.1 Variação da Tensão Vertical Efetiva ao Longo da Distância Horizontal

Para análise da variação da tensão vertical efetiva ao longo da extensão do solo foram extraídos resultados de tensão vertical efetiva na linha de base do aterro (H2) nos tempos de 1 ano e 4 anos da análise referência (Análise 22), conforme indicado na Figura 53. Com os resultados obtidos foram traçadas as curvas exibidas no Gráfico 7. De modo complementar, uma linha horizontal é traçada para representar a máxima tensão vertical efetiva (q) aplicada pelo aterro na superfície do solo, considerando a sua altura de 3,5 m.



Fonte: Autora

Gráfico 7 - Tensão vertical efetiva ao longo da distância horizontal na base do aterro no solo melhorado nos períodos de 1M e 4A



Analisando o gráfico percebe-se a ocorrência de picos de tensão sobre todas as colunas, indicando que elas absorvem a maior parte da tensão proveniente do peso efetivo do aterro, conforme previsto na teoria. É possível verificar ainda que as colunas localizadas antes do talude do aterro, portanto mais próximas ao eixo de simetria, possuem concentração de tensão efetiva entre 82 kPa e 90 kPa. As razões para as elevadas concentrações de tensão observadas nas colunas estão associadas à sua maior rigidez e menor área.

Percebe-se ainda que há considerável diferença entre as tensões aplicadas nas colunas e no solo adjacente. O acréscimo de tensões verticais efetivas atuantes na superfície das fatias de solo no trecho antes do talude é de aproximadamente 28 kPa. Ademais, é importante salientar que, sem a instalação das colunas, o aterro aplicaria na superfície do solo mole um acréscimo de tensão vertical efetiva de 35 kPa. Portanto, a instalação das colunas promove um decréscimo da tensão efetiva final atuante no solo de aproximadamente 7 kPa, comparado ao solo sem melhoramento.

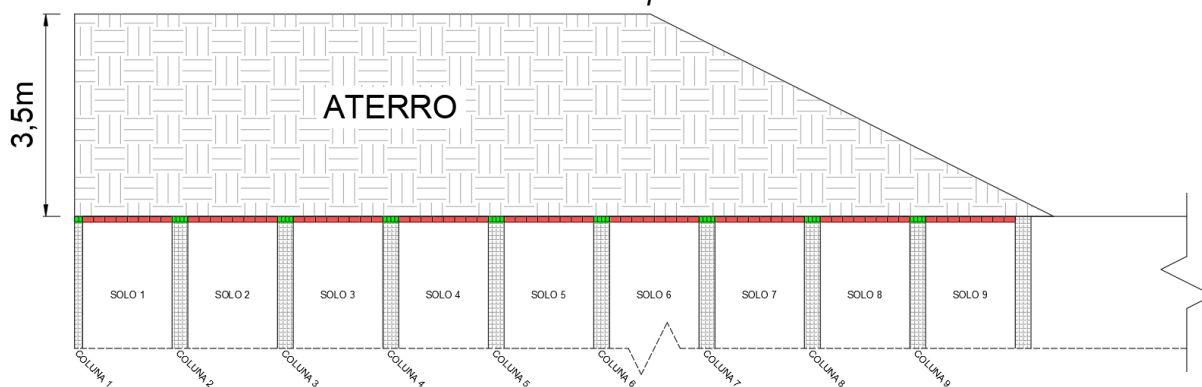
Conforme discutido no item anterior, a concentração de tensão nas colunas tende a aumentar seu diâmetro e índice de vazios nos 7 m iniciais do comprimento das colunas localizadas na região central.

Os comportamentos descritos acima corroboram a teoria apresentada na fundamentação e serão explorados no próximo item.

4.3.2 Fator de Concentração de Tensões

Para determinação do fator de concentração de tensões (η) foram extraídas da Análise 22 (análise referência) as tensões nos elementos superiores de cada coluna, conforme representado na Figura 54 em verde, além das tensões nos elementos de superfície do solo adjacente as colunas, também indicados na Figura 54, em vermelho. Com os resultados obtidos foi elaborado o Gráfico 8.

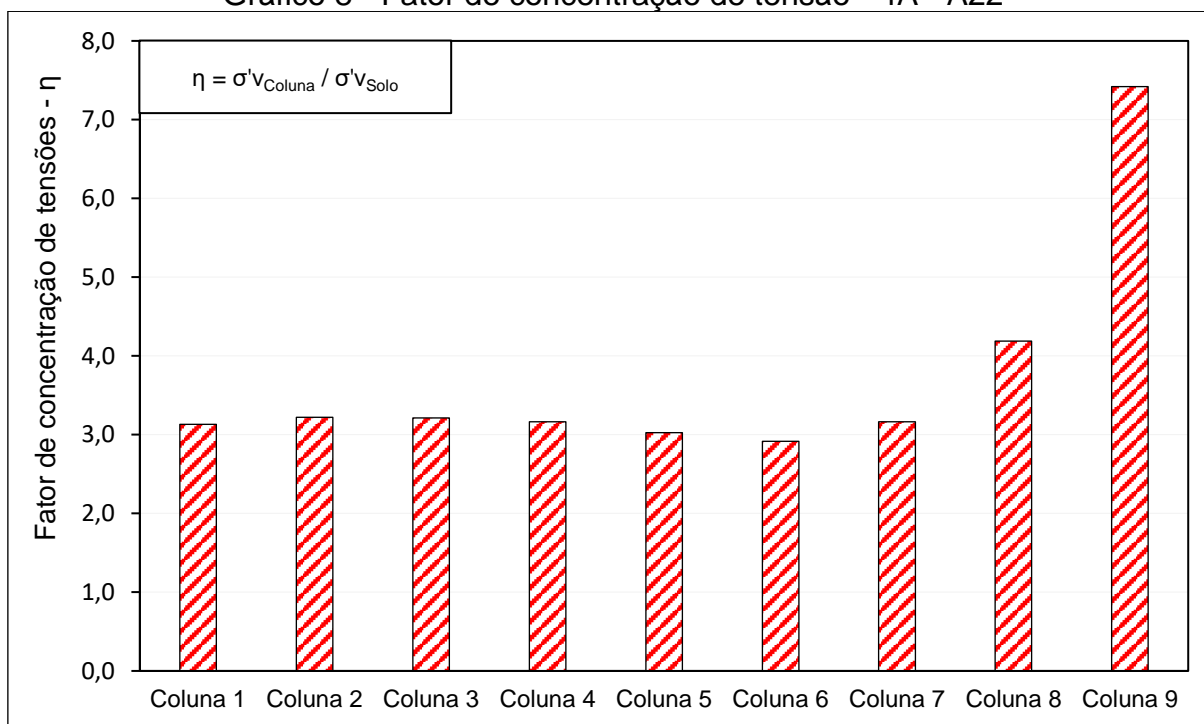
Figura 54 – Elementos de topo das colunas e no solo adjacente para extração do fator η



Fonte: Autora

Analisando os resultados verifica-se que a média do fator de concentração de tensões das colunas 1 a 7 é de aproximadamente 3,2. As colunas 8 e 9, localizadas abaixo do talude do aterro, apresentam o fator de concentração de tensões de 4,2 e 7,4, respectivamente. Os valores do fator de concentração de tensões das colunas 1 a 8 estão dentro da faixa (2 - 5) recomendada para colunas granulares, segundo Almeida e Marques (2010).

Gráfico 8 - Fator de concentração de tensão - 4A - A22



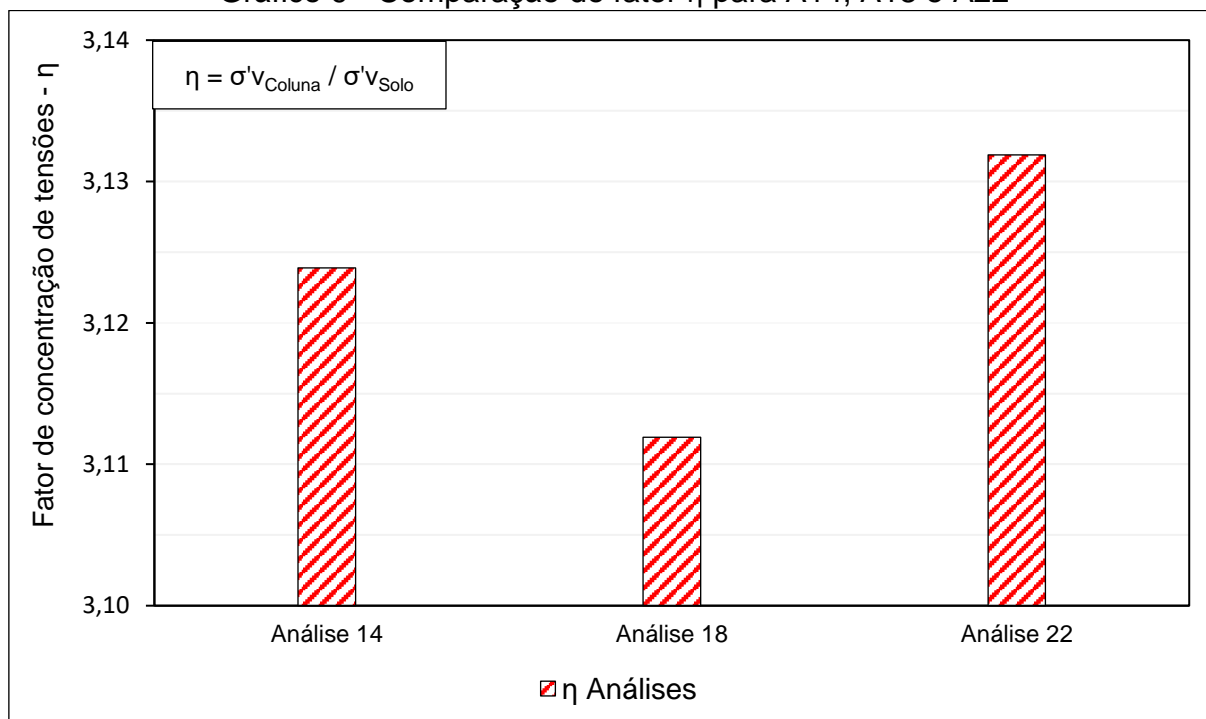
A partir da Equação (23) apresentada no item 2.4.4 da fundamentação teórica, calculou-se a razão entre o módulo de elasticidade das colunas e do solo (E_c/E_s) obtendo o valor 10,7, considerando o fator η igual a 3,1.

Salienta-se que o módulo de elasticidade das colunas da Análise 22 é igual a 30 MPa e o módulo da elasticidade do solo estimado a partir da Equação (10), apresentada no Item 2.3.2.3 da fundamentação teórica, é igual a 0,81 MPa. A razão (E_c/E_s) calculado por meio desses valores é igual a 37, valor 3,46 vezes superior ao estimado por meio da Equação (23).

Para fins de comparação, foram determinados os valores do fator η da coluna 1 (coluna no eixo de simetria) das análises 14 e 18 que possuem, respectivamente, módulos de elasticidade iguais a 15 MPa e 20 MPa. O Gráfico 9 apresenta a comparação dos resultados obtidos para o fator η nas análises 14, 18 e 22.

Os valores obtidos apresentam a mesma ordem de grandeza (3,12) e estão dentro da faixa (2 - 5) recomendada para colunas granulares, segundo Almeida e Marques (2010).

Gráfico 9 - Comparação do fator η para A14, A18 e A22

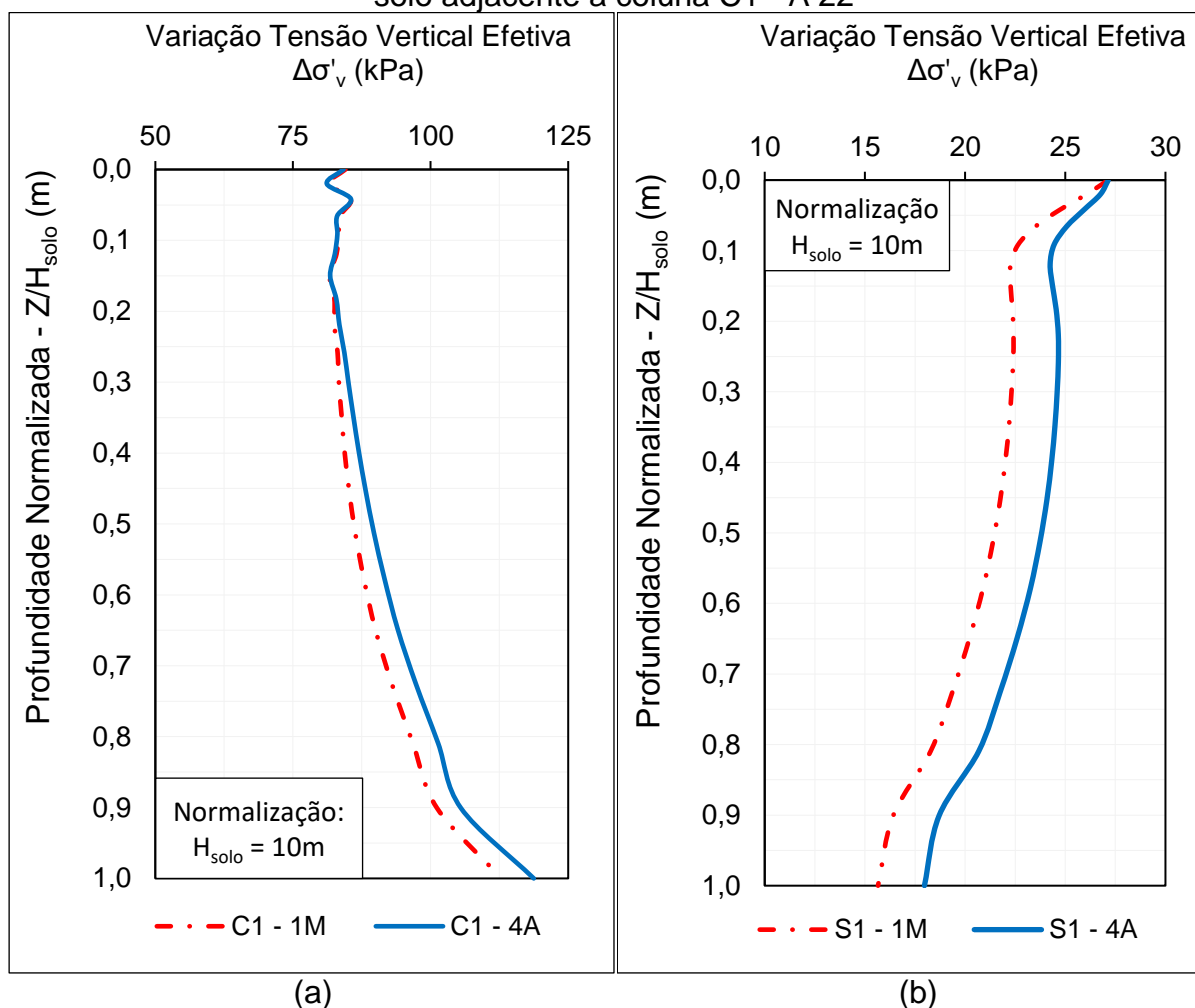


4.3.3 Variação da Tensão Vertical ao Longo da Profundidade

A análise do acréscimo da tensão vertical efetiva ao longo da profundidade do solo. Para tanto, foram extraídos os valores de tensão efetiva na coluna 1 e no solo em seu entorno nos períodos de 1 mês e 4 anos. Entende-se por acréscimo da tensão vertical efetiva, a diferença entre a tensão vertical efetiva no tempo desejado e a tensão vertical efetiva inicial em cada profundidade. O Gráfico 10 ilustra a variação desse acréscimo na coluna 1 e no solo mole.

O Gráfico 10 (a) mostra que há maior acréscimo da tensão vertical efetiva na base (118 kPa) do que no topo (84 kPa) da coluna. Embora haja pouca variação, comparando as curvas nos períodos de 1 mês e 4 anos, é observado um crescimento dessa diferença com o aumento da profundidade, sendo mais evidente na base das colunas.

Gráfico 10 - Variação da tensão efetiva com a profundidade a) na Coluna 1 e b) no solo adjacente a coluna C1 - A 22



O comportamento típico de distribuição do acréscimo de tensão vertical ao longo de profundidade é observado nas curvas do solo adjacente à coluna 1. No tempo de 4 anos, a tensão efetiva de 27 kPa na superfície da camada do solo mole reduz para cerca de 18 kPa na base da camada. O mesmo comportamento também foi observado para curva do tempo de 1 mês, que apresenta o acréscimo de tensão na superfície de aproximadamente 27 kPa e aproximadamente 16 kPa na base da camada de solo mole.

4.4 ANÁLISES DE DESLOCAMENTO HORIZONTAL

Para as análises do deslocamento horizontal no solo melhorado e no solo natural foram extraídos resultados de deslocamento horizontal (U1) nas modelagens bidimensional com deformações planas e axissimétricas. Em ambas as modelagens foram colhidos os resultados da análise referência (A22).

As Figura 55 e Figura 56, retiradas do *Abaqus*, exibem a variação do deslocamento horizontal no período de 4 anos, no solo natural e melhorado, respectivamente.

No solo natural o máximo deslocamento horizontal observado foi de 13,5 cm, à esquerda do pé do aterro, sob o talude. Já no solo melhorado o máximo deslocamento horizontal observado foi de 10,5 cm. Além disso, verifica-se que o deslocamento horizontal é menor e possui menor propagação no solo melhorado.

Figura 55 - Deslocamento horizontal no solo sem melhoramento no fim do adensamento - 4A

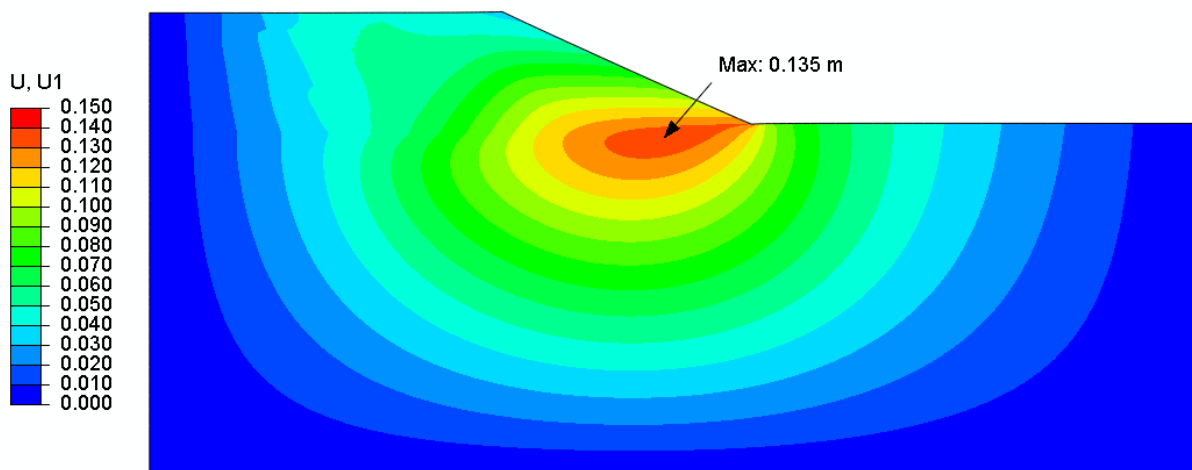
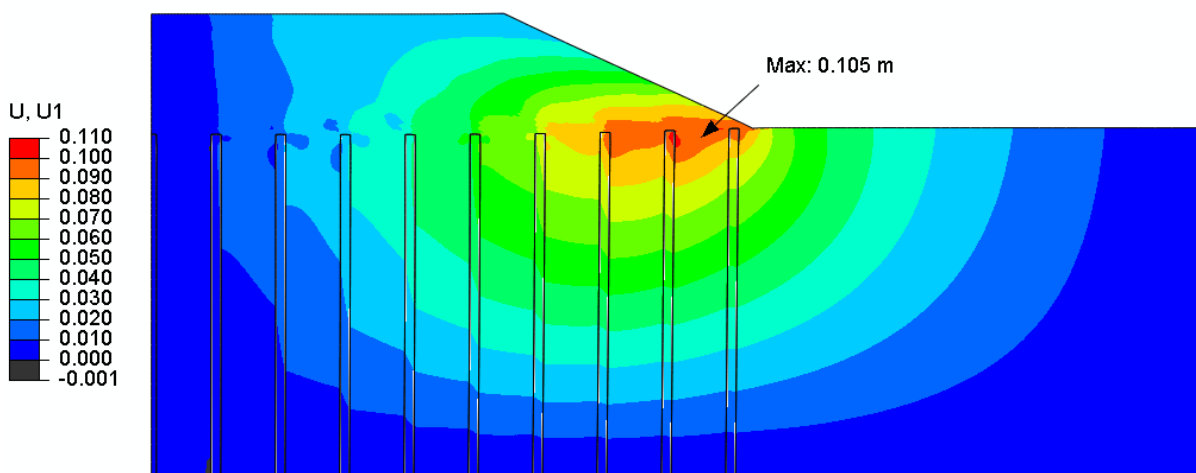


Figura 56 - Deslocamento horizontal SM - 4A - A22 (m)



Ressalta-se ainda que foi observado um comportamento de reversão do deslocamento ao longo do tempo. Durante a etapa de carregamento o deslocamento seguiu o comportamento do pé do aterro, formando um movimento ascendente, devido à cunha de ruptura. Cessando o carregamento, houve uma reversão do deslocamento do solo mole.

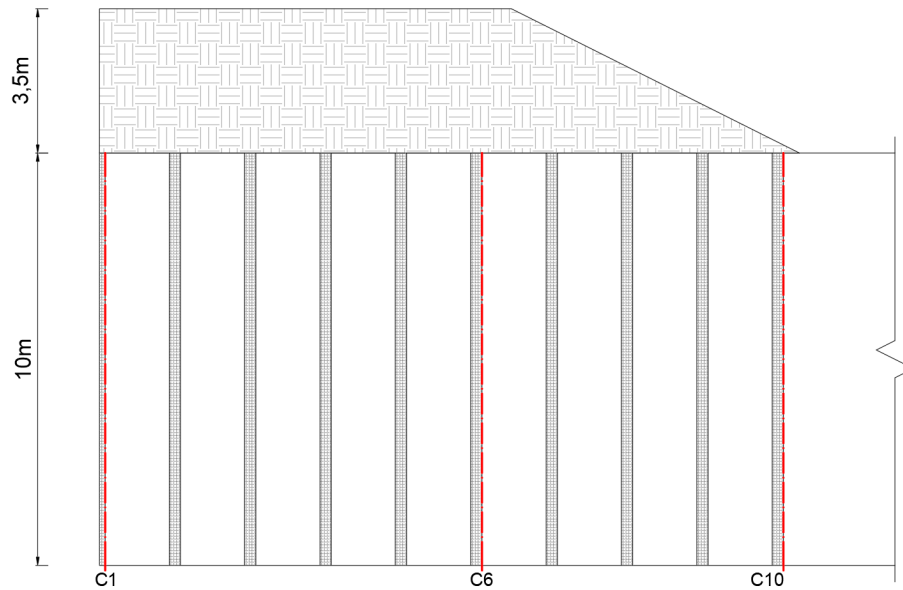
O comportamento descrito é evidenciado nas análises de recalque x tempo (item 4.1.1) e de recalque x distância horizontal (item 4.1.2), em que há um “levantamento” do solo na base do aterro até o tempo de 1 mês, seguido de sua acomodação nos períodos seguintes.

4.4.1 Deslocamento Horizontal nas Colunas 1, 6 e 10

Foram extraídos resultados de deslocamento horizontal das faces das colunas 1 (C1), 6 (C6) e 10 (C10), indicadas na Figura 57, nos períodos de 1 mês e 4 anos. Salienta-se que as colunas foram numeradas de 1 a 10, iniciando a contagem na coluna localizada no eixo de simetria da modelagem.

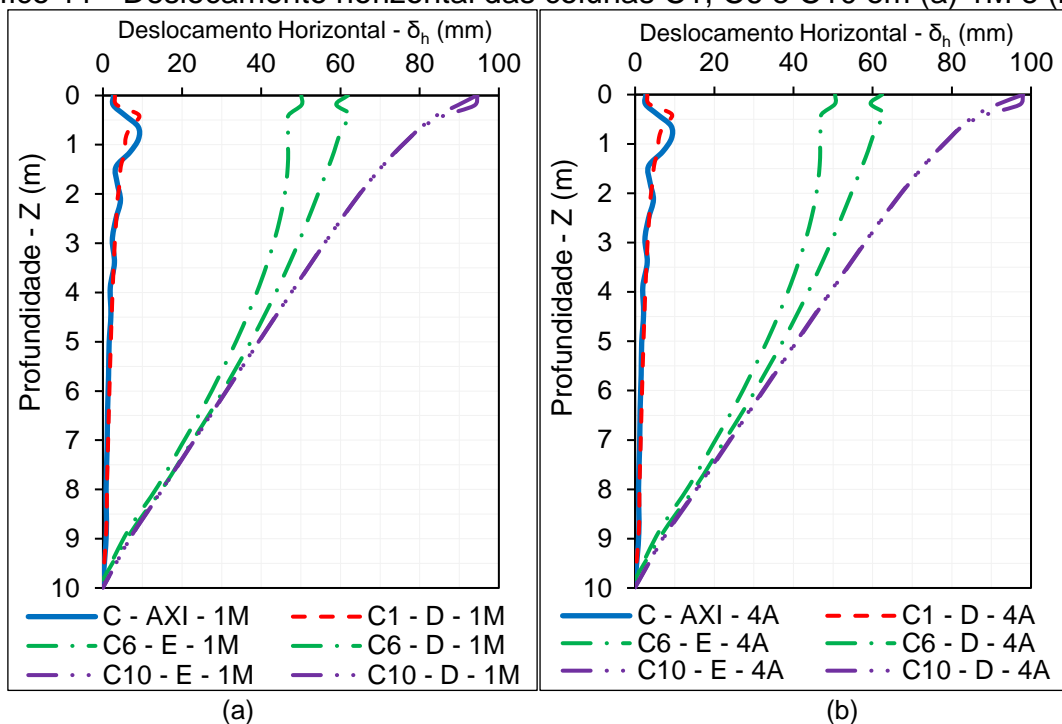
Para fins de comparação, foi extraído também o resultado de deslocamento horizontal da face da coluna para a modelagem axissimétrica. Com os resultados foram traçadas as curvas exibidas no Gráfico 11.

Figura 57 – Linhas verticais referentes as colunas C1, C6 e C10



Fonte: Autora

Gráfico 11 - Deslocamento horizontal das colunas C1, C6 e C10 em (a) 1M e (b) 4A



Analisando os gráficos observa-se que quanto mais afastadas do eixo de simetria estão as colunas, e mais próximas do pé do aterro, maiores são os seus deslocamentos horizontais. Estes mantiveram praticamente constante após o tempo de 1 mês, sinalizando que a mobilização lateral da massa do solo ocorre

predominantemente durante a execução do aterro. O deslocamento horizontal máximo de 10 cm ocorreu no topo da coluna C10, enquanto na coluna C1, localizada no eixo de simetria, o deslocamento horizontal máximo de 1 cm ocorreu 40 cm abaixo da superfície. Percebe-se também a redução do deslocamento horizontal ao longo do comprimento das colunas.

As curvas da coluna C6 evidenciam que, para a mesma profundidade, o deslocamento horizontal da face direita da coluna é maior que o da face esquerda, indicando o aumento do tamanho dessa coluna. Esse aumento reduz ao longo do comprimento da coluna. Por outro lado, as duas faces da coluna C10 apresentaram o mesmo deslocamento horizontal ao longo do seu comprimento.

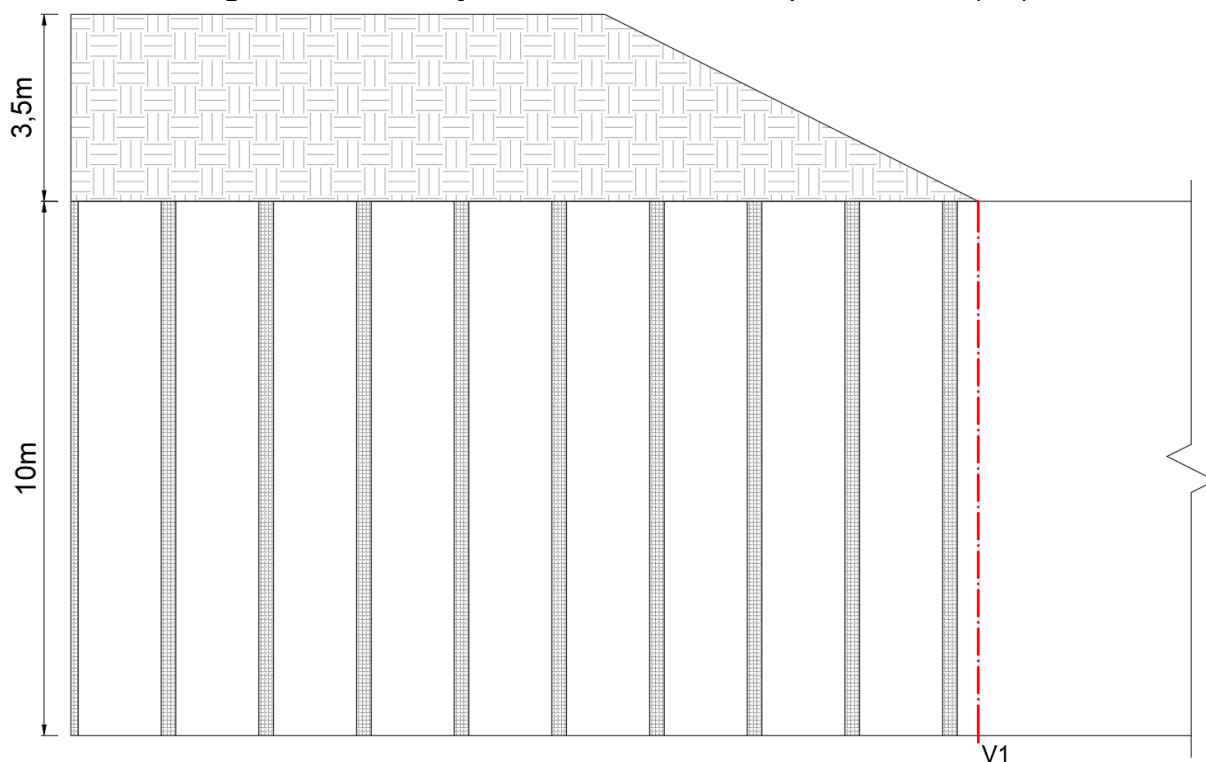
Os comportamentos descritos justificam o aumento do índice de vazios observado na coluna C6 e a estabilidade do índice de vazios da coluna C10. A configuração assumida pelas colunas é denominada de abaulamento e ocorre devido à concentração de tensões nesses elementos. Uma forma de atenuar esse comportamento, conforme descrito na fundamentação teórica, consiste no encamisamento das colunas com geotêxtil.

Por fim, nota-se que as curvas do modelo axissimétrico (C - AXI) sobrepõem as da coluna C1 do modelo de deformação plana, legitimando o rigor metodológico seguido nas modelagens do presente trabalho.

4.4.2 Deslocamento Horizontal na Vertical ao Pé do Aterro

Foram extraídos do programa os resultados de deslocamento horizontal na vertical ao pé do aterro (V1), conforme indicado na Figura 58, para as análises 21, 22, 23 e 24, as quais possuem respectivamente diâmetros de coluna iguais a 70 cm, 80 cm, 90 cm e 100 cm e coeficiente de substituição (a_c) igual a 0,15. Também foi extraído o deslocamento horizontal na vertical ao pé do aterro da modelagem de solo natural, com o objetivo de comparar os resultados.

Figura 58 – Indicação da linha vertical ao pé do aterro (V1)

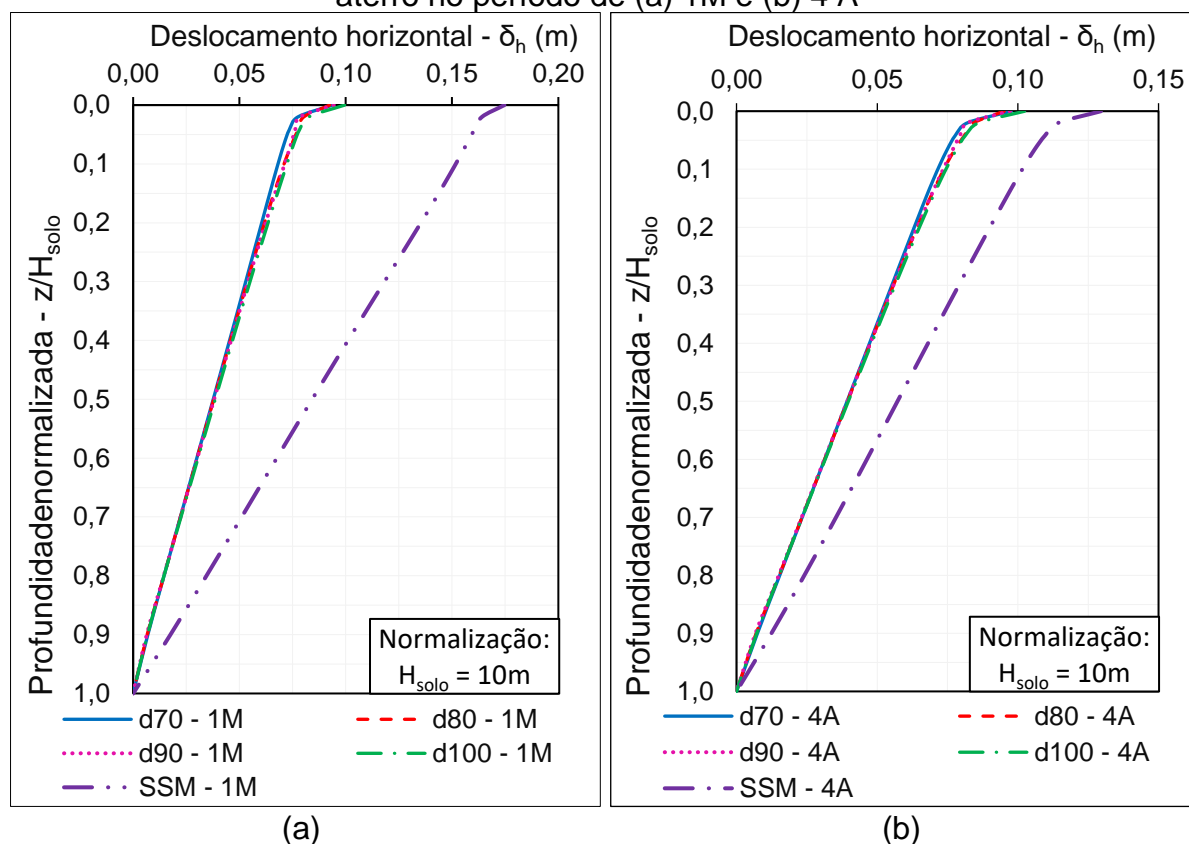


Fonte: Autora

Com os resultados obtidos foram geradas as curvas apresentadas no Gráfico 12. A sobreposição das curvas de deslocamento horizontal observada nos gráficos permite concluir que, para a mesma razão de substituição, a magnitude de deslocamentos horizontais não depende do diâmetro das colunas. Para a profundidade maior que 0,5 m, o deslocamento horizontal reduz de forma linear ao longo do comprimento da coluna.

A eficiência das colunas pode ser observada ao comparar as curvas sobrepostas com a curva do solo sem melhoramento. Na superfície da camada argilosa o solo melhorado apresenta uma redução do deslocamento horizontal de 7 cm e 3 cm nos tempos de 1 mês e 4 anos, respectivamente.

Gráfico 12 - Deslocamento horizontal ao longo da profundidade da vertical ao pé do aterro no período de (a) 1M e (b) 4 A



A razão pela qual o deslocamento horizontal no tempo de 4 anos é menor que o deslocamento no tempo de 1 mês se deve ao fenômeno de reversão do solo, descrito na introdução do capítulo 4.4 e evidenciado nas análises de recalque \times tempo (Item 4.1.1) e de recalque \times distância horizontal (Item 4.1.2). Os resultados dessas análises mostraram um “levantamento” do solo adjacente ao aterro durante o período da sua execução. Após esse período, ocorreu a reversão do deslocamento ao longo do tempo.

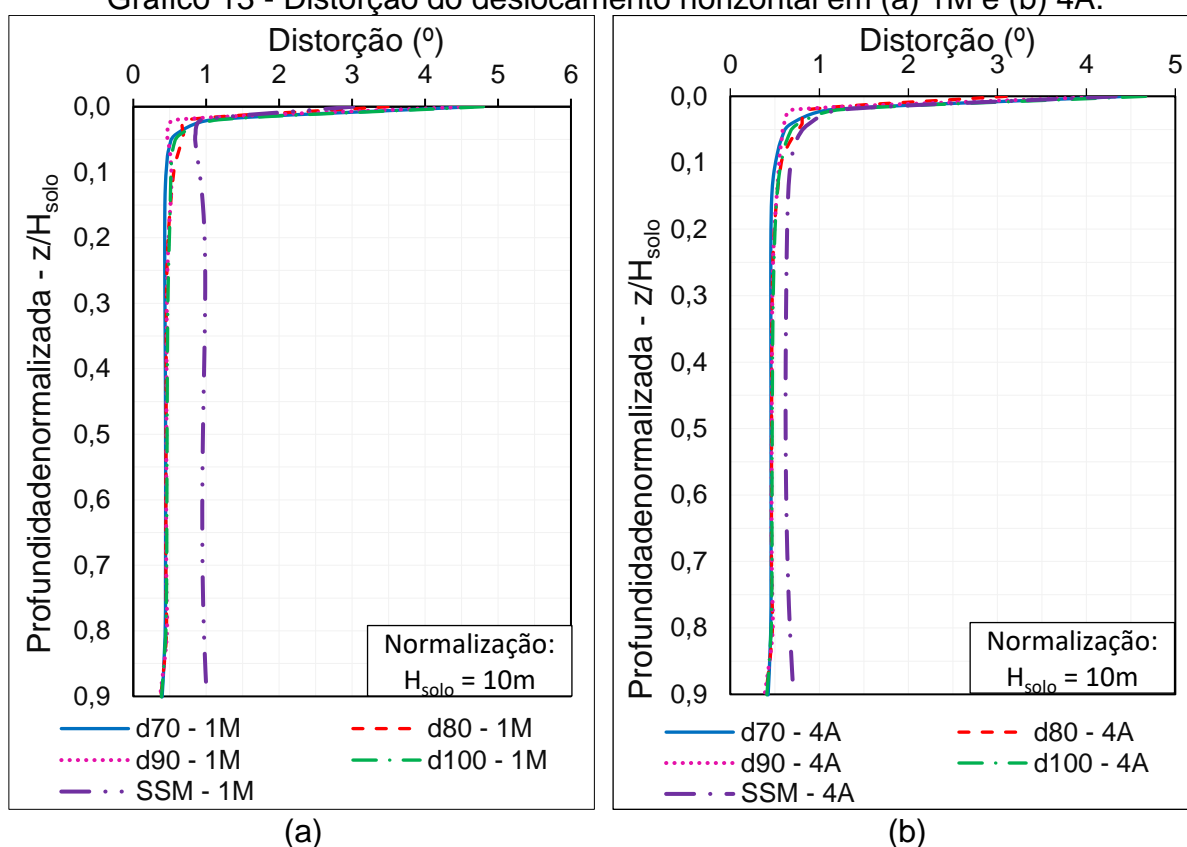
Foram traçadas ainda as curvas de distorção ao longo da profundidade do solo. A distorção mede a variação angular dos deslocamentos horizontais em dois pontos distintos ao longo de uma profundidade. Almeida e Marques (2014) apresentam a Equação (48) para o cálculo da distorção (d):

$$d = \arctg\left(\frac{\delta_{h1} - \delta_{h2}}{z_1 - z_2}\right) \tag{48}$$

Em que δ_{h1} corresponde ao deslocamento horizontal na profundidade z_1 e δ_{h2} corresponde ao deslocamento horizontal na profundidade z_2 .

As curvas de distorção geradas e apresentadas no Gráfico 13 realçam novamente o bom desempenho de solos melhorados. No tempo de 1 mês, a distorção na linha vertical de solos melhorados é praticamente a metade da distorção na mesma linha do solo natural. No tempo de 4 anos, apesar de reduzir essa diferença, a distorção em solos melhorados continua sendo menor que a do solo natural.

Gráfico 13 - Distorção do deslocamento horizontal em (a) 1M e (b) 4A.



4.5 ANÁLISES DE POROPRESSÃO

As Figura 59 e Figura 60 apresentam a variação do excesso de poropressão no solo sem melhorado e no solo melhorado ao fim da construção do aterro (1 mês).

No solo natural verifica-se que o excesso de poropressão máximo é igual a 28,75 kPa e concentra-se no meio da camada de solo mole, próximo ao eixo de simetria do modelo. Já no solo melhorado o excesso de poropressão máximo é igual a 3,45 kPa e é observado na região de solo adjacente ao aterro, onde não foi executada técnica de melhoramento. No solo entre as colunas são observados baixos

valores de poropressão, indicando que ocorreu a dissipação da poropressão com a execução das colunas.

Figura 59 - Excesso de poropressão ao fim da construção do aterro (1 mês) no solo sem melhoramento (kPa)

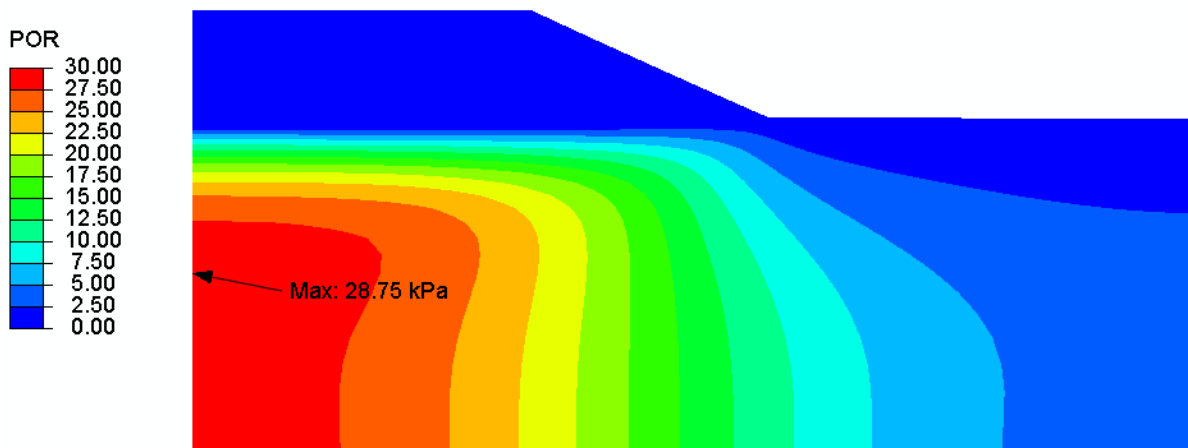
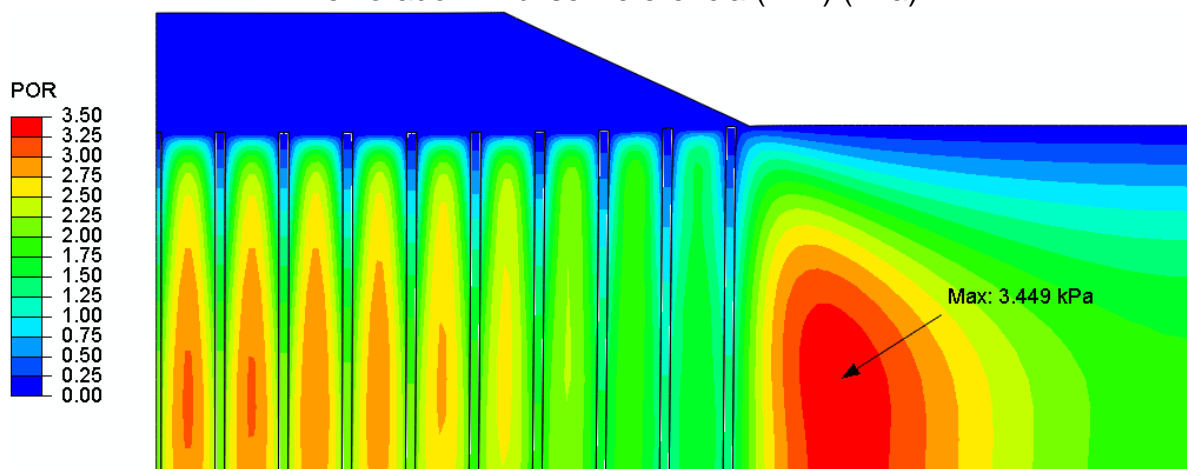


Figura 60 - Excesso de poropressão ao fim da construção do aterro (1 mês) no solo melhorado - Análise Referência (A22) (kPa)



A diferença observada nos valores de poropressão corrobora a teoria apresentada sobre aceleração de recalques por adensamento em solos reforçados com colunas granulares. O melhor desempenho desses solos é também devido à alta capacidade filtrante das colunas granulares, que desempenham não só a função de elementos portantes, mas também de drenos verticais.

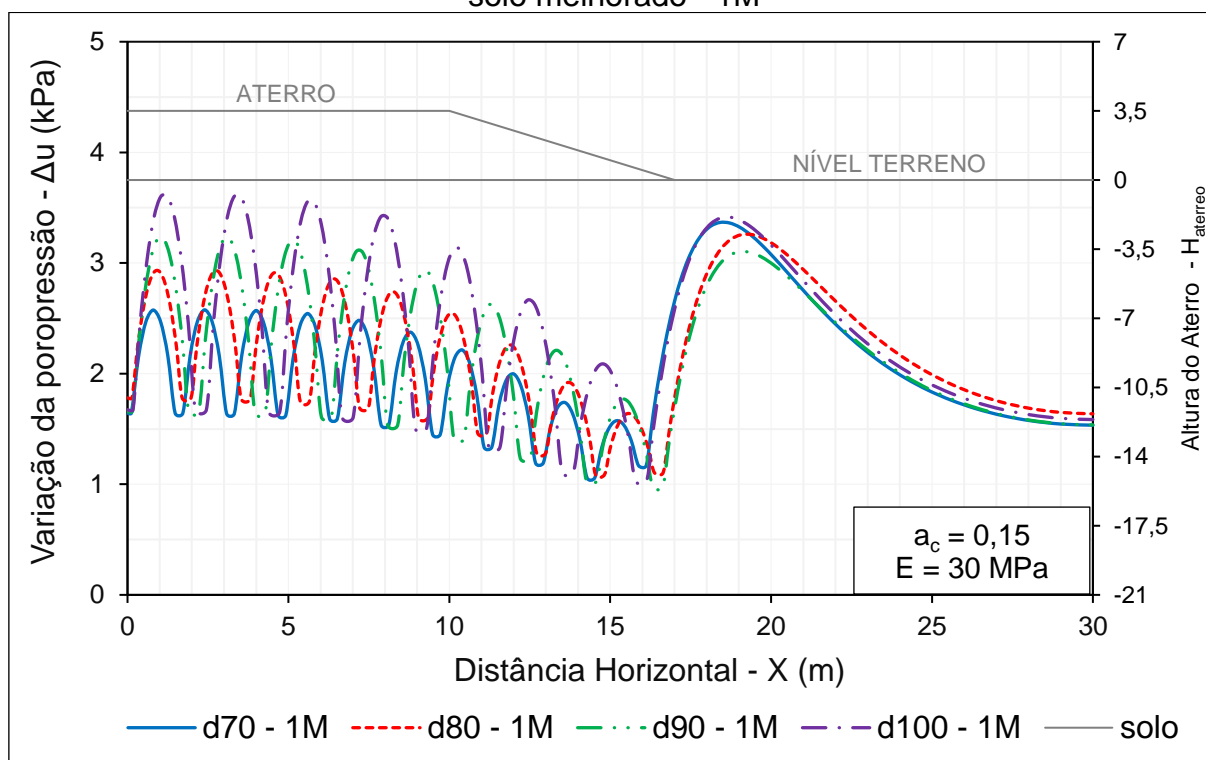
No solo melhorado, o excesso de poropressão fora dissipado logo após o fim da execução do aterro, enquanto no solo natural essa dissipação ocorreu apenas no tempo de aproximadamente 14 meses.

4.5.1 Variação do Excesso de Poropressão ao Longo da Distância Horizontal

Para complementar a análise da variação do excesso de poropressão, foram extraídos os resultados de poropressão na reta que intercepta metade da altura das colunas granulares no tempo de 1 mês (fim da construção do aterro). Os resultados foram retirados das análises 21, 22, 23 e 24 que possuem diâmetro de 70 cm, 80 cm, 90 cm e 100 cm respectivamente, e razão de substituição a_c igual a 0,15. As curvas geradas a partir da extração dos resultados são plotadas no Gráfico 14.

Analisando o gráfico, é possível constatar que, de forma geral, no fim da construção do aterro o excesso de poropressão varia entre 1 e 3,8 kPa, apresentando comportamento de pico sobre as fatias de solo mole e comportamento de vale sobre as colunas.

Gráfico 14 - Variação do excesso de poropressão no meio das colunas de brita no solo melhorado - 1M



Embora a variação de poropressão seja pequena, cabe ressaltar que a análise 21 foi a que resultou na menor variação no excesso de poropressão, e apresentou comportamento de picos e vales no intervalo entre 1,6 kPa e 2,6 kPa no trecho do solo

com colunas. Em contrapartida, a análise 24 resultou na maior variação do excesso de poropressão, com picos e vales variando entre 1 e 3,8 kPa.

Isto posto, levanta-se a hipótese de que a dissipação da poropressão, ou seja, a drenagem da água entre as partículas do solo para a superfície é mais eficiente nas colunas com menores diâmetros e maiores espaçamentos.

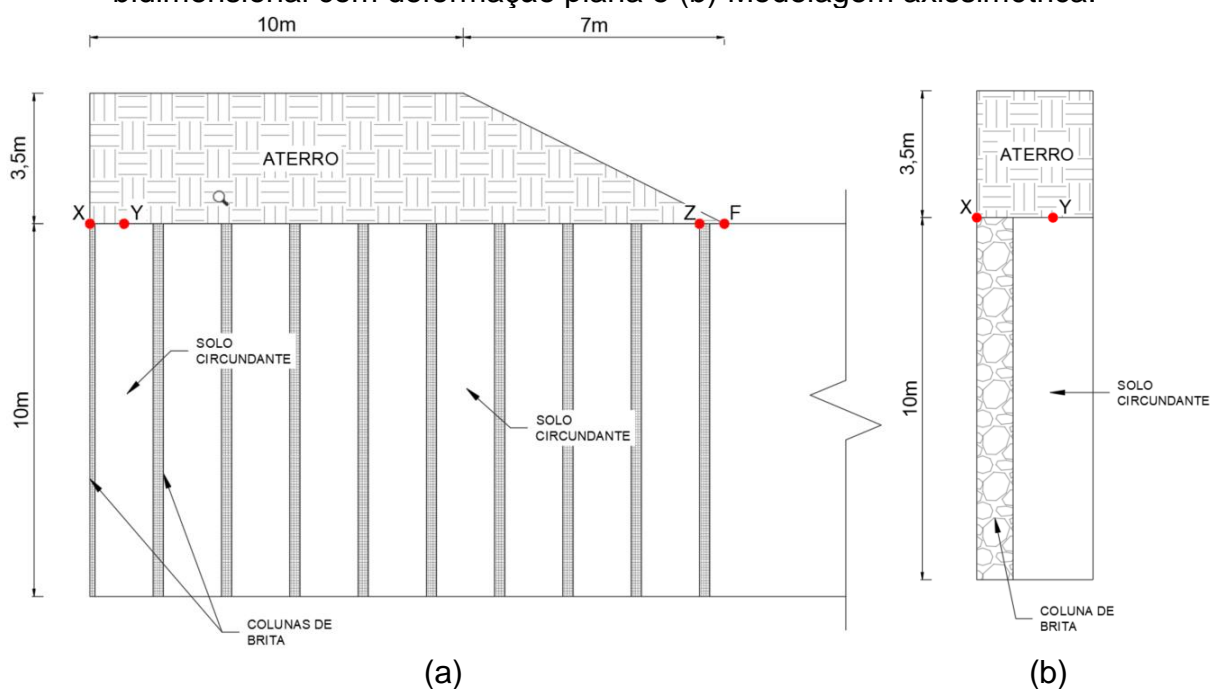
4.6 ANÁLISES PARAMÉTRICAS

As análises paramétricas foram realizadas conforme esquema apresentado no item 3.2. Visando complementar as conclusões apresentadas nos itens anteriores, bem como ilustrar a influência direta dos parâmetros no desempenho dos modelos, serão apresentados e discutidos nos tópicos seguintes os resultados das análises paramétricas, concentrando-se naqueles que possuem a razão de substituição (a_c) igual a 0,15 e tempo de 4 anos. Os demais resultados são anexados ao apêndice.

Para tanto, foram extraídos resultados dos pontos X e Z localizados nas colunas C1 e C10, respectivamente, assim como nos pontos Y e F, localizados no meio das fatias de solo adjacentes as colunas C1 e C10, respectivamente, tal como é ilustrado na Figura 61 (a).

Para fins de comparação, também são apresentados os resultados das análises paramétricas do modelo axissimétrico extraídos nos pontos X e Y, localizados na coluna de eixo e no solo circundante, respectivamente, conforme ilustrado na Figura 61 (b).

Figura 61 - Localização dos pontos de extração de resultados na (a) Modelagem bidimensional com deformação plana e (b) Modelagem axissimétrica.



4.6.1 Recalque x Diâmetro

Os Gráfico 15 a Gráfico 18 apresentam o valor do recalque conforme a variação do diâmetro. Conforme apresentado na introdução deste capítulo, o ponto X é situado sobre a coluna de eixo, enquanto o ponto Y está localizado no meio da fatia de solo mais próxima ao eixo. O ponto Z, por sua vez, está localizado sobre a última coluna, próxima a base do aterro e o ponto F compreende ao ponto de pé de aterro.

Observa-se que no ponto X quanto maior o diâmetro da coluna, menor a amplitude do recalque. No ponto Y é observado comportamento oposto. Já no ponto Z o recalque diminui com o aumento do diâmetro até aproximadamente $d_c = 85$ cm, a partir desse ponto o recalque aumenta com o aumento do diâmetro. O ponto F, por sua vez apresenta comportamento adverso, o recalque aumenta com o crescimento do diâmetro até $d_c \approx 85$ cm, quando é verificada a diminuição do recalque conforme aumenta-se o diâmetro das colunas.

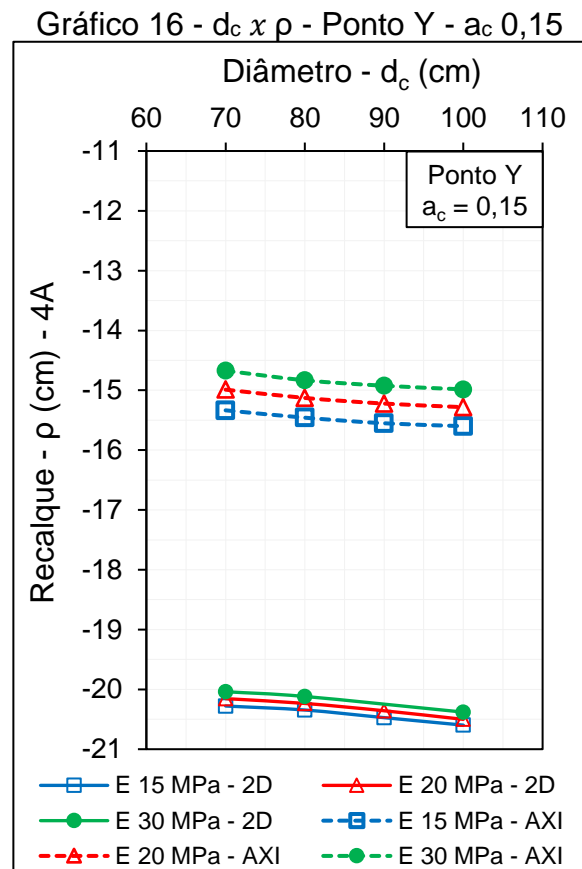
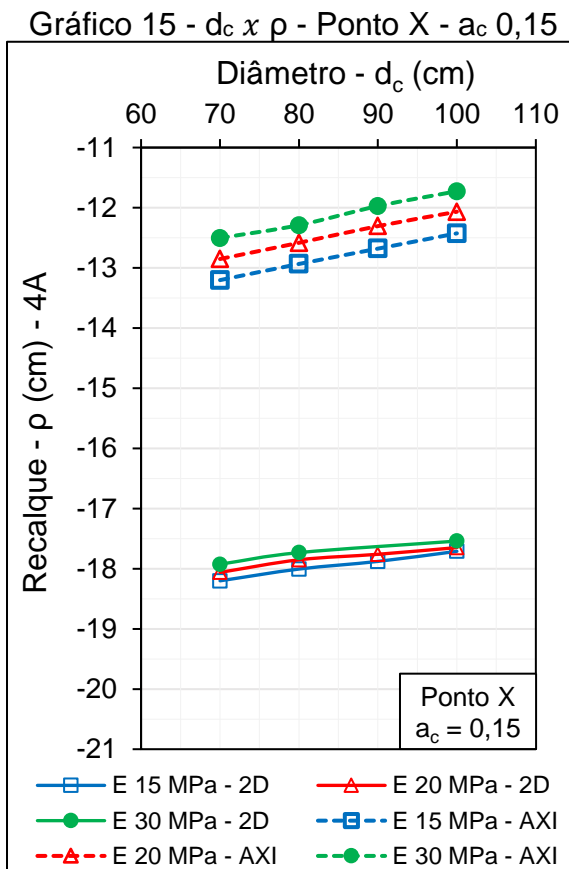
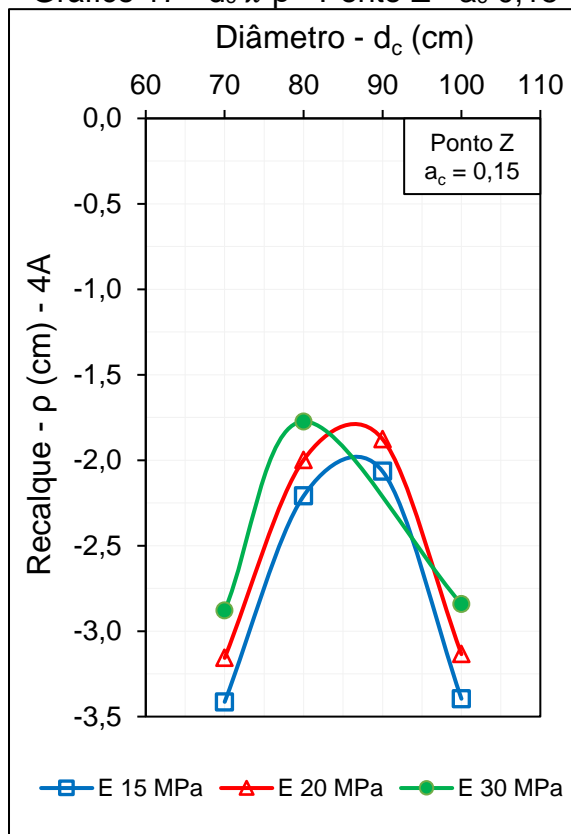
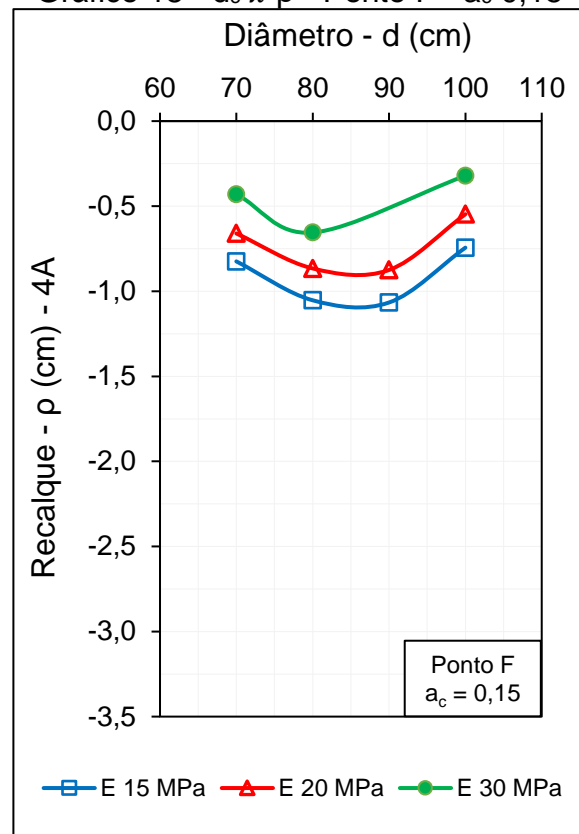


Gráfico 17 - $d_c \times \rho$ - Ponto Z - a_c 0,15Gráfico 18 - $d_c \times \rho$ - Ponto F - a_c 0,15

Para todos os pontos analisados quanto menor o módulo de elasticidade, maior o recalque. Esse comportamento é verificado em ambas as modelagens, embora as modelagens axissimétricas tenham apresentado recalques inferiores comparados as modelagens de deformação plana.

O comportamento descrito além de ser influenciado pelo diâmetro das colunas também pode ser decorrente do espaçamento entre elas, uma vez que mantido o coeficiente de substituição e aumentado o diâmetro há o aumento do espaçamento s , já que para a_c 0,15 a razão entre o diâmetro e o espaçamento entre colunas é igual a aproximadamente 2,28. Realizou-se, portanto, a análise recalque *versus* espaçamento (Item 4.6.2), a fim de verificar a proposição citada.

4.6.2 Recalque \times Espaçamento

Os Gráfico 19 a Gráfico 22 apresentam os resultados da variação recalque, conforme se altera o espaçamento s entre as colunas.

Gráfico 19 - $s \times \rho$ - Ponto X - a_c 0,15

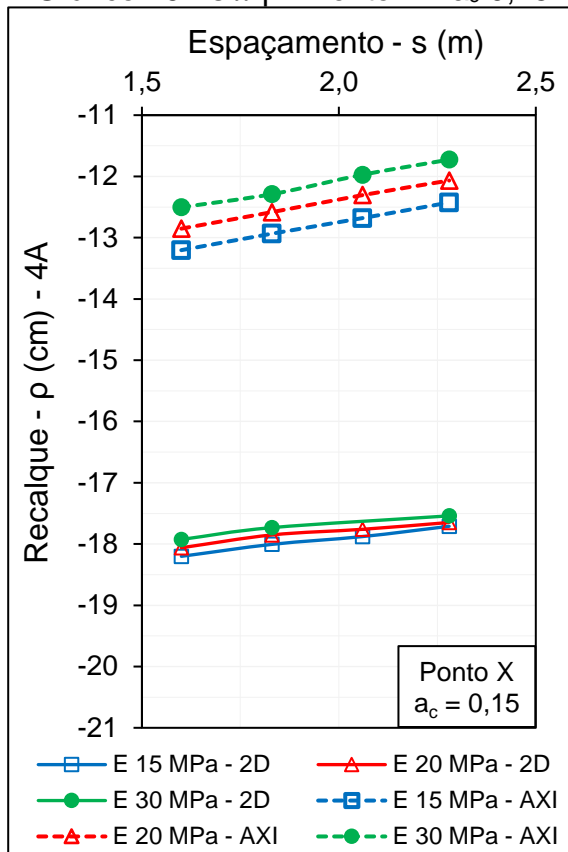


Gráfico 20 - $s \times \rho$ - Ponto Y - a_c 0,15

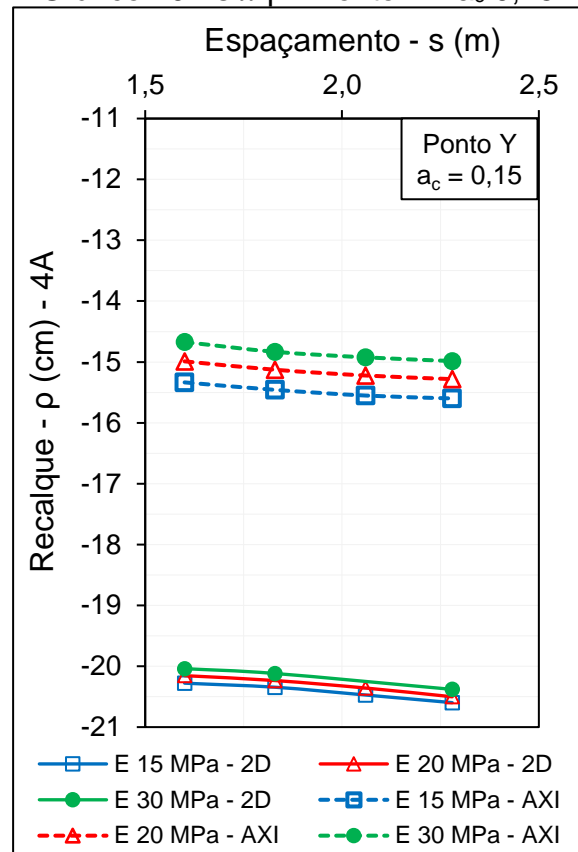


Gráfico 21 - $s \times \rho$ - Ponto Z - a_c 0,15

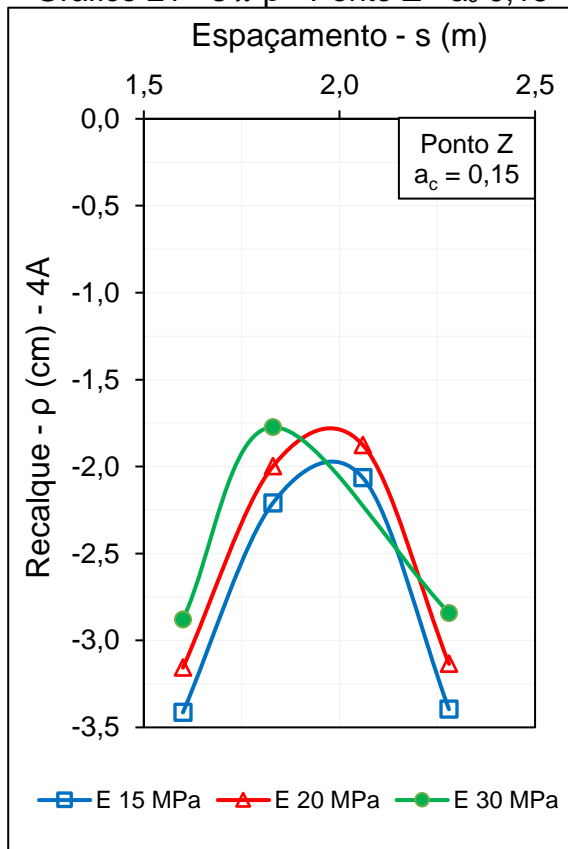
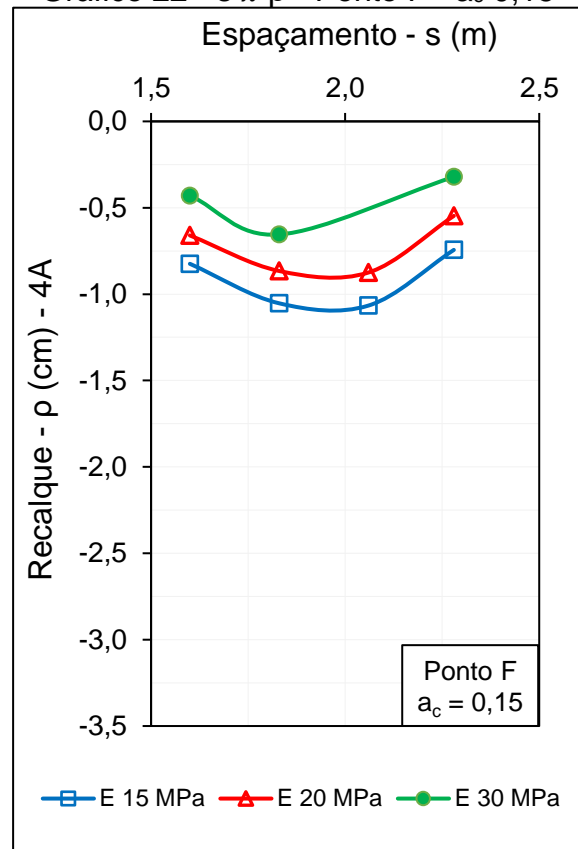


Gráfico 22 - $s \times \rho$ - Ponto F - a_c 0,15

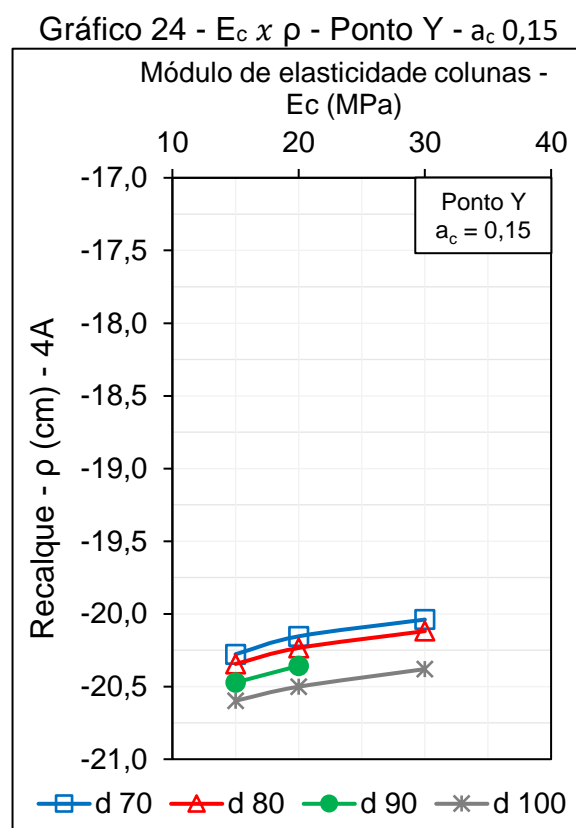
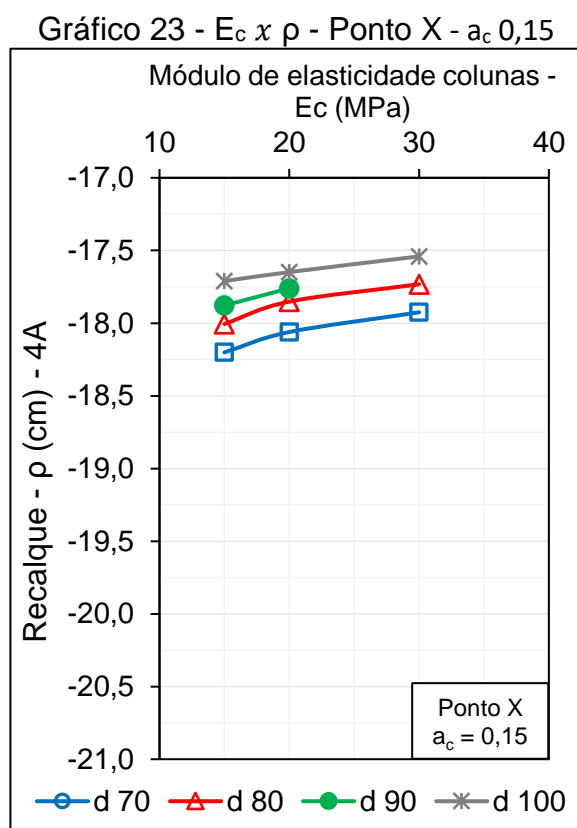


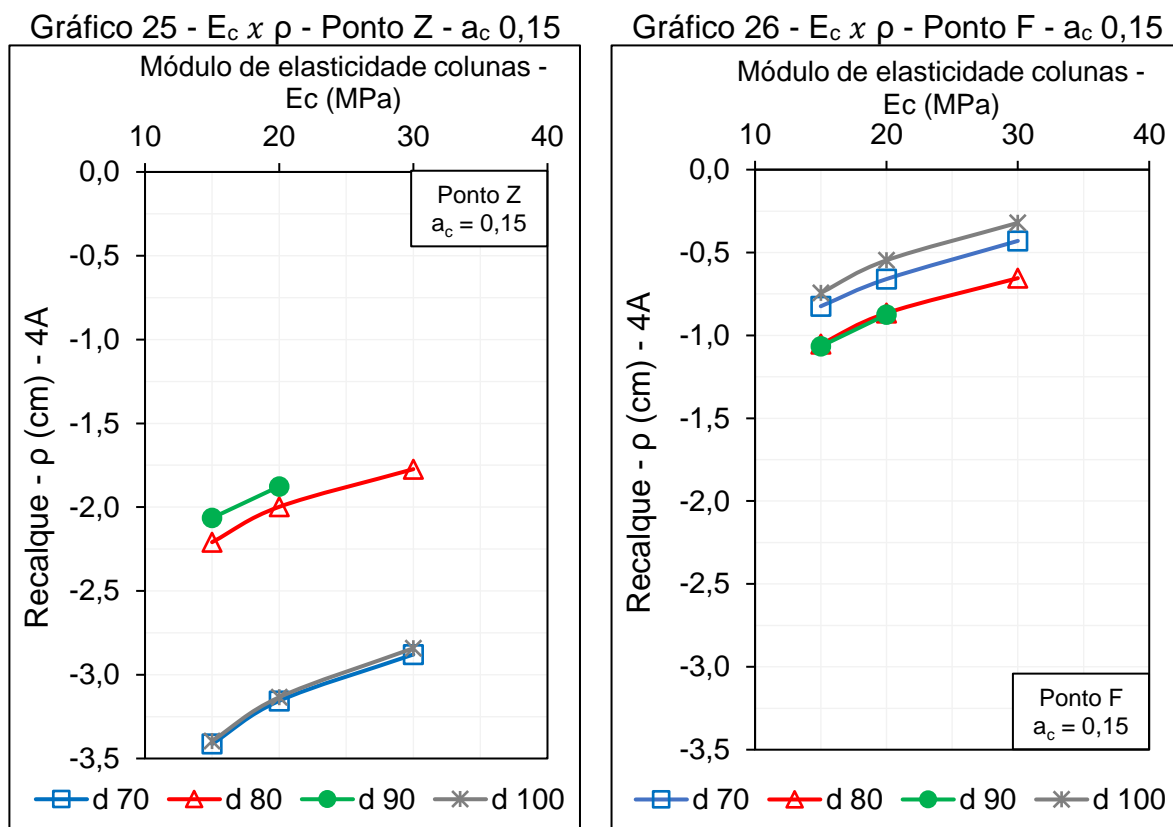
Os gráficos exibem o mesmo comportamento descrito para os gráficos de recalque versus diâmetro, validando a hipótese levantada no item anterior de que o comportamento de recalque sofre a mesma influência variando o diâmetro ou o espaçamento entre as colunas.

Ressalta-se que nas demais análises realizadas, para diferentes a_c , anexas no apêndice do trabalho, verificou-se comportamento semelhante nos pontos X e Y para as relações $s \times \rho$ e $d_c \times \rho$. Nos pontos Z e F houve divergência de comportamento.

4.6.3 Recalque \times Módulo de Elasticidade

Os Gráfico 23 a Gráfico 26 apresentam a variação do recalque, conforme altera-se o módulo de elasticidade. Verifica-se grande variabilidade de comportamento conforme o ponto analisado. Entretanto, há convergência com a análise feita no item 4.6.1 (recalque \times diâmetro) no que diz respeito à influência do módulo de elasticidade no comportamento do recalque. O recalque diminui de forma linear com o aumento do módulo de elasticidade.





A influência do diâmetro na magnitude de recalque, observada nos gráficos, já foi apresentada e discutida no 4.6.1.

4.6.4 Fator de Redução de Recalque \times Diâmetro no Ponto Y

Nos Gráfico 27 a

Gráfico 30 são apresentadas as variações do fator de redução de recalque (β), conforme alteram-se os diâmetros. Os resultados apresentados são apenas referentes ao ponto Y (localizado na fatia de solo próxima ao eixo de simetria) para os quatro valores da razão de substituição (a_c). Ademais, foram gerados os resultados do ponto F (ao pé do aterro), sendo estes anexados ao apêndice do trabalho.

Preliminarmente verifica-se que conforme aumenta o coeficiente de substituição há também o aumento do fator de redução de recalque, tal resultado indica significativa influência do diâmetro das colunas no comportamento do fator β , tanto nos modelos de deformação plana como nos assiximétricos, para todos os valores da razão de substituição (a_c).

Gráfico 27 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - a_c 0,10

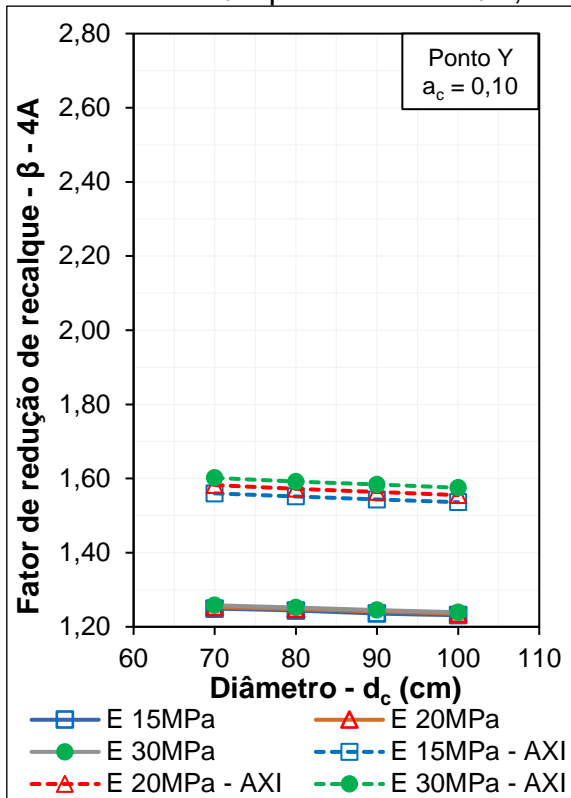


Gráfico 28 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - a_c 0,15

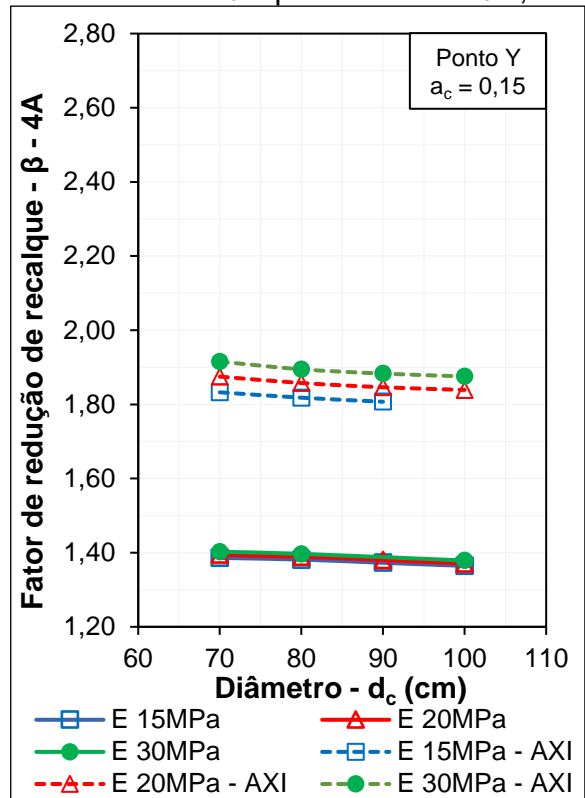


Gráfico 29 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - a_c 0,20

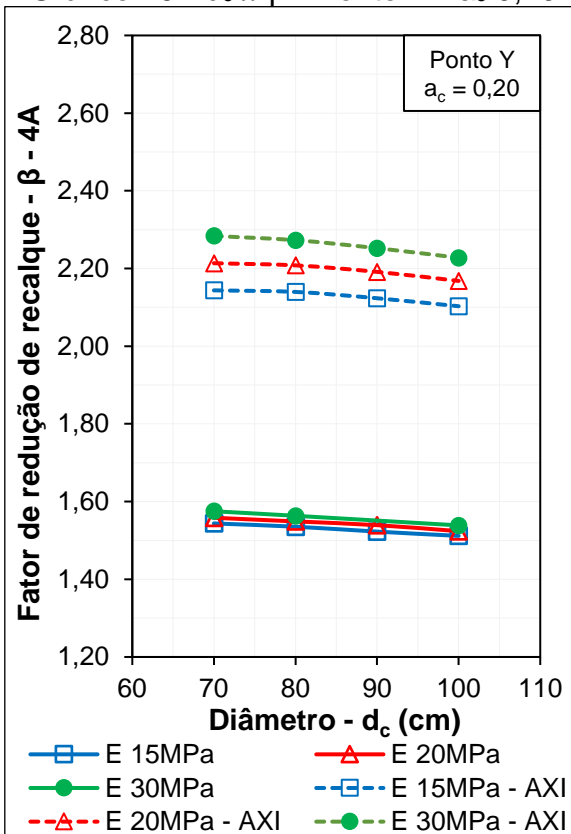
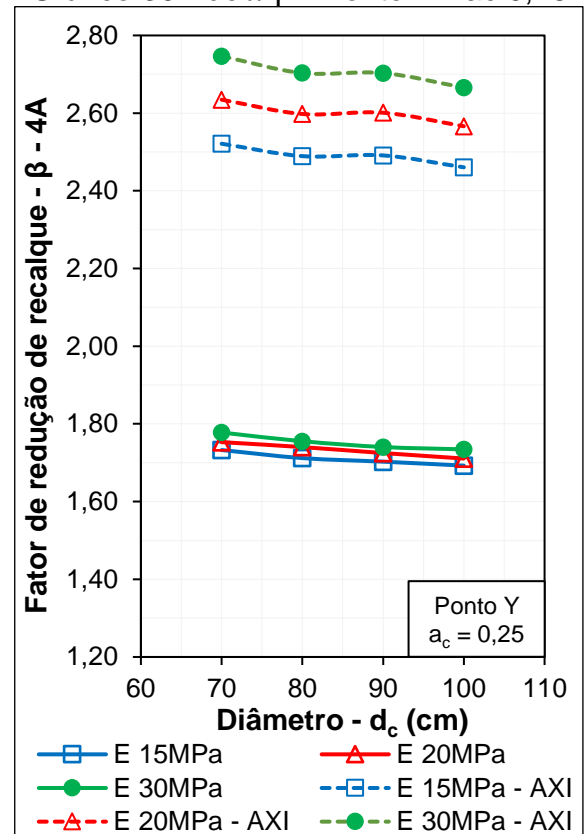


Gráfico 30 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - a_c 0,25

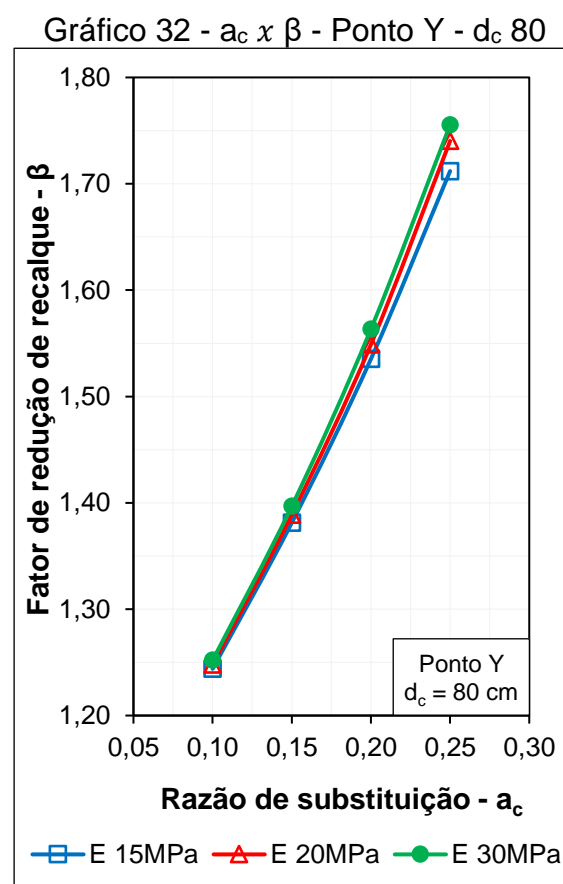
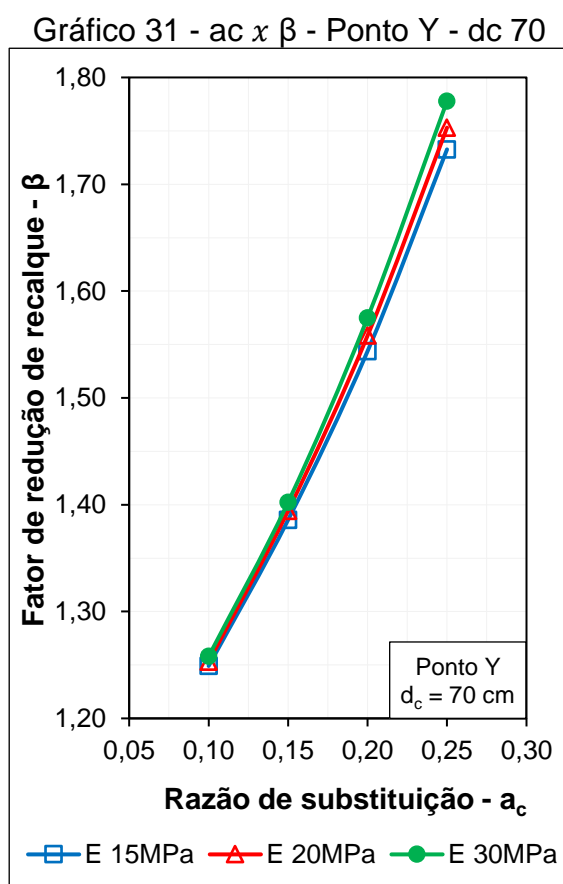


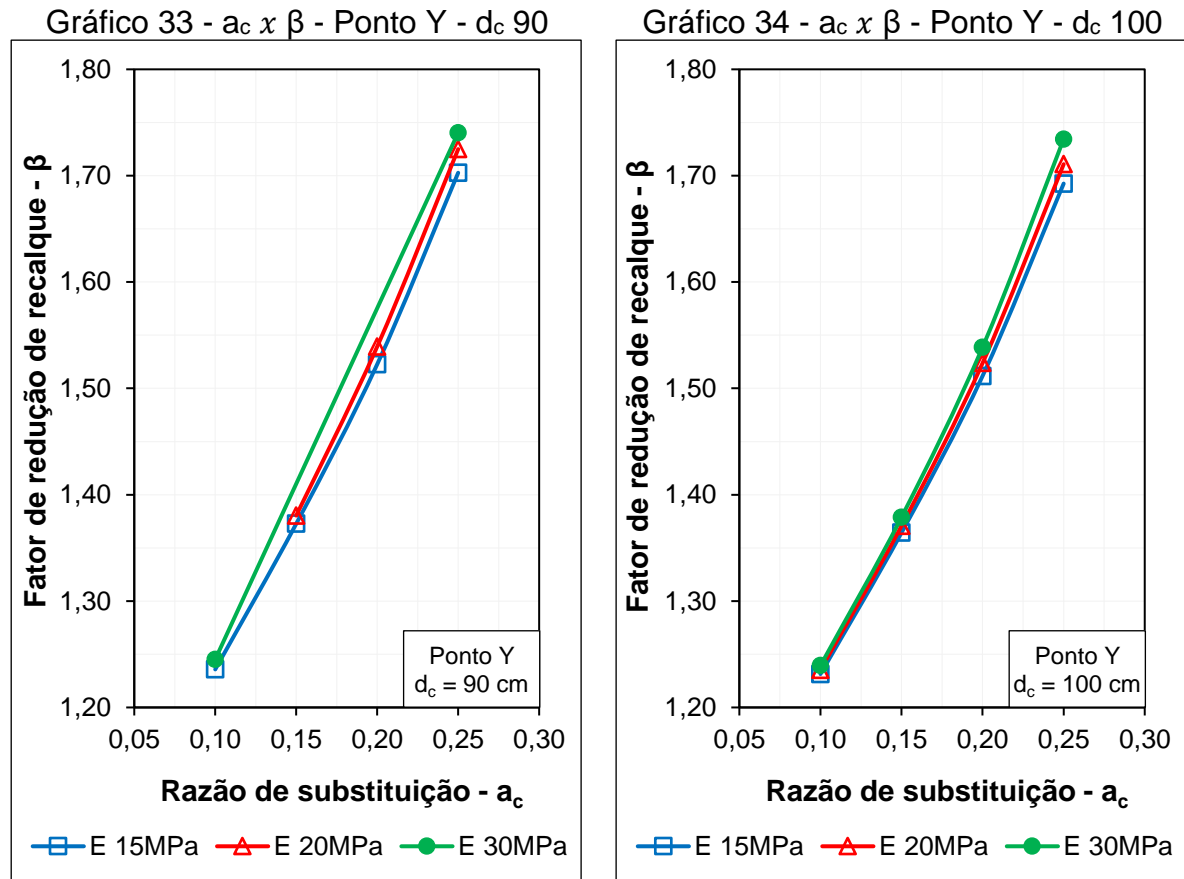
Embora as curvas das modelagens bidimensional com deformação plana e bidimensional com deformação axissimétrica possuam comportamento análogo, observa-se grande influência do tipo de modelagem nos valores de β , uma vez que os menores valores obtidos correspondem aos modelos axissimétricos.

4.6.5 Fator de Redução de Recalque \times Razão de Substituição no Ponto Y

Os Gráfico 31 a Gráfico 34 apresentam os resultados da variação do fator de redução de recalque (β) em função da razão de substituição (a_c) para o ponto Y em cada um dos diâmetros analisados.

O comportamento é semelhante nos gráficos dos diferentes diâmetros, o fator β cresce linearmente, com valores entre 1,2 e 1,8, à medida que a razão de substituição a_c aumenta de 0,10 para 0,25.





O fator de redução de recalque (β) foi descrito na fundamentação teórica e relaciona o recalque no solo melhorado com o recalque no solo sem melhoramento ($\beta = \rho_{SSM} / \rho_{SM}$). Portanto, valores de β maiores que 1 (um) indicam que o recalque no solo melhorado é inferior ao do solo natural. Isto posto, pode-se afirmar que as análises com a_c maiores são mais eficientes, já que correspondem aos maiores valores do fator β , como era esperado, uma vez que maiores a_c indicam maior taxa de substituição de solo por colunas granulares.

4.6.6 Fator de redução de recalque \times Módulo de Elasticidade Normalizado

Os Gráfico 35 a Gráfico 38 retratam o comportamento de variação do fator de redução de recalque, conforme alteram-se os módulos de elasticidade normalizados (E_c/E_s) no ponto Y para os 4 valores de a_c . Para a normalização foi adotado o módulo de elasticidade do solo (E_s) igual a 0,81 MPa, estimado por meio da Equação (23).

Gráfico 35 - $E \times \beta$ - Ponto Y - a_c 0,10

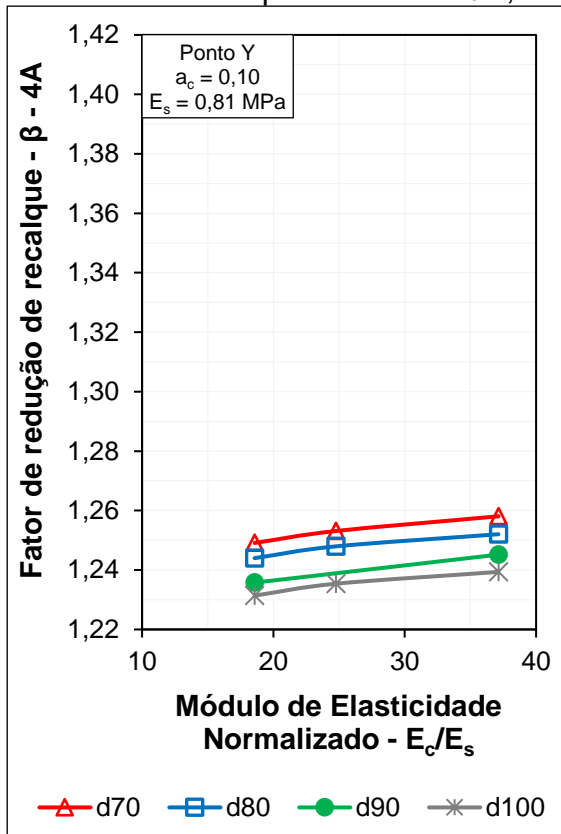


Gráfico 36 - $E \times \beta$ - Ponto Y - a_c 0,15

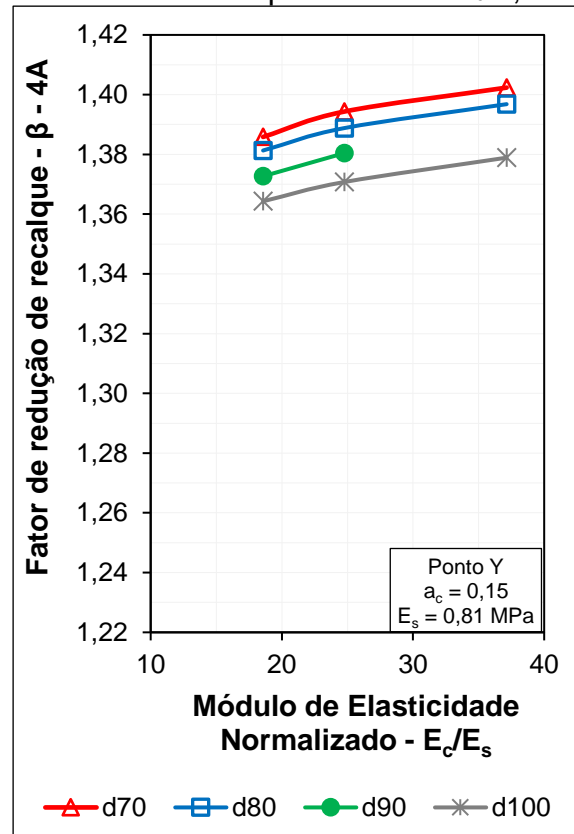


Gráfico 37 - $E \times \beta$ - Ponto Y - a_c 0,20

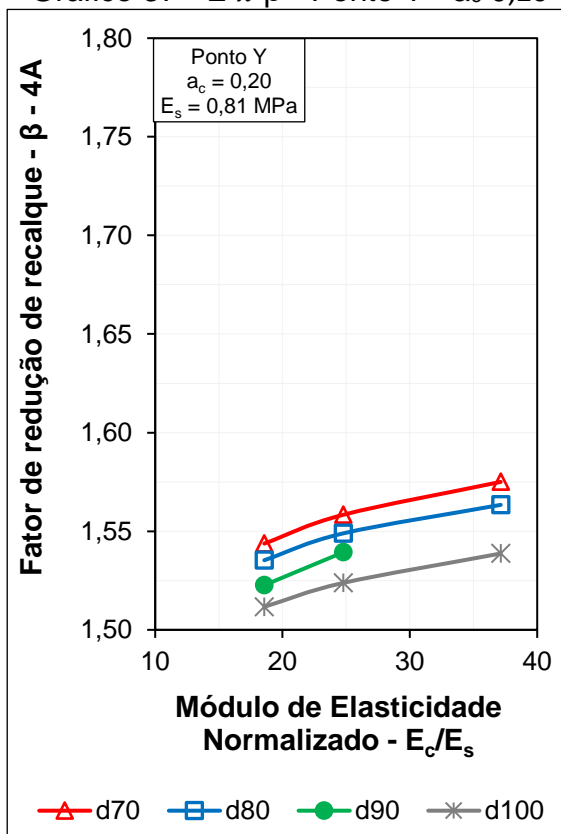
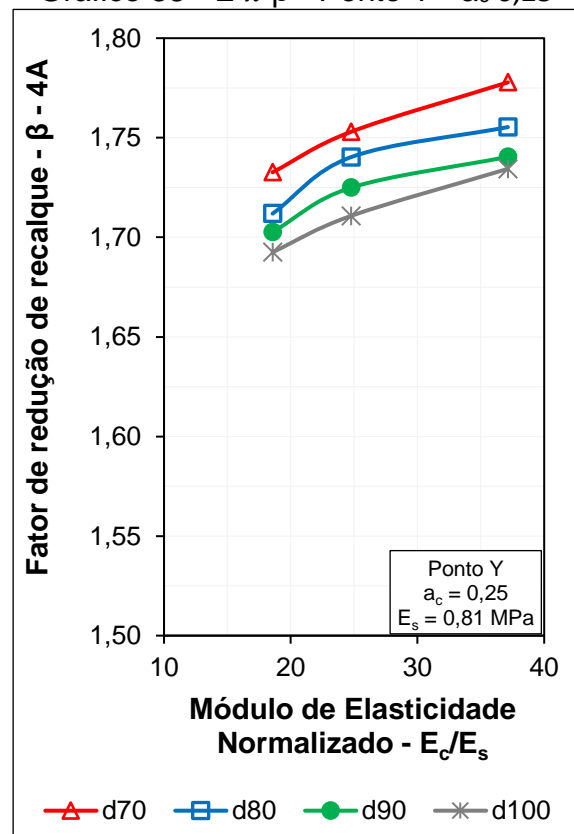


Gráfico 38 - $E \times \beta$ - Ponto Y - a_c 0,25



Os quatro gráficos apresentados exibem um crescimento linear do fator β com o aumento da razão entre os módulos. A influência da razão de substituição e do diâmetro da coluna no fator β , já discutidas nos itens anteriores, são percebidas nesses gráficos de forma indireta: quanto menor o diâmetro, menor o fator β e quanto maior o a_c , maior o fator β .

4.6.7 Fator de Concentração de Tensões em Torno do Ponto X

A influência do diâmetro das colunas (d_c) no valor do fator de concentração de tensões na coluna C1, em torno do ponto X (η_x) pode ser analisada por meio das curvas apresentadas nos Gráficos Gráfico 39 a Gráfico 42.

O fator de concentração de tensões (η) correlaciona as tensões verticais efetivas aplicadas na coluna com aquelas aplicadas no solo em seu entorno ($\eta = \sigma'_{vc} / \sigma'_{vs}$). Para o cálculo do fator η_x , foram consideradas as tensões atuantes na coluna C1, localizada no eixo de simetria, e no solo adjacente. Foram gerados os gráficos para os dois tipos de modelagem - deformação plana e axissimetria, entretanto serão apresentadas neste item apenas os resultados da modelagem com deformação plana.

Observa-se significativa influência significativa do tipo de modelagem no valor do fator η_x . Para os valores da razão de substituição (a_c) iguais a 0,10 e 0,25, maiores valores do fator η_x foram encontrados nas curvas dos modelos de deformação plana. Para os demais valores da razão de substituição (a_c 0,15 e a_c 0,20), as curvas dos modelos axissimétricos apresentaram maiores valores de η_x .

Com relação ao módulo de elasticidade, diferente do que foi observado nas demais análises, não há um comportamento linear, não podendo ser estabelecido um padrão. Já no que diz respeito ao diâmetro das colunas, verifica-se que o aumento do diâmetro tende a diminuir o valor de η_x , nas modelagens de deformação plana, sendo que esse decréscimo é mais enfático no gráfico de a_c 0,25 entre os diâmetros de 70 e 80 cm.

Gráfico 39 - $d_c \times \eta_x$ - Ponto X - a_c 0,10

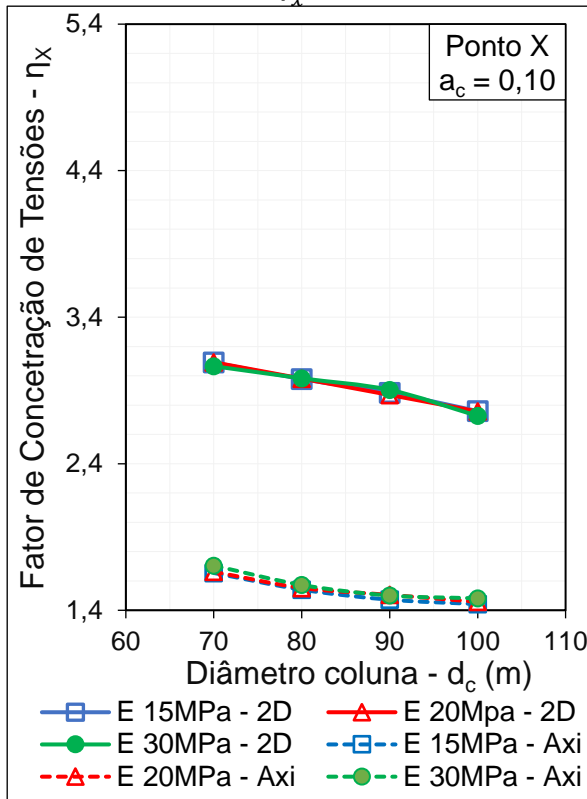


Gráfico 40 - $d_c \times \eta_x$ - Ponto X - a_c 0,15

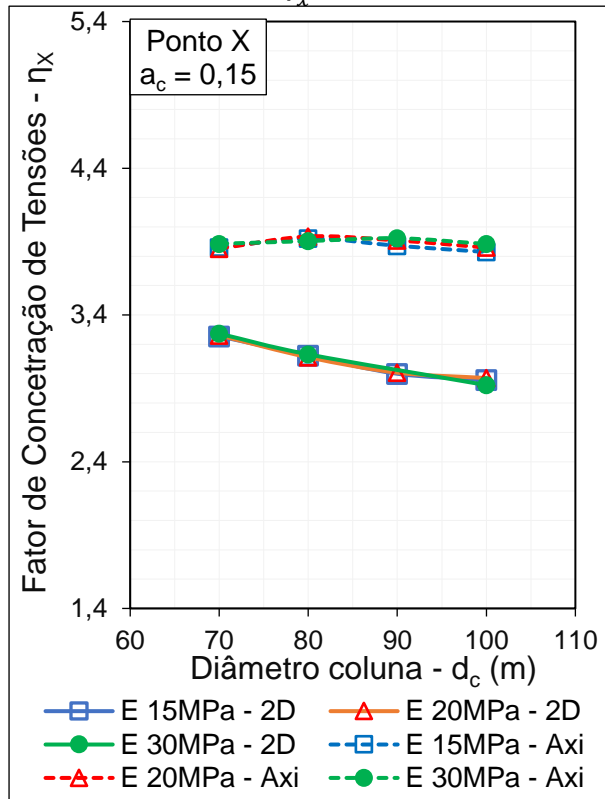


Gráfico 41 - $d_c \times \eta_x$ - Ponto X - a_c 0,10

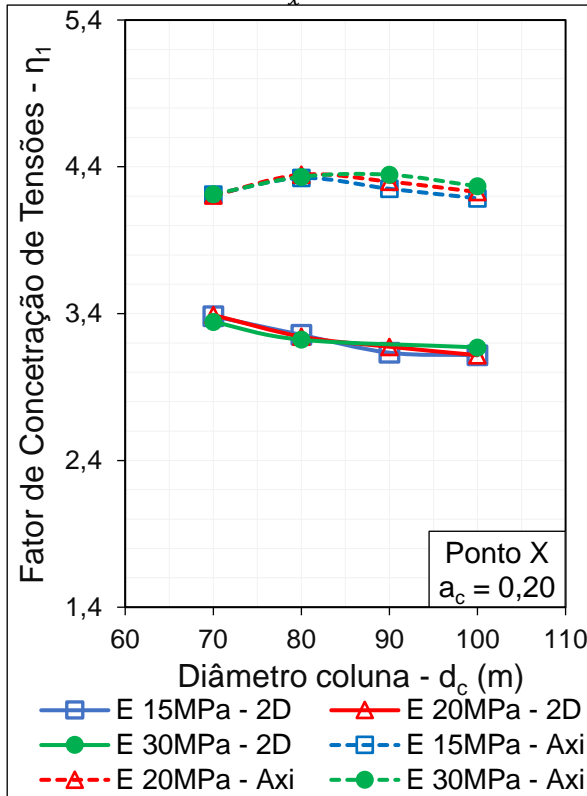
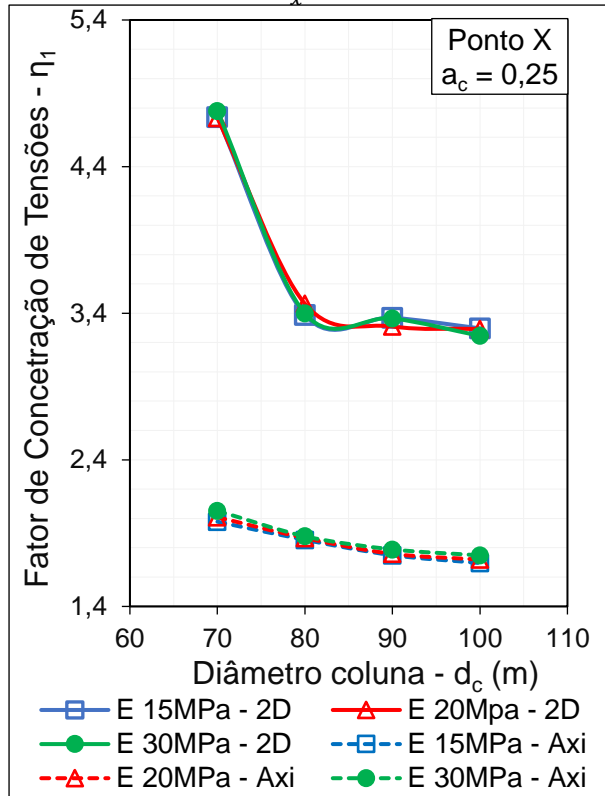


Gráfico 42 - $d_c \times \eta_x$ - Ponto X - a_c 0,15



Para as modelagens axissimétrica também é observado comportamento de redução do fator η_x conforme aumenta-se os diâmetros, nos gráficos de a_c 0,10 e c 0,25. Os demais gráficos inicialmente apresentam um crescimento do fator η_x com o aumento do diâmetro, até aproximadamente $d_c = 80$ cm, quando passa a haver queda no valor de η_x .

Os gráficos do fator de redução de tensão, considerando a coluna C10 (em torno do ponto Z), apresentam o mesmo padrão descrito acima, porém com intervalos entre os valores do fator η mais acentuados. Esses resultados são apresentados no apêndice no trabalho.

4.7 CÁLCULO ANALÍTICO

Foi realizado o cálculo analítico dos fatores de redução de recalque (β) e de concentração de tensões (η) para os quatro valores de razão de substituição (a_c) utilizados.

Os parâmetros do aterro e do solo utilizados no cálculo são os mesmos adotados na modelagem numérica conforme apresentado na Tabela 13.

Tabela 13 - Parâmetros cálculo analítico

DADOS	
Espessura aterro - H_{aterro}	3,5 m
Espessura solo mole - H_0	10 m
Peso específico aterro - γ_{aterro}	20,0 kg/m ³
Peso específico água - $\gamma_{\text{água}}$	9,8 kg/m ³
Peso específico solo - γ_{solo}	15,0 kg/m ³
Atrito colunas - ϕ_{colunas}	43°
Razão de substituição - a_c	0,10/0,15/0,20/0,25
Poisson solo - ν_{solo}	0,33
Índice vazios - $e_{0;\text{solo}}$	1,2
Stress Ratio (LEC) - M_{solo}	1
Coefficiente da reta de recompressão isotrópica - K_{solo}	0,05
Coefficiente da reta de compressão isotrópica - λ_{solo}	0,2

4.7.1 Cálculo do Fator de Redução de Recalque e do Fator de Concentração de Tensões

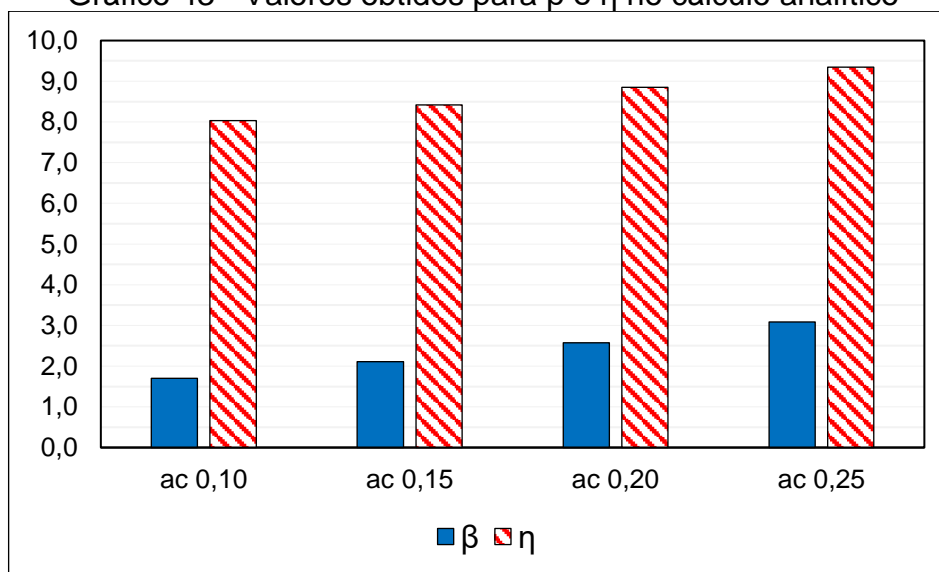
O fator de redução de recalque (β) foi feito por meio da Equação (36) apresentada na fundamentação teórica. A Equação mencionada é dependente do coeficiente de empuxo ativo (k_{ac}) e do fator f . O coeficiente k_{ac} é dependente do ângulo de atrito do material de preenchimento das colunas (ϕ_c) e calculado através da Equação (39). Já o fator f é obtido a partir da razão de substituição (a_c) e do módulo de Poisson do solo (ν), conforme expresso na Equação (37).

O fator de concentração de tensões (η), por sua vez, pode ser determinado de forma indireta através da Equação (35) que o correlaciona ao fator β .

O cálculo analítico foi feito em planilhas eletrônicas do *software Excel*. Os resultados obtidos são apresentados de forma numérica na Tabela 14 e de forma gráfica no Gráfico 43.

Tabela 14 - Valores obtidos para β e η

a_c	f	K_{ac}	β	η
0,10	1,37	0,17	1,70	8,04
0,15	1,16	0,17	2,11	8,42
0,20	0,99	0,17	2,57	8,85
0,25	0,85	0,17	3,09	9,35

Gráfico 43 - Valores obtidos para β e η no cálculo analítico

Conforme explicado anteriormente, um fator β (ρ_{SSM} / ρ_{SM}) superior a 1 (um) indica que o recalque no solo melhorado é inferior ao recalque no solo natural. Quando o mesmo fator é inferior a 1 (um) indica que o recalque no solo melhorado é superior ao recalque no solo natural.

Os valores obtidos analiticamente para β para todos os valores de razão de substituição (a_c) são superiores a 1 (um) e, portanto, indica que a execução de colunas promove a redução de recalque, ratificando o que é descrito na teoria.

Os resultados obtidos para β , por meio do cálculo analítico, estão compreendidos no intervalo entre 1,7 e 3,9. Já com os resultados obtidos na análise

numérica chegou-se a valores de β entre 1,2 e 1,8. Verifica-se, portanto uma discrepância entre os resultados analíticos e numéricos, sendo os resultados obtidos de forma analítica mais conservadores.

Os resultados encontrados para o fator η possuem média igual a 8,66, sendo crescente conforme aumenta-se o valor de a_c . Os valores encontrados não estão dentro da faixa (2 - 5) recomendadas para colunas granulares por Almeida e Marques (2010) e divergem consideravelmente dos resultados obtidos numericamente ($\eta \approx 3,12$).

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Devido aos problemas de instabilidade e deformação frequentes em solos moles é crescente o estudo acerca desse tipo de solo e de técnicas construtivas mais adequadas e mais eficientes. Assim sendo, o presente trabalho consistiu na análise de desempenho de aterro assente sobre solo mole melhorado pela execução de colunas de brita convencionais. Essa técnica consiste em um reforço de solo em que é esperado aumento da sua capacidade de carga, já que ao ser submetido a uma sobrecarga vertical a maior parte dela é suportada pelas colunas que são mais rígidas e resistentes que o solo natural. A execução das colunas promove ainda uma compactação e aumento da resistência do solo circundante, além de realizar a expulsão da água alojada entre as partículas, favorecendo a drenagem do solo e consequente antecipação do recalque.

Assim, para alcançar o objetivo central do trabalho foi realizada modelagem numérica de um aterro hipotético executado sobre solo com colunas granulares. Os parâmetros geométricos e geotécnicos adotados foram extraídos de banco de dados constituído a partir da leitura de trabalhos de diversos autores. Foram feitos dois tipos de modelagem: a primeira tratou-se da modelagem de metade do aterro em um espaço bidimensional com deformação plana. A outra modelagem, também em espaço bidimensional foi feita considerando-se deformação axissimétrica. Neste caso foi modelado apenas metade de uma célula unitária do conjunto coluna-solo-aterro.

Complementarmente modelou-se o mesmo aterro assente sobre solo mole sem nenhuma técnica de melhoramento, o que possibilitou a comparação entre o comportamento do solo com e sem intervenção. Também foi feito estudo paramétrico da modelagem de solo melhorado fixando-se alguns parâmetros e variando outros, dentro de uma faixa pré-estabelecida. Essa análise paramétrica permitiu a observação da influência de algumas propriedades das colunas no comportamento do solo.

Com os resultados obtidos constatou-se que a execução das colunas promove melhorias no solo, principalmente no que diz respeito à antecipação do recalque e a dissipação de poropressão, comportamento em conformidade com o previsto nas proposições teóricas apresentadas por Domingues (2006) e Kirsch e Kirsch (2010). O solo melhorado apresentou redução de 30% no recalque total, comparado ao solo sem melhoramento. Além disso, houve redução de 13 meses na estabilização do adensamento. Entretanto verificou-se a curto prazo (tempo de 1 mês)

que o recalque no solo melhorado é superior ao do solo sem melhoramento, esta situação se inverte no tempo de 14 meses (antes de finalizado o adensamento do solo natural).

O excesso de poropressão foi totalmente dissipado no solo melhorado em 1 mês, enquanto no solo sem melhoramento, tal comportamento ocorreu apenas no tempo de aproximadamente 14 meses.

A análise paramétrica realizada permitiu constatar que o espaçamento entre as colunas exerce grande influência no comportamento do solo. Quanto menor o espaçamento, maior a tendência de redução do recalque. Esse comportamento também foi observado com o aumento da rigidez das colunas. Quanto mais rígida a coluna, menor o recalque observado.

As análises de deformação plana e de deformação axissimétrica apresentaram comportamentos semelhantes na maior parte dos testes realizados, embora tenha havido grande discrepância dos valores obtidos, sendo a análise axissimétrica, na maioria das vezes, menos conservadora.

O solo melhorado apresentou aumento da capacidade de carga sobre as colunas, e redução da variação total de tensão efetiva no solo circundante. Os valores obtidos para o fator de concentração de tensão nas diferentes modelagens se enquadram no intervalo proposto por Almeida e Marques (2010).

Por fim, foi feito cálculo analítico do recalque no solo com e sem melhoramento e do fator de redução de recalque (β) por meio do método de *Priebe* (1995). Os resultados obtidos foram comparados aos valores atingidos através da modelagem numérica. Os resultados de recalque para o solo natural apresentaram grande variação entre as duas metodologias. O fator de redução de recalque (β) obtido no cálculo analítico foi o dobro do obtido na modelagem numérica. Os resultados de recalque no solo melhorado foram semelhantes nas duas metodologias, entretanto, dada a grande variação nos demais resultados, constata-se que o cálculo analítico é aproximado e, portanto, deve ser usado com cautela.

Conclui-se que o emprego da técnica de colunas granulares é eficiente, embora não seja adequada a qualquer tipo de empreendimento, cabendo ao projetista o estudo de viabilidade. A técnica promove a redução do recalque e antecipa a estabilização do solo, além de promover aumento da capacidade de carga sobre as colunas. Dado o tempo limitado, não foi possível realizar a modelagem do solo melhorado com colunas e aplicação de geogrelhas no topo, embora seja sabido que

essa é uma prática comum na engenharia. Acredita-se, no entanto, que com a aplicação da geogrelhas seriam obtidos resultados ainda mais eficientes, como a uniformização do recalque e transferência do aumento da capacidade de suporte também para as fatias de solo e não apenas sobre as colunas.

O estudo da técnica em solos tropicais ainda é incipiente, e as metodologias utilizadas são provenientes de estudos realizados em solos fora do Brasil. Portanto, destaca-se a importância do fomento à pesquisa do solo local e do estudo da adaptação das técnicas de dimensionamento já existentes para os solos moles brasileiros.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para dar continuidade a pesquisa iniciada neste trabalho são apresentadas sugestões para trabalhos futuros de forma a complementar os resultados obtidos:

- Variação de outros parâmetros tais como altura das colunas, seu ângulo de atrito, espessura da camada de solo mole e parâmetros do aterro;
- Aplicação de reforço com geossintético no aterro;
- Aplicação de geogrelhas sobre as colunas;
- Modelagem de colunas encamisadas com geossintético;
- Modelagem em solo estratificado;
- Proposição de novas equações para a previsão de recalque direcionadas ao solo brasileiro.

REFERÊNCIAS

- ABAQUS. **Abaqus Analysis User's Guide**. Rohde Island, USA: Simulia Corp, 2014.
- Albino, J. L. **Modelagem física de colunas granulares compactadas de RCC parcialmente reforçadas com geossintéticos**. Programa de pós-graduação em engenharia civil - Universidade de São Carlos, São Carlos, 2019.
- ALMEIDA, Márcio de Souza S., MARQUES, Maria Esther Soares. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho**. Coleção Huesker: engenharia com geossintéticos. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- ARGENTA, Marco André. **Noções do uso do Abaqus**: introdução ao abaqus student edition. Introdução ao Abaqus Student Edition. 2017. Notas de aula - Disciplina de método dos elementos finitos aplicados à engenharia de estruturas. Disponível em: <http://www.estruturas.ufpr.br/wp-content/uploads/MEF/AulasAbaqus/Aula1.pdf>. Acesso em: 2 jun. 2022.
- ASSAN, Aloisio Ernesto. **Método dos elementos finitos**: primeiros passos. 2. ed. Campinas: Editora da Unicamp, 2003. 298 p. Coleção Livro-Texto.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10905**: Solo-Ensaios de palheta in situ. 1 ed. Rio de Janeiro, 1989. 9 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16853**: Solo-Ensaios de adensamento unidimensional. 1 ed. Rio de Janeiro, 2020. 16 p.
- ASSUNÇÃO, Bernardino Alexandre Nunes Brandão da Costa. **Colunas de brita e pré-carga em solos de fundação de reservatório de betão armado**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2010. 139 p.
- ASTM - American Society for Testing Materials. **ASTM D2850 - 15 - Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils**. In: Annual Book of ASTM Standards, 2016.
- ASTM - American Society for Testing Materials. **ASTM D3441 - 16 - Standard Test Method for Mechanical Cone Penetration Testing of Soils**. In: Annual Book of ASTM Standards, 2018.
- ASTM - American Society for Testing Materials. **ASTM D4767 - 11 - Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils**. In: Annual Book of ASTM Standards, 2020.
- BARKSDALE, R.D.; BACHUS, R.C. **Design and Construction of Stone Columns**: Volume I Report SCEGIT-83-10 submitted to the Federal Highway Administration. School of Civil Engineering. Georgia Institute of Technology. Atlanta. Georgia. USA, 1983.

BARONI, Magno. **Comportamento Geotécnico de Argilas Extremamente Moles da Baixada de Jacarepaguá**. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Coppe, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016. 292 p.

BJERRUM, L. **Embankments on soft ground**. In: SPECIALTY CONFERENCE ON EARTH AND EARTH-SUPPORTED STRUCTURES, 1972, West Lafayette, USA. Proceedings... West Lafayette: ASCE, 1972. v. 2.

DAS, Braja M.; SOBHAN, Khaled. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. 8. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2014. 612 p. Tradução da 8ª edição norte-americana por: Noveritis do Brasil.

DERRITE, Rafael Muraro. **Investigação de alta resolução com o piezocone**: Um estudo de caso. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2017. 117 p.

DOMINGUES, Tiago Sarmiento Sabino. **Reforço de fundações com colunas de brita em aterros sobre solos moles**: Análise e dimensionamento. Monografia (Especialização) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil da Feup, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2006.

EBGEO. **Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements**. German Geotechnical Society (DGGT). Berlim, 2011.

FAGUNDES, Diego. Canal obras de Terra. Resistência - Atrito e Coesão. Escola de engenharia, FURG. Youtube, 23 de abril. 2021. Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=WSJ_jvxwnKc>.

FELIX, Marcelo. **Melhoramento do solo com colunas de brita**. Técnica Pini: A revista do engenheiro civil, [S. L.], n. 187, p. 77-84, 20 out. 2012. Mensal.

FERREIRA, Danielle Caroline. **Análise da Estabilidade Global para Sistema de Colunas Granulares Encamisadas com Geossintéticos**. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Guaratinguetá, 2016. 128 p.

GERSCOVICH, Denise M. S. Gerscovich. **Modelos hiperbólicos**: Modelos constitutivos. Notas de aula - Mestrado em engenharia civil. Faculdade de engenharia da UERJ. Disponível em: <<http://www.eng.uerj.br/~denise/cursos/pgciv.htm>>. Acesso em: 2 jun. 2022.

HAN, J.; YE, S. L. **A theoretical solution for consolidation rates of stone column-reinforced foundations accounting for smear and well resistance effects**. Int. J. Geomech., 2(2), p. 135-151, 2002.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing**: volume 1: soil classification and compaction tests. 3. ed. Scotland, UK: Whittles Publishing, 2006. 412 p.

HELWANY, Sam. **Applied soil mechanics**: with abaqus applications. New Jersey: John Wiley and Sons, Inc., 2007. 376 p.

HUESKER. Canal Huesker Brasil. **Produto - Reforço de colunas granulares com Ringtrac**. Youtube, 07 de dezembro. 2012. Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=DgjdjX05TuA>>

Huesker, s.d. **Manual Ringtrac**: Solução sem precedentes para o melhoramento de solos moles. São José dos Campos, SP.

IBAÑEZ, J.P. **Modelagem constitutiva para solos com ênfase em solos não saturados**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Católica do Rio de Janeiro, 2003, 228 p.

KIRSCH, Laus; KIRSCH, Fabian. **Ground improvement by deep vibratory methods**. Abingdon, Inglaterra: Spon Press, 2010. 186 p.

KOT. **Métodos Numéricos**. 2021. Disponível em: <https://kotengenharia.com.br/metodos-numericos/>. Acesso em: 31 maio 2022.

LAUTENSCHLAGER, C. E., RIGHETTO, G. L. CONSOLI, N. C. **Aspectos fundamentais de elasticidade, plasticidade, estado crítico e Cam-Clay**. Apostila Desenvolvida para a disciplina de *Desenvolvimento de modelos constitutivos*. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

LEINAT, Fabrício. **Método dos elementos finitos**. 2020. Disponível em: <https://clubedoprojetista.com.br/metodo-dos-elementos-finitos/>. Acesso em: 02 jun. 2022.

LODI, Paulo César. **Aplicação do modelo Cam-Clay modificado a um solo arenoso**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998. 119 p.

MASSAD, Faïçal. **Obras de terra**: Curso básico de geotecnia. 2. ed. São Paulo: Ofi, 2010. 216 p.

MESRI, G. **Discussion on “new design procedure for stability of soft clays”**. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v. 101, n. 4, 1975.

NADER, José Jorge. **Breve Curso de Modelos Elastoplásticos**. São Paulo: [s.n], 2015. 120 p.

ORTIGÃO, José Alberto Ramalho. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos**. 3. ed. [S.L.]: Terratek, 2007. Disponível em: <https://www.terratek.com.br/downloads>. Acesso em: 01 jun. 2022.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso básico de mecânica dos solos**: em 16 aulas. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 354 p.

PIRES, L. G. S. **Comportamento de aterro experimental sobre solo mole tratado com colunas de brita**. Dissertação (Mestrado) — COPPE - UFRJ, 2017.

PRIEBE, Heninz J. **Vibro Replacement to prevent earthquake induced liquefaction.** In: GEOTECHNIQUE-COLLOQUIUM, 1., 1998, Darmstadt, Alemanha. Anais[...]. Darmstadt, Alemanha: Keller Grundbau Gmbh, 1998. p. 1-13.

QUINALIA, Eliane. **Estabilização de solos moles por vibrocompactação.** Técnica Pini: A revista do engenheiro civil, [S. L.], n. 145, p. 28, 17 abr. 2009. Mensal.

ROSCOE, K. H. e BURLAND, J. B. **On the generalised stress-strain behavior of "wet clay"**, in J. Heyman and F. A. Leckie (eds.), Engineering plasticity. Cambridge University Press. Cambridge, 1968, 535-606 p.

ROSCOE, K. H., SCHOFIELD, A. N. e WROTH, C. P. **On the yielding of soils.** Geotechnique, 8,22-53, 1958

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de campo: e suas aplicações à engenharia de fundações.** 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. 224 p.

SCHOFIELD, A. N. e WROTH, C. P. **Critical state soil mechanics.** McGraw-Hill Book Co, Londres, 1968.

Van Impe, W. and De Beer, E. 1983. **Improvement of Settlement Behaviour of Soft Layers by means of Stone Columns.** Proc. 8th Euro. Conf. on Soil Mech. A Fdn. Engg., Helsinki, 1983. P. 309-312.

VELLOSO, Dirceu de Alencar, LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: Critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas.** Volume completo. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

APÊNDICE A - ARTIGOS

*XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
IX Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
IX Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
VI Conferência Sul Americana de Engenheiros Geotécnicos Jovens
XI Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia
23 a 26 de Agosto de 2022 – Campinas – SP*



COBRAMSEG 2022
23 A 26 DE AGOSTO | CAMPINAS | SP | BRASIL
COBRAMSEG | SBMR | GEOJOVEM | CLBG

Caracterização Geotécnica de um Depósito de Solos de Biguaçu – SC Por Meio de Ensaios de Campo e de Laboratório

Bianca de Córdova Caetani
Graduanda em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, bibicaetani@gmail.com

Jade Jacomini de Jesus
Graduanda em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, jade.jacomini@gmail.com

Gabriel Fernando Costa
Graduando em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, gabrielf3@gmail.com

Naloan Coutinho Sampa
Professor, UFSC, Florianópolis, Brasil, naloan.sampa@ufsc.br

Diego Cesar Sanchez
Engenheiro civil, CGT Eletrosul – Eletrobras, Florianópolis, Brasil, civildes@yahoo.com.br

RESUMO: O presente artigo visa caracterizar geotecnicamente os solos de uma região do município de Biguaçu-SC e determinar os parâmetros de projeto através dos resultados de investigação geotécnica. Concretamente, os resultados de ensaios de adensamento, SPT, CPTu e de dissipação obtidos em diversas campanhas de investigação foram utilizados para estabelecer padrões de comportamento e faixas de variação dos parâmetros de compressibilidade, permeabilidade e resistência. Os resultados dos ensaios CPTu corroboram a descrição dos materiais e a espessura das camadas observadas no ensaio SPT. Ambos os ensaios indicam a presença de uma camada de argila com frações de silte e areia, de consistência muito mole a mole, abaixo da camada de aterro de argila siltosa. Os valores dos parâmetros de permeabilidade e de compressibilidade estão dentro da faixa esperada para solos argilosos com elevados valores de índice de vazios e de coeficiente de adensamento. Os maiores valores da resistência não drenada foram estimados pelas expressões baseadas em SPT, ao passo que as expressões baseadas em CPTu forneceram maiores valores do ângulo de atrito das camadas granulares. Para além dos resultados apresentados, as discussões e os comentários feitos durante a interpretação dos resultados realçam algumas particularidades das abordagens utilizadas para a classificação do solo e determinação dos parâmetros. Os parâmetros geotécnicos apresentados no artigo podem ser úteis na elaboração de projetos preliminares de futuros empreendimentos na região.

PALAVRAS-CHAVE: Solos Moles, Ensaios de campo, Ensaios de Laboratório, Caracterização Geotécnica, Biguaçu.

ABSTRACT: This paper aims to geotechnically characterize the soils of a region in the municipality of Biguaçu-SC and to determine the design parameters through the results of the geotechnical investigation. The results of consolidation, SPT, CPTu, and dissipation tests obtained in several investigation campaigns were used to establish behavior patterns and ranges of variation of compressibility, permeability, and strength parameters. The results of the CPTu tests corroborate the material description and layer thickness observed in the SPT test. Both tests indicate the presence of a clay layer with silt and sand fractions, of very soft to a soft consistency, below the silty clay backfill layer. The values of the permeability and compressibility parameters are within the expected range for clayey soils with high values of void ratio and coefficient of consolidation. The highest values of undrained shear strength were estimated by expressions based on SPT, whereas the expressions based on CPTu provided higher values of the friction angle of the granular layers. In addition to the results presented, the discussions and comments made during the interpretation of the results highlight some particularities of the approaches used for soil classification and parameter determination. The geotechnical parameters presented in the paper may be useful in the preparation of preliminary designs for future projects in the region.

Interpretação dos Resultados de Ensaios SPT e CPTu Realizados no Município de Biguaçu – SC

Gabriel Fernando Costa
Graduando em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, gabrielf3@gmail.com

Bianca de Córdova Caetani
Graduanda em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, bibicaetani@gmail.com

Jade Jacomini de Jesus
Graduanda em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, jade.jacomini@gmail.com

Naloan Coutinho Sampa
Professor, UFSC, Florianópolis, Brasil, naloan.sampa@ufsc.br

Paulo Eduardo Obadovski Alves
Engenheiro Civil, CGT Eletrosul - Eletrobras, Florianópolis, Brasil, p.obadovski@gmail.com

RESUMO: Um programa de investigação geotécnica, que inclui os ensaios de campo e de laboratório, forneceu os dados utilizados neste artigo para classificar o solo, determinar os principais parâmetros da camada argilosa e estabelecer correlações entre medidas de CPTu e SPT. As três abordagens diferentes - descrição do material no ensaio SPT, índice de classificação do material (I_c) e ábacos de classificação - utilizadas para a classificar o subsolo convergem na delimitação das camadas e na identificação dos seus respectivos materiais. Os parâmetros de compressibilidade e de resistência foram apresentados e discutidos, assim como a história de tensões e sensibilidade da argila, permitindo concluir que a argila é não sensitiva e apresenta a consistência mole a muito mole, baixo peso específico, elevada compressibilidade, elevado teor de umidade e elevado índice de vazios. Com base no conceito de energia no SPT, os valores da resistência dinâmica (q_d) e da resistência não drenada (s_u) foram calculados e comparados com os valores estimados pelas correlações empíricas e através de CPTu. Valores de s_u estimados por meio de conceito de energias e da correlação empírica apresentam a mesma ordem de grandeza, entretanto, boas correlações entre medidas de CPTu e SPT foram observadas somente em análises individuais dos resultados. Dispersões observadas nas correlações são atribuídas à variabilidade do solo e à realização dos ensaios SPT e CPTu em épocas diferentes. Os resultados e as conclusões são relevantes e recomendados para projetos preliminares de obras na região de Biguaçu-SC.

PALAVRAS-CHAVE: Solos Moles, SPT, CPTu, Caracterização Geotécnica, Correlações, Biguaçu.

ABSTRACT: A geotechnical investigation program, which includes field and laboratory tests, provided the data used in this paper to classify the soil, determine the main parameters of the clay layer, and establish correlations between CPTu and SPT measurements. The three different approaches - material description in the SPT test, material classification index (I_c) and classification abacuses - used for the classification of the subsoil converge in defining the layers and identifying their respective materials. The compressibility and strength parameters were presented and discussed, as well as the stress history and sensitivity of the clay, allowing the conclusion that the clay is non-sensitive and presents soft to a very soft consistency, low specific weight, high compressibility, high moisture content and high void ratio. Based on the concept of energy in the SPT, the values of dynamic strength (q_d) and undrained shear strength (s_u) were calculated and compared with the values estimated by empirical correlations and through CPTu. Values of s_u estimated by means of the concept of energy and the empirical correlation present the same order of magnitude, however, good correlations between CPTu and SPT measurements were observed only in individual analyses of the results. Dispersions seen in the correlations are attributed to soil variability and to the SPT and CPTu tests



Soluções Adotadas para o Reforço de Fundações com Estacas Raiz: obra em Biguaçu – SC

Jade Jacomini de Jesus

Graduanda em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, jade.jacomini@gmail.com

Bianca de Córdova Caetani

Graduanda em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, bibicaetani@gmail.com

Gabriel Fernando Costa

Graduando em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, gabrielf3@gmail.com

Naloan Coutinho Sampa

Professor, UFSC, Florianópolis, Brasil, naloan.sampa@ufsc.br

Diego Cesar Sanchez

Engenheiro civil, CGT Eletrosul – Eletrobras, Florianópolis, Brasil, civildcs@yahoo.com.br

RESUMO: O artigo aborda as soluções adotadas para a correção dos problemas geotécnicos observados em diferentes fases de uma obra construída no Município de Biguaçu – SC. As causas desses problemas foram investigadas através de inspeções técnicas, investigações geotécnicas e monitoramento de comportamento das estruturas. Dentre os problemas apresentados no artigo, destacam-se a ruptura do solo durante a execução do aterro e os recalques diferenciais e uniformes nos elementos estruturais. A baixa resistência e a elevada compressibilidade da camada argilosa, o não reforço prévio do solo antes da execução do aterro e o erro na interpretação dos resultados das sondagens foram apontados como as principais causas dos problemas geotécnicos. As técnicas alternativas que poderiam ser utilizadas previamente a execução do aterro foram discutidas, assim como as soluções propostas e adotadas para a correção dos problemas geotécnicos. As soluções de vigas de reforço e estacas raiz foram eficientes e conseguiram estabilizar recalques das bases dos equipamentos durante a execução dos mesmos, como foi ilustrado nos resultados de monitoramento. As intervenções feitas garantiram a integridade dos elementos estruturais e o bom funcionamento dos equipamentos instalados e das vias internas da obra. As análises e as soluções apresentadas podem ser de grande relevância na abordagem dos problemas geotécnicos similares.

PALAVRAS-CHAVE: Solos Moles, Recalque, Reforço de Fundação, Estaca Raiz, Investigação Geotécnica, Biguaçu.

ABSTRACT: The paper addresses the solutions adopted for the correction of geotechnical problems observed in different phases of a work built in the municipality of Biguaçu - SC. The causes of these problems were investigated through technical inspections, geotechnical investigations and monitoring the behavior of the structures. Among the problems presented, the soil failure during the execution of the embankment and the differential and uniform settlements in structural elements stand out. The low strength and high compressibility of the clay layer, the lack of previous soil reinforcement before the embankment execution, and the error in interpreting the boring results were pointed out as the main causes of the geotechnical problems. Alternative techniques that could be used before the execution of the embankment were discussed, as well as the proposed and adopted solutions to correct the geotechnical problems. The solutions of reinforcement beams and root piles were efficient and managed to stabilize settlements at the bases of the equipment during their execution, as illustrated in the monitoring results. The interventions carried out ensured the integrity of the structural elements and the proper functioning of the equipment and the internal roads of the work. The analyses and solutions presented can be of great relevance in addressing similar geotechnical problems.

KEYWORDS: Soft Soils, Settlement, Foundation Reinforcement, Root Pile, Geotechnical Investigation, Biguaçu.



Análise de Estabilidade e de Compressibilidade de uma Obra Sobre Solos Moles

Jade Jacomini de Jesus
Graduanda em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, jade.jacomini@gmail.com

Bianca de Córdova Caetani
Graduanda em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, bibicaetani@gmail.com

Gabriel Fernando Costa
Graduando em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, gabrielf3@gmail.com

Naloan Coutinho Sampa
Professor, UFSC, Florianópolis, Brasil, naloan.sampa@ufsc.br

Paulo Eduardo Obadovski Alves
Engenheiro Civil, CGT Eletrosul - Eletrobras, Florianópolis, Brasil, p.obadovski@gmail.com

RESUMO: Obras de engenharia construídas sobre solos moles demandam cautela e um estudo minucioso a fim de evitar problemas futuros e garantir a segurança da edificação. A partir da interpretação de resultados de investigações geotécnicas – ensaios de caracterização, adensamento, SPT, CPTu e dissipação – realizados em um solo localizado no município de Biguaçu-SC, estabeleceu-se parâmetros que foram utilizados em modelos geomecânicos para a estimativa de recalques ao longo do tempo e verificação da estabilidade em pontos específicos do solo analisado. Para validação dos resultados das estimativas realizadas, foi feita análise numérica da estabilidade do talude e determinação do seu fator de segurança, com auxílio do software *Geo5*, pelos métodos de Fellenius, Bishop, Spencer, Janbu e Morgenstern e Price. Os resultados obtidos e constatações finais feitas servem de base para o planejamento de empreendimento sobre o solo analisado e adoção de medidas de prevenção para problemas geotécnicos.

PALAVRAS-CHAVE: Solos Moles, Recalque, Análise de Estabilidade, Análise de Compressibilidade, Reforço de Solos.

ABSTRACT: Engineering constructions build over soft soils demand caution and a detailed study in order to avoid future problems and ensure the security of the building. From interpretation of results of geotechnical investigations – test of characterization, soil densification, SPT, CPTu and dissipation – performed in a soil locate at Biguaçu city, in Santa Catarina, were established parameters used in geomechanical models for estimation of soil settlement over time and verification of stability in specifics points of soil analysed. To validate the results of the estimation made, numerical analysis of the stability of the slope and determination of its safety factor was executed in software *Geo 5*, by methods of Fellenius, Bishop, Spencer, Janbu e Morgenstern e Price. The results obtained and final conclusions support the planning of the project on the soil analyzed and adoption of preventive measures for geotechnical problems.

KEYWORDS: Soft Soils, Settlement, Stability Analysis, Compressibility Analysis, Soil Reinforcement

APÊNDICE B - ANÁLISE PARAMÉTRICA - RECALQUE X DIÂMETRO - a_c 0,10

Gráfico 44 - $d_c \times \rho$ - Ponto X - a_c 0,10

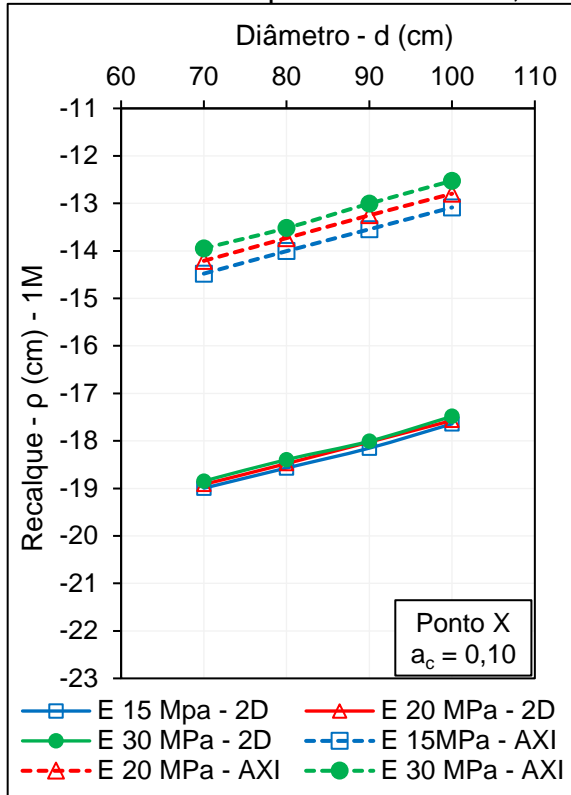


Gráfico 45 - $d_c \times \rho$ - Ponto Y - a_c 0,10

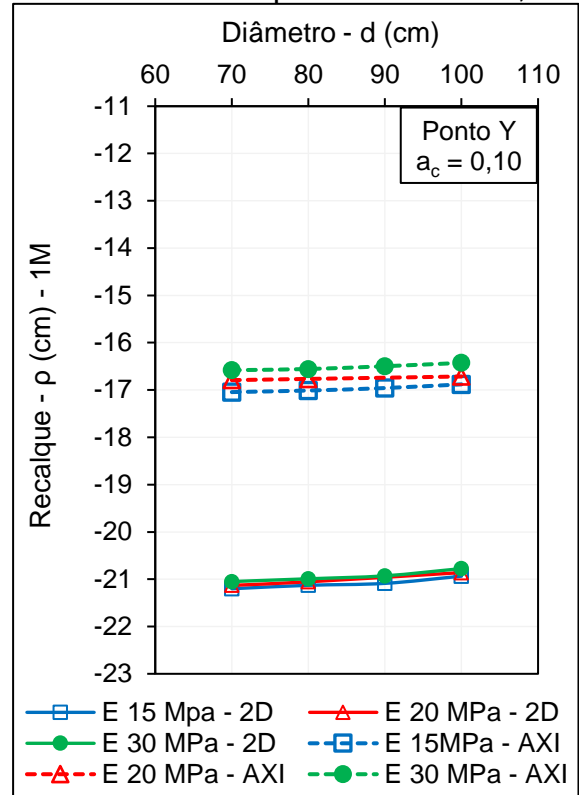


Gráfico 46 - $d_c \times \rho$ - Ponto Z - a_c 0,10

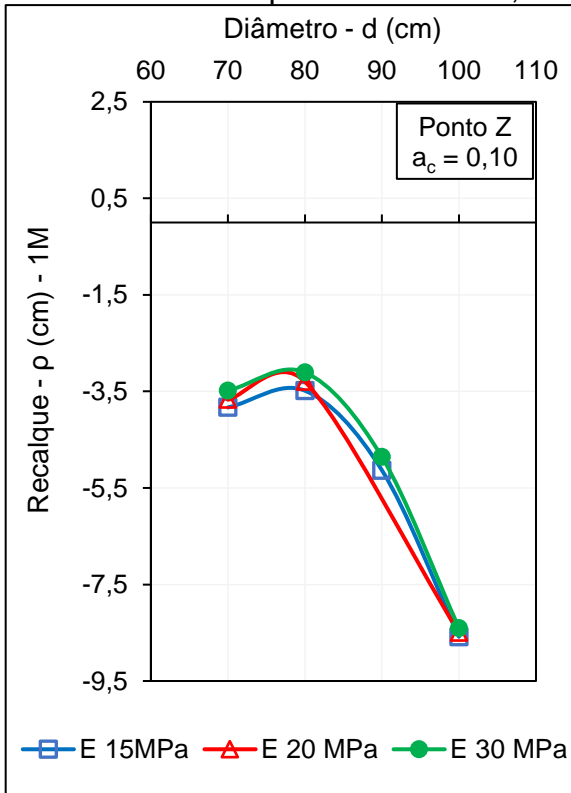


Gráfico 47 - $d_c \times \rho$ - Ponto F - a_c 0,10

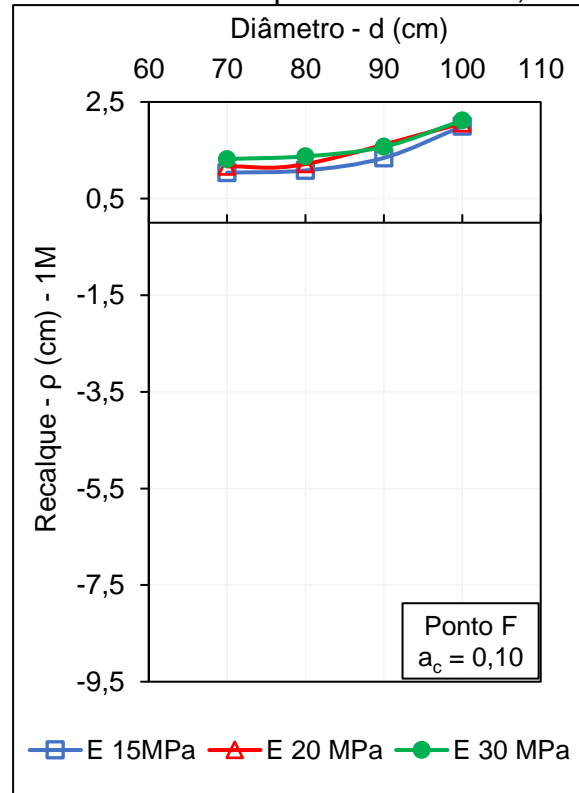


Gráfico 48 - $d_c \times \rho$ - Ponto X - $a_c = 0,10$

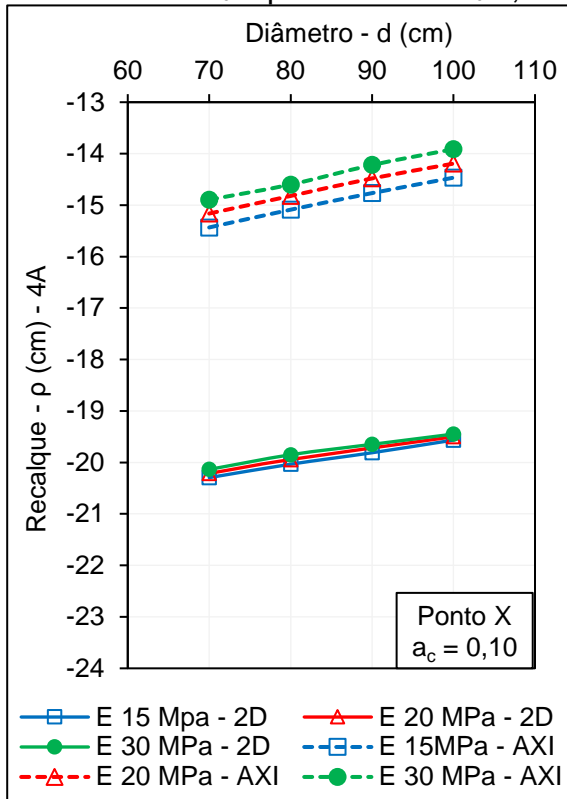


Gráfico 49 - $d_c \times \rho$ - Ponto Y - $a_c = 0,10$

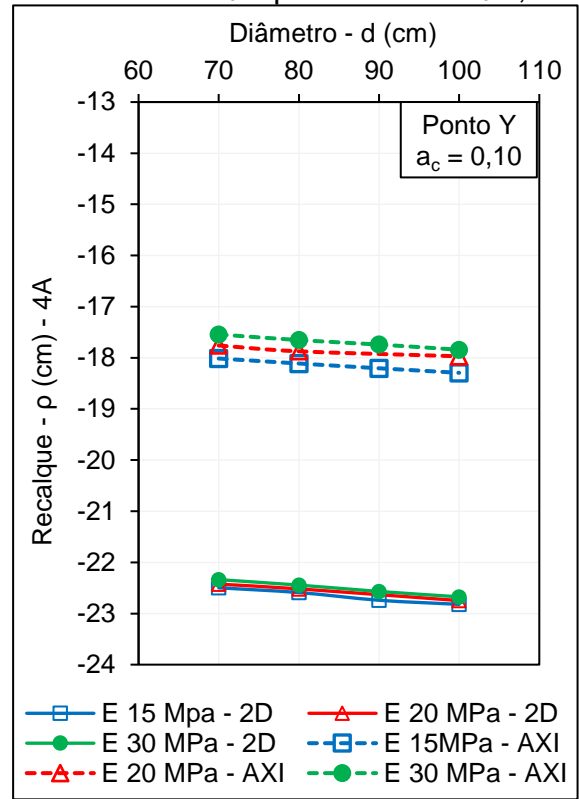


Gráfico 50 - $d_c \times \rho$ - Ponto Z - $a_c = 0,10$

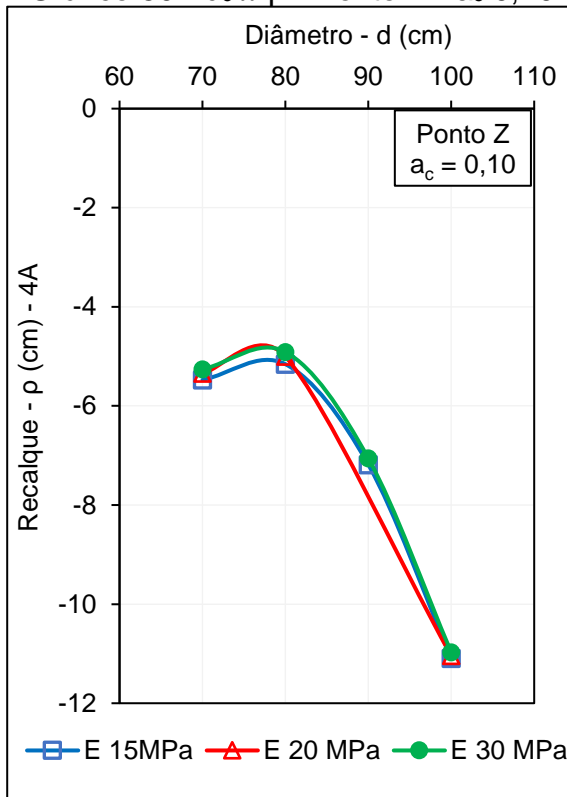
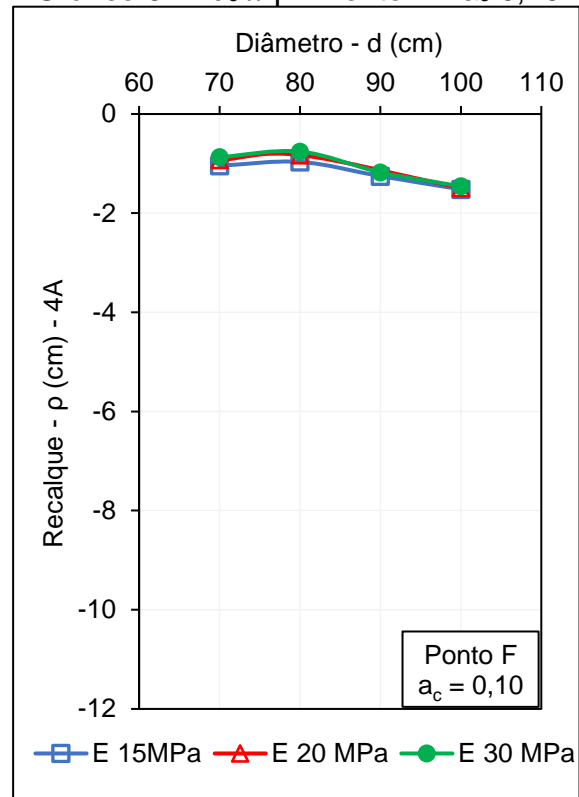


Gráfico 51 - $d_c \times \rho$ - Ponto F - $a_c = 0,10$



APÊNDICE C - ANÁLISE PARAMÉTRICA - RECALQUE X DIÂMETRO - a_c 0,15

Gráfico 52 - $d_c \times \rho$ - Ponto X - a_c 0,15

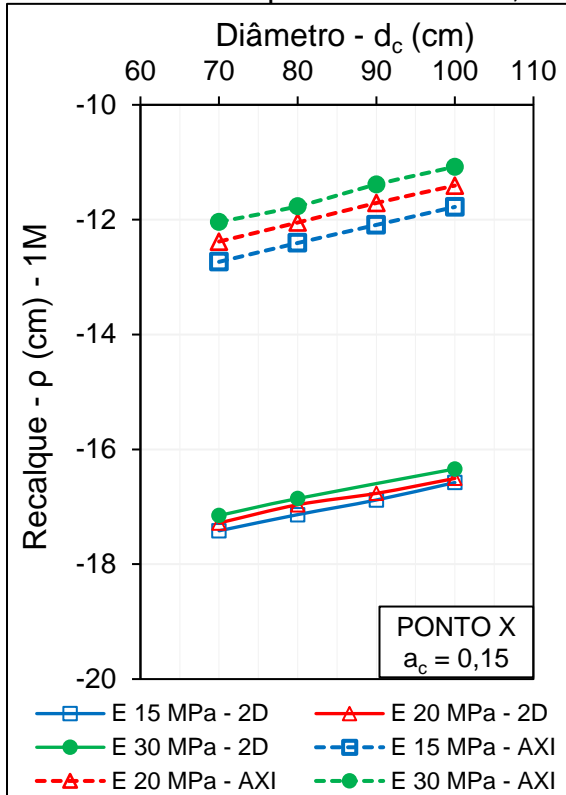


Gráfico 53 - $d_c \times \rho$ - Ponto Y - a_c 0,15

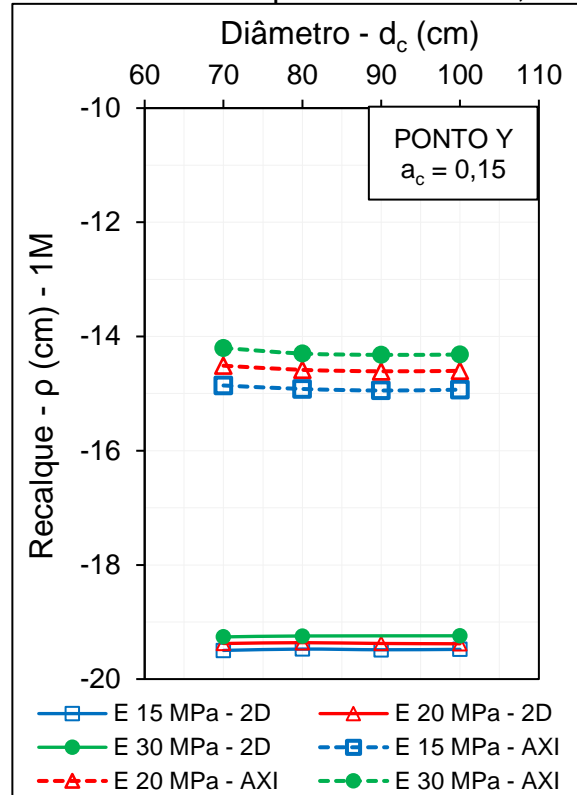


Gráfico 54 - $d_c \times \rho$ - Ponto Z - a_c 0,15

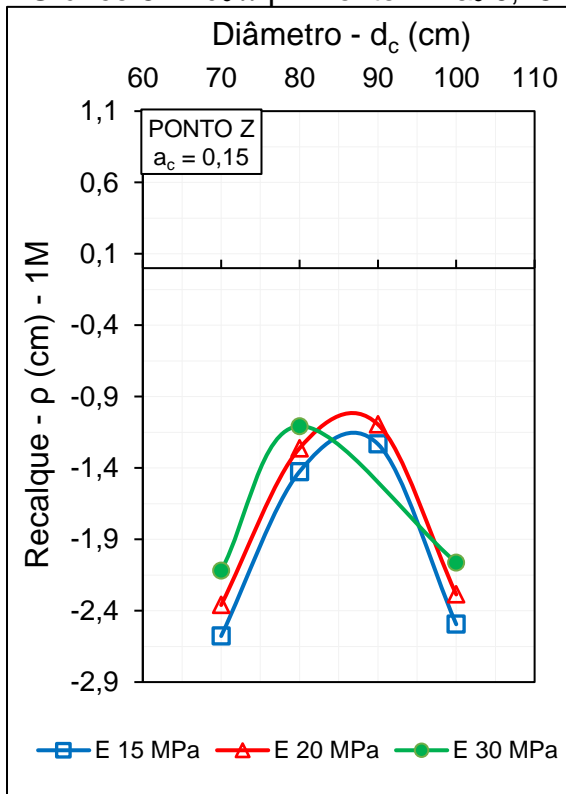
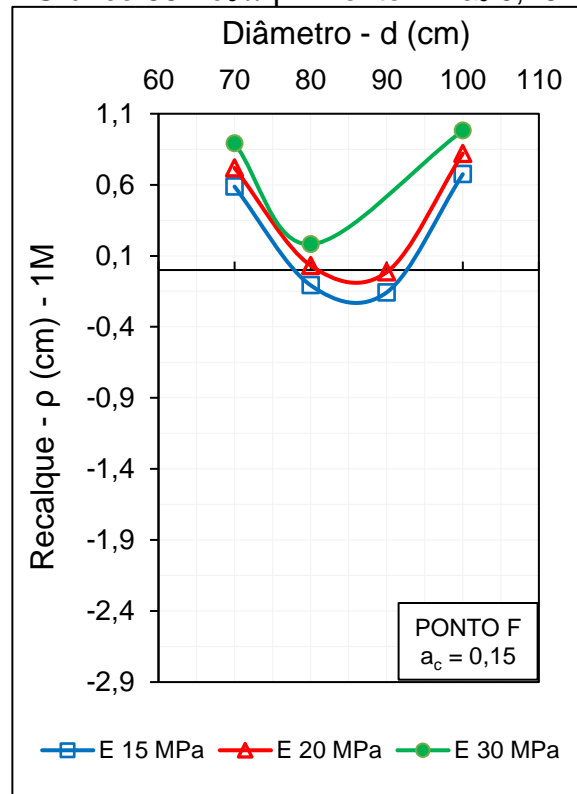


Gráfico 55 - $d_c \times \rho$ - Ponto F - a_c 0,15



APÊNDICE D - ANÁLISE PARAMÉTRICA - RECALQUE X DIÂMETRO - a_c 0,20

Gráfico 56 - $d_c \times \rho$ - Ponto X - a_c 0,2

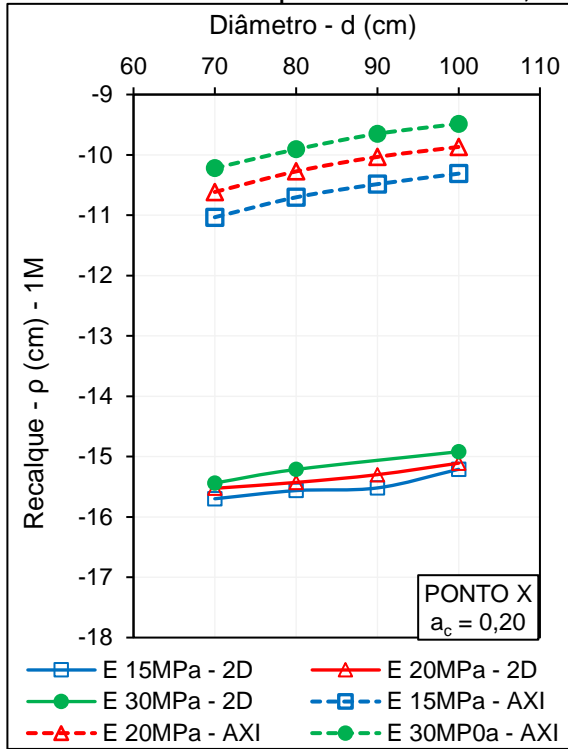


Gráfico 57 - $d_c \times \rho$ - Ponto Y - a_c 0,2

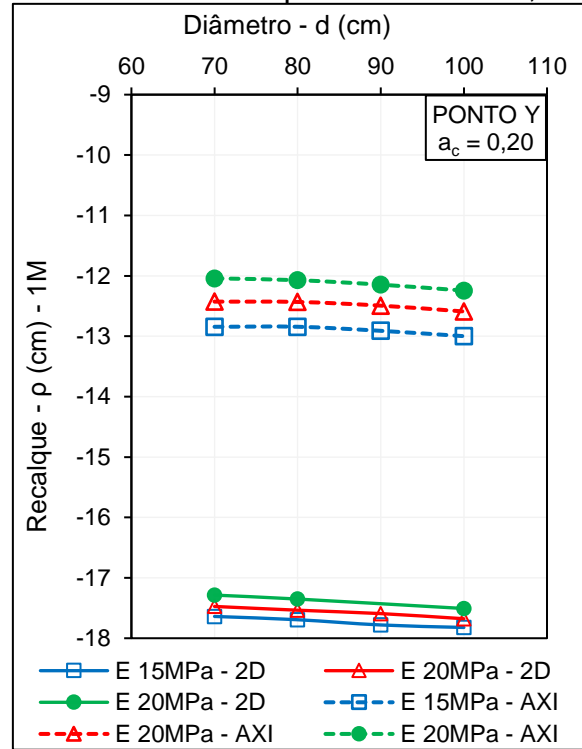


Gráfico 58 - $d_c \times \rho$ - Ponto Z - a_c 0,2

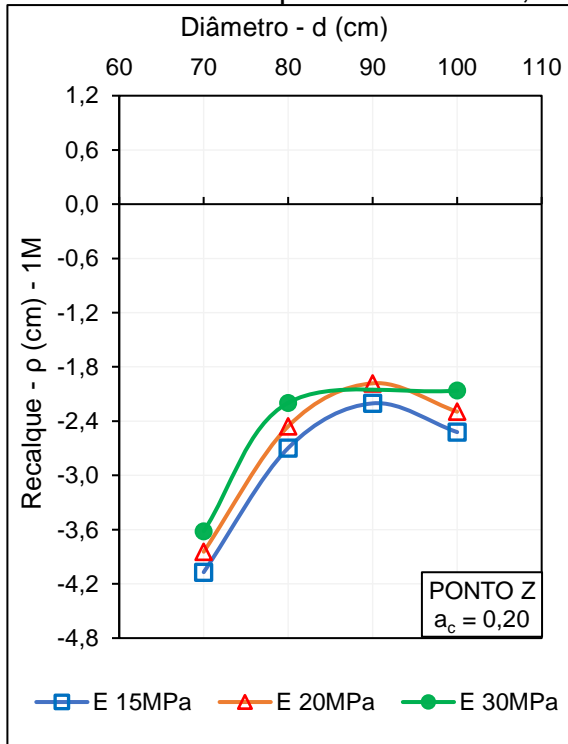


Gráfico 59 - $d_c \times \rho$ - Ponto F - a_c 0,2

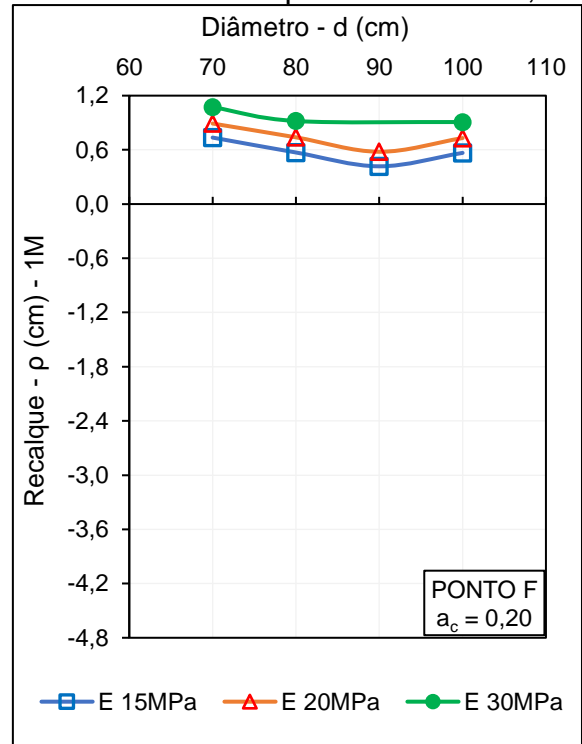


Gráfico 60 - $d_c \times \rho$ - Ponto X - a_c 0,2

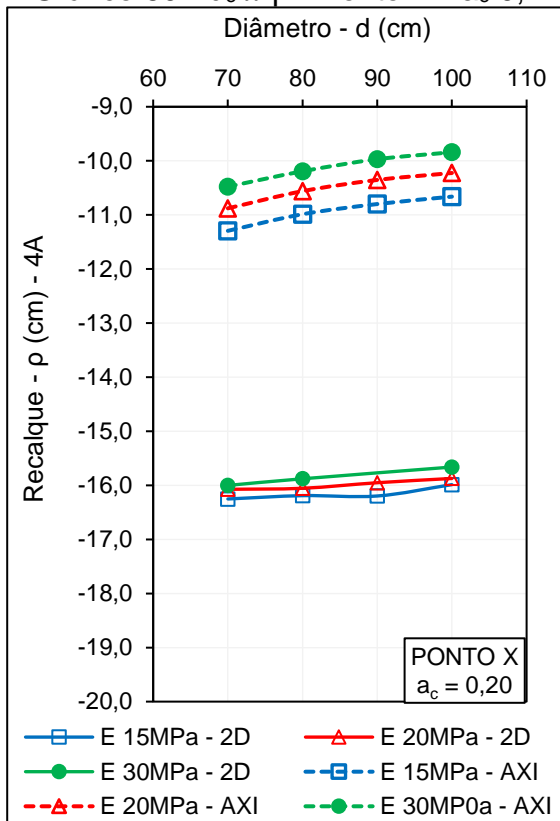


Gráfico 61 - $d_c \times \rho$ - Ponto Y - a_c 0,2

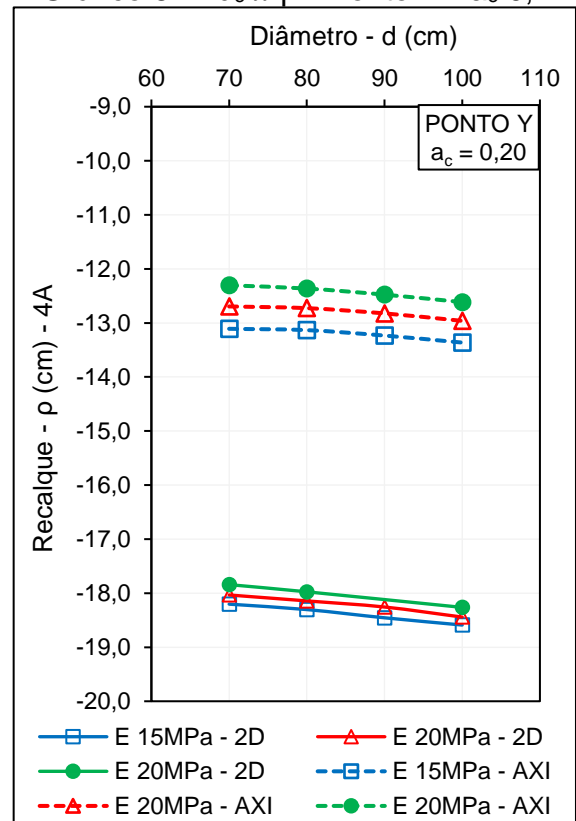


Gráfico 62 - $d_c \times \rho$ - Ponto Z - a_c 0,2

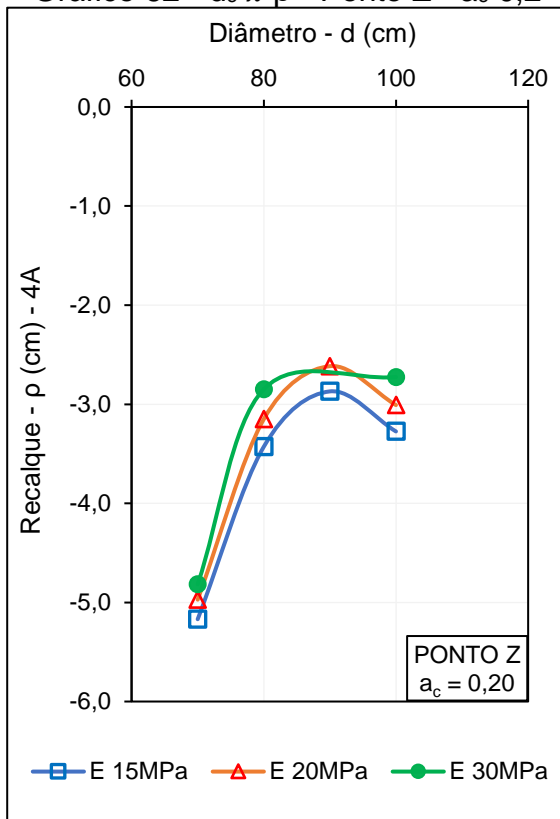
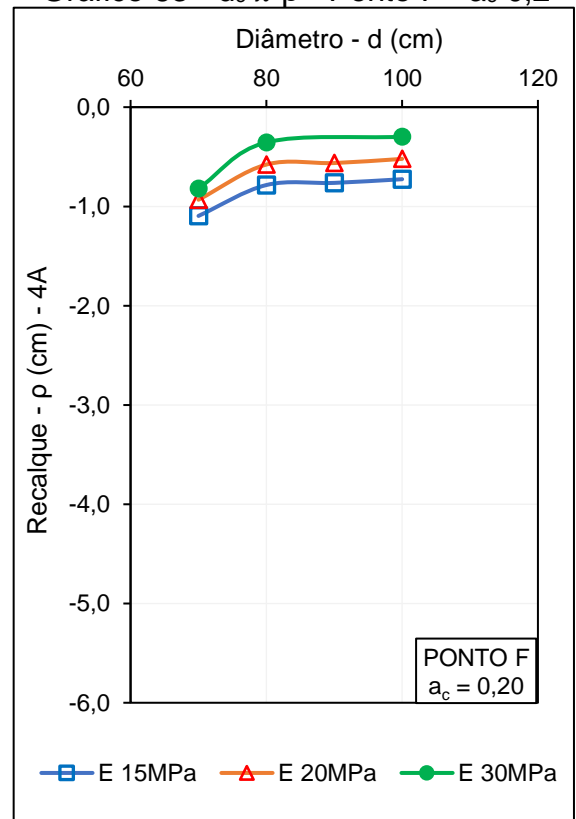


Gráfico 63 - $d_c \times \rho$ - Ponto F - a_c 0,2



APÊNDICE E - ANÁLISES PARAMÉTRICAS - RECALQUE X DIÂMETRO - a_c 0,25

Gráfico 64 - $d_c \times \rho$ - Ponto X - a_c 0,25

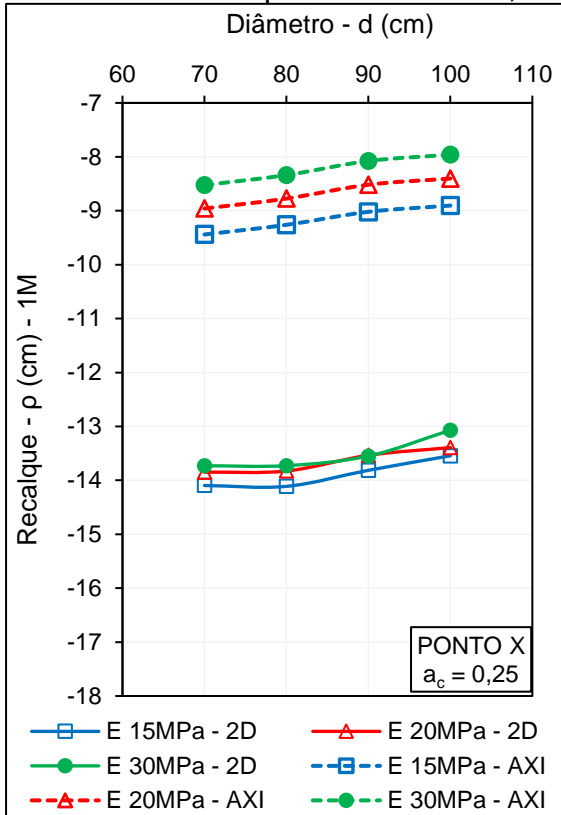


Gráfico 65 - $d_c \times \rho$ - Ponto Y - a_c 0,25

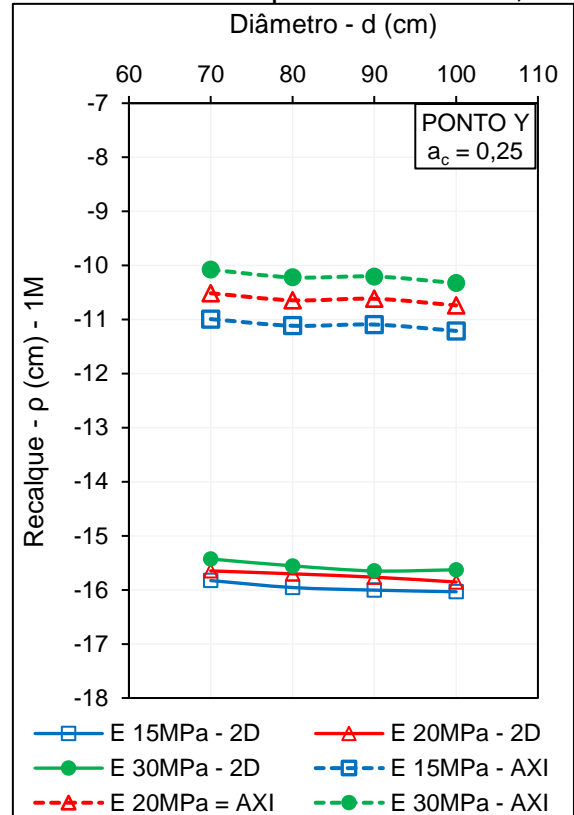


Gráfico 66 - $d_c \times \rho$ - Ponto Z - a_c 0,25

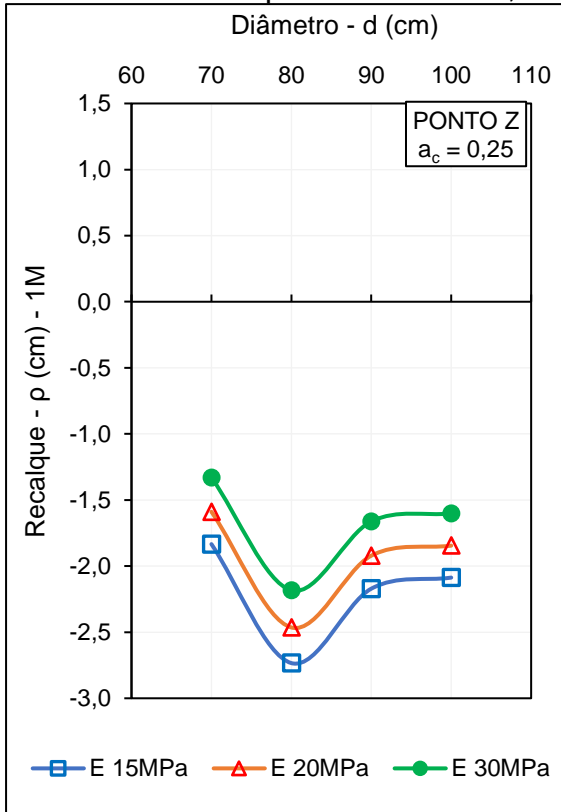


Gráfico 67 - $d_c \times \rho$ - Ponto F - a_c 0,25

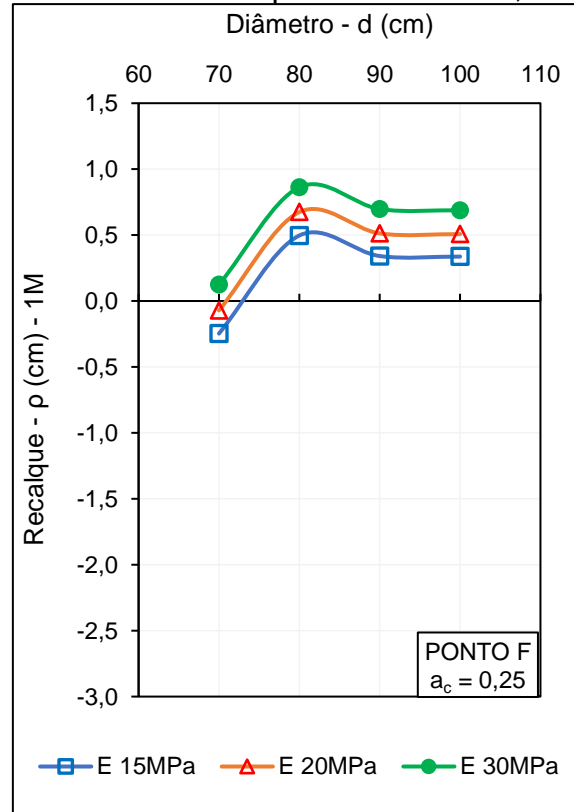


Gráfico 68 - $d_c \times \rho$ - Ponto X - $a_c = 0,25$

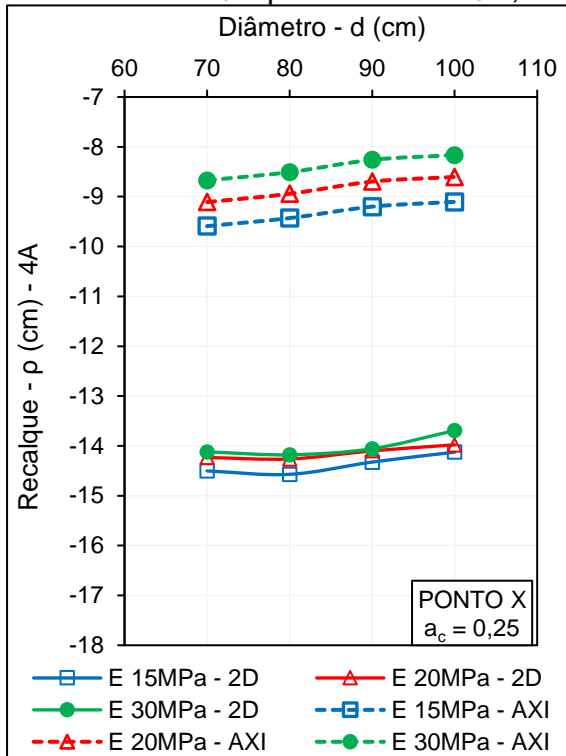


Gráfico 69 - $d_c \times \rho$ - Ponto Y - $a_c = 0,25$

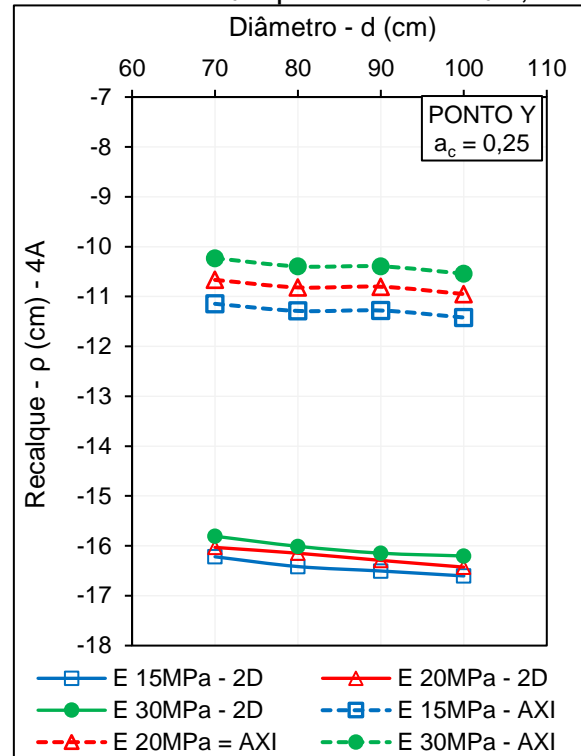


Gráfico 70 - $d_c \times \rho$ - Ponto Z - $a_c = 0,25$

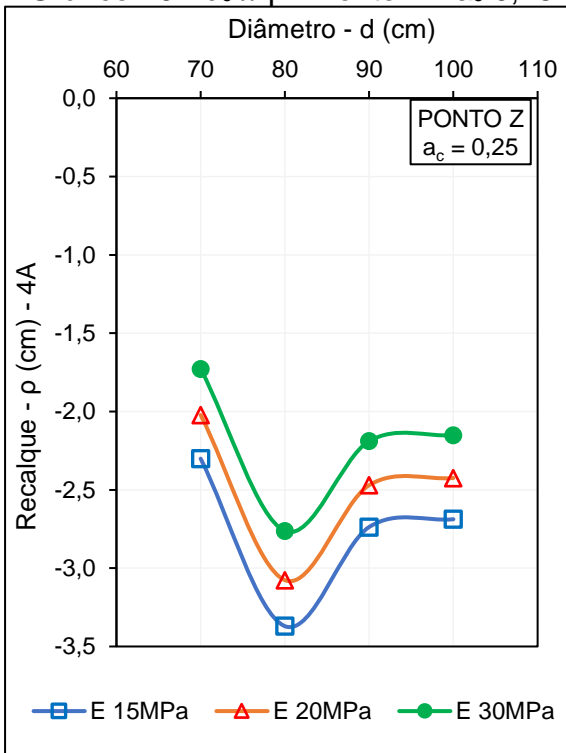
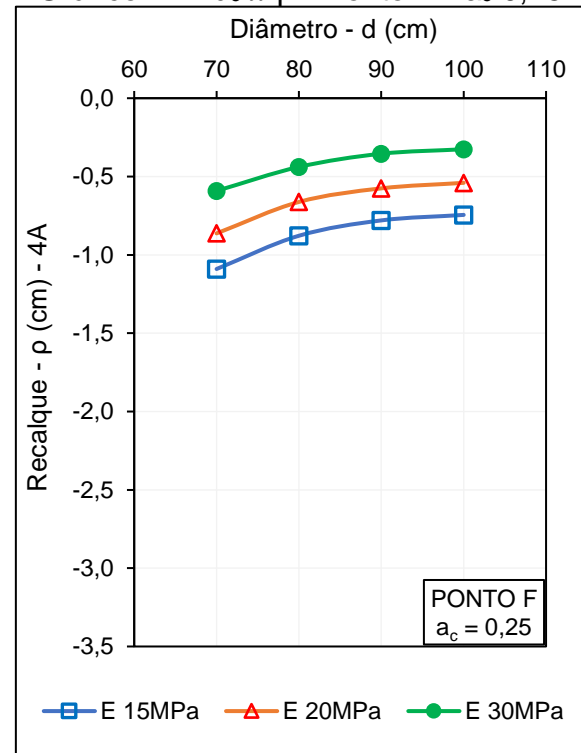


Gráfico 71 - $d_c \times \rho$ - Ponto F - $a_c = 0,25$



APÊNDICE F - FATOR DE REDUÇÃO DE RECALQUE X DIÂMETRO - PONTO Y

Gráfico 72 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - $a_c = 0,10$

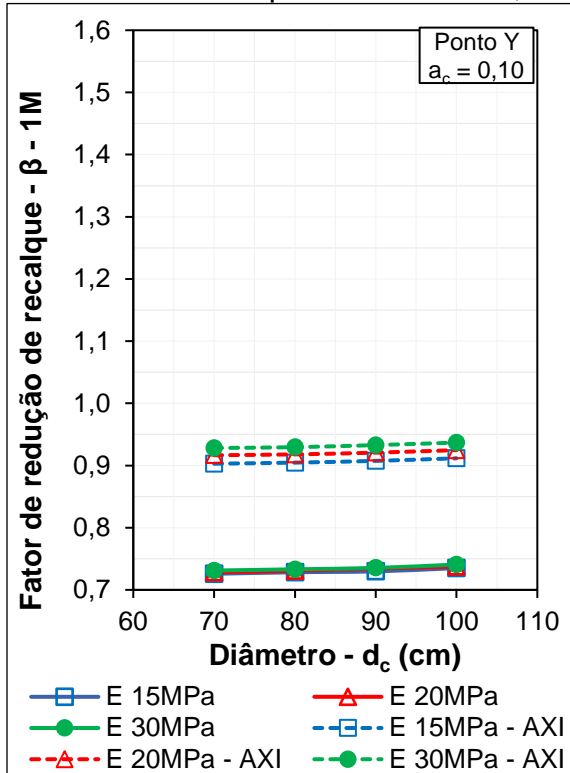


Gráfico 73 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - $a_c = 0,15$

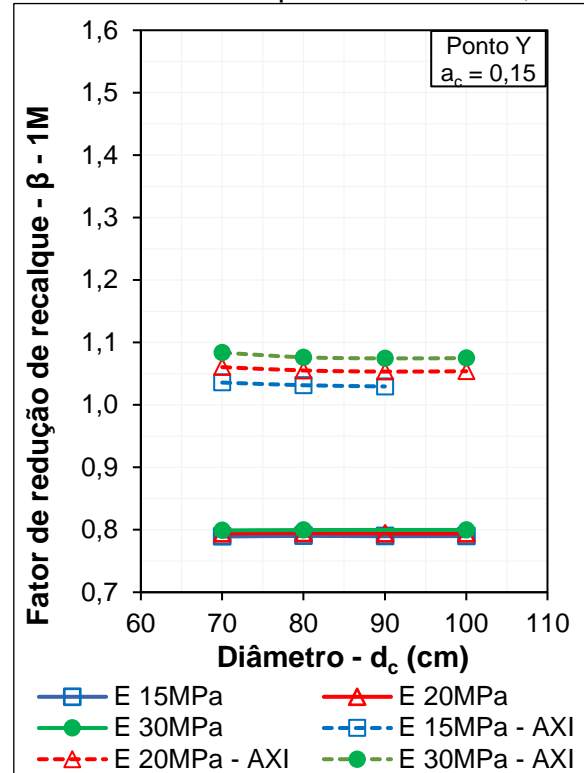


Gráfico 74 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - $a_c = 0,20$

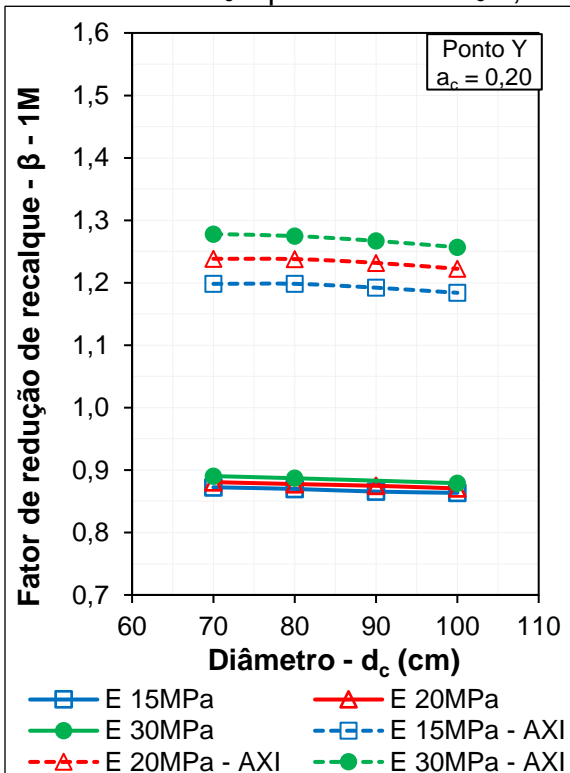


Gráfico 75 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - $a_c = 0,25$

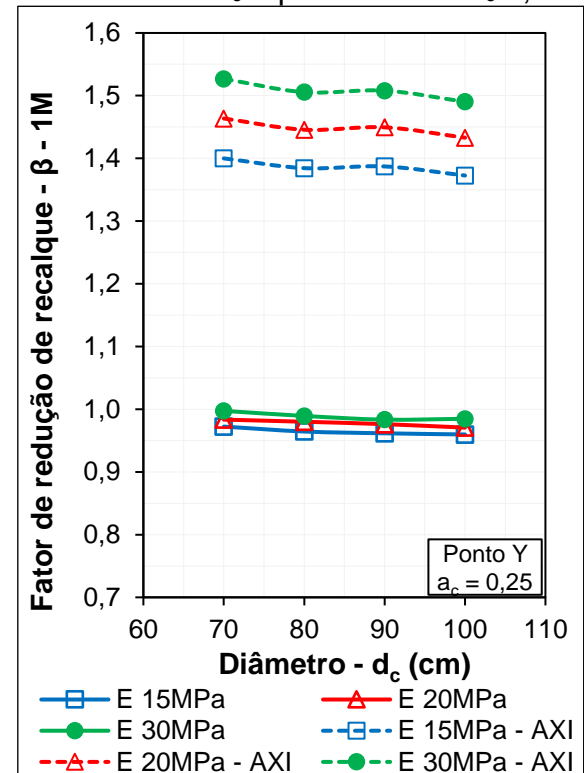


Gráfico 76 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - a_c 0,1

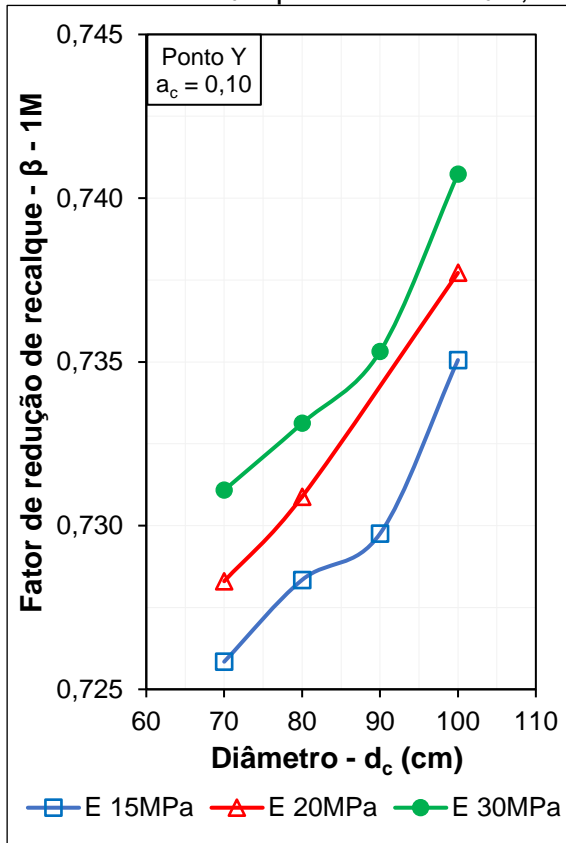


Gráfico 77 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - a_c 0,15

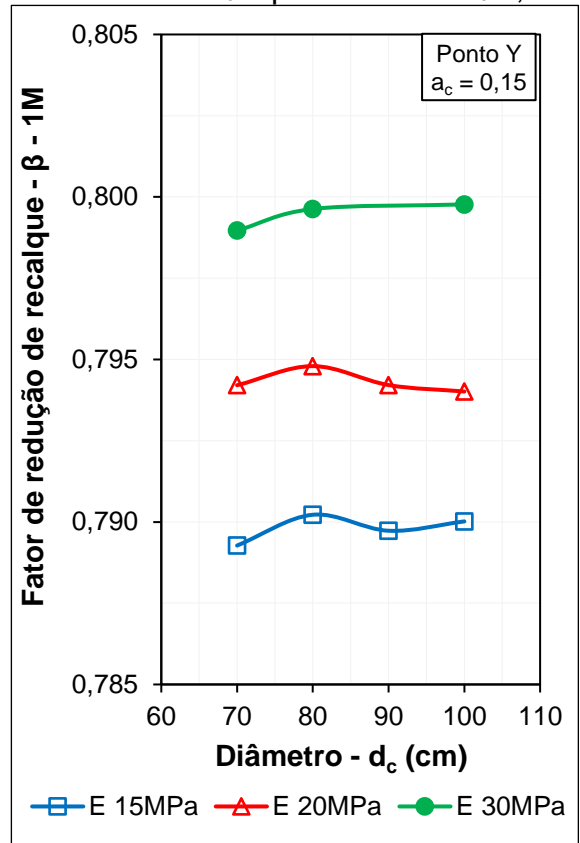


Gráfico 78 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - a_c 0,20

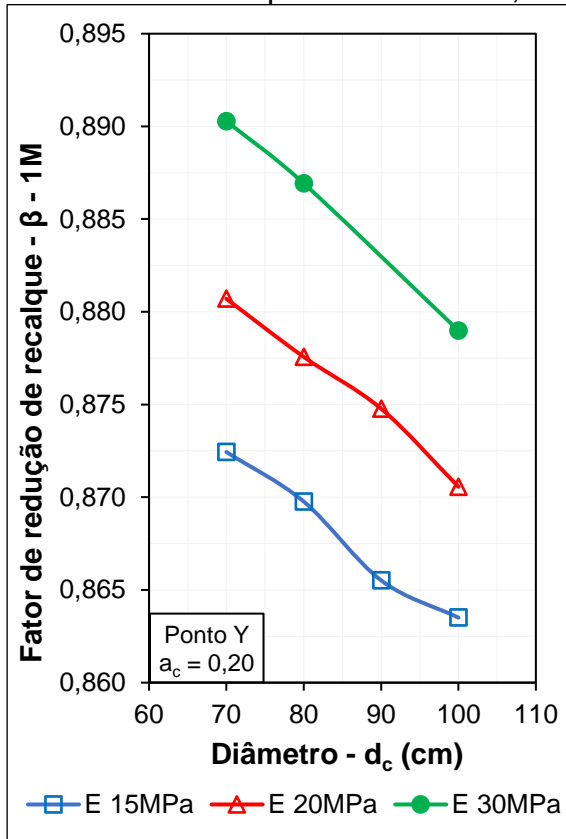


Gráfico 79 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - a_c 0,25

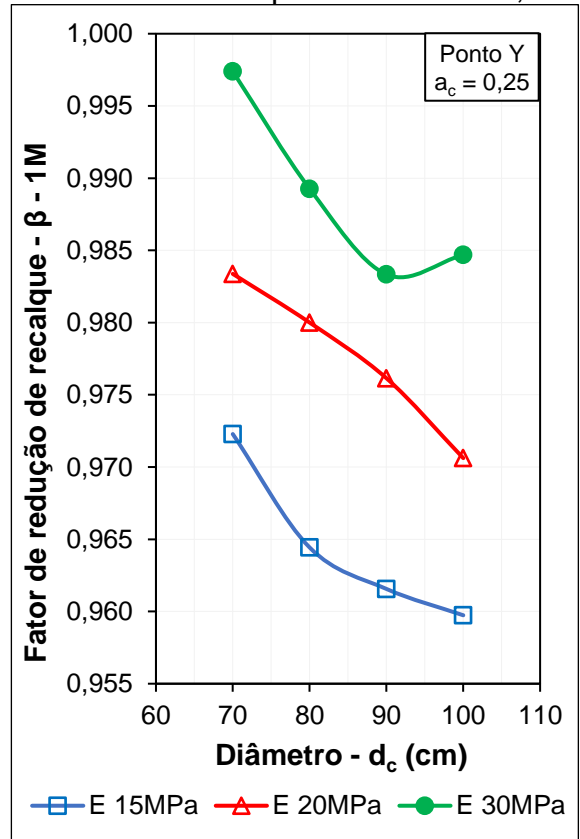


Gráfico 80 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - a_c 0,10

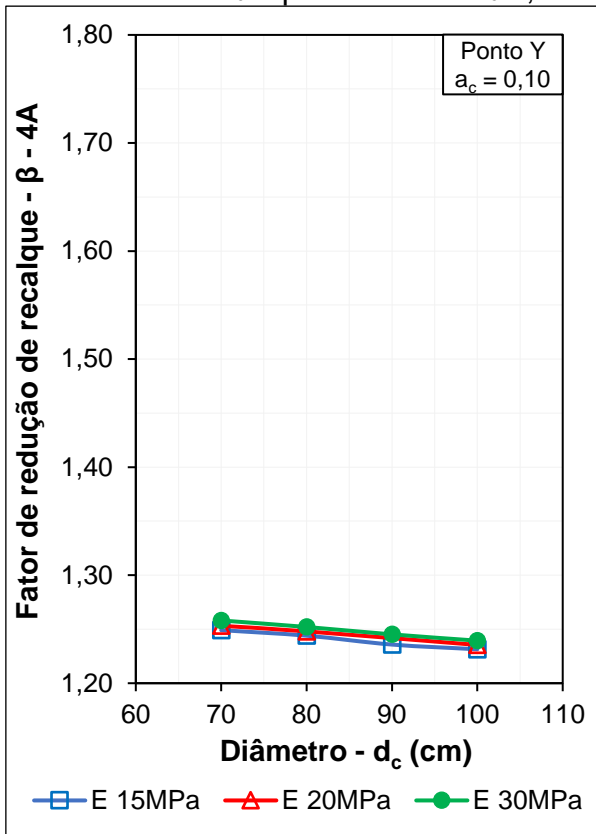


Gráfico 81 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - a_c 0,15

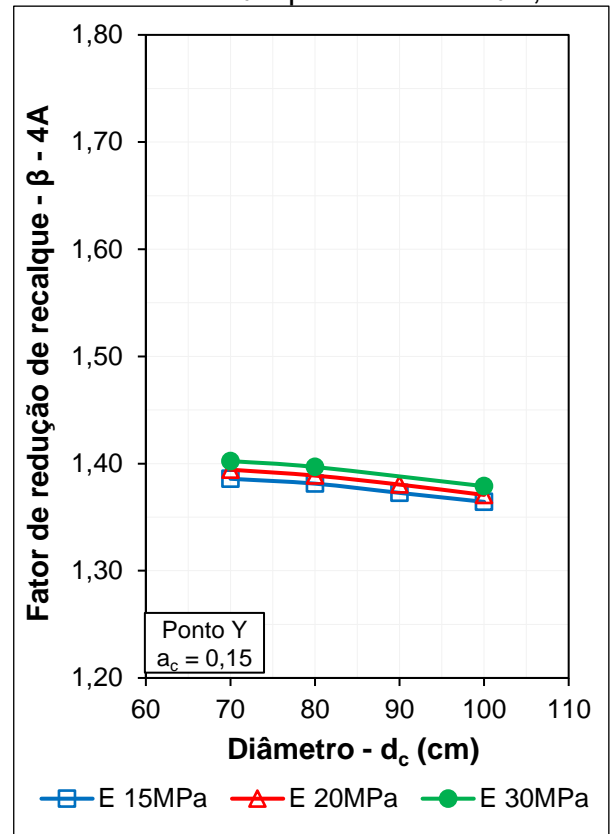


Gráfico 82 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - a_c 0,20

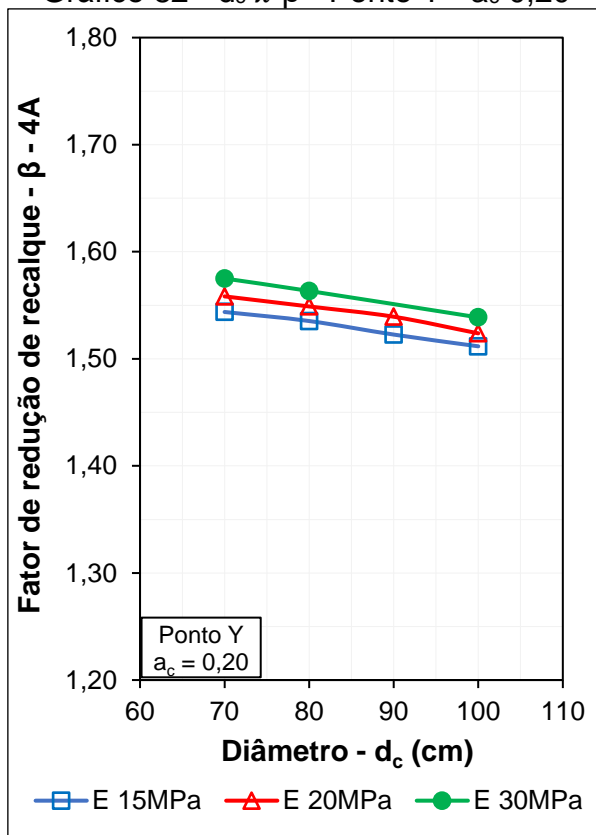
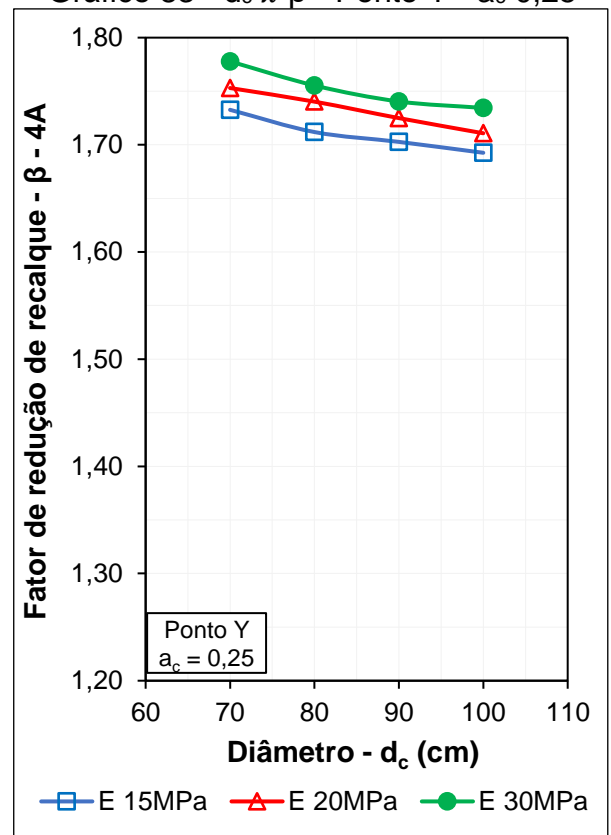


Gráfico 83 - $d_c \times \beta$ - Ponto Y - a_c 0,25



APÊNDICE G - FATOR DE REDUÇÃO DE RECALQUE X DIÂMETRO - PONTO F

Gráfico 84 - $d_c \times \beta$ - Ponto F - $a_c = 0,10$

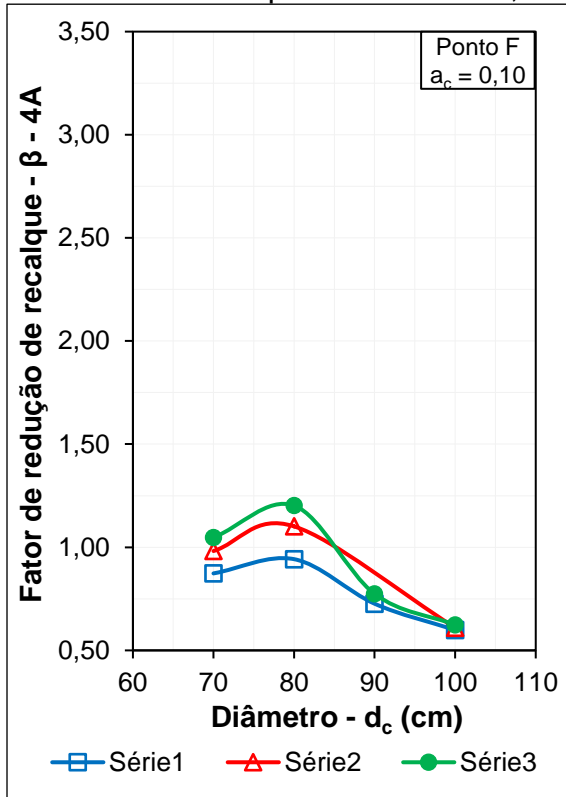


Gráfico 85 - $d_c \times \beta$ - Ponto F - $a_c = 0,15$

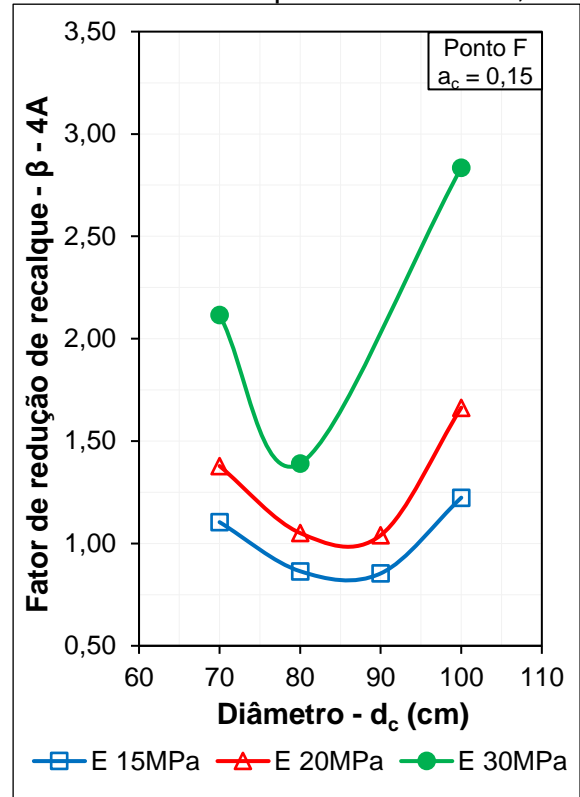


Gráfico 86 - $d_c \times \beta$ - Ponto F - $a_c = 0,20$

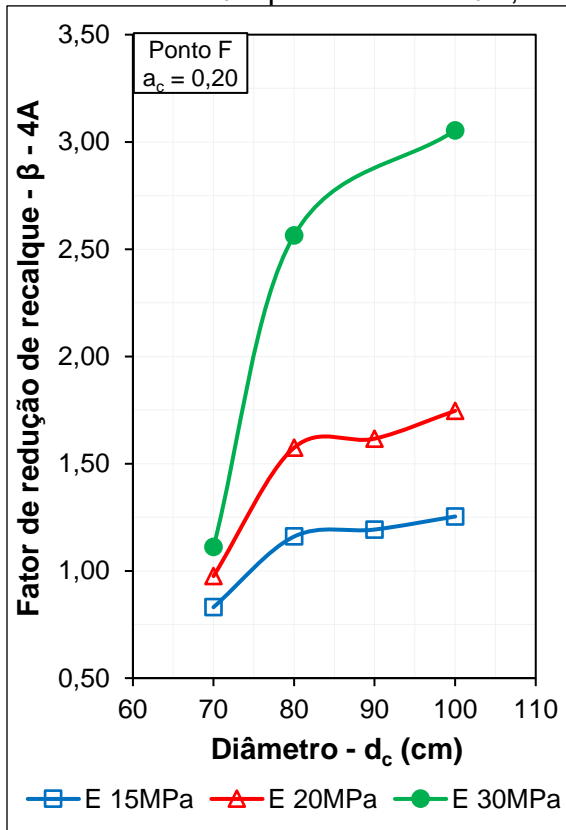
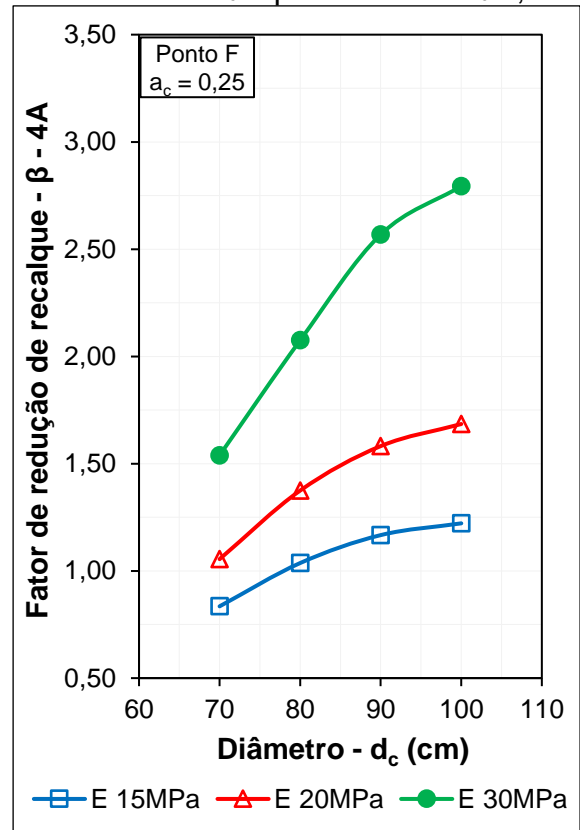


Gráfico 87 - $d_c \times \beta$ - Ponto F - $a_c = 0,25$



APÊNDICE H - FATOR DE REDUÇÃO DE RECALQUE X a_c - PONTO Y

Gráfico 88 - $a_c \times \beta$ - Ponto Y - d_c 70

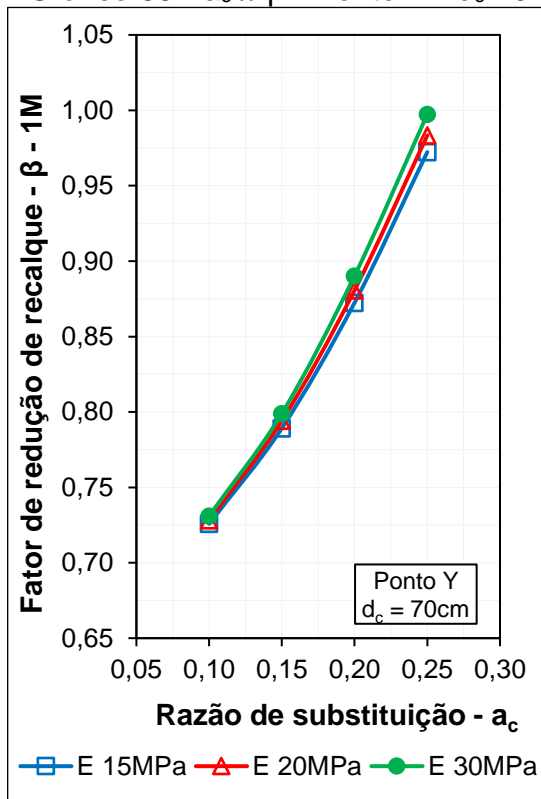


Gráfico 89 - $a_c \times \beta$ - Ponto Y - d_c 80

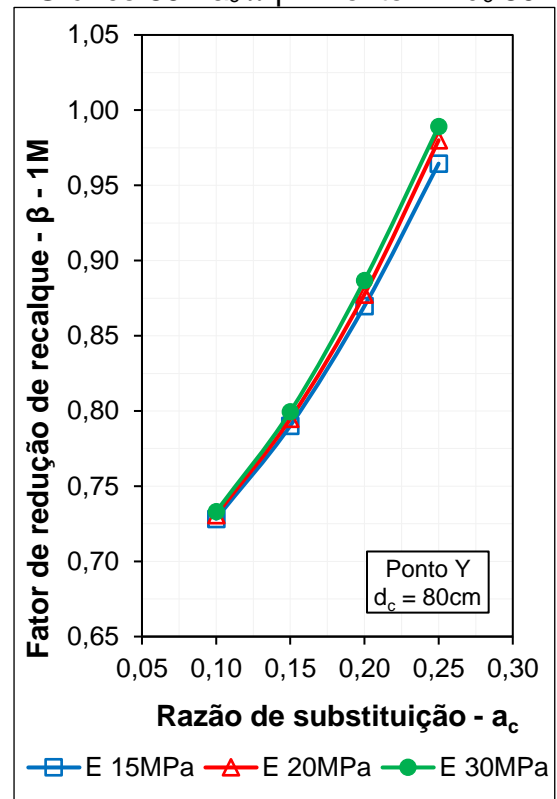


Gráfico 90 - $a_c \times \beta$ - Ponto Y - d_c 90

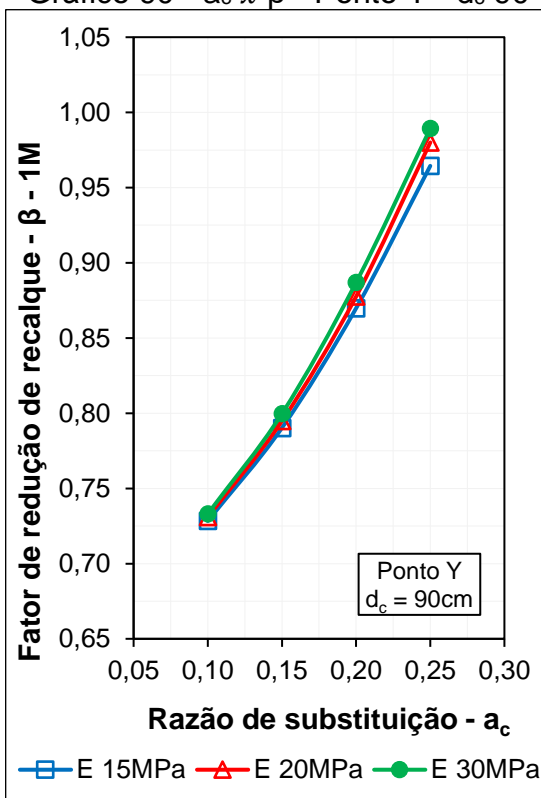
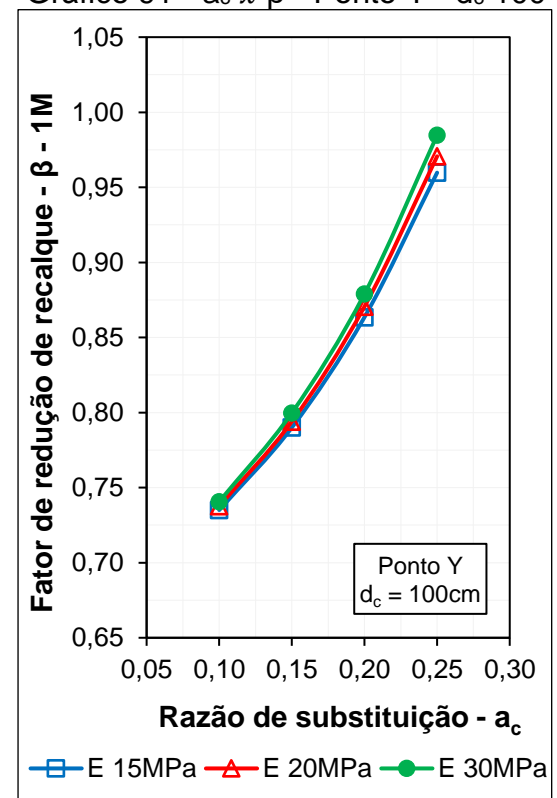


Gráfico 91 - $a_c \times \beta$ - Ponto Y - d_c 100



APÊNDICE I - FATOR DE REDUÇÃO DE RECALQUE X NO PONTO F

Gráfico 92 - $a_c \times \beta$ - Ponto F - d_c 70

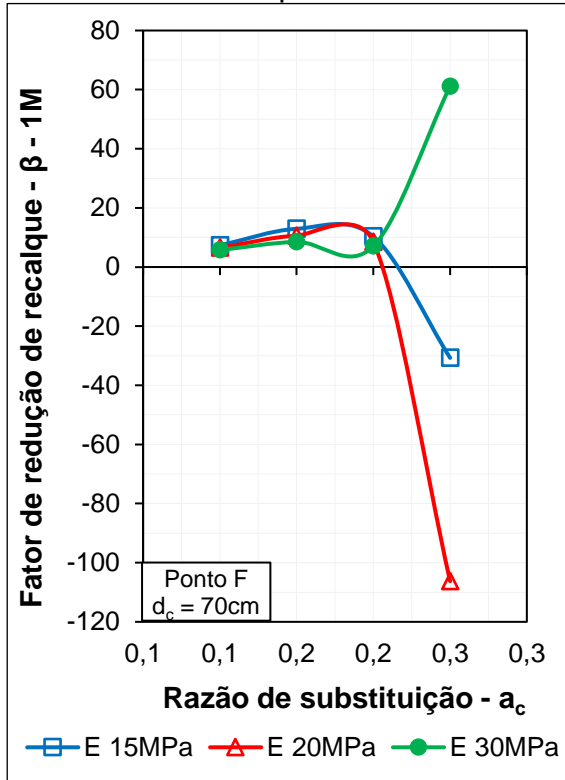


Gráfico 93 - $a_c \times \beta$ - Ponto F - d_c 80

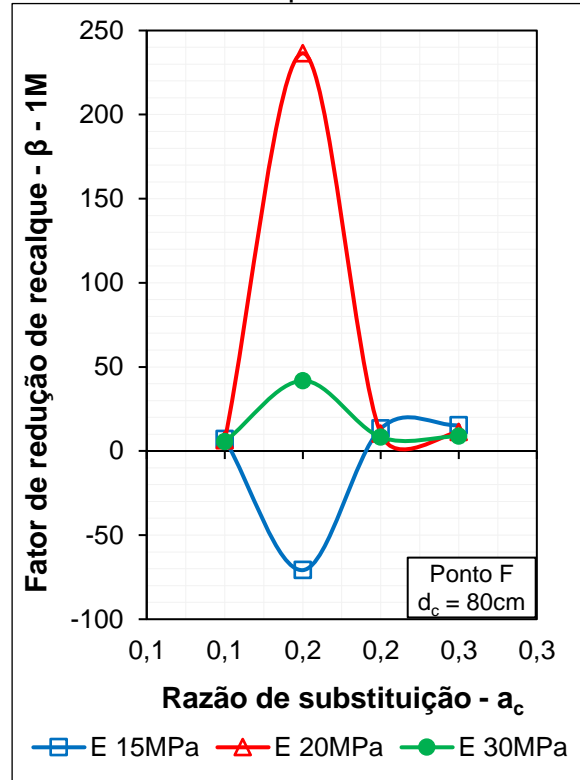


Gráfico 94 - $a_c \times \beta$ - Ponto F - d_c 90

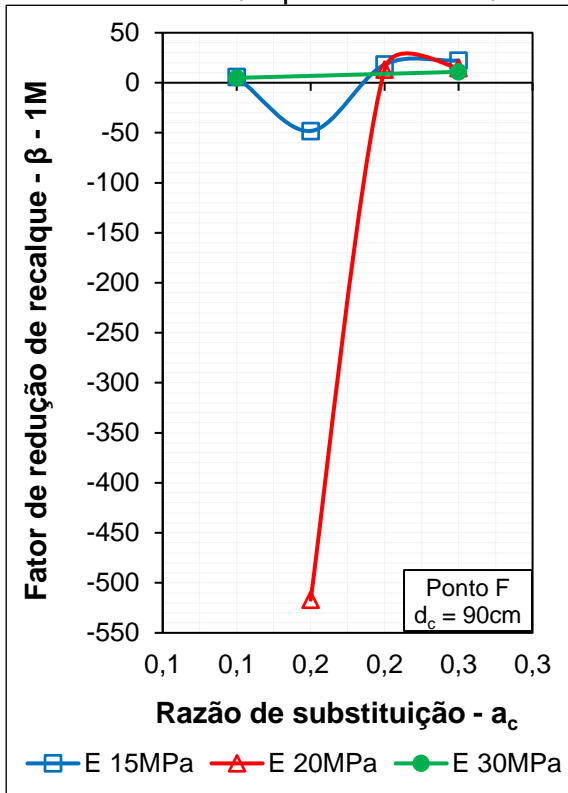


Gráfico 95 - $a_c \times \beta$ - Ponto F - d_c 100

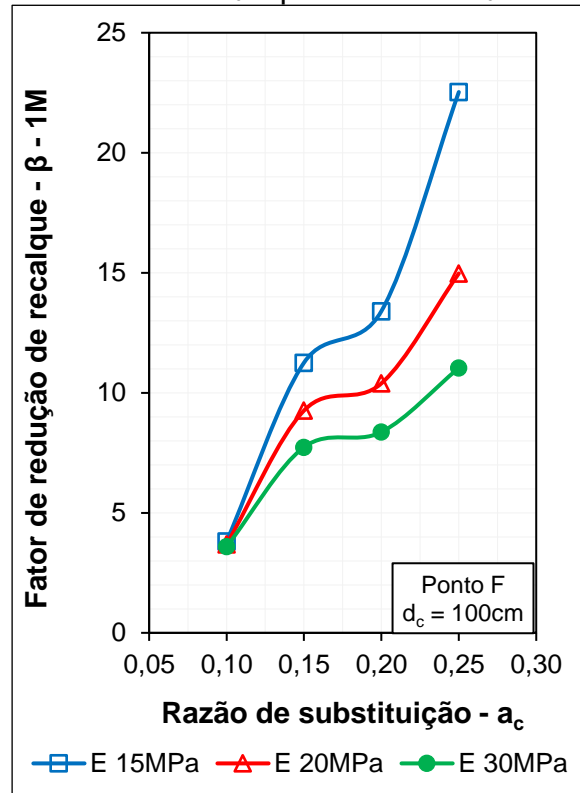


Gráfico 96 - $a_c \times \beta$ - Ponto F - d_c 70

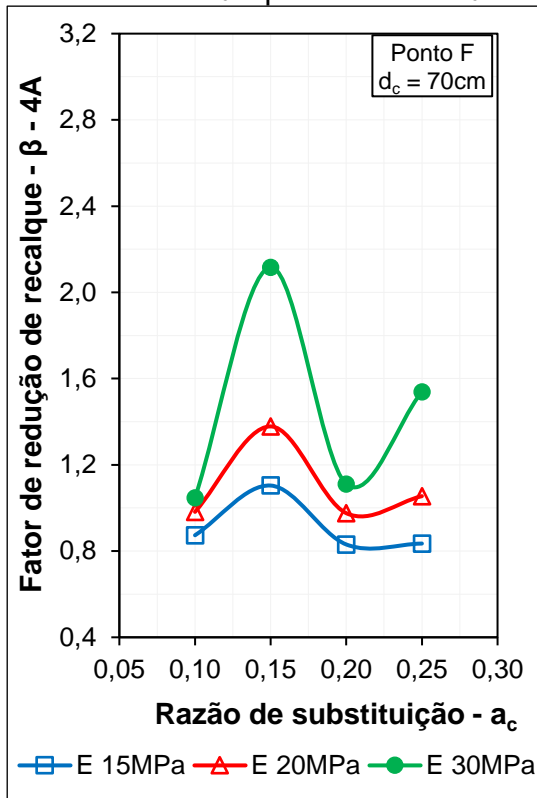


Gráfico 97 - $a_c \times \beta$ - Ponto F - d_c 80

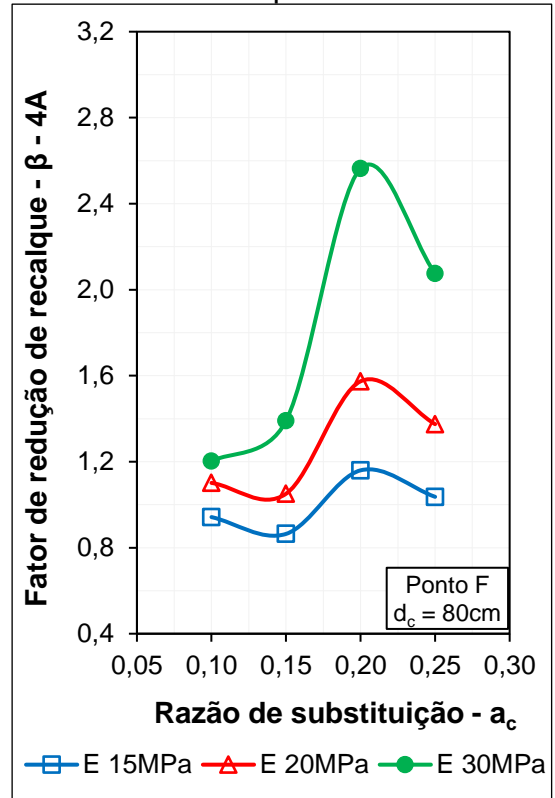


Gráfico 98 - $a_c \times \beta$ - Ponto F - d_c 90

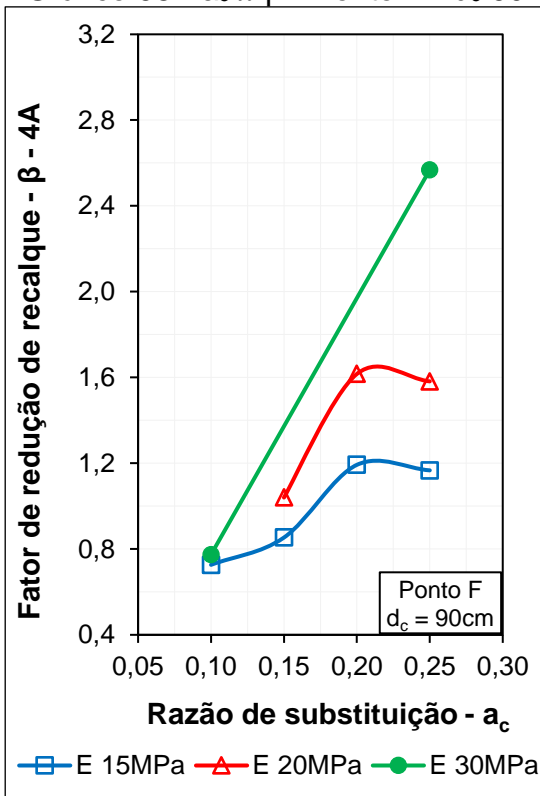
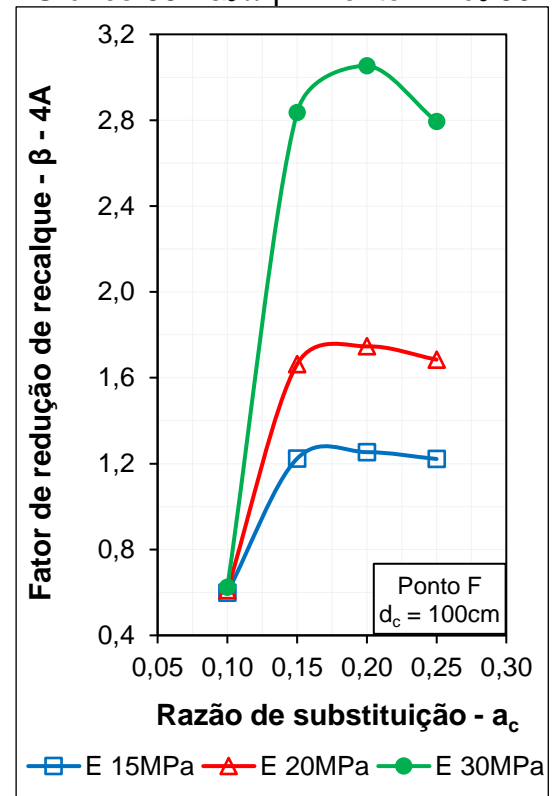


Gráfico 99 - $a_c \times \beta$ - Ponto F - d_c 90



APÊNDICE J - FATOR DE REDUÇÃO DE RECALQUE X E NO PONTO Y

Gráfico 100 - E x β - Ponto Y - a_c 0,10

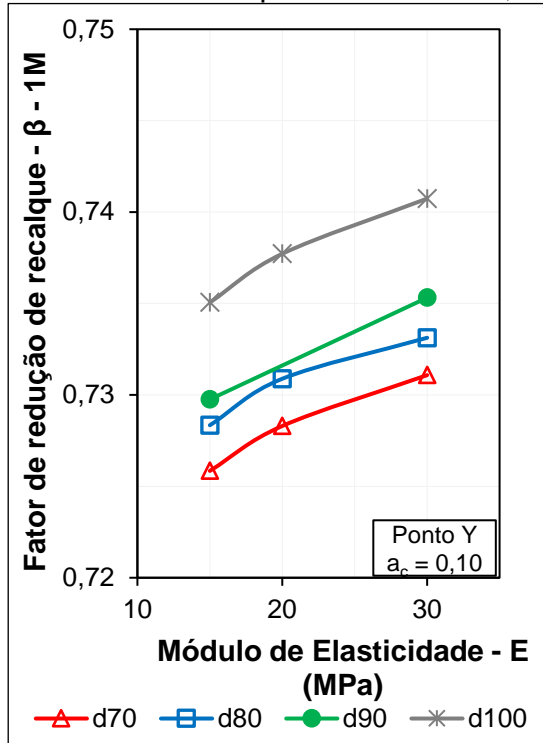


Gráfico 101 - E x β - Ponto Y - a_c 0,15

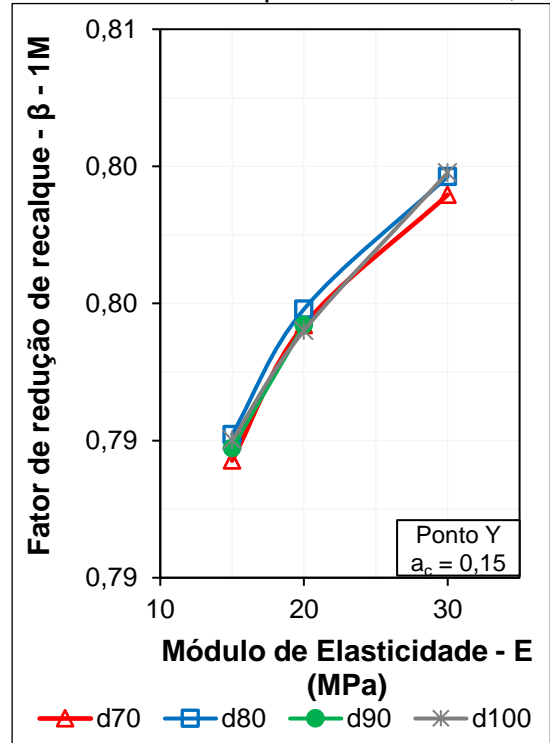


Gráfico 102 - E x β - Ponto Y - a_c 0,20

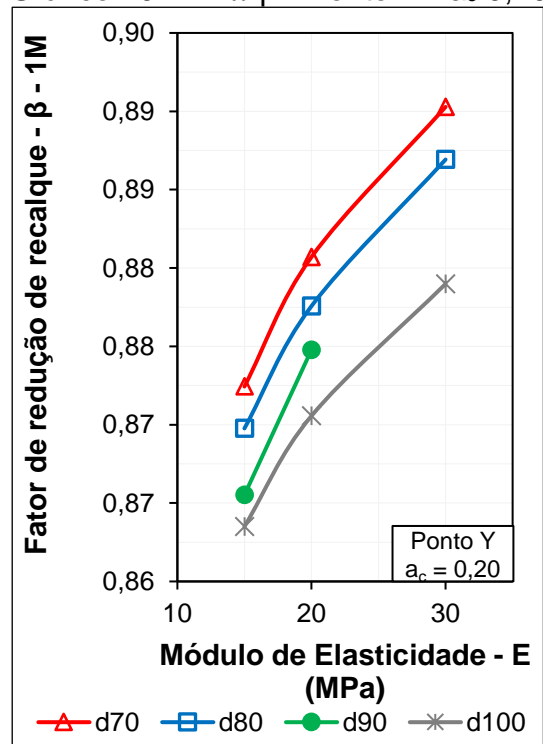
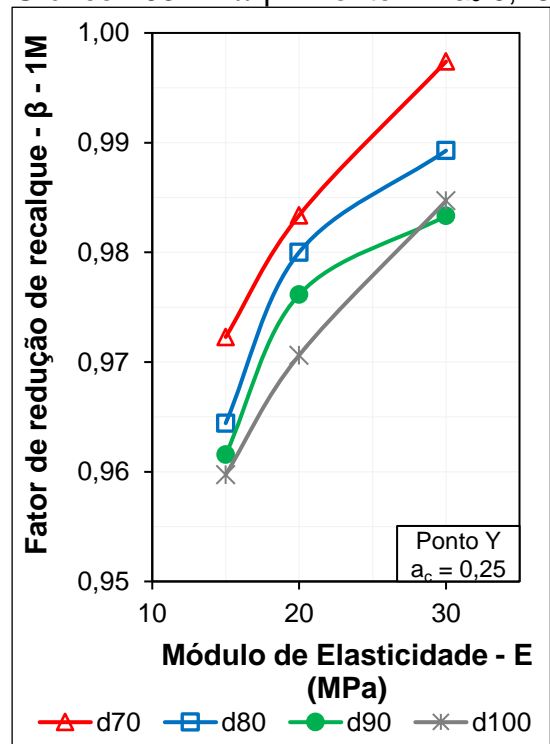


Gráfico 103 - E x β - Ponto Y - a_c 0,25



APÊNDICE K - FATOR DE REDUÇÃO DE RECALQUE X E NO PONTO F

Gráfico 104 - E x β - Ponto F - $a_c = 0,10$

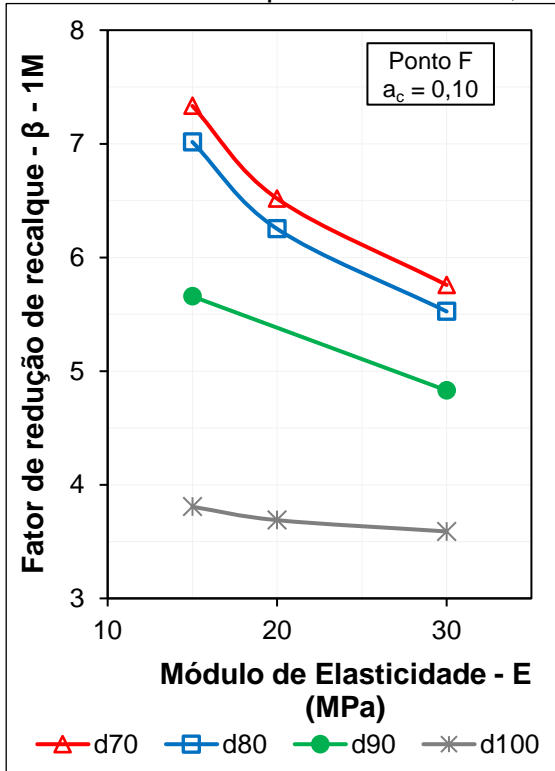


Gráfico 105 - E x β - Ponto F - $a_c = 0,15$

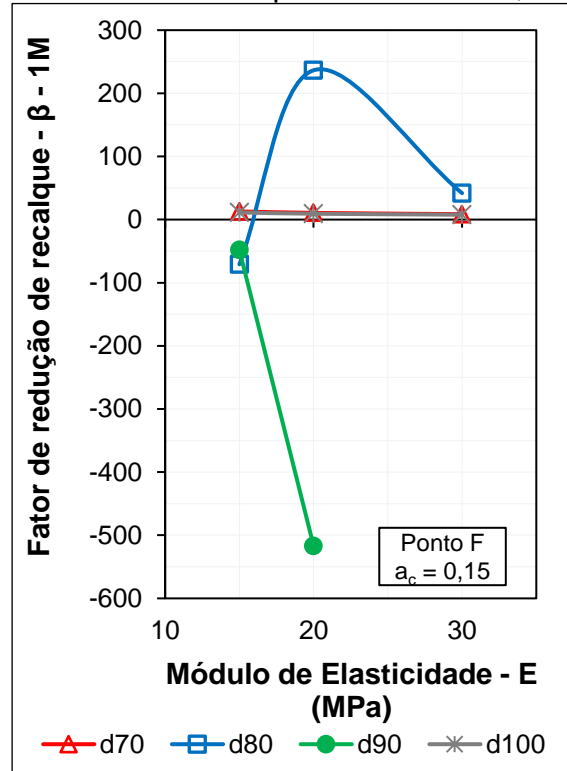


Gráfico 106 - E x β - Ponto F - $a_c = 0,20$

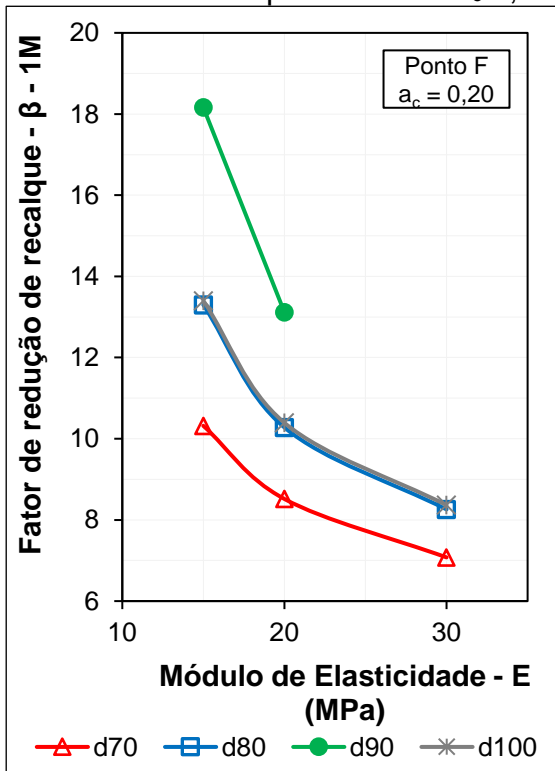


Gráfico 107 - E x β - Ponto F - $a_c = 0,25$

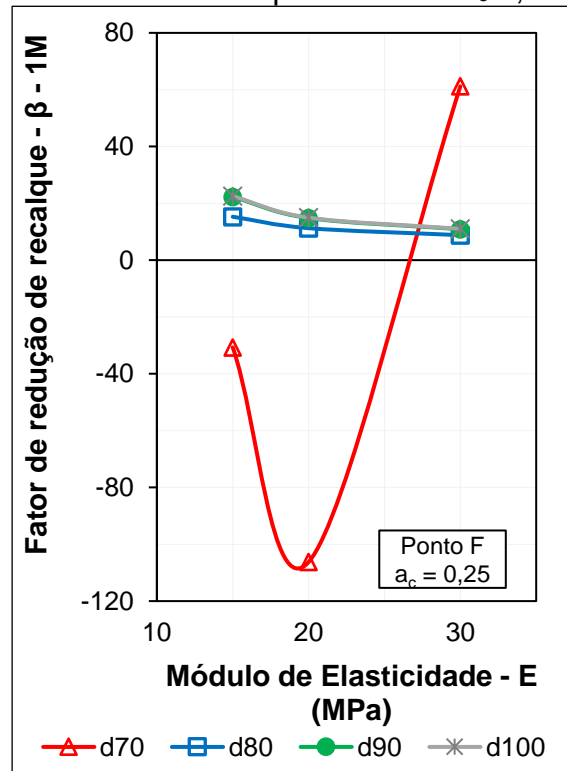


Gráfico 108 - E x β - Ponto F - a_c 0,10

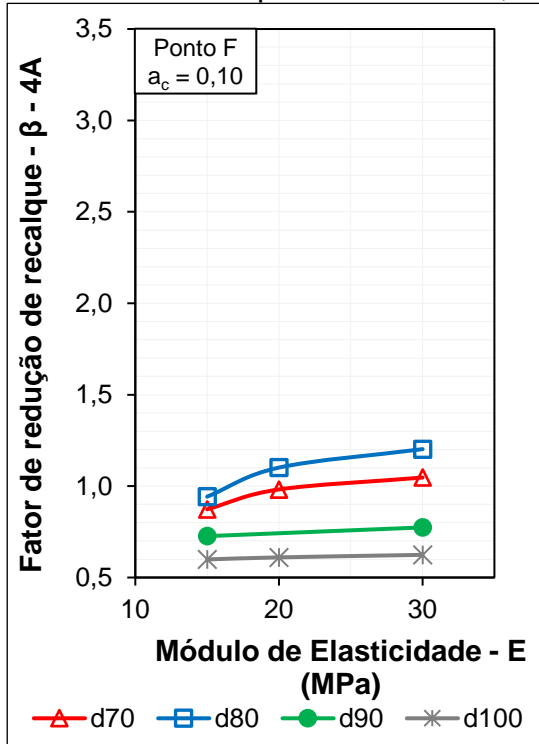


Gráfico 109 - E x β - Ponto F - a_c 0,15

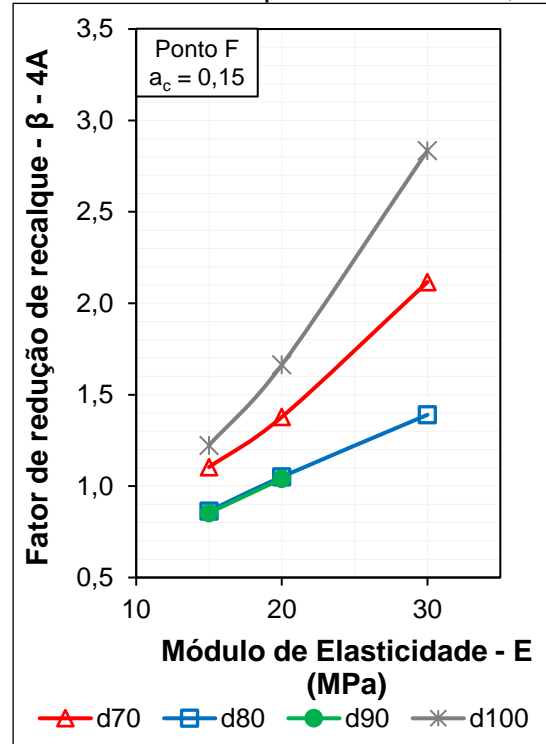


Gráfico 110 - E x β - Ponto F - a_c 0,20

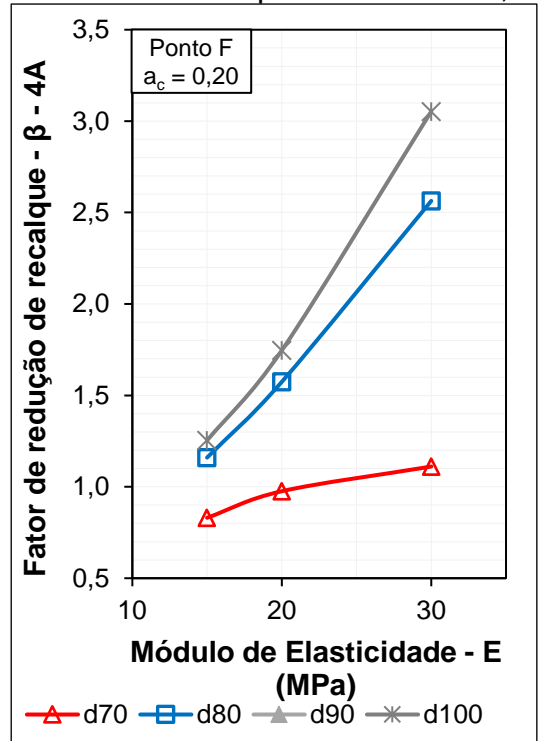
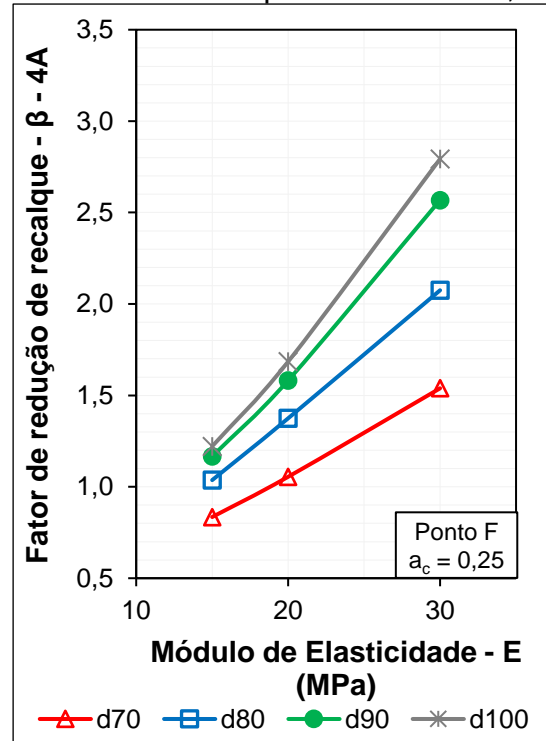


Gráfico 111 - E x β - Ponto F - a_c 0,25



APÊNDICE L - FATOR DE CONCENTRAÇÃO DE TENSÕES NO PONTO X

Gráfico 112 - $d_c \times \eta_x$ - Ponto X - a_c 0,10

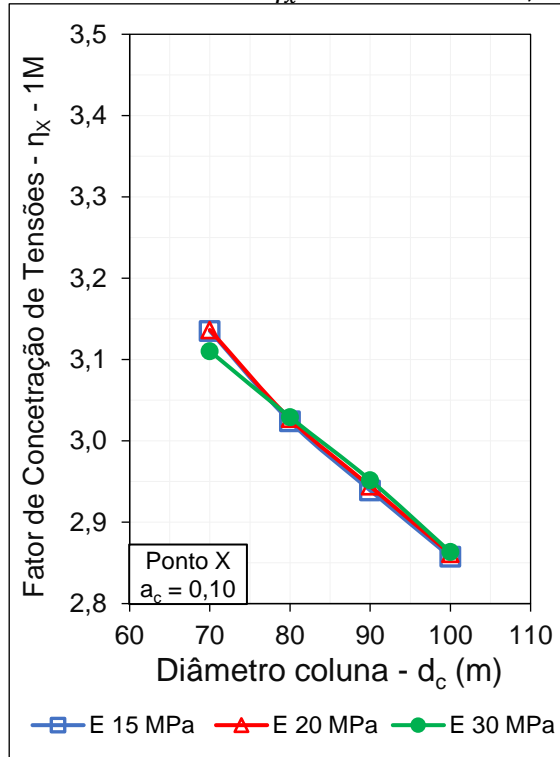


Gráfico 113 - $d_c \times \eta_x$ - Ponto X - a_c 0,15

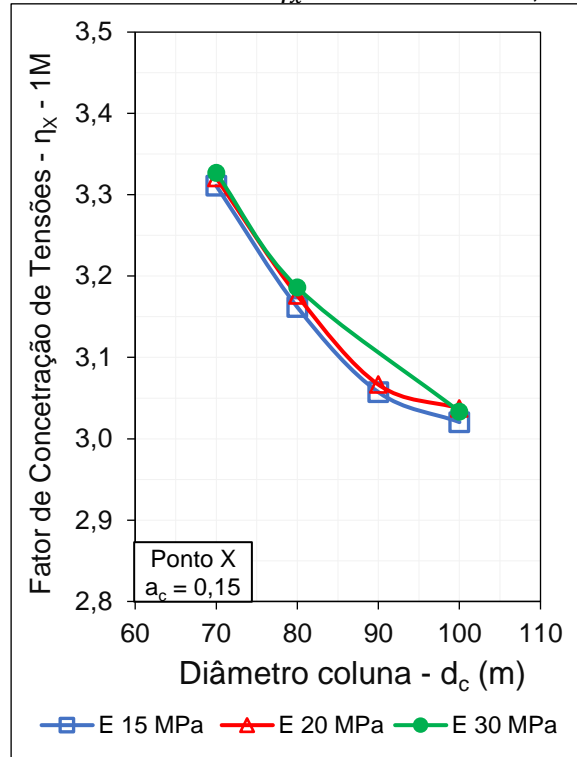


Gráfico 114 - $d_c \times \eta_x$ - Ponto X - a_c 0,20

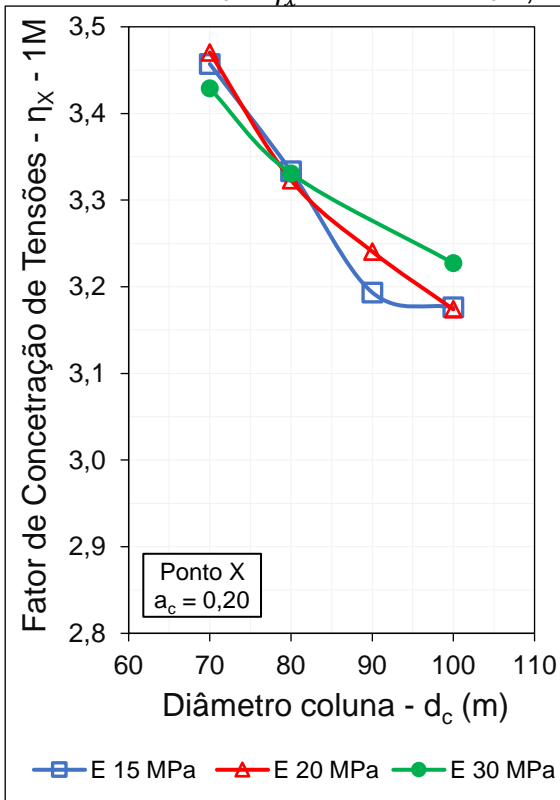


Gráfico 115 - $d_c \times \eta_x$ - Ponto X - a_c 0,25

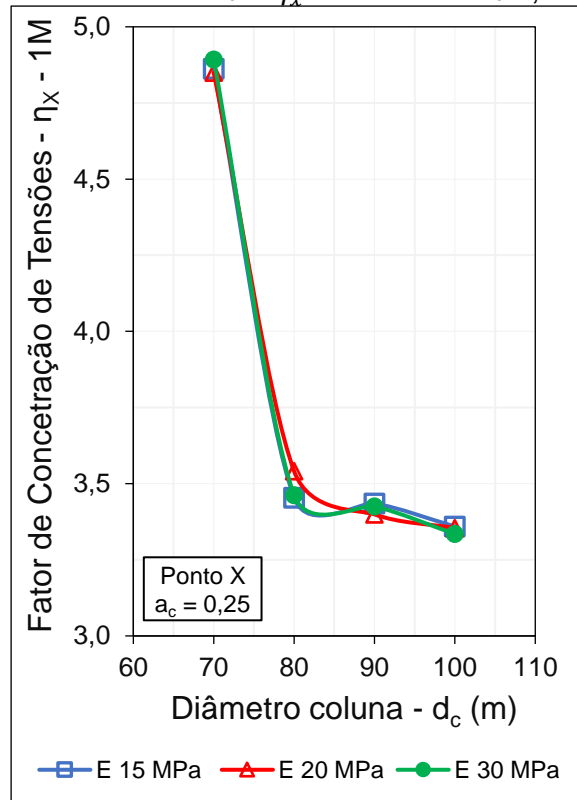


Gráfico 116 - $d_c \times \eta_x$ - Ponto X - a_c 0,10

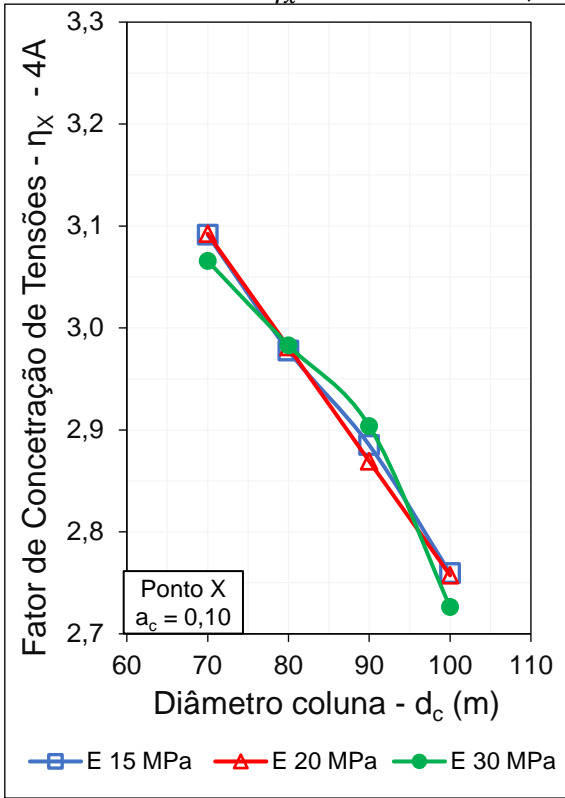


Gráfico 117 - $d_c \times \eta_x$ - Ponto X - a_c 0,15

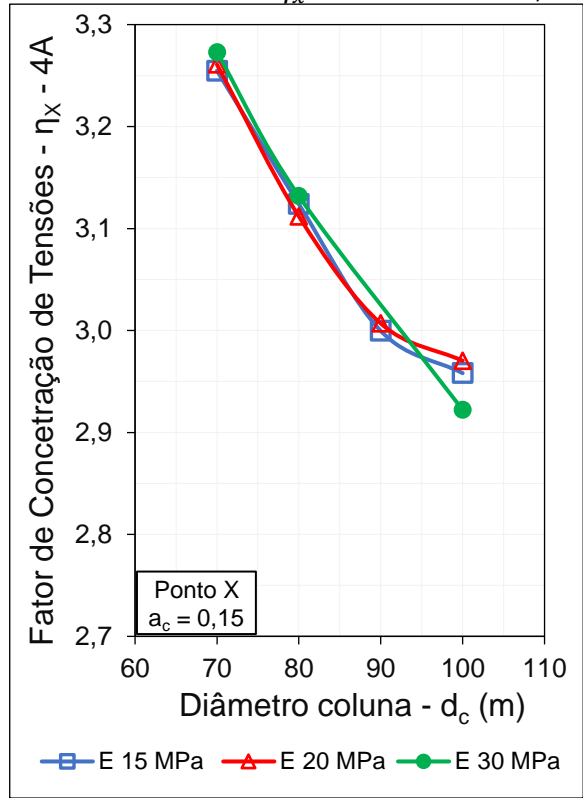


Gráfico 118 - $d_c \times \eta_x$ - Ponto X - a_c 0,20

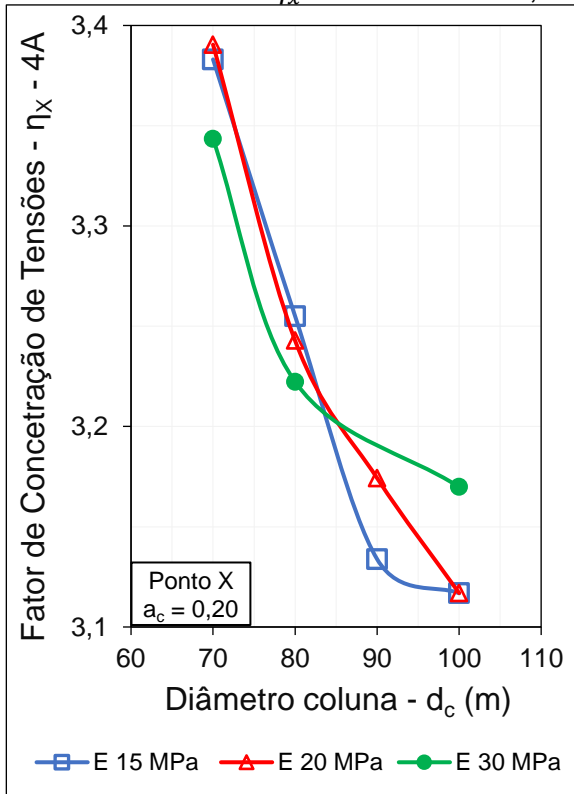
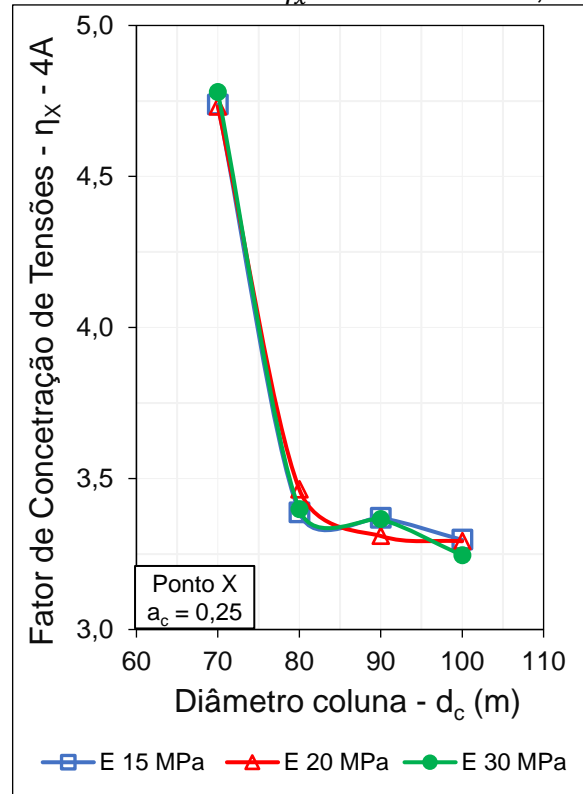


Gráfico 119 - $d_c \times \eta_x$ - Ponto X - a_c 0,25



APÊNDICE M - FATOR DE CONCENTRAÇÃO DE TENSÕES NO PONTO Z

Gráfico 120 - $d_c \times \eta_z$ - Ponto Z - $a_c = 0,10$

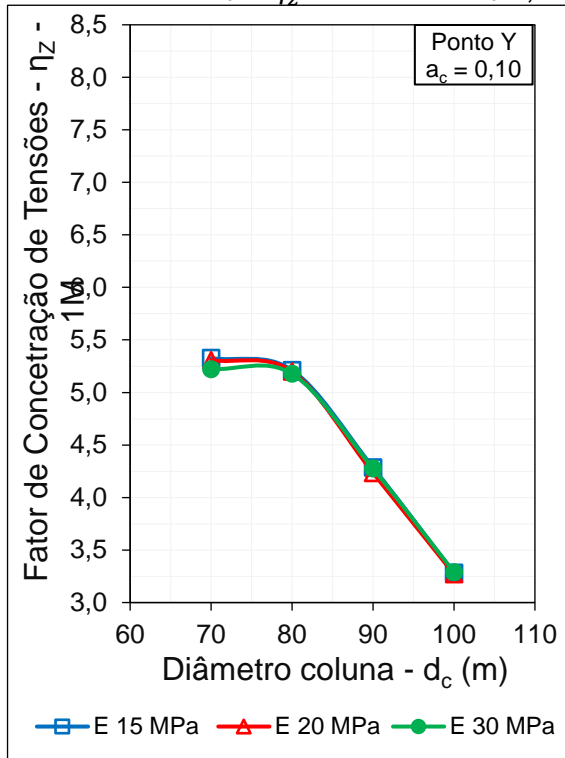


Gráfico 121 - $d_c \times \eta_z$ - Ponto Z - $a_c = 0,15$

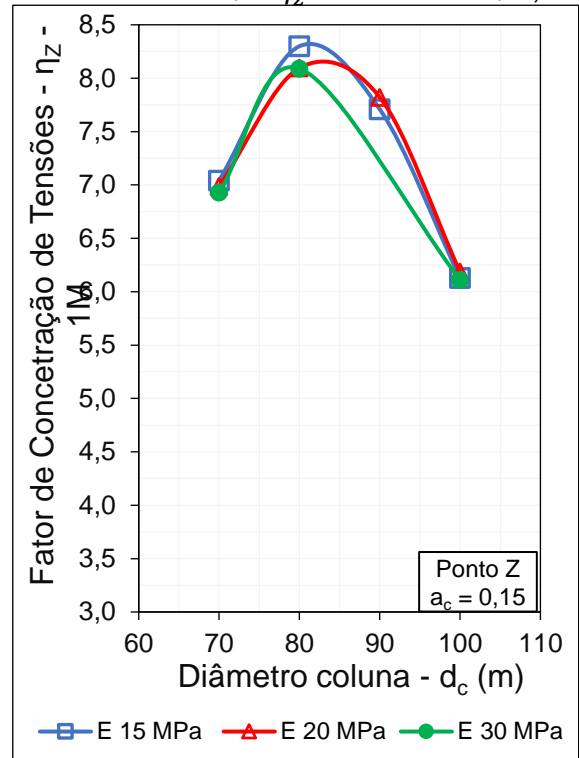


Gráfico 122 - $d_c \times \eta_z$ - Ponto Z - $a_c = 0,20$

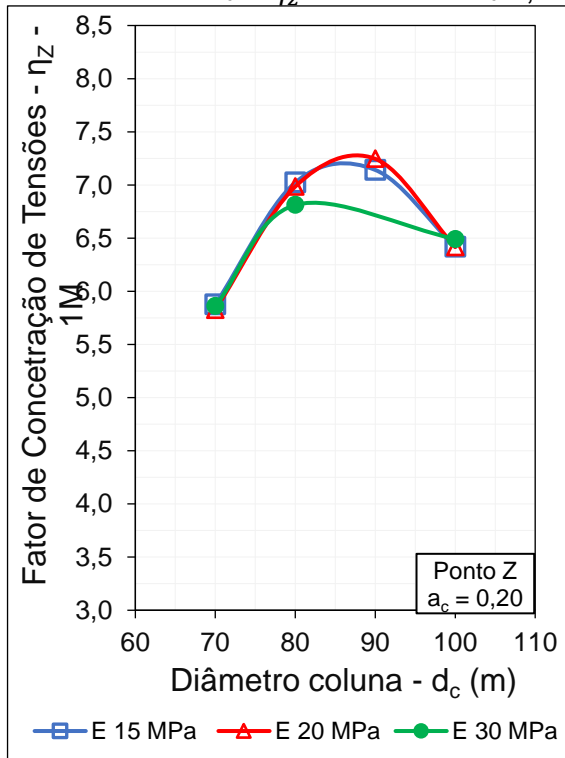


Gráfico 123 - $d_c \times \eta_z$ - Ponto Z - $a_c = 0,25$

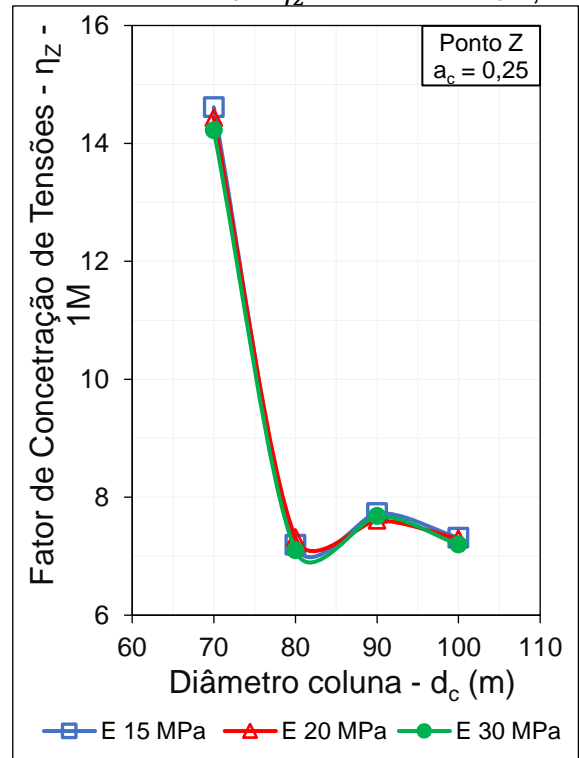


Gráfico 124 - $d_c \times \eta_z$ - Ponto Z - a_c 0,10

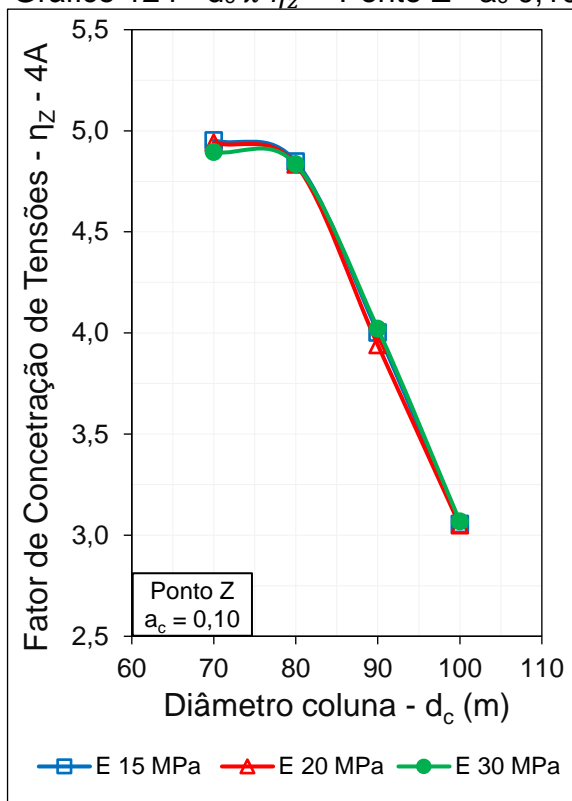


Gráfico 125 - $d_c \times \eta_z$ - Ponto Z - a_c 0,15

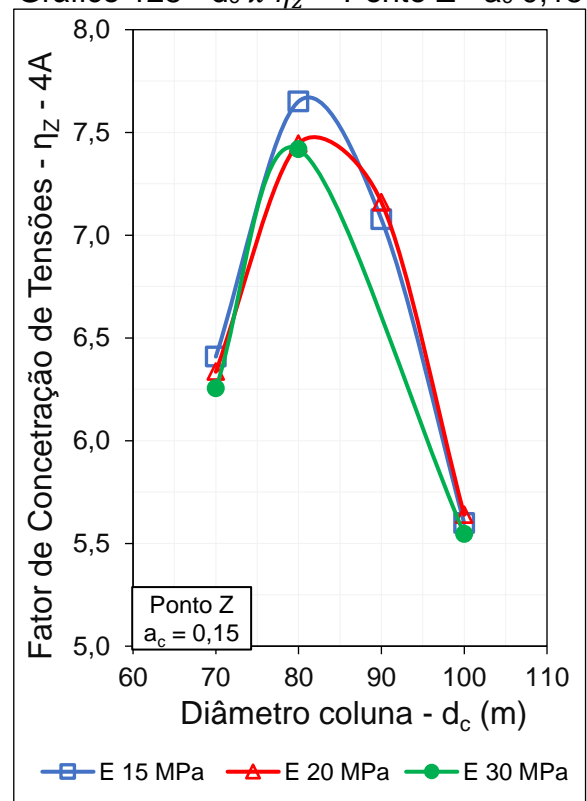


Gráfico 126 - $d_c \times \eta_z$ - Ponto Z - a_c 0,20

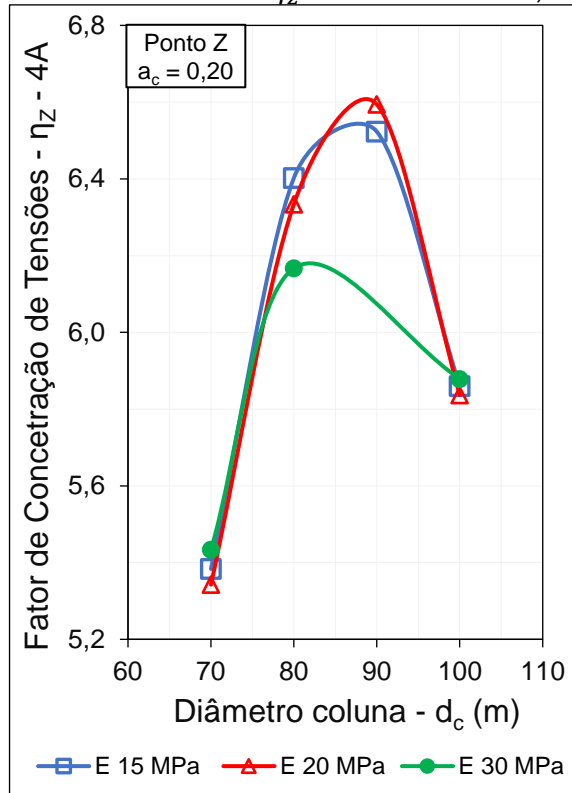


Gráfico 127 - $d_c \times \eta_z$ - Ponto Z - a_c 0,25

