

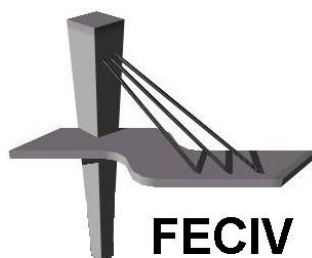


UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

Dissertação DE MESTRADO

**ANÁLISE NUMÉRICA DE BLOCOS SOBRE
DUAS ESTACAS CONSIDERANDO O ATRITO
LATERAL ENTRE AS ESTACAS E SOLO**

GABRIEL FERNANDES SOUSA



FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



Gabriel Fernandes Sousa

**ANÁLISE NUMÉRICA DE BLOCOS SOBRE DUAS
ESTACAS CONSIDERANDO O ATRITO LATERAL
ENTRE AS ESTACAS E O SOLO**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera

Uberlândia, (27/08/2019)

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Sistema de Bibliotecas da UFU, MG, Brasil.

S725a Sousa, Gabriel Fernandes, 1991-
2019 Análise numérica de blocos sobre duas estacas considerando o atrito lateral entre as estacas e o solo [recurso eletrônico] / Gabriel Fernandes Sousa. - 2019.

Orientador: Rodrigo Gustavo Delalibera.
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia,
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.
Modo de acesso: Internet.
Disponível em: <http://dx.doi.org/10.14393/ufu.di.2019.62>
Inclui bibliografia.
Inclui ilustrações.

1. Engenharia civil. 2. Concreto armado. 3. Estacas - Fundação. 4. Atrito. 5. Método dos elementos finitos. 6. Solo. I. Delalibera, Rodrigo Gustavo, 1976-, (Orient.). II. Universidade Federal de Uberlândia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDU: 624



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

ATA DE DEFESA - PÓS-GRADUAÇÃO

Programa de Pós-Graduação em:	Engenharia Civil				
Defesa de:	Dissertação de Mestrado Acadêmico, 242, PPGEC				
Data:	27 de agosto de 2019	Hora de início:	15 h	Hora de encerramento:	18 h e 30 min
Matrícula do Discente:	11712ECV002				
Nome do Discente:	Gabriel Fernandes Sousa				
Título do Trabalho:	Análise numérica de blocos sobre duas estacas considerando o atrito lateral entra as estacas e o solo				
Área de concentração:	Estruturas e Construção Civil				
Linha de pesquisa:	Estruturas				
Projeto de Pesquisa de vinculação:	Estacas metálicas: análise da ligação das estacas com o bloco				

Reuniu-se na Sala de Projeções Prof. Celso Franco de Gouvêa, bloco 1Y, Campus Santa Mônica, da Universidade Federal de Uberlândia, a Banca Examinadora, designada pelo Colegiado do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, assim composta: Professores Doutores: Antonio Carlos dos Santos – FECIV/UFU, Wellington Andrade da Silva – DECIV/UFG e Rodrigo Gustavo Delalibera - FECIV/UFU orientador do candidato.

Iniciando os trabalhos o presidente da mesa, Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera, apresentou a Comissão Examinadora e o candidato, agradeceu a presença do público, e concedeu ao Discente a palavra para a exposição do seu trabalho. A duração da apresentação do Discente e o tempo de arguição e resposta foram conforme as normas do Programa.

A seguir o senhor(a) presidente concedeu a palavra, pela ordem sucessivamente, aos(às) examinadores(as), que passaram a arguir o(a) candidato(a). Ultimada a arguição, que se desenvolveu dentro dos termos regimentais, a Banca, em sessão secreta, atribuiu o resultado final, considerando o(a) candidato(a):

Aprovado

Esta defesa faz parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre.

O competente diploma será expedido após cumprimento dos demais requisitos, conforme as normas do Programa, a legislação pertinente e a regulamentação interna da UFU.

Nada mais havendo a tratar foram encerrados os trabalhos. Foi lavrada a presente ata que após lida e achada conforme foi assinada pela Banca Examinadora.



Documento assinado eletronicamente por **Rodrigo Gustavo Delalibera, Professor(a) do Magistério Superior**, em 28/08/2019, às 14:06, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Antônio Carlos dos Santos, Professor(a) do Magistério Superior**, em 28/08/2019, às 15:33, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Wellington Andrade da Silva, Usuário Externo**, em 28/08/2019, às 21:42, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site

[https://www.sei.ufu.br/sei/controlador_externo.php?](https://www.sei.ufu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0)

[acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0](https://www.sei.ufu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0), informando o código verificador **1420757** e o código CRC **41E4F83C**.

AGRADECIMENTOS

Ao fim de mais essa etapa, agradeço primeiramente à Deus, pela vida e pelo aprendizado constante.

À minha mãe Aparecida pelos conselhos diários, pela transmissão de calma e por acreditar, por vezes mais que eu, que tudo daria certo.

Ao meu pai Ezio, por não ter fugido e nem descansado durante esses últimos anos, serei eternamente grato.

Ao meu irmão Rafael, pelo companheirismo de sempre, e por ser o exemplo de pessoa que sempre quis ser, todos meus atos e posições sempre foram de encontro a ser um pouco parecido com esse cara.

À minha namorada Bruna, pela companhia diária, pelo amor compartilhado, pelas palavras na hora certa, pela paciência nos momentos em que tive que estar ausente e por acreditar em mim, sem sua presença e participação todo o processo teria sido penoso.

À VILA, local em que vivi por 6 anos com pessoas que ajudaram a moldar meu caráter e que me proporcionaram aprendizados maiores aos que obtive na própria Universidade.

Agradeço aos amigos companheiros de Mestrado: Alexandre Tsutake, Jéssica Resende, Márcio Alves, Adriana Patrícia e Vítor Freitas, que fizeram parte dessa caminhada e que por diversas vezes prestaram importantes auxílios, desejo que tenham sucesso em todos os empreendimentos que participarem, sempre serei grato por ter tido a oportunidade de conhecê-los.

Por fim agradeço à FECIV e ao meu orientador e professor de concreto armado Rodrigo Delalibera pelos conhecimentos repassados durante a graduação e pós-graduação e em minha condição de aluno o parabeno pelo empenho e responsabilidade que encara o ensino de engenharia de estruturas.

SOUSA, G. F. Análise numérica de blocos sobre duas estacas considerando atrito lateral entre as estacas e o solo. 161 p. Dissertação (Mestrado), Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2019.

RESUMO

Blocos sobre estacas são elementos estruturais usados para transferir ações da superestrutura para um conjunto de estacas. O dimensionamento de blocos é comumente realizado por meio de formulações analíticas, considerando-se o método de bielas e tirantes. Com o avanço da tecnologia computacional, a utilização de um modelo integrado de solo e fundação, pode sugerir uma tendência de comportamento de modo a se obter uma modelagem mais real para o elemento estrutural em estudo. Este trabalho teve como objetivo analisar, numericamente com o método dos elementos finitos, o comportamento estrutural de blocos de concreto armado sobre duas estacas considerando o atrito lateral entre as estacas e o solo e a parcela de força transferida ao solo diretamente através do bloco utilizando-se o *software* ANSYS (Versão 18.1). O atrito lateral foi modelado considerando acoplamento de nós e através de elementos de contato. Foram realizadas simulações considerando solo arenoso, argiloso e ausência de solo, três alturas de bloco e três comprimentos de estaca. Os parâmetros do solo foram obtidos através de métodos semi-empíricos. Através das análises, verificou-se que, em média, 4,50% da força aplicada no pilar é transferida diretamente ao solo através do bloco. Com relação às tensões principais de compressão, na região nodal superior, a biela tende a se formar além da seção do pilar. Observou-se, ainda, que o aumento da rigidez do bloco proporcionou, em média, um aumento da capacidade portante dos modelos.

Palavras-chave: blocos sobre estacas, concreto armado, solo, atrito lateral, método dos elementos finitos

SOUSA, G. F. Numerical analyses of caps with two piles considering lateral friction between piles and soil. 161 p. Dissertation (MSc), Faculty of Civil Engineering, Federal University of Uberlândia, 2019.

ABSTRACT

Pile caps are structural elements used to transfer actions from the superstructure to a group of piles. The design of caps is normally made through analytical formulations, considering the strut and tie method. With the advancement of computational technology, the use of an integrated soil and foundation model may suggest a behavioral trend in order to obtain a more real modeling for the structural element in study. This work aimed to analyze numerically with the finite element method the structural behavior of reinforced concrete pile caps with two piles considering the lateral friction between the piles and the ground as well as to analyze the part of load transferred to the ground directly by cap using the software ANSYS (Release 18.1). The lateral friction was modeled considering coupling of nodes and through contact elements. Simulations were performed considering three soil types (sandy, clayey and soilless), three caps heights and three piles lengths. Soil parameters were obtained through semi-empirical methods. Through the analyzes, it was verified that, on average, 4.50% of the force applied to the pillar is transferred directly to the ground by cap. About to the principal stresses of compression, it was verified that in the superior nodal region, the strut tends to form beyond the section of the column. On the other hand, the increase of the stiffness of the caps provided, on average, an increase in the carrying capacity of the models.

Palavras-chave: Pile caps, reinforced concrete, soil, lateral friction, finite element method.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1: Bloco sobre estacas: (a) bloco sobre estacas; (b) Trelça espacial - bielas e tirantes	15
Figura 2: Fluxograma do método da pesquisa.....	19
Figura 3 - Blocos sobre duas estacas.....	22
Figura 4 – Arranjo de armação dos blocos sobre três estacas	22
Figura 5 - Arranjo de armação dos blocos sobre quatro estacas	23
Figura 6 - Modelos ensaiados.....	24
Figura 7: Modelos e arranjos de armaduras ensaiados	25
Figura 8 – Panorama de fissuração dos modelos.....	27
Figura 9: Ruptura do bloco com armadura em bigode	28
Figura 10: Disposição das armaduras	29
Figura 11: Tipos de ancoragem	29
Figura 12: Blocos analisados.....	30
Figura 13: Modelos analisados	31
Figura 14: Regiões de influência da biela	31
Figura 15: Blocos analisados.....	32
Figura 16: Blocos fissurados	33
Figura 17: Características do modelo analisado por elementos finitos	34
Figura 18: Diagrama de força horizontal em função do deslocamento.....	34
Figura 19: Esquema de forças em blocos sobre duas estacas.....	40
Figura 20: Área de verificação das bielas junto aos nós superior e inferior.....	42
Figura 21: Modelo estrutural dos blocos analisados	43
Figura 22: Elementos finitos utilizados nas modelagens – (a) <i>SOLID65</i> ; (b) <i>LINK180</i>	53
Figura 23: Elementos de contato	54
Figura 24: Relação constitutiva do concreto à compressão – NBR 6118 (ABNT, 2014)	55
Figura 25: Modelo elastoplástico perfeito (bilinear) do aço.....	56
Figura 26: Superfície de ruptura do critério de Drucker-Prager.....	57
Figura 27: Bloco utilizado para teste de convergência e calibração.....	58
Figura 28: Malhas de elementos finitos testadas	59
Figura 29: Convergência da malha	60
Figura 30: Modelo utilizado para análise	61

Figura 31: Curva Força-deslocamento – modelo numérico e modelo experimental.....	62
Figura 32: Diagramas tensão-deformação do concreto	63
Figura 33: Força última dos modelos analisados.....	65
Figura 34: Curva Força-deformação no tirante – modelo numérico e experimental.....	65
Figura 35: Panorama de fissurações	66
Figura 36: Elementos de contato	67
Figura 37: Modelo estrutural discretizado através de malha de elementos finitos.....	67
Figura 38: Calibração dos elementos de contato	68
Figura 39: Vista frontal dos modelos simulados no ANSYS	71
Figura 40: Teste de normalidade	75
Figura 41: Análise paramétrica média.....	77
Figura 42: Diagramas de interação entre as variáveis de controle (Análise entre os modelos B2 e B3)	78
Figura 43: Diagramas de interação entre as variáveis de controle (Análise entre os modelos B2 e B4)	79
Figura 44: Teste de normalidade.	81
Figura 45: Análise paramétrica média (porcentagem de força transferida ao solo através do bloco).....	82
Figura 46: Diagramas de interação entre as variáveis de controle (Análise entre os modelos B3 e B4)	83
Figura 47: Gráficos de Força - deslocamento dos modelos analisados.....	85
Figura 48: Tensões Principais de compressão (H28).	87
Figura 49: Tensões principais de compressão	88
Figura 50: Ocorrência de flexo-compressão na cabeça das estacas.	88
Figura 51: Tensão no tirante em kN/cm ²	89

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Força última dos modelos numéricos e do modelo experimental de Delalibera (2006)	33
Tabela 2: Valores propostos para o parâmetro K	37
Tabela 3: Valores típicos do parâmetro α	37
Tabela 4: Estimativa do módulo de deformabilidade do solo	37
Tabela 5: Valores típicos de coeficientes de Poisson conforme NSPT	38
Tabela 6: Valores recomendados para coeficiente de Poisson conforme tipo de solo ...	38
Tabela 7: Determinação do ângulo de atrito.....	38
Tabela 8: Valores típicos para coesão do solo.....	39
Tabela 9: – Valores limites para as tensões nas regiões nodais sem considerar γ_c , o efeito de Rüsç e α_{v2}	42
Tabela 10: Modelos estudados	45
Tabela 11: Determinação dos parâmetros das camadas do solo arenoso	46
Tabela 12: Determinação dos parâmetros das camadas do solo argiloso.....	46
Tabela 13: Determinação da força de ruptura dos modelos	47
Tabela 14: Detalhamento das armaduras do tirante dos blocos.....	48
Tabela 15: Dimensionamento estrutural dos pilares.....	50
Tabela 16: Dimensionamento estrutural das estacas	51
Tabela 17: Relação entre a força última dos modelos	64
Tabela 18: Propriedades do concreto e aço nos modelos numéricos	69
Tabela 19: Propriedades do solo utilizadas nos modelos numéricos	70
Tabela 20: Resultados de força última e força transferida ao solo através do bloco.....	73
Tabela 21: Análise de variância entre os modelos B2 e B3	76
Tabela 22: Análise de variância entre os modelos B2 e B4	76
Tabela 23: Análise de variância entre os modelos B3 e B4	81
Tabela 24: Tensões numéricas atuantes nos tirantes dos blocos	90

SUMÁRIO

SÍMBOLOS.....	12
1 INTRODUÇÃO	14
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	14
1.2 JUSTIFICATIVA	16
1.3 OBJETIVOS	17
1.3.1 Objetivo Geral	17
1.3.2 Objetivos Específicos	17
1.4 MÉTODOS	17
1.5 DESCRIÇÃO DA DISSERTAÇÃO	19
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	21
2.2 PESQUISA COM ÊNFASE EXPERIMENTAL	21
2.2.1 Blévot e Frémy (1967).....	21
2.2.2 Adebar, Kuchma e Collins (1990).....	23
2.2.3 Delalibera e Giongo (2008)	24
2.2.4 Munhoz e Giongo (2017)	26
2.2.5 Outros ensaios experimentais relevantes	27
2.3 PESQUISA COM ÊNFASE NUMÉRICA	29
2.3.1 Sam e Iyer (1995)	29
2.3.2 Munhoz (2004)	30
2.3.3 Buttignol e Almeida (2012).....	31
2.3.4 Choi et al. (2013).....	33
2.4 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS	35
2.5 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DO SOLO	36
2.6 PROJETO DE BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS.....	39
2.6.1 Método de cálculo	40

2.6.2	Determinação da força de tração nas barras da armadura	40
2.6.3	Verificação da altura útil	41
2.6.4	Verificação das tensões nodais	41
3	MODELOS ANALISADOS	43
3.1	APRESENTAÇÃO DOS MODELOS.....	43
3.2	CARACTERÍSTICAS DO SOLO UTILIZADO	45
3.3	DIMENSIONAMENTO DOS MODELOS.....	46
3.3.1	Dimensionamento estrutural do bloco	47
3.3.2	Dimensionamento do pilar	48
3.3.3	Dimensionamento estrutural das estacas	50
4	ANÁLISE NUMÉRICA.....	52
4.1	MODELAGEM NUMÉRICA	52
4.2	ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS.....	53
4.3	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	54
4.3.1	Concreto	54
4.3.2	Aço	56
4.3.3	Solo.....	56
4.4	ASPECTOS DA ANÁLISE NÃO LINEAR	57
4.5	TESTE DE CONVERGÊNCIA DA MALHA	58
4.6	CALIBRAÇÃO DO MODELO.....	60
4.7	CALIBRAÇÃO DO ELEMENTO DE CONTATO.....	66
4.8	RESUMO DAS PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	69
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	72
5.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	72
5.2	ANÁLISE DE VARIÂNCIA (ANOVA)	74
5.2.1	Anova: Força Última	74
5.2.2	Anova: Força Transferida Bloco-Solo - F(%).	80

5.3	ANÁLISE DA FORÇA-DESLOCAMENTO	84
5.4	TENSÃO PRINCIPAL DE COMPRESSÃO	86
5.5	TENSÃO NOS TIRANTES	89
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	92
6.1	CONCLUSÕES	92
6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	94
	REFERÊNCIAS	95
	ANEXO A.....	100
	ANEXO B.....	102
	ANEXO C.....	107
	ANEXO D.....	113
	ANEXO E	119

SÍMBOLOS

$f_{cd,s}$	Tensão máxima permitida na região nodal superior
$f_{cd,i}$	Tensão máxima permitida na região nodal inferior
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
f_{cd}	Tensão resistente de cálculo do concreto à compressão
f_{ct}	Tensão característica resistente do concreto à tração
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
E_{cor}	Módulo de elasticidade do concreto corrigido
$E_{c,exp}$	Módulo de elasticidade do concreto obtida experimentalmente
k_{red}	Coefficiente redutor da rigidez do bloco
ν_c	Coefficiente de Poisson do concreto
α_{V2}	
f_{yd}	Tensão resistente de cálculo da armadura
$E_{aço}$	Módulo de elasticidade do aço
$\nu_{aço}$	Coefficiente de Poisson do aço
F_d	Força normal atuante no pilar
R_{cb}	Força atuante na biela comprimida
R_{st}	Força atuante no tirante
H	Altura do bloco
D	Altura útil do bloco
Θ	Inclinação da biela comprimida do bloco
L	Distância entre os eixos das estacas
B_z	Dimensão do bloco na direção z
A_p	Área da seção transversal do pilar
A_e	Área da seção transversal da estaca
$A_{b,p}$	Área da seção transversal da biela referente à zona nodal superior
$A_{b,e}$	Área da seção transversal da biela referente à zona nodal inferior
$\sigma_{cb,p}$	Tensão atuante na zona nodal superior
$\sigma_{cb,e}$	Tensão atuante na zona nodal inferior
F_{Teo}	Força teórica de ruptura do bloco
$F_{u,num}$	Força última obtida no modelo numérico
$F_{u,exp}$	Força última obtida no modelo experimental
$A_{st,calc}$	Área de aço calculada para o tirante
$A_{st,adot}$	Armadura adotada para o tirante
$A_{st,ef}$	Área de aço efetivamente utilizada para a armadura do tirante
$M_{1dx,min}$	Momento mínimo atuante no pilar referente à direção x
$M_{1dy,min}$	Momento mínimo atuante no pilar referente à direção y
h_y	Direção y do pilar
h_x	Direção x do pilar
ν_a	Esforço reduzido adimensional referente à força normal
μ_x	Esforço reduzido adimensional referente ao momento fletor na direção x
μ_y	Esforço reduzido adimensional referente ao momento fletor na direção y
Ω	Taxa mecânica de armadura
$A_{s,min}$	Área de aço mínima
R_{est}	Força vertical atuante na estaca
R_p	Resistência geotécnica de ponta da estaca
R_L	Resistência geotécnica devido ao atrito lateral da estaca

A	Parâmetro do solo segundo o método Aoki-Velloso
K	Parâmetro do solo segundo o método Aoki-Velloso
F1	Parâmetro do solo segundo o método Aoki-Velloso
F2	Parâmetro do solo segundo o método Aoki-Velloso
U	Perímetro da seção transversal da estaca
β_a	Coeficiente de transferência de cisalhamento através de uma fissura aberta
β_f	Coeficiente de transferência de cisalhamento através de uma fissura fechada
Φ	Ângulo de atrito interno do solo
c	Coesão do solo
E_{solo}	Módulo de elasticidade do solo
ν_{solo}	Coeficiente de Poisson do solo
Δ	Deslocamento vertical do centro inferior do bloco
I	Inércia da seção transversal do bloco

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A determinação do tipo de fundação a ser utilizada em uma obra é feita mediante estudos técnicos que tem como função analisar características do solo como: capacidade de carga e propriedades de deformabilidade do solo. Segundo Mesquita et al. (2016), as fundações são compostas por elementos de ligação entre a superestrutura e o solo e tem como objetivo transferir ao terreno as ações às quais a estrutura está submetida. Logo, conhecendo-se os parâmetros do solo, a intensidade das ações a serem distribuídas para o solo e com base nos limites da edificação, pode-se escolher o tipo de fundação mais adequado para determinada obra.

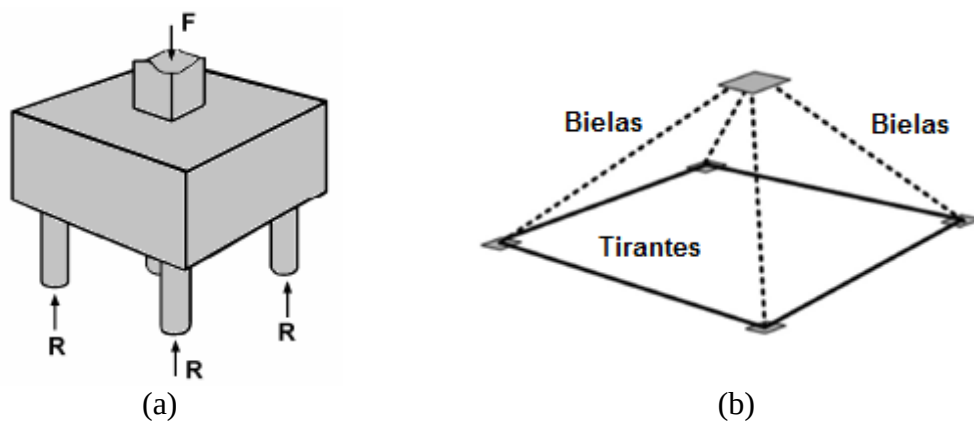
Existem situações em que as camadas superficiais do solo não têm capacidade suficiente para suportar as ações oriundas da superestrutura, nesses casos, torna-se necessária a utilização de fundações profundas. De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), fundação profunda é o tipo de fundação que transmite a carga ao terreno pela base e/ou por sua superfície lateral (resistência de fuste), devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta e, no mínimo 3 metros. Pode-se citar, como fundações profundas, as fundações em estacas e os tubulões. A escolha dessas fundações exige a construção de um elemento estrutural, o bloco de coroamento, ou bloco sobre estacas.

Segundo Guo (2015), blocos sobre estacas são elementos estruturais usados para transmitir às estacas as cargas oriundas da superestrutura. Já a NBR 6118 (ABNT, 2014) define blocos como sendo estruturas de volume usadas para transmitir às estacas

ou tubulões as cargas de fundações. Logo, pode-se dizer que todas as dimensões externas têm a mesma ordem de grandeza. São tratados como elementos estruturais especiais, em que não é válida a hipótese das seções planas permanecerem planas após a deformação, por não serem suficientemente longos para que se dissipem as perturbações localizadas.

Sendo assim, o estudo do comportamento de blocos de coroamento se faz importante pois, em serviço, não é possível realizar inspeção visual, tornando necessário um melhor entendimento de seu comportamento nos Estados Limites Último e de Serviço. Na Figura 1(a) pode-se observar um exemplo de bloco sobre 4 estacas.

Figura 1: Bloco sobre estacas: (a) bloco sobre estacas; (b) Treliça espacial - bielas e tirantes



Fonte: Autor (2019)

Com relação ao comportamento estrutural, Munhoz (2004) afirma que os métodos mais empregados no meio técnico brasileiro é o método de bielas e tirantes. Randi et al. (2018) afirmam, ainda, que os principais códigos normativos indicam, para o dimensionamento de blocos sobre estacas, o método de bielas e tirantes, como por exemplo, o ACI (2014), CEB-FIP (2010) e NBR 6118 (ABNT, 2014). Para Broms (2018), a principal vantagem do método de bielas e tirantes está no fato de se poder visualizar um possível fluxo de forças na estrutura, no entanto salienta que apesar de ser uma boa ferramenta para dimensionar e detalhar armaduras principais de blocos sobre estacas, a previsão da resistência à punção dos blocos ainda é questionável.

De acordo com Tomaz et al. (2018) o método de bielas e tirantes é um método de cálculo que se baseia no teorema do limite superior, utilizando conceito de plasticidade considera que no interior do bloco haja a idealização de uma treliça espacial composta por bielas (barras comprimidas) e tirantes (barras tracionadas), conforme pode-se

observar na Figura 1(b). Stemberk, Frantová e Petrik (2017) afirmam que a resistência das barras de aço, bem como sua quantidade, podem ser definidas mediante conhecimento de sua tensão de escoamento, bem como força à qual está sendo submetida. Dentre as pesquisas mais importantes com relação ao comportamento estrutural de blocos sobre estacas, destaca-se a de Blevót e Frémy (1967), os mesmos ensaiaram cem blocos com o intuito de analisar a influência de diversos tipos de armadura e a rigidez dos blocos.

Com o avanço da tecnologia computacional, que promove constantes melhorias no processamento de modelos numéricos, a utilização de um modelo integrado de solo e fundação, pode sugerir uma tendência de comportamento de modo a se obter uma modelagem mais real para o elemento estrutural em estudo. Para Fan e Long (2005), o método dos elementos finitos é uma ferramenta versátil para solucionar problemas de interação solo-estrutura, pois permite que seja levada em consideração a não linearidade do solo, bem como sua continuidade e interação com as estacas, no entanto demanda um alto custo computacional. Randi et al. (2018) afirmam que a evolução computacional vinculada ao método dos elementos finitos pode comprovar de forma refinada o comportamento dos blocos de fundação.

1.2 JUSTIFICATIVA

Com o avanço da tecnologia computacional, permite-se simular estruturas mais complexas e assim, definir uma tendência de comportamento e analisar estruturas mais próximas da realidade. Nesse sentido, o presente trabalho se justificou pela importância que os blocos sobre estacas têm na estrutura de uma edificação, bem como pela restrita quantidade de pesquisas com ênfase numérica cujo objetivo é analisar o comportamento do conjunto bloco-estaca-solo mediante adoção de elementos de contato. Além disso, o contato entre o bloco de coroamento e o solo promove transferência de uma parcela do carregamento diretamente para o solo, não havendo, na realidade, transferência total da força atuante no pilar para a cabeça das estacas, logo a presente pesquisa se torna importante uma vez que a análise do conjunto bloco-estaca-solo permite quantificar parcelas da força vertical transferida diretamente ao solo através do bloco. Outro ponto importante a se destacar é o fato de que, os métodos de cálculo utilizados para o dimensionamento de blocos sobre estacas desconsidera a presença de solo, não levando

em consideração a variação no campo de tensões ocorrentes em virtude do contato direto entre os elementos estruturais e o solo.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo Geral

O presente trabalho tem como objetivo geral analisar, por meio de modelagem numérica, o comportamento de blocos de fundação sobre duas estacas de concreto armado considerando-se o atrito entre a estaca e o solo, bem como o contato entre o bloco e o solo mediante solicitação centrada, visando contribuir no estudo do comportamento estrutural de elementos de fundação considerando sua interação com o solo.

1.3.2 Objetivos Específicos

- a) Analisar se a modelagem numérica considerando o atrito entre as estacas e o solo, mediante diferentes vinculações (acoplamento de nós ou elemento de contato), influencia na formação das bielas e na capacidade portante do modelo;
- b) Verificar a diferença de comportamento dos modelos simulados com solo arenoso, argiloso e sem solo;
- c) Estudar, quantitativamente, a parcela da ação vertical transferida, diretamente pelo bloco, para o solo por meio do elemento de contato;
- d) Analisar a influência do comprimento da estaca (cota de assentamento) na capacidade portante e rigidez dos modelos;
- e) Analisar de que forma os parâmetros estudados são impactados pela variação da rigidez do bloco;
- f) Realizar análise de variância (ANOVA), com intuito de se estudar a relevância dos parâmetros de análise;

1.4 MÉTODOS

Para a análise de blocos sobre duas estacas, inicialmente realizou-se uma pesquisa acerca do tema, de modo a se utilizar como ponto de partida pesquisas já realizadas, tanto com ênfase numérica quanto experimental, bem como instruções normativas. Por

se tratar de um trabalho com ênfase numérica, as simulações foram realizadas com o auxílio da ferramenta computacional ANSYS® (ANalyser SYStem). O ANSYS® é um *software* de simulações de engenharia, desenvolvido pela empresa norte-americana ANSYS, Inc. e permite a adoção de comportamento não linear para os diversos materiais que compõe a estrutura em análise.

Inicialmente definiram-se as propriedades geométricas e físicas dos blocos analisados, para realização do dimensionamento das armaduras e definição da resistência última dos modelos, sendo utilizado na presente pesquisa o método de Blévyot e Frémy (1967), por se tratar de um método clássico e comumente utilizado para o dimensionamento de blocos. A geometria dos blocos foi escolhida de modo a se obter um bloco flexível (altura=28 cm), um intermediário (altura=50 cm) e um rígido (altura=70 cm). Já a resistência dos elementos de concreto foi adotada de modo a obter-se uma ruptura no bloco, logo adotou-se uma resistência à compressão de 25 MPa para os blocos e de 50 MPa para pilares e estacas.

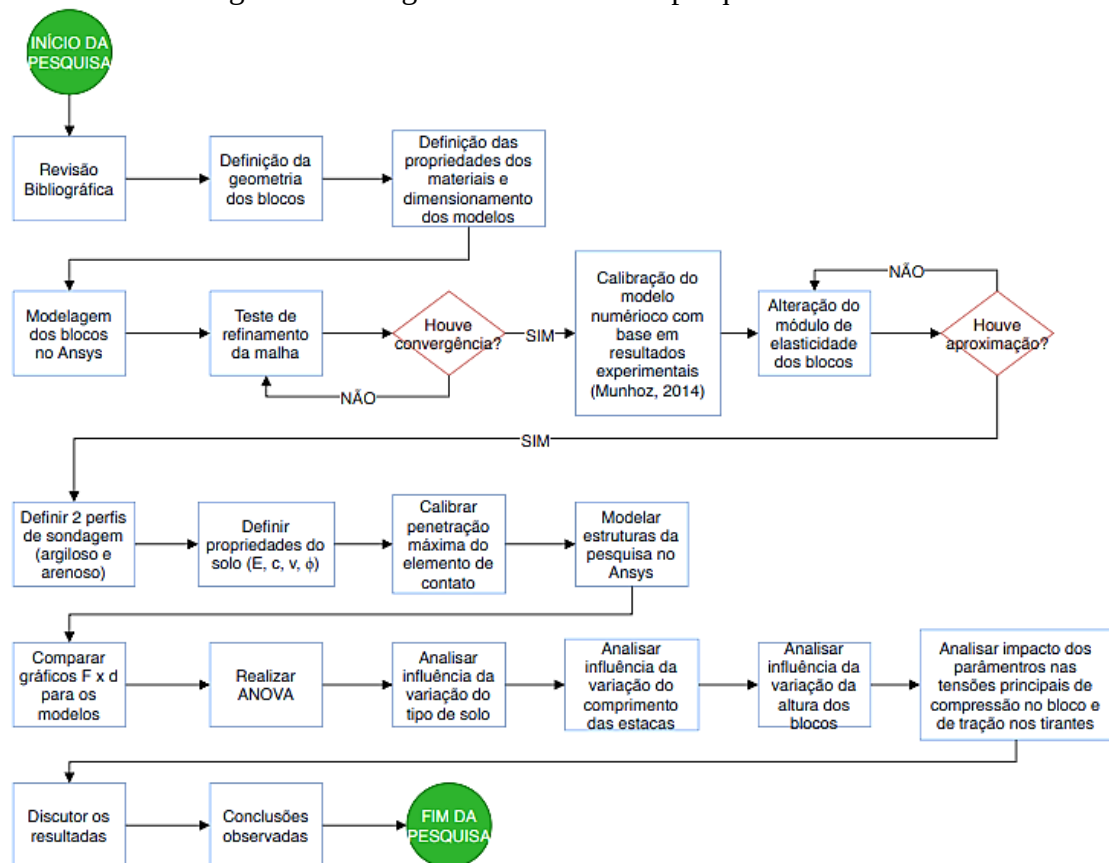
Para a realização da análise numérica foi necessária a realização dos seguintes processos:

- Realização de refinamento da malha por meio de teste de convergência dos deslocamentos verticais na região central do bloco
- Calibração do modelo numérico com base em resultados experimentais. Sendo utilizado artifício de se alterar o módulo de elasticidade do bloco para que a rigidez do modelo numérico se aproximasse dos modelos experimentais;
- Escolha de dois perfis de sondagem (solo arenoso e argiloso), para que por meio de métodos semi-empíricos fossem definidas a propriedades do solo como: módulo de elasticidade, coesão, coeficiente de Poisson e ângulo de atrito.
- Calibração dos elementos de contato, com definição do coeficiente de atrito entre concreto e solo e análise da máxima penetração;
- Modelagem da interação entre estaca e solo por elemento de contato e por acoplamento de nós (atrito perfeito);
- ANOVA para analisar a relevância dos parâmetros de análise (solo, altura do bloco, comprimento das estacas);

- Análise das curvas $F \times d$ (força – deslocamento) no centro do bloco, para se analisar o comportamento dos modelos, bem como variação da rigidez;

Na Figura 2 é apresentado o fluxograma com as etapas realizadas para obtenção dos resultados da pesquisa.

Figura 2: Fluxograma do método da pesquisa



Fonte: Autor (2019)

1.5 DESCRIÇÃO DA DISSERTAÇÃO

É apresentada a seguir a descrição dos capítulos que compõe a presente dissertação:

CAPÍTULO 1: *Introdução* – apresentação do tema, justificativas, objetivos e métodos empregados para obtenção dos resultados

CAPÍTULO 2: *Revisão bibliográfica* – estudo da arte com relação às pesquisas sobre blocos de coroamento. O mesmo foi dividido em pesquisas com ênfases experimentais, numéricas, procedimentos normativos e método analítico utilizado para o dimensionamento de blocos sobre duas estacas.

CAPÍTULO 3: *Modelos analisados* – Apresentação dos modelos analisados na pesquisa, bem como os critérios utilizados nas simulações numéricas.

CAPÍTULO 4: *Análise numérica* – Definição dos elementos finitos utilizados, apresentação do teste de convergência da malha, calibração do modelo utilizado mediante variação da rigidez do concreto do bloco e calibração do elemento de contato.

CAPÍTULO 5: *Resultados e discussões* – Apresentação dos resultados de análise de variância (ANOVA) para avaliação dos parâmetros relevantes, apresentação dos dados de tensão principal de compressão nos blocos

CAPÍTULO 6: *Considerações finais* – Apresentação das conclusões obtidas por meio da realização desse trabalho e sugestões para trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

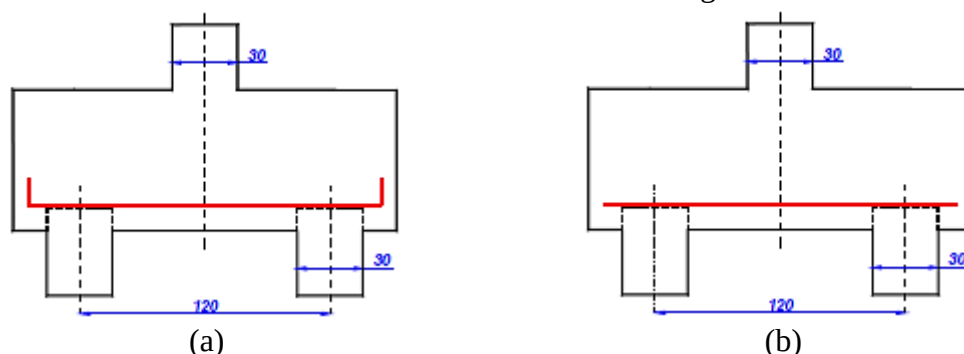
Nesse capítulo apresenta-se um estudo da arte referente ao comportamento estrutural de blocos de coroamento, assim sendo, dividiu-se tal estudo em pesquisas com ênfase experimental e numérica. Em virtude do dimensionamento estrutural do bloco de coroamento estar vinculado à obtenção das reações verticais e, salvo casos específicos, reações horizontais transferidas às estacas, realizou-se, conjuntamente, uma pesquisa de casos onde a interação estaca-bloco-solo foi considerada.

2.2 PESQUISA COM ÊNFASE EXPERIMENTAL

2.2.1 Blévot e Frémy (1967)

Blévot e Frémy (1967) ensaiaram cem blocos sobre duas, três e quatro estacas. Os objetivos principais foram: analisar a influência das diversas disposições de armaduras na capacidade dos modelos e verificar o modo de ruína dos blocos. Com relação aos blocos de duas estacas, os pesquisadores ensaiaram blocos com largura de 40 cm, pilares e estacas quadrados de 30 cm x 30 cm. Para a disposição das armaduras dos tirantes, Blévot e Frémy (1967) utilizaram, para o primeiro arranjo, barras lisas com gancho, de acordo com a Figura 3(a) e, para o segundo arranjo, barras com saliência e sem gancho, conforme a Figura 3(b).

Figura 3 - Blocos sobre duas estacas: (a) modelo com barra lisa e com gancho; (b) modelo com barra com saliência e sem ganchos

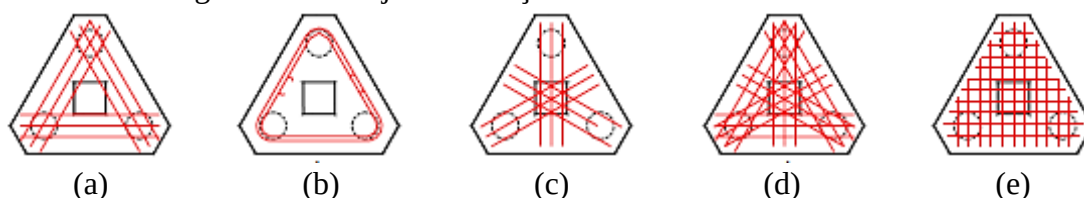


Fonte: Adaptado de Blévet e Frémy (1967)

Antes da ruptura dos blocos, Blévet e Frémy (1967) verificaram o surgimento de fissuras oriundas do esmagamento da biela junto ao pilar e/ou estacas. Nos modelos em que foram utilizadas barras com saliência, os autores verificaram esmagamento das barras de aço, fato não ocorrente nos modelos com barras lisas e sem gancho.

Nos modelos com três estacas, Blévet e Frémy (1967), utilizaram 5 tipos de arranjos de armaduras, conforme pode-se observar na Figura 4. Conforme os resultados dos ensaios, os autores constataram que os modelos (a), (b), (c) e (d) apresentaram eficiência sendo o modelo com armadura paralela aos lados dos blocos, Figura 4(a) apresentou maior capacidade portante, já o bloco com armadura em malha, Figura 4(e), apresentou uma força última 50% menos do que a prevista no dimensionamento. Na maioria dos modelos a ruína ocorreu por tensões de tração no concreto, com fissuração na região das estacas. Com relação à fissuração, os modelos (a) e (b) foram eficientes com relação às faces laterais, porém baixa eficiência com relação à face inferior do bloco.

Figura 4 – Arranjo de armação dos blocos sobre três estacas

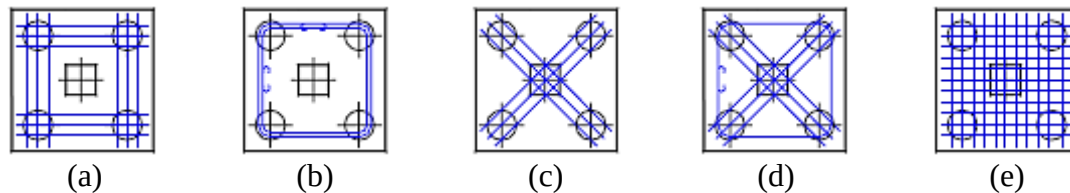


Fonte: Adaptado de Blévet e Frémy (1967)

Blévet e Frémy (1967), por fim, ensaiaram blocos com quatro estacas, também com cinco arranjos de armaduras, como pode-se observar na Figura 5. Com relação à eficiência, os autores constataram que os blocos (a), (b), (c) e (d) apresentaram eficiência

semelhante, no entanto o modelo (e), com armadura distribuída uniformemente rompeu com cerca de 80% da força última dos blocos armados segundo os lados. Com relação à ruína dos modelos, Blévot e Frémy (1967) verificaram que a mesma se iniciou por meio de fissuras na região das estacas, não havendo ruína devido à efeitos de puncionamento.

Figura 5 - Arranjo de armação dos blocos sobre quatro estacas



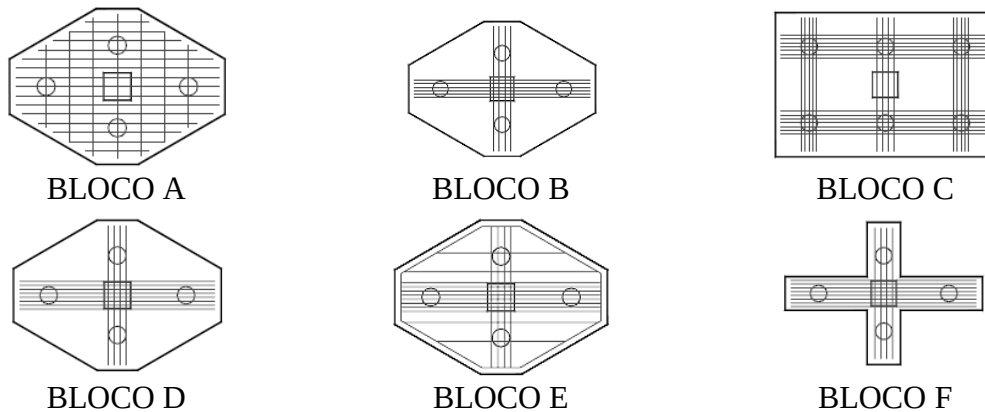
Fonte: Adaptado de Blévot e Frémy (1967)

2.2.2 Adebar, Kuchma e Collins (1990)

Adebar, Kuchma e Collins (1990), com o intuito de avaliar os conceitos propostos pelo modelo tridimensional de bielas e tirantes, ensaiaram 6 modelos de blocos sobre estacas. Tais modelos possuíam estacas de 20 cm de diâmetro e a altura média dos blocos era de 60 cm. Conforme pode-se observar na Figura 6 foram analisados cinco blocos sobre 4 estacas e um bloco sobre 6 estacas.

Com relação ao dimensionamento, o bloco A foi dimensionado de acordo com o ACI Building Code (ACI 318-83) para uma carga axial de compressão, proveniente do pilar, de 2000 kN. O bloco B foi dimensionado mediante o modelo de bielas e tirantes, também para uma carga axial de compressão de 2000 kN. Para a análise do bloco D, utilizou-se o mesmo arranjo de barras de aço utilizado para o bloco B, porém com uma taxa de armadura superior, para avaliar a falha antes do escoamento da armadura. O arranjo das barras proposto para o bloco E é similar ao proposto para o bloco D, no entanto utilizou-se uma parcela a mais de barras de aço, distribuídas paralelamente ao reforço principal. Ensaiou-se o bloco F com o mesmo arranjo de barras de aço do bloco D apenas com o intuito de verificação, uma vez que, perante a ausência de concreto, com relação ao bloco D, o ACI Building Code garante que o bloco apresentaria uma resistência mais baixa, no entanto pelo método das bielas e tirantes, a resistência deveria ser praticamente a mesma. Já o bloco C foi dimensionado utilizando-se o modelo de bielas e tirantes para uma carga de compressão de 3000 kN.

Figura 6 - Modelos ensaiados



Fonte: Adaptado de Adebar, Kuchma e Collins (1990)

Com base na observação dos resultados experimentais Adebar, Kuchma e Collins (1990) puderam evidenciar, inicialmente, que a carga axial proveniente do pilar não se distribui de forma igualitária entre as estacas, sendo mais solicitadas as estacas que se encontram mais próximas do pilar. Pode-se utilizar como exemplo o bloco sobre estacas C que falhou com uma carga de 2892 kN, no entanto um carregamento de 2303 kN (80%) foi transferido para as duas estacas mais próximas do pilar e os outros 589 kN (20%) foi transferido para as outras 4 estacas.

Nos blocos A e B (menor taxa de armadura), as tensões nas armaduras aumentaram rapidamente conforme o surgimento das primeiras fissuras. O bloco A rompeu com aproximadamente 83% da força prevista e a armadura de flexão sofreu escoamento antes da ruína do concreto. Já o bloco B resistiu uma força 10% maior do que a prevista e o tirante não sofreu escoamento na direção de maior distância entre as estacas. Os blocos D e E romperam antes do escoamento dos tirantes. Com relação ao bloco F, pode-se verificar que a falha por cisalhamento aos 1204 kN, proposta por ACI, não condiz com a carga de ruptura obtida no programa experimental (3026 kN).

De forma geral Adebar, Kuchma e Collins (1990) observaram que o dimensionamento proposto por ACI não acompanha a tendência verificada por meio dos resultados obtidos experimentalmente, pois desconsidera a importância da distribuição e quantidade das armaduras longitudinais.

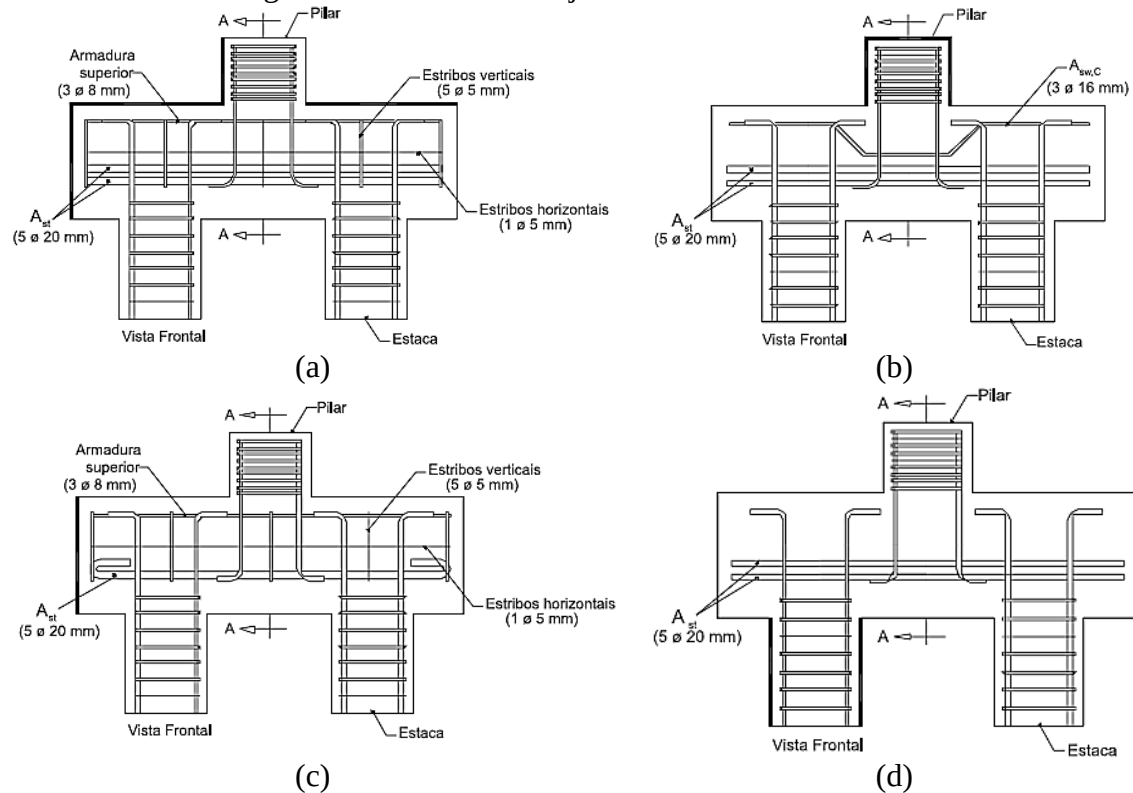
2.2.3 Delalibera e Giongo (2008)

Delalibera e Giongo (2008) ensaiaram 14 blocos sobre duas estacas, com objetivo de analisar as deformações nas faces dos blocos junto às zonas nodais inferior e superior e identificar as regiões mais solicitadas na interface estaca-bloco. Desses 14 blocos, 4

possuíam pilar com seção transversal de 25 cm por 50 cm e os outros 10 tinha seção quadrada de lado igual a 25 cm. De modo a tornar o ensaio exequível, foram adotadas dimensões de 20 cm e 30 cm de altura para pilares e estacas respectivamente. A distância entre os eixos das estacas tinha 62,50 cm e o embutimento das estacas no bloco foi de 10 cm. Os modelos foram subdivididos em quatro grupos B35P25, B45P25, P35P50 e B45P50, sendo a primeira parte do nome referente à altura do bloco e a segunda referente à largura do pilar na direção maior do bloco.

Os blocos foram dimensionados segundo o modelo de bielas e tirantes, sendo adotados arranjos diferenciados nas armaduras, conforme pode-se observar na Figura 7. Na Figura 7 (a), verifica-se a utilização estribos horizontais e verticais, além disso os autores utilizaram ancoragem reta para a armadura do tirante, na Figura 7 (b) verifica-se que os autores utilizaram uma armadura complementar com o intuito de evitar os efeitos de fendilhamento. De acordo com a Figura 7 (c), Delalibera e Giongo (2008) modelaram um terceiro caso, semelhante ao primeiro, porém utilizaram ancoragem com gancho de 180 graus. Por fim, pode-se observar na Figura 7 (d) um bloco ensaiado apenas com armadura principal do tirante.

Figura 7: Modelos e arranjos de armaduras ensaiados



Fonte: Adaptado de Delalibera e Giongo (2008)

De acordo com Delalibera e Giongo (2008), os modelos se comportaram de forma semelhante com a primeira fissura surgindo na face inferior do bloco junto à estaca e propagando-se até a face superior do bloco junto ao pilar. As outras fissuras surgiram conforme incremento de carregamento com inclinação parecida com a da primeira fissura. Os autores verificaram, ainda, que os modelos só perderam capacidade portante quando iniciou-se o processo de fissuração da diagonal comprimida, culminando no esmagamento junto às zonas nodais superior e em alguns casos junto à zona nodal inferior.

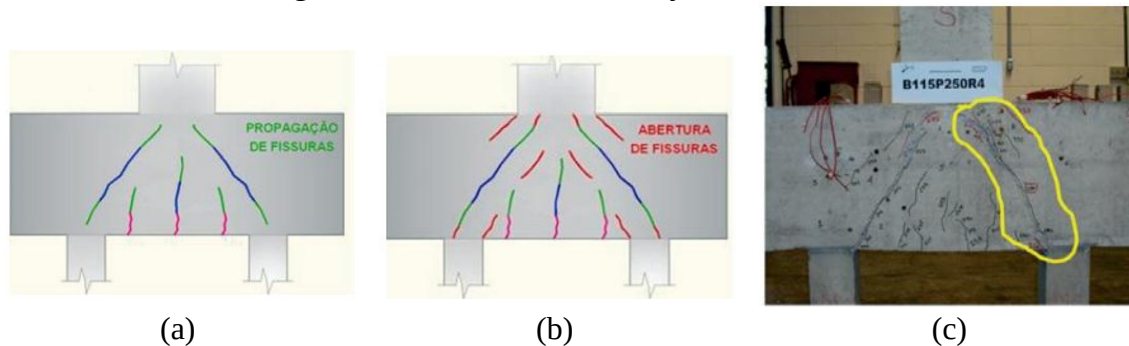
Com relação à ruína dos modelos, Delalibera e Giongo (2008) verificaram que, em função das tensões de tração existentes na direção perpendicular as bielas de compressão (fendilhamento), ocorreu diminuição no valor da força última nos modelos onde não foram utilizadas armaduras complementares. Verificaram, também, um aumento na capacidade portante dos modelos projetados com adoção de armadura complementar, em torno de 21,7% para blocos da série B35P25 e de 41,9% para blocos da série B45P25.

2.2.4 Munhoz e Giongo (2017)

Buscando analisar a influência da seção transversal do pilar (retangular ou quadrada) e sua taxa de armadura na capacidade, no modo de ruptura e na armadura dos tirantes de blocos, Munhoz e Giongo (2017) ensaiaram doze blocos sobre duas estacas sujeitos à ação centrada. Para os pilares, foram adotadas as seguintes seções: 12,5 cm x 12,5 cm, 12,5 cm x 25,0 cm, 12,5 cm x 37,5 cm e 12,5 cm x 50,0 cm. Com relação à taxa de armadura dos pilares, os autores utilizaram 1%, 2,5% e 4%, sendo os blocos organizados em quatro séries: B110, B115, B120 e B127.

Munhoz e Giongo (2017) verificaram que, no decorrer dos ensaios, todos os modelos apresentaram um padrão de fissuração, iniciando-se na parte inferior do bloco e, conforme o incremento de força, surgindo fissuras inclinadas na face lateral do bloco na direção do pilar para a estaca, conforme pode-se verificar na Figura 8.

Figura 8 – Panorama de fissuração dos modelos



Fonte: Adaptado de Munhoz e Giongo (2017)

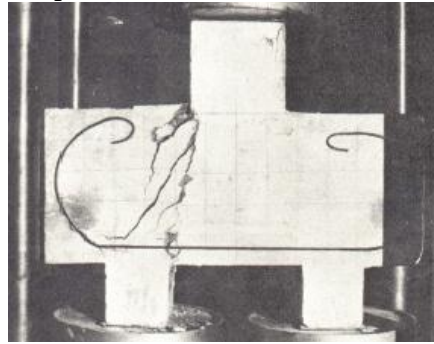
Ainda com relação à abertura de fissuras, Munhoz e Giongo (2017) constataram que os valores variaram entre 0,5 mm e 0,8 mm. Os autores verificaram que os modelos da série B110, cujos pilares possuíam seção quadrada, apresentaram a primeira fissura mais tardiamente já os demais modelos apresentaram a primeira fissura com uma força em torno de 20% a 27% da força última. Segundo os autores, nos modelos B110, B115 e B120 os modelos com maior taxa de armadura apresentaram maior força última experimental, fato que não ocorreu com os blocos da série B127, que apresentou maior força última para o pilar com menor taxa de armadura.

Com relação à deformação das barras de aço dos tirantes, Munhoz e Giongo (2017) observaram que nos blocos da série B110 o aumento na taxa de armadura dos pilares proporcionou um aumento na deformação nas barras do tirante, nos blocos da série B120 e B127, a variação na taxa de armadura dos pilares não proporcionou variação significativa na deformação dos tirantes. Os autores acusaram, ainda, a necessidade de se utilizar gancho para ancorar as barras do tirante uma vez que a deformação dessas barras apresentou redução do centro do bloco em direção às estacas, no entanto constataram que essa redução é menor em pilares com seção retangular alongada e com grandes taxas de armadura.

2.2.5 Outros ensaios experimentais relevantes

Com objetivo de caracterizar os mecanismos de ruína de blocos sobre estacas e determinar a força de ruptura, Mautoni (1972) ensaiou, experimentalmente, 20 blocos com diferentes tipos de armadura, dentre elas a armadura em bigode. Na armadura “em bigode” as barras eram inclinadas, cada uma com dois trechos semicirculares, melhorando as condições de ancoragem e contendo ainda ganchos nas extremidades, conforme pode-se observar na Figura 9.

Figura 9: Ruptura do bloco com armadura em bigode



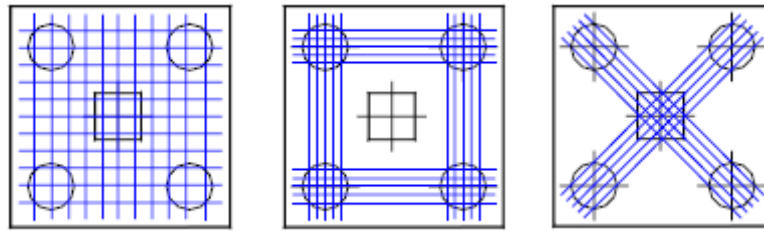
Fonte: Mautoni (1972)

Mautoni (1972) observou que o processo de fissuração se iniciou com aproximadamente 40% da força de ruína, sendo a primeira fissura ocorrente no meio do vão (zona inferior do bloco). A fissuração se estabilizou para forças em torno de 70% da força última e a maioria das fissuras se dispuseram paralelamente à diagonal comprimida. Todos os modelos ensaiados romperam por esmagamento na região da biela.

Clarke (1973) ensaiou quinze blocos sobre quatro estacas em escala reduzida, com o objetivo de estudar a influência da disposição da armadura e a ancoragem das barras. Ao distribuir a armadura uniformemente em malha encontrou uma redução de 14% na força de ruína. Para os blocos ensaiados com armadura concentrada sobre as estacas, observou que a ancoragem das barras foi influenciada pela ação confinante das bielas de compressão. Isso significa, que os ganchos da armadura que compõem os tirantes, poderão ser abolidos, utilizando apenas ancoragem reta. Além disso, observou também que a ausência da armadura de suspensão nos blocos projetados com armadura em malha provocou diminuição da capacidade portante.

Taylor e Clarke (1976) apresentaram dados experimentais com o intuito de mostrar de que forma o detalhamento da armadura influencia na eficiência estrutural do bloco sobre estacas. Ensaíram blocos sobre 4 estacas, com espaçamento entre estacas igual a duas vezes o diâmetro da mesma, sendo o diâmetro das estacas igual a 20 cm. A altura dos modelos foi fixada em 45 cm. Os 3 diferentes tipos de disposição das armaduras podem ser observados na Figura 10.

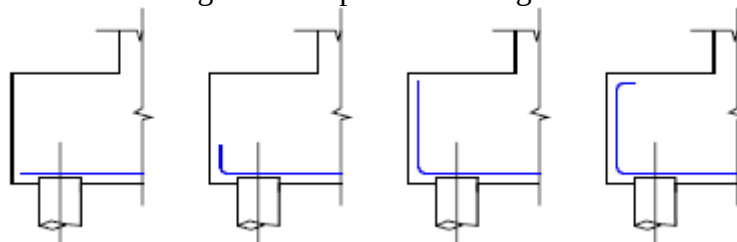
Figura 10: Disposição das armaduras



Fonte: Adaptado de Taylor e Clarke (1976)

Além dos três arranjos de armadura, Taylor e Clarke (1976) consideraram 4 tipos de ancoragem, conforme se observa na Figura 11.

Figura 11: Tipos de ancoragem



Fonte: Adaptado de Taylor e Clarke (1976)

Os autores verificaram que, na maioria dos modelos, a ruína se deu por cisalhamento. Os modelos com ancoragem 1 e 2 e distribuição de armadura segundo os lados apresentaram forças últimas 15% maiores que os blocos armados em malha. Os blocos com armadura segundo as diagonais tiveram praticamente a mesma força de ruína que os blocos com armadura em malha. Nos modelos com armadura distribuída em malha a ancoragem do tipo 3 proporcionou um aumento de 30% na força última uma vez que tal armadura garantiu um aumento na resistência à força cortante. Já a ancoragem do tipo 4 não provocou aumento significativo da resistência dos modelos.

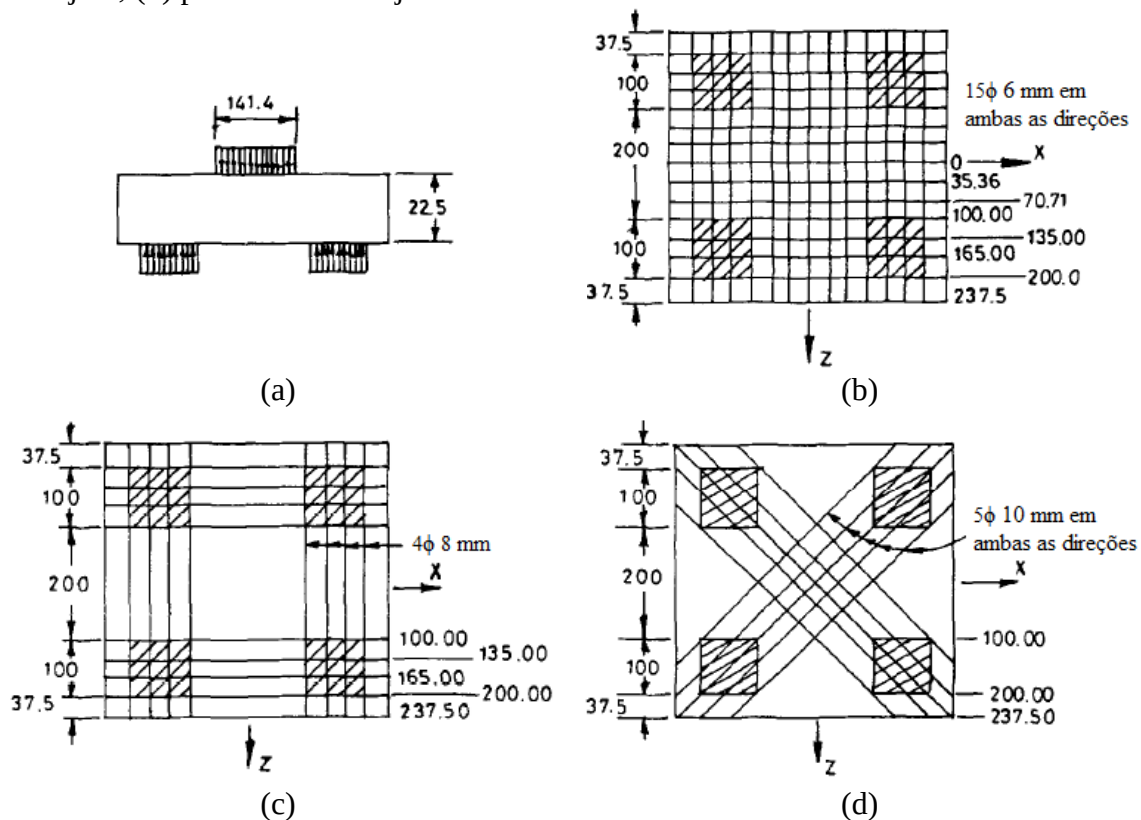
2.3 PESQUISA COM ÊNFASE NUMÉRICA

2.3.1 Sam e Iyer (1995)

Sam e Iyer (1995) realizaram análise não linear, por meio do MEF, de quatro blocos sobre estacas, bem como uma análise experimental para validar o modelo numérico. Como objeto de estudo, os autores adotaram três arranjos de armadura, conforme Figura 12(a-d), no entanto mantendo constantes a geometria dos blocos, a resistência dos materiais (aço e concreto) e a taxa de armadura. Dentre os parâmetros considerados na análise não linear de blocos sobre estacas de concreto armado, Sam e

Iyer (1994) destacam: comportamento à compressão multiaxial do concreto, fissuração do concreto, escoamento das barras de aço, tensão de enrijecimento e alterações no coeficiente de Poisson.

Figura 12: Blocos analisados: (a) vista lateral; (b) planta com arranjo 1; (c) planta com arranjo 2; (d) planta com arranjo 3



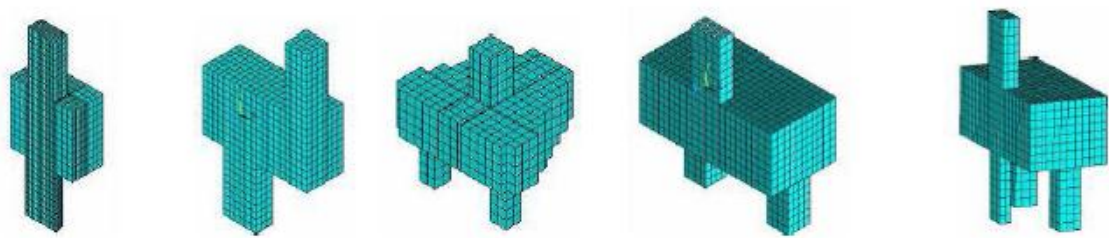
Fonte: Traduzida e adaptado de Sam e Iyer (1995)

De modo geral Sam e Iyer (1995) concluíram que o bloco com o arranjo 2, apresentado na Figura 12 (c), apresentou maior capacidade portante quando comparado com os outros dois blocos. Ao submeter os modelos à cargas de baixa intensidade, observaram que o bloco se comportava de forma semelhante à uma viga. Verificaram, também fissura ocorrente da base do pilar em direção às estacas em todos os arranjos de armadura.

2.3.2 Munhoz (2004)

Munhoz (2004) ensaiou, numericamente através do software Ansys[®], blocos rígido de concreto sobre uma, duas, três, quatro e cinco estacas, submetidos a força centrada, conforme pode-se observar na Figura 13. Em sua pesquisa, a autora não considerou a não linearidade dos materiais, uma vez que buscava-se analisar a tendência de comportamento dos modelos, bem como o fluxo de tensões.

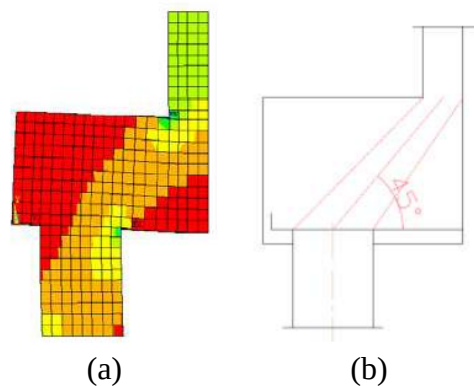
Figura 13: Modelos analisados



Fonte: Munhoz (2004)

Para realização do estudo, Munhoz (2004) utilizou três métodos analíticos para dimensionamento dos blocos, sendo eles: método do CEB-FIP (2010), método das bielas e tirantes de Blévo e Frémy (1967) e método da norma EHE (2001). Conforme pode-se observar na Figura 14, a autora constatou que a biela de compressão se forma além da seção transversal do pilar, diferentemente do que propõe Blévo e Frémy (1967) e se observa na Figura 14(b) Logo, após análise dos modelos, Munhoz (2004) concluiu que o método de bielas e tirantes sugerido por Blévo e Frémy (1964) é o mais indicado para o dimensionamento de blocos sobre estacas.

Figura 14: Regiões de influência da biela



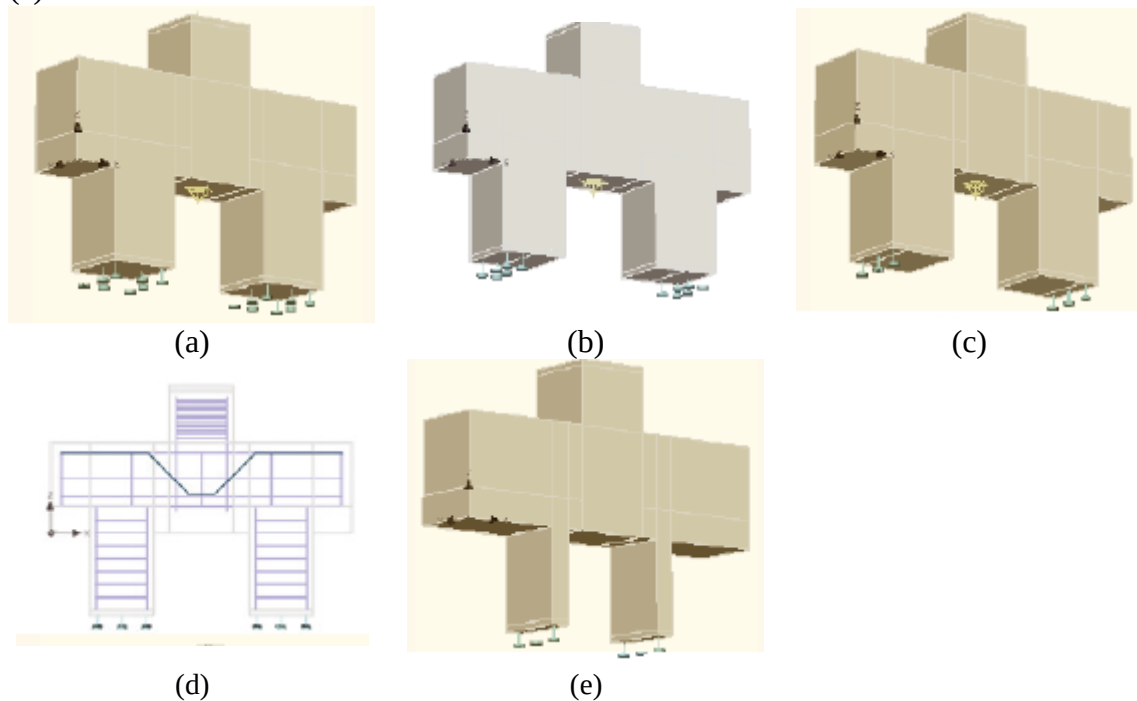
Fonte: Adaptado de Munhoz (2004)

2.3.3 Buttignol e Almeida (2012)

Com o intuito de se analisar o comportamento de blocos de concreto sobre duas estacas, Buttignol e Almeida (2012) analisaram numericamente 5 blocos por meio de uma ferramenta computacional baseada no MEF e de modo a validar o estudo, os autores compararam os resultados da modelagem numérica com os dados experimentais obtidos por Delalibera (2006). Na Figura 15 são apresentados os 5 modelos analisados, sendo o modelo 1 restringido totalmente na base das estacas, o modelo 2 com restrição

de 50%, o modelo 3 com restrição de apenas 25%, o modelo 4 com armadura de fendilhamento e o modelo 5 com redução da largura das estacas.

Figura 15: Blocos analisados: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2; (c) Modelo 3; (d) Modelo 4; (e) Modelo 5



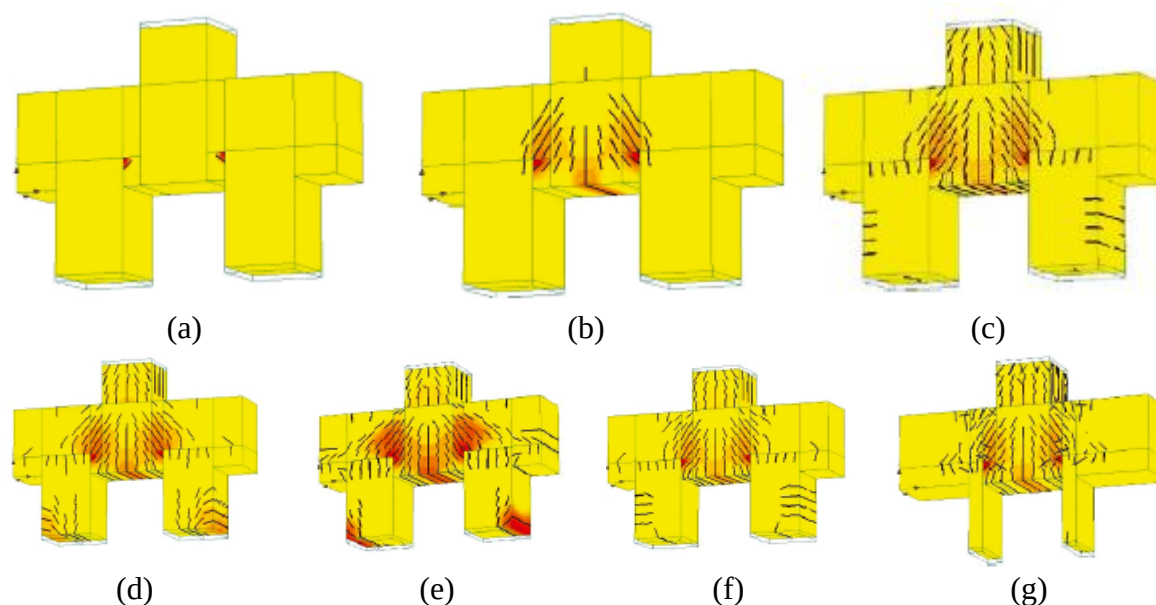
Fonte: Adaptado de Buttignol e Almeida (2012)

Buttignol e Almeida (2012) consideraram que, no regime elástico, o concreto obedece à Lei de Hooke. Já no regime de tensão pós-fissuração, o plano de ruptura da estrutura é determinado pelos critérios de plasticidade (compressão) de Drucker-Prager e de ruptura (tração) de Rankine. Os autores assumiram que o aço apresenta um comportamento elastoplástico perfeito e o critério de escoamento adotado foi o de von Mises.

Em sua análise, Buttignol e Almeida (2012) verificaram que a fissura inicial, em todos os modelos, ocorreu na região nodal inferior conforme pode-se observar na Figura 16(a). A Figura 16(b) representa uma situação com incremento de carga intermediária e a Figura 16(c) se refere à situação final do modelo 1. Conforme pode-se observar na Figura 16(d) e Figura 16(e), nos modelos 2 e 3 houve uma intensificação da fissuração conforme evolução do carregamento, já com relação ao modelo 4, pode-se observar na Figura 16(f) que a colocação da armadura de fendilhamento proporcionou uma redução das fissuras. Com relação ao modelo 5, Figura 16(g), observou-se que o panorama de fissuração foi semelhante ao do modelo 1. Logo os autores concluíram que os resultados

de abertura de fissura de sua modelagem numérica apresentaram uma boa aproximação do modelo experimental obtido por Delalibera (2006).

Figura 16: Blocos fissurados: (a) Modelo 1 – início; (b) Modelo 1 – intermediário; (c) Modelo 1 – última; (d) Modelo 2; (e) Modelo 3; (f) Modelo 4; (g) Modelo 5



Fonte: Adaptado de Buttignol e Almeida (2012)

Com relação às forças últimas, Buttignol e Almeida (2012) concluíram que sua análise numérica apresenta uma boa aproximação com o modelo experimental proposto por Delalibera (2006), com destaque ao modelo 4 que, por possuir armadura de fendilhamento, apresentou uma resistência maior, conforme pode-se observar na Tabela 1.

Tabela 1: Força última dos modelos numéricos e do modelo experimental de Delalibera (2006)

Modelo	Força (kN)
Delalibera (2006)	1820
Modelo 1	1900
Modelo 2	1980
Modelo 3	1775
Modelo 4	2075
Modelo 5	1825

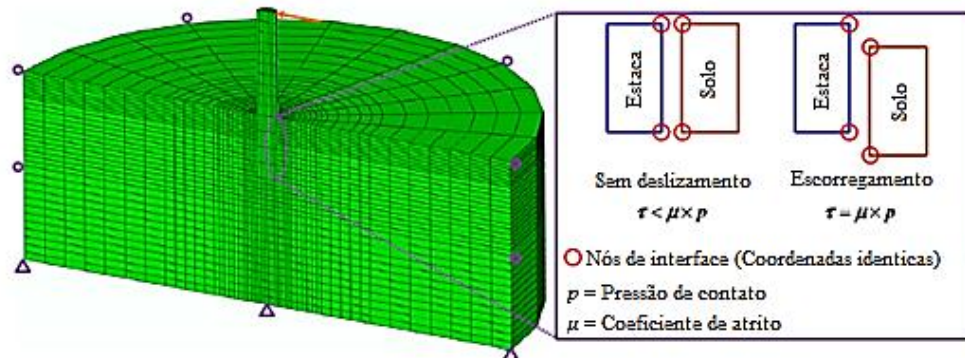
Fonte: Traduzido de Buttignol e Almeida (2012)

2.3.4 Choi et al. (2013)

Choi et al. (2013) realizaram um estudo de parâmetros do solo granular resistente da região de Iksan na Coreia do Sul (coesão, dilatância e coeficiente de atrito entre o solo e a estaca) utilizando uma ferramenta computacional baseada no método dos

elementos finitos. Na Figura 17, pode-se observar características do modelo. Os autores utilizaram a teoria de atrito de Coulomb como critério de ruptura para a interface entre o solo e a estaca.

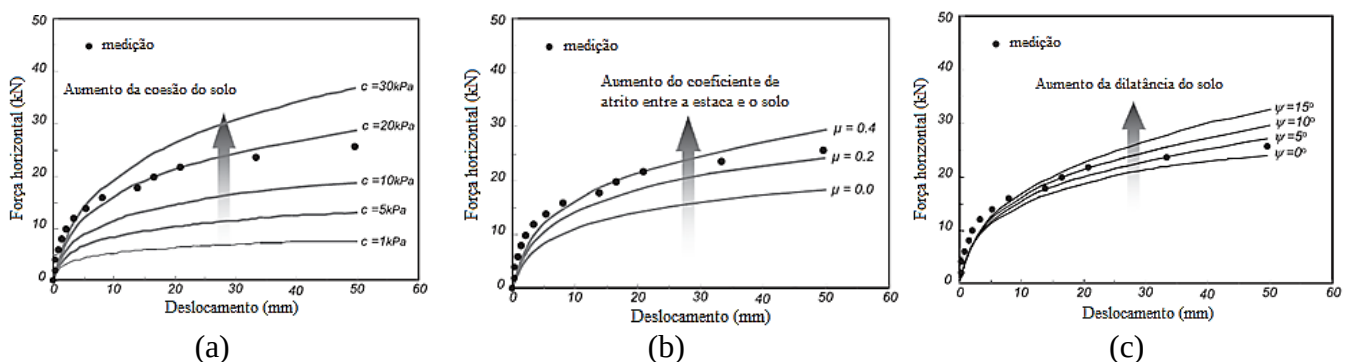
Figura 17: Características do modelo analisado por elementos finitos



Fonte: Traduzido de Choi et al. (2013)

Com base nessa análise paramétrica, Choi et al. (2013) analisaram de que forma a variação desses parâmetros influenciou na capacidade lateral de uma estaca. Na Figura 18(a) pode-se verificar que mediante o aumento na coesão do solo ocorreu um aumento, também, na resistência lateral da estaca. De acordo com a Figura 18(b), conforme aumentou-se o coeficiente de atrito entre o solo e a estaca, de 0 para 0,4, houve um aumento significativo na resistência lateral da estaca. Com relação à variação da dilatância do solo, percebe-se na Figura 18(c) que o incremento nesse parâmetro também propicia um aumento na resistência lateral da estaca.

Figura 18: Diagrama de força horizontal em função do deslocamento: (a) variação da coesão do solo; (b) variação do coeficiente de atrito entre solo e estaca; (c) variação da dilatância do solo.



Fonte: Traduzido e adaptado de Choi et al. (2013)

2.4 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

Acerca de referenciais normativos, são abordadas as recomendações pertinentes à NBR 6118 (ABNT, 2014), à EHE (2002), ao ACI-318 (2014) e ao Boletim 73 do CEB-FIP (2010).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define blocos sobre estacas, como sendo estruturas volumétricas, rígidas ou flexíveis, utilizadas para transmitir ações às estacas ou tubulões. Segundo a referida norma, os blocos rígidos trabalham em flexão nas duas direções, mas a tração é concentrada na linha sobre as estacas e a força é transmitida do pilar para as estacas por meio de bielas de compressão. O bloco é considerado rígido caso satisfaça a Equação (2.1).

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3} \quad (2.2)$$

sendo que h é a altura do bloco, a é a dimensão do bloco na direção considerada e a_p a dimensão do pilar na mesma direção de a

Com relação ao modelo de cálculo, a NBR 6118 (ABNT, 2014) sugere modelos tridimensionais lineares ou não e modelos biela-tirante tridimensionais, no entanto deve-se garantir que a tangente do ângulo de inclinação das bielas esteja entre 0,57 e 2. Sugere, ainda, que em casos onde existir força horizontal significativa ou grande assimetria, o modelo deve apresentar interação solo-estrutura.

A norma brasileira vigente apresenta valores limites para as tensões nas bielas, sendo diferenciadas para a região nodal superior $f_{cd,s}$ (junto ao pilar) e inferior $f_{cd,i}$ (junto às estacas), conforme Equações (2.2) e (2.3) respectivamente.

$$f_{cd,s} = 0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad (2.2)$$

$$f_{cd,i} = 0,72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad (2.3)$$

sendo: $\alpha_{v2} = 1 - f_{ck}/250$, com f_{ck} (resistência característica do concreto) expresso em MPa e f_{cd} a resistência de cálculo do concreto.

De acordo com a norma americana ACI 318-14, o dimensionamento de blocos sobre estacas também é realizado utilizando o modelo de bielas e tirante mediante duas verificações: a primeira diz respeito à verificação quanto ao momento fletor e a segunda

considera o efeito de cisalhamento. A norma é clara em expor que as verificações para momento fletor e força cortante devem ser feitas em seções transversais diferentes. Para a verificação quanto ao cisalhamento, deve-se verificar uma seção distante $d/2$ das faces do pilar.

A norma espanhola EHE (2002) fornece expressões que permitem determinar a área das barras da armadura para os casos mais frequentes de blocos sobre estacas, conforme o modelo de treliça adotado. É importante salientar que no item 40.4 da referida norma, pode-se verificar as resistências sugeridas para as regiões nodais.

O Boletim nº 73 do CEB-FIP (2010) recomenda a utilização da teoria de viga para o dimensionamento dos blocos e as verificações das tensões normais e tangenciais são feitas em seções pré-determinadas. Esse método indica verificações de segurança para tensões normais e tangenciais com esforços solicitantes determinados em seções transversais particulares. O dimensionamento à flexão é feito utilizando a teoria de viga, considerando-se uma seção de referência interna em relação à face do pilar e distante desta 0,15 da dimensão do pilar na direção considerada. Este procedimento diverge da NBR 6118 (ABNT, 2014), que recomenda o método das bielas e tirantes para o dimensionamento de blocos rígidos.

2.5 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DO SOLO

Nessa seção são apresentadas as correlações empíricas comumente utilizadas para se determinar os parâmetros do solo como: módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, coesão e ângulo de atrito.

Determinar o valor do módulo de elasticidade de um solo é uma tarefa difícil, uma vez que o solo se caracteriza por ser um material heterogêneo. Sendo assim, o módulo de elasticidade do solo pode variar conforme o nível de carregamento aplicado e mediante o nível de saturação do terreno.

De modo a se quantificar o módulo de elasticidade, Terixeira e Godoy (1996) sugerem a Equação (2.4) para a determinação de tal parâmetro.

$$E = \alpha \cdot K \cdot \text{NSPT} \quad (2.4)$$

sendo K um parâmetro que varia conforme o tipo de solo, determinado de acordo com a Tabela 2. O coeficiente α é um parâmetro semi-empírico que correlaciona a resistência de ponta da estaca com o NSPT, seus valores foram propostos por Trofimenkov (1974) e podem ser observados na Tabela 3.

Tabela 2: Valores propostos para o parâmetro K

Descrição do tipo de solo	K (MPa)
Areia com pedregulhos	1,10
Areia	0,90
Areia siltosa	0,70
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,30
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,20

Fonte: Teixeira (1993)

Tabela 3: Valores típicos do parâmetro α

Descrição do tipo de solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: Trofimenkov (1974)

Outra abordagem é dada por Penna (2004) *apud* TQS (2011), que apresenta valores típicos para o módulo de elasticidade mediante característica do solo e NSPT, conforme pode-se verificar na Tabela 4.

Tabela 4: Estimativa do módulo de deformabilidade do solo

Tipo de solo	Valores típicos (kgf/cm ²)
Areia normalmente adensada	$E = 5 \cdot (\text{NSPT} + 5)$
Areia sobreadensada	$E = 180 + (7,50 \cdot \text{NSPT})$
Argila muito mole ($\text{NSPT} \leq 2$)	10
Argila mole ($3 \leq \text{NSPT} \leq 5$)	20
Argila média ($6 \leq \text{NSPT} \leq 10$)	50
Argila rija ($11 \leq \text{NSPT} \leq 19$)	80
Argila dura ($\text{NSPT} > 19$)	150
Areia fofa ($\text{NSPT} \leq 4$)	50
Areia pouco compacta ($5 \leq \text{NSPT} \leq 8$)	200
Areia medianamente compacta ($9 \leq \text{NSPT} \leq 18$)	500
Areia compacta ($19 \leq \text{NSPT} \leq 40$)	700
Areia muito compacta ($\text{NSPT} > 40$)	900

Fonte: Adaptado de Penna (2004) *apud* TQS (2011)

Acerca do coeficiente de Poisson (ν), Teixeira e Godoy (1996) sugerem alguns valores baseados no NSPT, conforme Tabela 5. Já Penna (2004) *apud* TQS (2011), correlaciona o coeficiente de Poisson apenas com relação ao tipo de solo, como mostrado na Tabela 6.

Tabela 5: Valores típicos de coeficientes de Poisson conforme NSPT

Tipo de solo	Poisson
Areia fofa ($NSPT \leq 4$)	0,30
Areia pouco compacta ($5 \leq NSPT \leq 8$)	0,29
Areia medianamente compacta ($9 \leq NSPT \leq 18$)	0,28
Areia compacta ($19 \leq NSPT \leq 40$)	0,27
Areia muito compacta ($NSPT > 40$)	0,26
Argila muito mole ($NSPT \leq 2$)	0,24
Argila mole ($3 \leq NSPT \leq 5$)	0,23
Argila média ($6 \leq NSPT \leq 10$)	0,22
Argila rija ($11 \leq NSPT \leq 19$)	0,21
Argila dura ($NSPT > 19$)	0,21

Fonte: Teixeira e Godoy (1996)

Tabela 6: Valores recomendados para coeficiente de Poisson conforme tipo de solo

Solo	Poisson
Argila saturada	0,50
Argila não saturada	0,30
Areia	0,35
Silte	0,30

Fonte: Adaptado de Penna (2004) *apud* TQS (2011)

Com relação ao ângulo de atrito, na Tabela 7, pode-se observar correlações empíricas utilizadas para se determinar o valor de tal parâmetro para os mais variados tipos de solo. Tais informações foram extraídas do manual teórico acerca do sistema de interação solo estrutura da empresa TQS.

Tabela 7: Determinação do ângulo de atrito

Descrição do solo	Compacidade/Consistência	Ângulo de atrito (graus)
Areia	Fofa ($NSPT \leq 4$)	30
Areia	Pouco compacta ($5 \leq NSPT \leq 8$)	32,5
Areia	Medianamente compacta ($9 \leq NSPT \leq 18$)	32,5
Areia	Compacta ($19 \leq NSPT \leq 40$)	35
Areia	Muito compacta ($NSPT > 40$)	40
Areia	Conforme NSPT – Teixeira (1996)	$\phi = 15 + \sqrt{20 \cdot NSPT}$
Argila	Mole ($NSPT \leq 5$)	17,5
Argila	Média ($6 \leq NSPT \leq 10$)	20
Argila	Rija ($11 \leq NSPT \leq 19$)	25
Argila	Dura ($NSPT > 19$)	30
Pedregulho	Limpo	37,5
Pedregulho	Grosso anguloso	40
Silte	Muito argiloso	20
Silte	Argiloso	27,5

Fonte: Adaptado de TQS (2011)

Na Tabela 8, são observados os valores típicos de coesão do solo, determinados com base no parâmetro semi-empírico NSPT. É importante salientar que tal parâmetro pode ser determinado mediante ensaio de cisalhamento direto ou triaxial, no entanto por questões práticas de um estudo de tendência de comportamento, admite-se a utilização de correlações semi-empíricas.

Tabela 8: Valores típicos para coesão do solo

Descrição do solo	Compacidade/Consistência	Coesão (tf/m ²)	
		Efetiva	Não-drenada
Areia	Fofa (NSPT ≤ 4)	0,0	0,0
Areia	Pouco compacta (5 ≤ NSPT ≤ 8)	0,0	0,0
Areia	Medianamente compacta (9 ≤ NSPT ≤ 18)	0,0	0,0
Areia	Compacta (19 ≤ NSPT ≤ 40)	0,0	0,0
Areia	Muito compacta (NSPT > 40)	0,0	0,0
Argila	Mole (NSPT ≤ 5)	1,0	1,75
Argila	Média (6 ≤ NSPT ≤ 10)	2,0	3,75
Argila	Rija (11 ≤ NSPT ≤ 19)	2,5	7,5
Argila	Dura (NSPT > 19)	2,5	15
Pedregulho	Limpo	0,0	0,0
Pedregulho	Grosso anguloso	0,0	0,0
Silte	Muito argiloso	1,0	1,75
Silte	Argiloso	0,0	3,0

Fonte: Adaptado de TQS (2011)

Outra forma de se estimar o valor da coesão não drenada é apresentada por Teixeira e Godoy (1996) conforme Equação (2.5).

$$c = 10 \cdot \text{NSPT} \quad (2.4)$$

sendo c a coesão obtida em kPa.

2.6 PROJETO DE BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS

O método das bielas e tirantes é, segundo Munhoz (2004), o método mais difundido para o dimensionamento de blocos rígidos sobre estacas, sendo baseado nos trabalhos experimentais de Blévyot e Frémy (1967). Tal método consiste em se considerar que exista, no interior do bloco, uma treliça espacial composta por barras tracionadas (tirantes) e barras comprimidas (bielas).

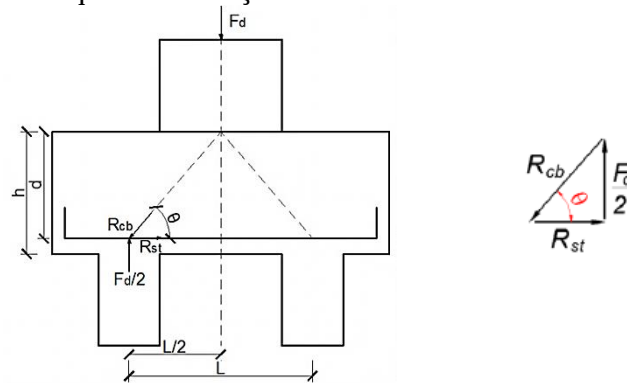
As Barras tracionadas da treliça se situam no plano médio das armaduras, que é horizontal e se localiza logo acima da cota de arrasamento das estacas. Já as barras comprimidas são inclinadas e definidas a partir da intersecção do eixo das estacas com o plano médio das armaduras com um ponto definido na região nodal do pilar.

As forças de compressão nas bielas são resistidas pelo concreto, enquanto as forças de tração são resistidas pelas armaduras do tirante. Logo, segundo Munhoz (2004), o método consiste no cálculo da força de tração, que define a área necessária de armadura, e na verificação das tensões de compressão nas bielas, calculadas nas seções situadas junto ao pilar e junto à estaca.

2.6.1 Método de cálculo

Para se projetar blocos sobre duas estacas, pode-se considerar o esquema de forças disposto na Figura 19. Em que F_d é a força normal atuante no pilar, R_{cb} é a força atuante na diagonal comprimida e R_{st} é a força atuante no tirante de aço.

Figura 19: Esquema de forças em blocos sobre duas estacas



Fonte: Autores (2018)

A seguir, é apresentada uma rotina de cálculo para o dimensionamento de blocos sobre duas estacas, na qual deve-se determinar as forças atuantes nas barras de aço e verificar as tensões de compressão nas regiões nodais superior (junto ao pilar) e inferior (junto à estaca).

2.6.2 Determinação da força de tração nas barras da armadura

Conforme pode-se observar na Figura 19, a força F_d se redistribui mediante um ângulo de inclinação da biela de compressão. A tangente desse ângulo pode ser determinada mediante a Equação 3.1.

$$\operatorname{tg}\theta = \left(\frac{d}{L/2} \right) \quad (3.1)$$

De forma consequente, o ângulo θ pode ser determinado mediante a equação 3.2.

$$\theta = \arctg\left(\frac{d}{L/2}\right) \quad (3.2)$$

Observando a Figura 19 e com base na relação obtida mediante Equação 3.1, pode-se relacionar as forças atuantes na região nodal junto à estaca, conforme Equação 3.3 e Equação 3.4.

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{\frac{F_d}{2}}{R_{st}} \quad (3.3)$$

$$R_{st} = \frac{F_d \cdot L}{4 \cdot d} \quad (3.4)$$

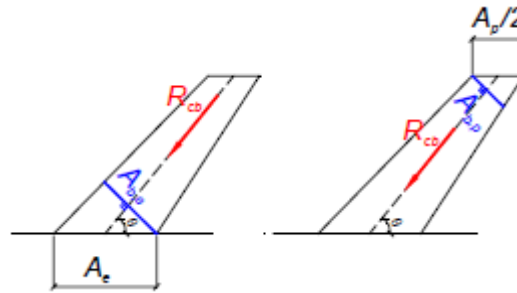
2.6.3 Verificação da altura útil

Com relação à altura útil do bloco, deve-se verificar os limites de altura para que o bloco seja considerado rígido. Conforme citado, Blévot e Frémy (1967) recomendam que a inclinação do ângulo da diagonal comprimida esteja entre 45° e 55°, já a NBR 6118 (ABNT, 2014) sugere que a tangente do ângulo da biela de compressão esteja entre 0,57 e 2. Com base nesses valores, pode-se verificar se a altura do bloco atende às recomendações para ser considerado rígido.

2.6.4 Verificação das tensões nodais

Sendo conhecida a força R_{cb} atuante na biela, pode-se verificar a tensão nodal junto ao pilar e junto à estaca. Para isso, torna-se necessária a determinação da área de seção transversal à que corresponde a biela, sendo $A_{b,p}$ e $A_{b,e}$ a área da biela referente à zona nodal superior e inferior, respectivamente. Pode-se verificar na Figura 20, a disposição da área referente à cada região nodal.

Figura 20: Área de verificação das bielas junto aos nós superior e inferior.



Fonte: Munhoz (2004)

Conforme disponível em Delalibera (2006) e em Munhoz (2004), $A_{b,p}$ e $A_{b,e}$ podem ser calculadas conforme as Equações (3.5) e (3.6).

$$A_{b,p} = \frac{1}{2} \cdot A_p \cdot \sin\theta \quad (3.5)$$

$$A_{b,e} = A_e \cdot \sin\theta \quad (3.6)$$

sendo A_p a área da seção transversal do pilar e A_e a área da seção transversal da estaca.

Na Tabela 9, pode-se verificar as tensões características limites para as regiões nodais segundo Blévot Frémy (1967), Schlaich e Schafer (1991), Fusco (2013), NBR 6118 (ABNT, 2014), EHE-08, ACI 318-14 e CEB-FIB (2010).

Tabela 9: – Valores limites para as tensões nas regiões nodais sem considerar γ_c , o efeito de Rüschi e α_{v2}

Crítérios	Região nodal superior	Região nodal inferior
Blévot Frémy (1967)	$1,40f_c$	f_c
Schlaich e Schafer (1991)	$1,10f_c$	$0,80f_c$
Fusco (2013)	$2/9 f_c$	$0,50f_c$
ABNT NBR 6118 (ABNT, 2014)	$0,85f_c$	$0,72f_c$
EHE-08	$3,30f_c$	$0,70f_c$
ACI 318-14	$0,85f_c$	$0,68f_c$
CEB-FIB (2010)	$0,85f_c$	$0,60f_c$

Fonte: Adaptado de Tomaz (2018)

Por fim, pode-se verificar as tensões nodais atuantes e verifica-las conforme os limites impostos. Através das Equações (3.7) e (3.8) pode-se realizar o cálculo das tensões nodais, superior e inferior respectivamente.

$$\sigma_{cb,p} = \frac{F_d}{A_p \cdot \sin^2\theta} \quad (3.7)$$

$$\sigma_{cb,e} = \frac{F_d}{2 \cdot A_e \cdot \sin^2\theta} \quad (3.8)$$

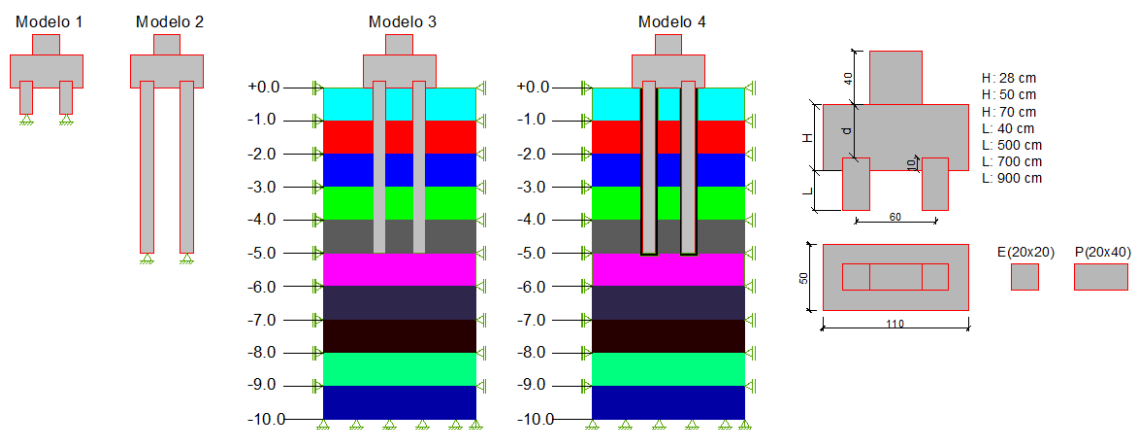
CAPÍTULO 3

MODELOS ANALISADOS

3.1 APRESENTAÇÃO DOS MODELOS

Foram modelados blocos sobre duas estacas, inicialmente sem o solo e posteriormente considerando-se o atrito entre as estacas e o solo para uma avaliação do comportamento estrutural de blocos de coroamento, totalizando 48 modelos estruturais, conforme pode-se observar na Figura 21.

Figura 21: Modelo estrutural dos blocos analisados



Fonte: Autor (2019)

O modelo 1, se caracteriza por ser um modelo reduzido, com estaca de comprimento 50 cm e ausência de solo. O modelo 2 já possui estaca com seu tamanho real e, assim como no modelo 1, não apresenta solo em torno das estacas. Nos modelos 3 e 4, as estacas são envoltas por solo, logo as condições de restrição ao movimento de

translação na direção vertical se dão no solo, garantindo às estacas, possibilidade de se deslocarem verticalmente mediante deformação do solo, conforme pode-se observar na Figura 21. Considerou-se um maciço de solo com 10 metros de profundidade e seção transversal quadrada de 5 metros. Tais dimensões foram definidas mediante simulações em que foram verificadas as dissipações das tensões oriundas da estrutura no maciço.

No modelo 3, o atrito lateral entre as estacas e o solo foi feito de forma perfeita, por meio de acoplamento de nós, não ocorrendo deslocamento relativo entre os nós unidos solo-estaca. Já no modelo 4, foi modelado elemento de contato entre a estaca e o solo. Sendo possível analisar de que forma um modelo simplificado com atrito perfeito se diferencia de um modelo mais complexo com deslocamento relativo

Sobre as variações impostas aos modelos analisados, destacam-se:

- a) Altura útil do bloco: definidas em função da inclinação da biela de compressão em relação ao tirante de aço (28 cm, 50 cm e 70 cm);
- b) Comprimento das estacas: modelo reduzido (40 cm) e tamanho real (5 m, 7 m e 9 m);
- c) Tipo de solo: ausência de solo (S0), solo arenoso (S1) e solo argiloso (S2);
- d) Vinculação estaca-solo: Acoplamento de nós e elementos de contato;

Com relação à altura do bloco, optou-se por investigar variações nesse parâmetro, cujos valores foram de 28 cm, 50 cm e 70 cm. Observa-se que, para essas alturas, o limite recomendado por Blévo & Frémy (1967) ($45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$), para garantir rigidez do bloco, não foi atendido para os modelos com altura de 28 cm e 70 cm, no entanto atendeu-se às recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014), que sugere que a tangente do ângulo da biela de compressão esteja entre 0,57 e 2.

Foram utilizados pilares com seção retangular de 20 cm × 40 cm e estacas com seção quadrada de 20 cm × 20 cm. A distância entre os eixos da estaca (ℓ) foi de 60 cm, a largura do bloco (B_z) foi de 50 cm e utilizou-se, para as estacas, um comprimento de embutimento de 10 cm. Conforme pode-se observar na Figura 21.

Com relação ao comprimento das estacas, verificou-se que a partir de 40 cm, as tensões nas estacas e pilar tende a se uniformizar, logo foram modelados pilares com comprimento de 40 cm e, para os modelos reduzidos estacas de 40 cm. Além disso, foram realizadas simulações com estacas de tamanho real: 5 m, 7 m e 9 m.

Na Tabela 10 podem ser observados os dados referentes à altura útil e ângulo de inclinação da diagonal comprimida.

Tabela 10: Modelos estudados

Altura do modelo	Pilar	θ (graus)	Altura útil (cm)	Carregamento
H28	20x40	30,96	18	Vertical e Centrado
H50		53,13	40	
H70		63,4	60	

Fonte: Autor (2019)

Nessa etapa, torna-se importante apresentar a organização da nomenclatura dos modelos analisados, tomemos de exemplo: B3P40H50L7S2e0, em que B3 se refere ao modelo 3, P40 significa que o pilar na direção das duas estacas tem 40 cm, H50 representa a altura do bloco de 50 cm, L7 se refere aos modelos com estaca de 7 metros, S2 caracteriza modelos em que se utilizou solo argiloso e e0 caracteriza um modelo em que está atuante força vertical centrada.

3.2 CARACTERÍSTICAS DO SOLO UTILIZADO

Com relação ao solo utilizado como apoio para os blocos sobre estacas, com intuito de se ter parâmetros de comparação e analisar o comportamento estrutural dos blocos, utilizaram-se dois tipos de solo. Foram analisados blocos sobre estacas apoiados em solo arenoso (S1) e argiloso (S2). A variação do NSPT para as camadas de solo pode ser observada no Anexo A.

Com base na descrição do solo, pode-se obter, através de métodos semi-empíricos: módulo de elasticidade, coesão, ângulo de atrito e coeficiente de Poisson. Na Tabela 11 pode-se observar os parâmetros referente ao solo arenoso, enquanto na Tabela 12 os parâmetros referentes ao solo argiloso.

Tabela 11: Determinação dos parâmetros das camadas do solo arenoso

Solo Arenoso						
Profundidade	NSPT	Característica	E (kN/cm ²)	v	c (kN/cm ²)	Φ
0	0	Fofa	0	0,30	0,00035	15,00
-1	2	Fofa	0,54	0,30	0,00035	21,32
-2	5	Pouco compacta	1,35	0,29	0,00035	25,00
-3	10	Medianamente compacta	2,7	0,28	0,00075	29,14
-4	13	Medianamente compacta	3,51	0,28	0,0015	31,12
-5	19	Compacta	5,13	0,27	0,0015	34,49
-6	23	Compacta	6,21	0,27	0,003	36,45
-7	28	Compacta	7,56	0,27	0,003	38,66
-8	35	Compacta	9,45	0,27	0,003	41,46
-9	40	Compacta	10,8	0,27	0,003	43,28
-10	42	Muito compacta	11,34	0,26	0,003	43,98

Fonte: Autor (2019)

Tabela 12: Determinação dos parâmetros das camadas do solo argiloso

Solo Argiloso						
Profundidade	NSPT	Característica	E (kN/cm ²)	v	c (kN/cm ²)	Φ
0	0	Mole	0	0,24	0,00175	17,5
-1	2	Mole	0,28	0,24	0,00175	17,5
-2	5	Mole	0,7	0,23	0,00175	17,5
-3	10	Média	1,4	0,22	0,00375	20
-4	13	Rija	1,82	0,21	0,0075	25
-5	19	Rija	2,66	0,21	0,0075	25
-6	23	Dura	3,22	0,21	0,015	30
-7	28	Dura	3,92	0,21	0,015	30
-8	35	Dura	4,9	0,21	0,015	30
-9	40	Dura	5,6	0,21	0,015	30
-10	42	Dura	5,88	0,21	0,015	30

Fonte: Autor (2019)

3.3 DIMENSIONAMENTO DOS MODELOS

Nesse item são apresentados os dimensionamentos dos elementos estruturais dos modelos. Inicialmente procedeu-se com o dimensionamento dos blocos por meio do método de bielas e tirantes, onde determinou-se a força teórica de ruptura por meio da verificação das tensões nas regiões nodais. Posteriormente, já com a força normal atuante no pilar determinada, realizou-se o dimensionamento dos pilares e das estacas. Por fim, com a utilização dos parâmetros do solo, realizou-se o dimensionamento geotécnico das estacas, para se quantificar a porcentagem de força absorvida por atrito lateral e por efeito de ponta.

3.3.1 Dimensionamento estrutural do bloco

Determinadas às dimensões dos blocos, a próxima etapa foi a verificação das tensões nas regiões nodais superior e inferior, por meio dessas verificações foi possível determinar a capacidade portante de cada bloco, ou seja, determinou-se qual a intensidade da força que foi utilizada para o dimensionamento da armadura principal de tração (tirante), das armaduras das estacas e dos pilares.

No presente trabalho, utilizou-se como limite para as tensões nodais, as recomendações de Blévot & Frémy (1967) e Delalibera (2006), em que a tensão nodal superior é limitada a $1,4f_{ck}$ e a tensão nodal inferior é limitada ao valor do próprio f_{ck} , no entanto foram calculadas as forças teóricas de ruptura do bloco seguindo-se as recomendações de EHE-08 (2011) e ACI318 (2014). Para os blocos, utilizou-se concreto C25, ou seja, concreto com resistência característica de 25 MPa. Logo o limite para a tensão nodal superior foi de 35 MPa e para a região nodal inferior foi de 25 MPa.

Realizados os cálculos, pode-se observar na Tabela 13, o valor da força teórica (F_{teo}) para cada modelo, bem como o valor da força de tração no tirante (R_{st}). Na Tabela 13, foram omitidas as informações sobre comprimento das estacas e tipo de solo, uma vez que, mediante o método analítico utilizado, tais parâmetros não influenciam nos resultados.

Tabela 13: Determinação da força de ruptura dos modelos

Nomenclatura	d (cm)	h (cm)	P (cm)	θ (graus)	$F_{Teo,ACI\ 318}$ (kN)	$F_{Teo,EHE-08}$ (kN)	$F_{Teo,Blev\acute{o}t\ e\ Fr\acute{e}my}$ (kN)	$R_{st}^{Blev\acute{o}t\ e\ Fr\acute{e}my}$ (kN)
B1P40H28e0 B2P40H28e0 B3P40H28e0 B4P40H28e0	18	28	20x40	30,96	360,00	370,59	529,41	441,18
B1P40H50e0 B2P40H50e0 B3P40H50e0 B4P40H50e0	40	50	20x40	53,13	870,40	896,00	1280,00	480,00
B1P40H70e0 B2P40H70e0 B3P40H70e0 B4P40H70e0	60	70	20x40	63,44	1088,00	1120,00	1600,00	400,00

Fonte: Autor (2019)

Com o módulo da força de tração no tirante, pode-se detalhar a armadura principal do bloco, conforme pode-se observar na Tabela 14. Na Tabela 14, foram omitidas as informações sobre comprimento das estacas e tipo de solo, uma vez que, mediante o método analítico utilizado, tais parâmetros não influenciam nos resultados.

Tabela 14: Detalhamento das armaduras do tirante dos blocos

Nomenclatura	R _{st} (kN)	A _{st,calc} (cm ²)	A _{st,adot}	A _{st,ef} (cm ²)
B1P40H28e0 B2P40H28e0 B3P40H28e0 B4P40H28e0	441,18	8,82	3 ø 20 mm	9,42
B1P40H50e0 B2P40H50e0 B3P40H50e0 B4P40H50e0	480,00	9,60	5 ø 16 mm	10,05
B1P40H70e0 B2P40H70e0 B3P40H70e0 B4P40H70e0	400,00	8,00	4 ø 16 mm	8,04

Fonte: Autor (2019)

Com relação ao cobrimento da armadura dos blocos, definiu-se um cobrimento de 4 cm.

3.3.2 Dimensionamento do pilar

Diferentemente do dimensionamento dos blocos, no dimensionamento dos pilares, os coeficientes de minoração dos materiais γ_c (concreto) e γ_s (aço) foram levados em consideração, conforme sugere Delalibera (2006). É importante salientar que adotou-se resistência do concreto à compressão igual a 50 MPa, uma vez que o objetivou-se analisar a ruptura do bloco, logo adotou-se uma resistência à compressão superior para os pilares. Para as barras de aço, utilizou-se resistência característica de escoamento igual a 500 MPa.

Com relação às solicitações, utilizou-se a força normal teórica de ruptura do bloco, bem como o momento mínimo nas direções x e y conforme seção 11.3.3.4.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014) e calculados conforme Equações 4.1 e 4.2.

$$M_{1dx,min} = N_d(0,015 + 0,03h_y) \quad (4.1)$$

$$M_{1dy,min} = N_d(0,015 + 0,03h_x) \quad (4.2)$$

Sendo h_x e h_y a altura total da seção transversal nas direções x e y respectivamente, expressa em metros (m) e N_d a força normal de compressão.

Utilizando ábacos para flexão compostas oblíqua em seção retangular com armadura bilateral simétrica, desenvolvidos por Pinheiro, Baraldi e Porem (2009),

determinou-se o número de barras de aço necessárias para os pilares de cada modelo. Com as Equações 4.3, 4.4, 4.5 e 4.6 foram efetuados os dimensionamentos dos pilares.

$$v = \frac{F_{Teo}}{h_x \cdot h_y \cdot f_{cd}} \quad (4.3)$$

$$\mu_x = \frac{M_{1dy,min}}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h_x} \quad (4.4)$$

$$\mu_y = \frac{M_{1dx,min}}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h_y} \quad (4.5)$$

$$A_s = \frac{\omega \cdot h_x \cdot h_y \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (4.6)$$

Sendo, f_{cd} a resistência de cálculo à compressão do concreto e f_{yd} a resistência de cálculo de escoamento das barras de aço. Os parâmetros v , μ_x e μ_y são os esforços reduzidos adimensionais, ω é a taxa mecânica de armadura e A_c é a área bruta da seção transversal do pilar

Determinada a quantidade de barras aço necessária, calculada por meio da Expressão 4.6, verificou-se se esta área é maior que área de aço mínima determinada pela NBR 6118 (ABNT, 2014), a qual é calculada pela Expressão 4.7. Nos casos em que foi menor que a mínima, adotou-se o valor mínimo.

$$A_{s,min} = \left(0,15 \cdot \frac{F_{Teo}}{f_{yd}} \right) \geq 0,004 \cdot A_c \quad (4.7)$$

Na Tabela 15 pode-se observar os resultados das armaduras longitudinais necessárias para os pilares de cada modelo. Na Tabela 15, foram omitidas as informações sobre comprimento das estacas e tipo de solo, uma vez que, mediante o método analítico utilizado, tais parâmetros não influenciam nos resultados.

Tabela 15: Dimensionamento estrutural dos pilares

Nomenclatura	F_{teo} (kN)	$M_{1dx,min}$ (kN.m)	$M_{1dy,min}$ (kN.m)	N	μ_x	μ_y	ω	$A_{s,calc}$ (cm ²)	$A_{s,min}$ (cm ²)	$A_{s,adot}$
B1P40H28e0 B2P40H28e0 B3P40H28e0 B4P40H28e0	529,41	14,29	11,12	0,19	0,019	0,01	0,00	0,00	3,20	6 $\varnothing$ 10 mm
B1P40H50e0 B2P40H50e0 B3P40H50e0 B4P40H50e0	1280,00	34,56	26,88	0,45	0,047	0,03	0,00	0,00	6,18	6 $\varnothing$ 12,5 mm
B1P40H70e0 B2P40H70e0 B3P40H70e0 B4P40H70e0	1600,00	43,20	33,60	0,56	0,059	0,03	0,25	8,21	7,73	8 $\varnothing$ 12,5 mm

Fonte: Autor (2019)

Seguindo as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014) quanto ao dimensionamento das armaduras transversais de pilares, disponível na seção 18.4.3, verificou-se que o diâmetro dos estribos para todos os modelos seria de 6,3 mm. Com relação ao espaçamento, verificou-se que o mesmo deve ser inferior a 12 vezes o diâmetro da armadura longitudinal do pilar. Sendo assim, para os modelos com altura do bloco de 28 cm, utilizou-se espaçamento de 10 cm e para os modelos com altura de bloco de 50 cm e 70 cm, utilizou-se espaçamento de 15 cm. Com relação ao cobrimento da armadura dos pilares, definiu-se um cobrimento de 2,5 cm.

3.3.3 Dimensionamento estrutural das estacas

O dimensionamento estrutural das estacas ocorreu de forma análoga ao dimensionamento dos pilares, adotando-se a mesma resistência para os materiais. Porém na Equação (4.3), substituiu-se o valor de F_{Teo} por R_{est} (força transferida para as estacas). A área de aço calculada também foi comparada com a área de aço mínima, adotando-se o maior valor. Também na Expressão 4.20 foi necessário utilizar o valor da área da estaca, A_c . Sendo assim, na Tabela 16 apresentam-se os valores da armadura longitudinal para cada modelo estudado.

Tabela 16: Dimensionamento estrutural das estacas

Nomenclatura	R_{est} (kN)	$M_{1dx,min}$ (kN.m)	$M_{1dy,min}$ (kN.m)	N	μ_x	μ_y	ω	$A_{s,calc}$ (cm ²)	$A_{s,min}$ (cm ²)	$A_{s,adot}$
B1P40H28e0 B2P40H28e0 B3P40H28e0 B4P40H28e0	264,71	5,56	5,56	0,19	0,019	0,019	0,00	0,00	1,60	4 ø 10 mm
B1P40H50e0 B2P40H50e0 B3P40H50e0 B4P40H50e0	640,00	13,14	13,14	0,45	0,047	0,047	0,00	0,00	3,09	4 ø 10 mm
B1P40H70e0 B2P40H70e0 B3P40H70e0 B4P40H70e0	800,00	16,8	16,8	0,56	0,059	0,059	0,10	1,64	3,86	4 ø 12,5 mm

Fonte: Autor (2019)

Pode-se observar que na Tabela 16, foram omitidas as informações sobre comprimento das estacas e tipo de solo, uma vez que, mediante o método analítico utilizado, tais parâmetros não influenciam nos resultados.

De forma semelhante à ocorrida para os pilares, verificou-se que o diâmetro dos estribos para todos os modelos seria de 6,3 mm. Com relação ao espaçamento, verificou-se que o mesmo deve ser inferior a 12 vezes o diâmetro da armadura longitudinal do pilar. Sendo assim, para os modelos com altura de bloco de 28 cm, utilizou-se espaçamento de 10 cm e para os modelos com a altura de blocos de 50 cm e 70 cm, utilizou-se espaçamento de 15 cm. Com relação ao cobrimento da armadura das estacas, utilizou-se um cobrimento de 2,5 cm.

CAPÍTULO 4

ANÁLISE NUMÉRICA

4.1 MODELAGEM NUMÉRICA

Os modelos apresentados foram simulados numericamente através do software ANYS (Versão 18.1), software que tem como base o método dos elementos finitos. Para a realização da análise, algumas etapas foram necessárias: escolha do tipo de elemento finito, determinação das propriedades dos materiais e modelos constitutivos dos mesmos, modelagem geométrica propriamente dita, aplicação da malha, definição dos carregamentos e condições de contorno e por fim as condições de solução.

Inicialmente foi realizada uma calibração da modelagem numérica. Com o auxílio de dados experimentais de Munhoz (2014), fez-se a simulação da mesma estrutura, afim de se alcançar valores aproximados de rigidez, deslocamento e força última, podendo-se então utilizar as mesmas características dessa modelagem nas simulações da presente pesquisa. É importante salientar que na fase de determinação da malha de elementos finitos, foi feito um teste de convergência para verificar qual a quantidade de elementos necessária para se obter um padrão de comportamento do modelo, pois reduzindo-se a quantidade de elementos da malha, pode-se diminuir também o tempo de processamento do modelo.

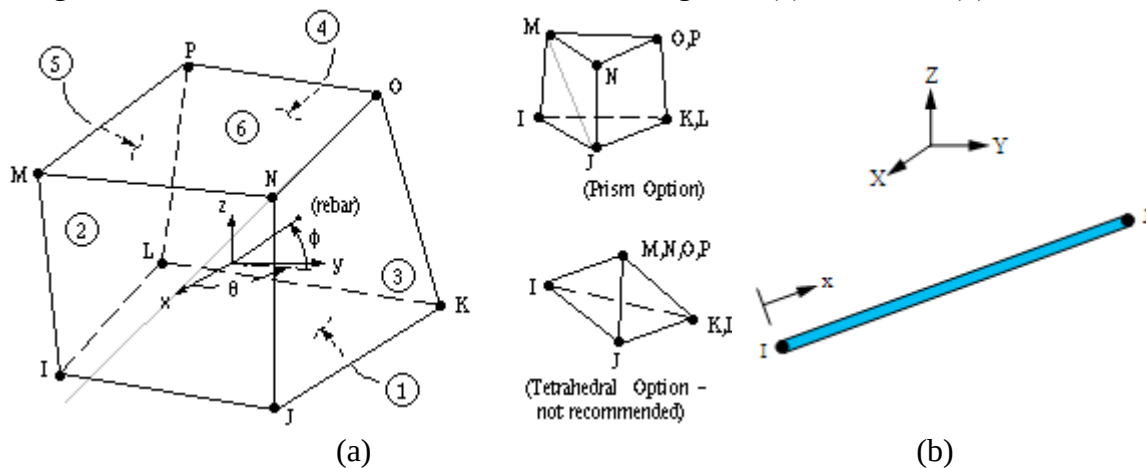
Em todos os modelos foi possível utilizar a ferramenta de simetria, sendo simulado apenas 1/4 do modelo.

4.2 ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS

Para a modelagem dos elementos de concreto e de solo, utilizou-se o elemento finito *SOLID65*. Esse elemento possui oito nós com três graus de liberdade por nó – translações nas direções x , y e z . O elemento apresenta deformações plásticas, fissuração e esmagamento em três direções ortogonais. No elemento *SOLID65*, a fissuração ocorre quando a tensão principal de tração em qualquer direção atinge a superfície de ruptura. Depois da ruptura do elemento, o módulo de elasticidade do material torna-se igual a zero na direção considerada. O esmagamento ocorre quando todas as tensões de compressão atingem a superfície de ruptura, subsequentemente, o módulo de elasticidade do material torna-se igual a zero em todas as direções. Na Figura 22(a) apresenta-se o elemento *SOLID65*.

Na modelagem das barras de aço da armadura foi utilizado o elemento finito *LINK180*. Esse elemento tem dois nós, sendo que cada nó possui três graus de liberdade – translações nas direções x , y e z . Na Figura 22(b) mostra-se esse elemento. Optou-se por esse elemento, pois as armaduras nos modelos foram consideradas como sendo discretas.

Figura 22: Elementos finitos utilizados nas modelagens – (a) *SOLID65*; (b) *LINK180*

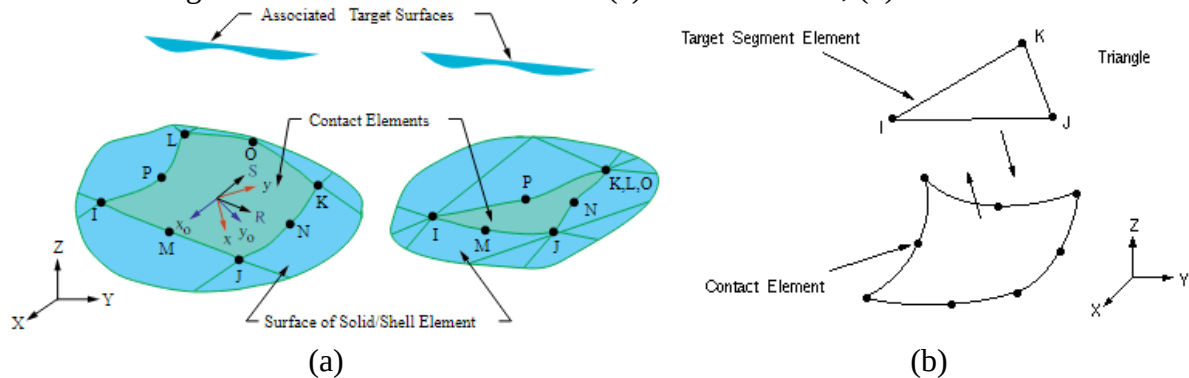


Fonte: Autor (2019)

De modo a se simular o atrito entre as estacas e o solo (Modelo 4), foram utilizados elementos finitos de contato. As superfícies de contato entre os materiais foram representadas por dois elementos finitos, no qual a associação desses elementos é denominada “par de contato”, sendo necessário determinar uma superfície de contato e um superfície alvo. Para a superfície de contato (estaca e bloco), utilizou-se o elemento finito *CONTACT174* e para a superfície alvo (solo), utilizou-se o elemento finito

TARGET170. Esses elementos possuem três graus de liberdade (translação) em cada nó e as propriedades geométricas são as mesmas das faces dos elementos sólidos aos quais estão ligados, podendo ter geometria triangular ou quadrangular. Os elementos finitos *CONTACT174* e *TARGET170* podem ser observados na Figura 23(a) e Figura 23(b), respectivamente.

Figura 23: Elementos de contato – (a) *CONTACT174*; (b) *TARGET170*



Fonte: Autor (2019)

4.3 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

4.3.1 Concreto

O comportamento do concreto foi simulado mediante a utilização de dois modelos constitutivos. Na tração utilizou-se o modelo *CONCRETE*, que se baseia no modelo de Willan e Warnke (1974), sendo possível simular o concreto fissurado quando submetido à tensões de tração que superem o limite pré-estabelecido. No modelo *CONCRETE* é necessário fornecer parâmetros como: coeficiente de transferência de cisalhamento através de uma fissura aberta (β_a), coeficiente de transferência de cisalhamento através de uma fissura fechada (β_f), resistência última à tração e resistência última à compressão, no entanto como o comportamento à compressão do concreto foi modelado segundo o critério de Von Mises (simulando a plastificação do concreto), é necessário desabilitar a resistência à compressão no modelo *CONCRETE*, adotando para tal parâmetro o valor de -1.

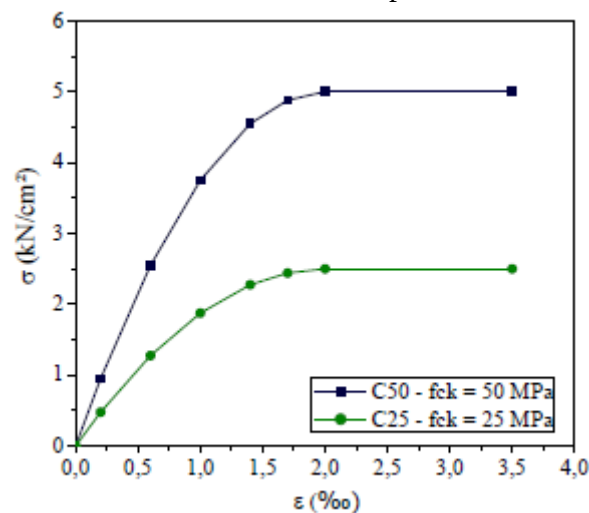
Para quantificar a resistência última à tração, utilizou-se o critério da NBR 6118 (ABNT, 2014), conforme Equação (5,1).

$$f_{ct} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (5.1)$$

sendo f_{ck} a resistência à compressão do concreto e f_{ct} a resistência à tração do concreto, ambas expressas em MPa.

O comportamento do concreto na compressão foi simulado conforme modelo multilinear isotrópico, seguindo o critério de Von-Mises, conforme Badiger e Malipatil (2014). Utilizou-se esse critério com o intuito de melhorar a convergência dos modelos, uma vez que o modelo *CONCRETE*, utilizado sozinho, apresenta instabilidades de convergência. Para isso, foi necessário inserir a curva tensão – deformação do concreto, sendo utilizados o critério da NBR 6118 (ABNT, 2014) e também o modelo proposto por Desay e Krishnan (1964). Na Figura 24(a), pode-se observar o comportamento isotrópico dos materiais da classe C25 e C50, referentes ao modelo proposto pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

Figura 24: Relação constitutiva do concreto à compressão – NBR 6118 (ABNT, 2014)



Fonte: Autor (2019)

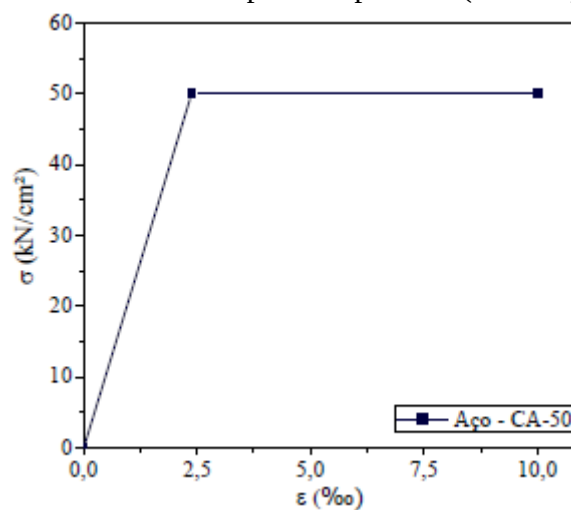
Devido à inconsistência entre o módulo de elasticidade inserido para o critério *CONCRETE* e o módulo de elasticidade (E_c) da curva tensão-deformação do concreto, utilizou-se o módulo inicial tangente à curva do concreto, até aproximadamente $0,30f_{ck}$ (fase elástica-linear), uma vez que o software ANSYS® exige compatibilidade entre esses valores.

Com relação aos coeficientes de transferência de cisalhamento, Delalibera (2006) utilizou 1,0 para os parâmetros β_a e β_f , já Munhoz (2014) sugere a utilização de 0,2 para β_a e 0,6 para β_f . No presente trabalho utilizou-se 0,2 para β_a e 0,8 para β_f , uma vez que percebeu-se uma melhor convergência com a utilização de tais parâmetros.

4.3.2 Aço

Para as armaduras, considerou-se o critério de plastificação de Von-Mises, segundo um modelo elastoplástico perfeito. No software ANSYS®, a simulação do modelo elástoplástico perfeito é feita por meio de um modelo isotrópico bilinear, sendo necessário fornecer o módulo de elasticidade ($E_{aço}$), a tensão de escoamento (f_y) e o módulo de elasticidade tangente (E_T). No presente trabalho, utilizou-se aço CA-50, com módulo de elasticidade de 210 GPa, tensão de escoamento de 500 MPa e módulo tangente nulo, conforme pode-se observar na Figura 25.

Figura 25: Modelo elastoplástico perfeito (bilinear) do aço.

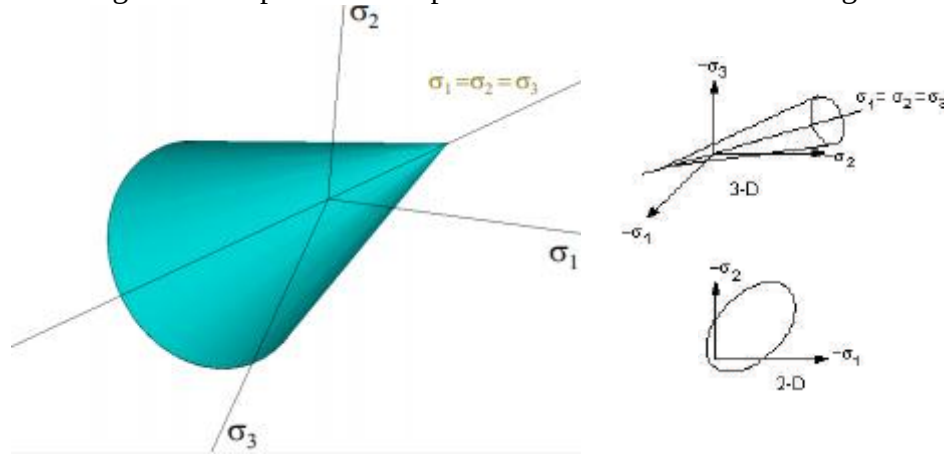


Fonte: Autor (2019)

4.3.3 Solo

Para simular o solo, utilizou-se o modelo de Drucker-Prager disponível na biblioteca do software ANSYS®. O modelo constitutivo de Drucker-Prager consiste basicamente em um modelo de comportamento elasto-plástico, onde o escoamento é controlado por uma combinação entre a tensão hidrostática e a tensão de desvio. O modelo de Drucker-Prager é uma extensão e aperfeiçoamento do conhecido modelo de falha dos solos de Mohr-Coulomb. A forma da superfície de escoamento é cônica, conforme pode-se observar na Figura 26 e, segundo Boldyrev e Muyzemnek (2008), é definida conforme Equação (5.2).

Figura 26: Superfície de ruptura do critério de Drucker-Prager



Fonte: Boldyrev e Muyzemnek (2008)

$$F = 3 \cdot \beta \cdot \sigma_m + \frac{\sigma_{eqv}}{\sqrt{3}} - \sigma_y = 0 \quad (5.2)$$

Onde:

$$\sigma_{eqv} = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2}} \quad (5.3)$$

$$\sigma_m = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) \quad (5.4)$$

$$\sigma_y = \frac{6 \cdot c \cdot \cos \phi}{\sqrt{3} \cdot (3 - \sin \phi)} \quad (5.5)$$

$$\beta = \frac{2 \cdot \sin \phi}{\sqrt{3} \cdot (3 - \sin \phi)} \quad (5.6)$$

sendo c a coesão do material em MPa, ϕ o ângulo de atrito interno do material em graus, σ_y a tensão que caracteriza o escoamento do material em MPa, σ_m a tensão hidrostática em MPa, σ_{eqv} a tensão equivalente em MPa.

Para utilizar o modelo no software ANSYS®, deve-se inserir as propriedades lineares como: módulo de elasticidade do solo (E_{solo}) e coeficiente de Poisson (ν) e posteriormente a coesão do material (c) e o ângulo de atrito interno (ϕ).

4.4 ASPECTOS DA ANÁLISE NÃO LINEAR

Por se tratar de uma análise em que os materiais dos modelos apresentam características não lineares, foram feitas algumas configurações no software ANSYS® para que a convergência ocorresse de forma satisfatória. A aplicação do carregamento

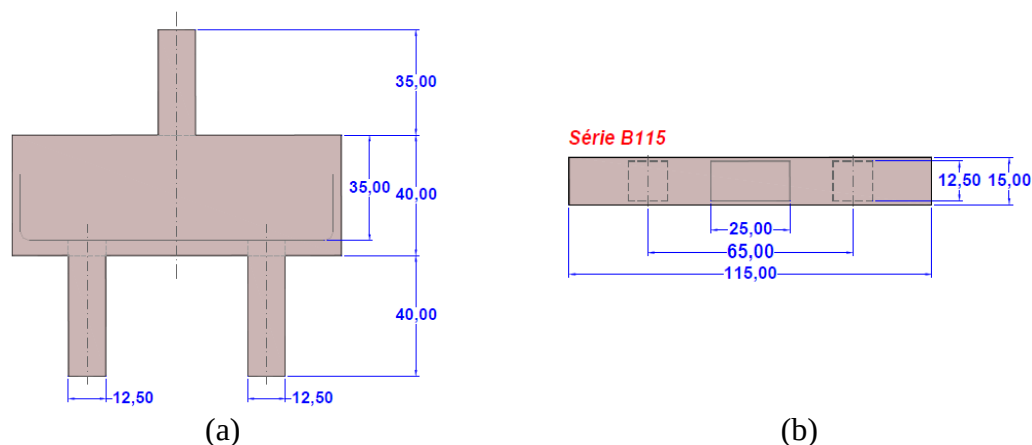
foi configurada para ocorrer de forma incremental, com o intuito de se verificar a perda de rigidez dos materiais à cada incremento de força, para isso utilizou-se um recurso do ANSYS® chamado “*Automatic time stepping - ON*”. A configuração desse recurso foi feita definindo-se o tamanho do primeiro incremento de força ($F/100$), o número máximo de incrementos permitidos (500) e o número mínimo de incrementos (20) à serem utilizados, sendo assim, ficou a cargo do programa definir o tamanho de cada incremento afim de se reduzir o tempo de processamento dos modelos.

O algoritmo utilizado para resolução dos sistemas lineares foi Newton-Raphson modificado, uma vez que ele não altera a matriz de rigidez à cada iteração, alterando-a apenas à cada incremento de força, pode-se melhorar a convergência dos modelos, bem como reduzir o tempo de processamento da estrutura. Conforme sugerido por Munhoz (2014), o método de Newton-Raphson foi combinado com um acelerador de convergência através da ferramenta “*Line search - ON*”. Utilizou-se como critério de convergência os deslocamentos com uma tolerância de 10% e como critério de parada um número máximo de 50 iterações à cada incremento de força.

4.5 TESTE DE CONVERGÊNCIA DA MALHA

De modo a se verificar o refinamento necessário da a malha de elementos finitos, fez-se um teste de convergência da malha. Tal teste é importante para que a malha utilizada contenha uma quantidade ótima de elementos. Para realizar esse teste utilizou-se o bloco B115P250R1 ensaiado por Munhoz (2014). As dimensões do bloco modelado podem ser observadas na Figura 27.

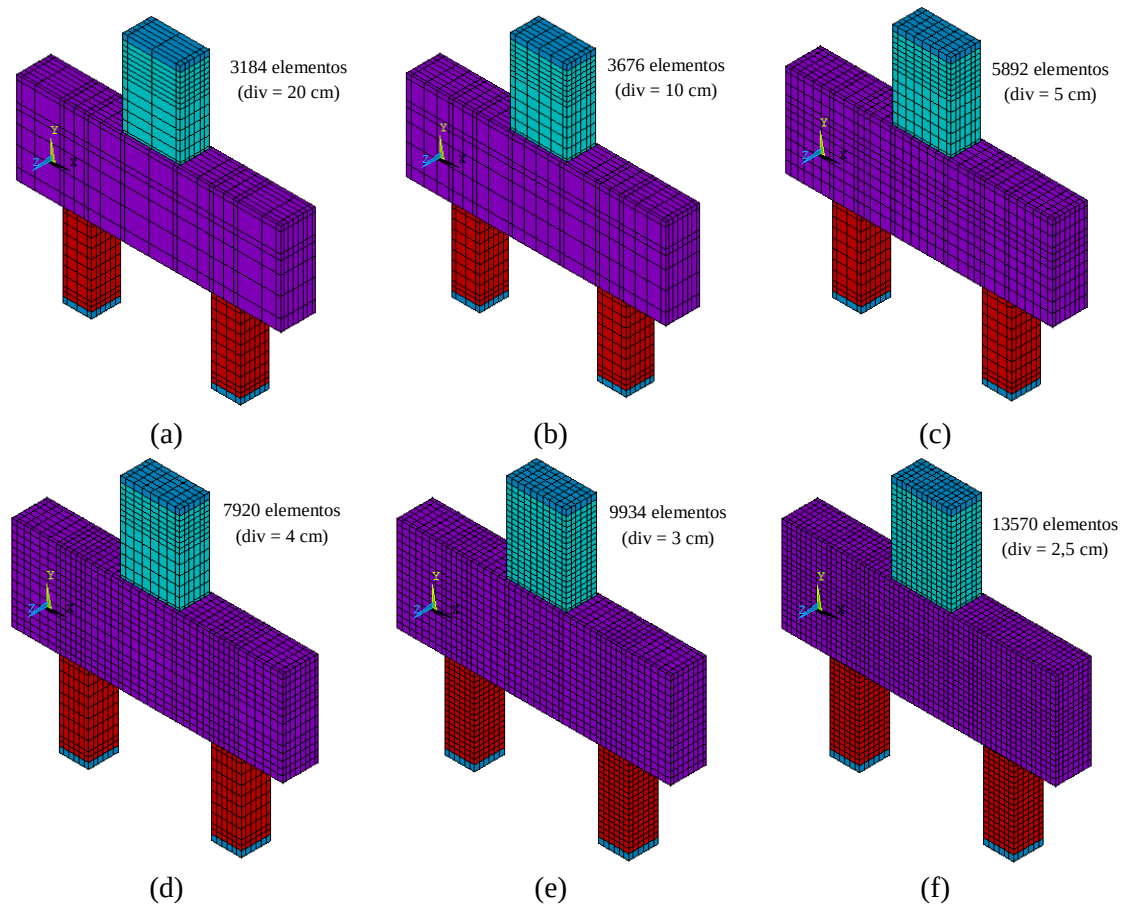
Figura 27: Bloco utilizado para teste de convergência e calibração: (a) vista frontal (b) vista superior



Fonte: Adaptado de Munhoz (2014)

Na Figura 28 estão dispostas as malhas utilizadas na análise. Conforme pode-se observar, testou-se o tamanho da divisão dos elementos em 20 cm, 10 cm, 5 cm, 4 cm, 3 cm e 2,5 cm. É importante salientar que alguns elementos apresentaram valores não padronizados uma vez que foi necessária a presença de divisões nos locais em que existem armaduras.

Figura 28: Malhas de elementos finitos testadas

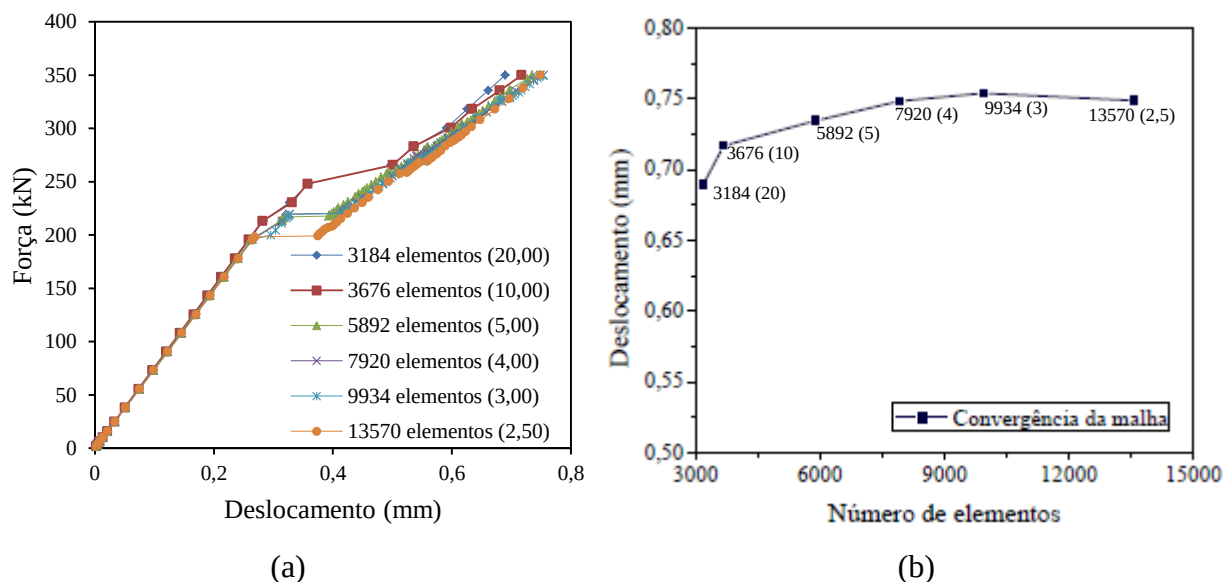


Fonte: Autor (2019)

Aplicando-se uma força de 350 kN, pode-se verificar a convergência do refinamento da malha mediante a informação de deslocamento vertical no centro inferior do bloco. Na Figura 29(a) verifica-se o histórico incremental de deslocamento referente à cada malha. Pode-se observar que o refinamento da malha promoveu uma redução da fase linear do material, tornando o surgimento de fissuras mais recente. No entanto com relação ao deslocamento final, verificou-se a convergência à valores próximos de 0,75 mm. Já na Figura 29(b), é apresentada a convergência do deslocamento vertical, conforme refinamento da malha de elementos finitos. Pode-se observar que as malhas com 7920 elementos, 9934 elementos e 13570 elementos

apresentaram deslocamentos muito próximos, confirmando a tendência à uma convergência de comportamento.

Figura 29: Convergência da malha: (a) curvas força-deslocamento; (b) teste de convergência



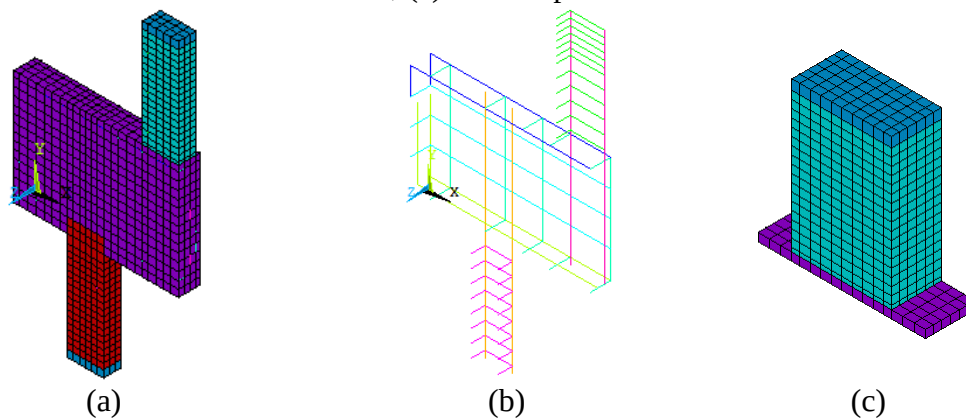
Fonte: Autor (2019)

Logo, utilizando-se uma malha com divisão ótima de aproximadamente 3 cm foi alcançada uma tendência aceitável de comportamento.

4.6 CALIBRAÇÃO DO MODELO

Para validar os critérios de modelagem foi realizado um teste de comportamento de um resultado numérico, comparando-o com dados experimentais. Foi utilizado o bloco B115P250R1 ensaiado experimentalmente por Munhoz (2014). Na Figura 30, pode-se observar que modelou-se apenas 1/4 do bloco com o intuito de se reduzir o tempo de processamento. Conforme apresentado no teste de convergência da malha, para a calibração, foi utilizada malha de elementos finitos com divisão de aproximadamente 3 cm. Foram inseridas chapas metálicas na região dos apoios e no topo do pilar (local de aplicação do carregamento), conforme realizado por Munhoz (2014) em seu ensaio experimental.

Figura 30: Modelo utilizado para análise: (a) modelo analisado; (b) armadura discretizada; (c) contato pilar-bloco



Fonte: Autor (2019)

Com relação aos parâmetros β_a e β_i , utilizou-se os valores de 0,2 e 0,8 respectivamente, por apresentarem melhores resultados de convergência para os modelos em estudo. Pelo fato de o modelo experimental não ter apresentado fissuração nas estacas e pilares, nos modelos em que se utilizou apenas o modelo constitutivo *CONCRETE*, foram desabilitadas as fissuras de tração e compressão (uniaxial cracking stress = -1 e uniaxial crushing stress = -1). Na região nodal superior, foi necessário desabilitar as fissuras de compressão do bloco, apenas na região de contato pilar-bloco. Por se tratar de uma região de alta concentração de tensões, o modelo numérico apresentou perda de estabilidade numérica para forças muito inferiores à força última experimental. Tal artifício não influenciou de forma decisiva na distribuição de tensões, no entanto proporcionou uma maior capacidade portante ao modelo numérico. A região de contato pode ser observada na Figura 30(c).

Na Figura 31, pode-se observar a comparação entre as curvas Força-Deslocamento, referentes aos modelos numérico e experimental. Verificou-se que os modelos numéricos processados com o modelo constitutivo *CONCRETE* (com módulo de elasticidade experimental) e *Multilinear* (conforme a curva tensão $\times$ deformação do concreto calculada de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014)) se mostraram mais rígidos que o modelo experimental de Munhoz (2014). Sendo assim, realizou-se uma correção no módulo de elasticidade do bloco, com o intuito de tornar o modelo mais flexível. O novo módulo de elasticidade foi calculado com base na Equação (5.7), considerando-se o bloco como sendo uma viga submetida à uma força concentrada no centro do vão. Logo, com base no deslocamento em que ocorreu a primeira fissura do

bloco de Munhoz (2014), pode-se obter o módulo de elasticidade equivalente, considerando-se a seção fissurada que conduziria à tal rigidez.

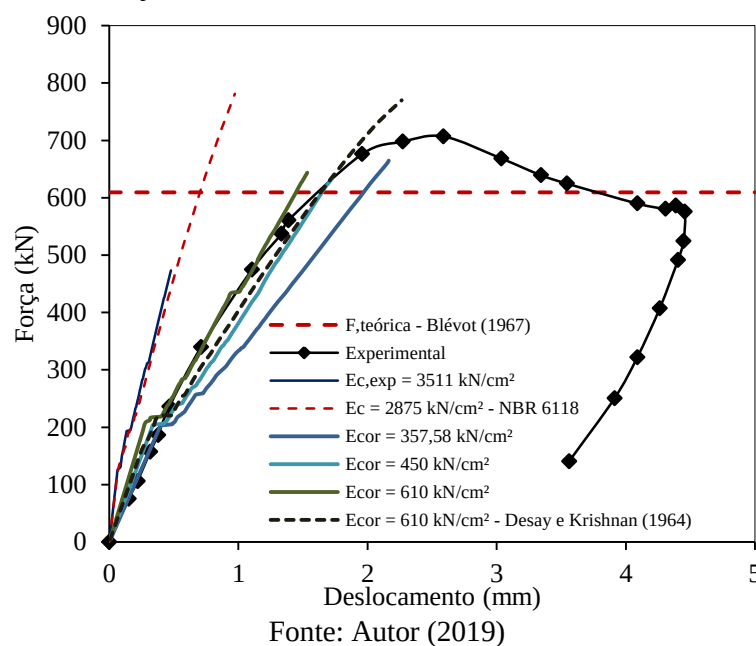
$$E_{cor} = \frac{F \cdot L^3}{48 \cdot \delta \cdot I} \quad (5.7)$$

sendo E_{cor} o módulo de elasticidade corrigido, considerando a seção do bloco fissurada, L a distância entre eixo das estacas, I o momento de inércia da seção transversal do bloco, F a força vertical referente ao surgimento da primeira fissura do modelo experimental e δ o deslocamento vertical referente ao instante da primeira fissura.

De acordo com Munhoz (2014), a primeira fissura percebida para o modelo em estudo ocorreu com uma força de aproximadamente 158 kN, com um deslocamento de 0,316 mm. A inércia do bloco é de 80000 cm⁴ e a distância entre os eixo das estacas de 65 cm. Logo, o módulo de elasticidade corrigido passou a ser de 357,58 kN/cm².

Conforme Figura 31, a primeira correção tornou o modelo mais flexível após a fase linear, sendo necessário incrementar o módulo de elasticidade para se aproximar a curva numérica da curva experimental. Testou-se módulos de elasticidade com valores de 450 kN/cm² e 610 kN/cm². A melhor aproximação ocorreu com um E_{cor} de 610 kN/cm².

Figura 31: Curva Força-deslocamento – modelo numérico e modelo experimental



Com o módulo de elasticidade corrigido, testou-se o modelo multilinear proposto por Desay e Krishnan (1964). Conforme pode-se observar na Figura 31, tal modelo conduziu à uma força última de 770 kN, força superior às alcançadas apenas com o modelo *CONCRETE*. Diferentemente do modelo multilinear da NBR 6118 (ABNT, 2014), o modelo proposto pelos autores pode ser adaptado mediante alteração do módulo de elasticidade, conforme as Equações (5.8) a (5.10).

$$\varepsilon_0 = \frac{2 \cdot f_c}{E_c} \quad (5.8)$$

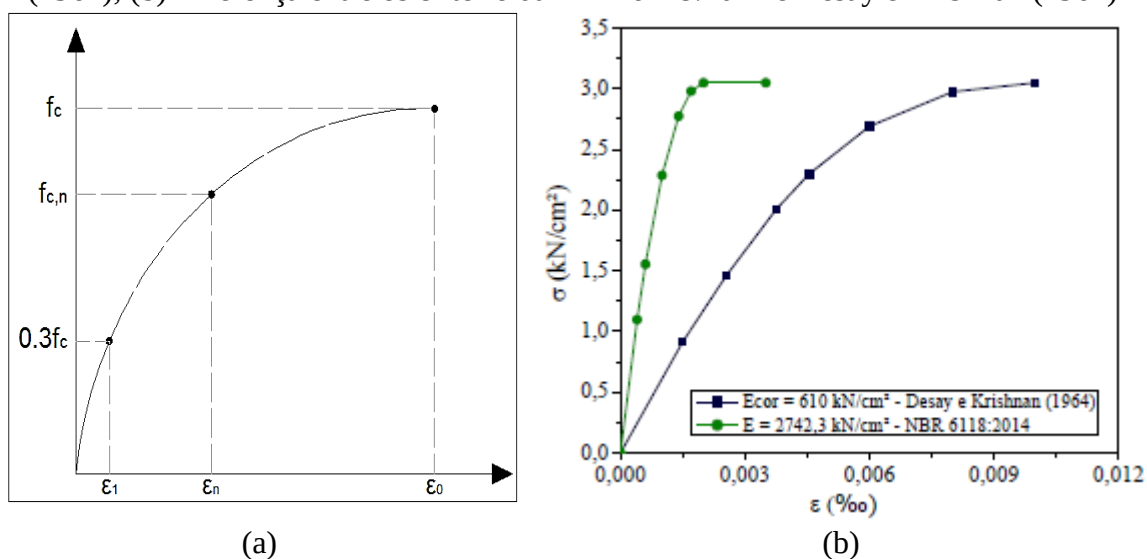
$$\varepsilon_1 = \frac{0,3 \cdot f_c}{E_c} \quad (5.9)$$

$$f_{c,n} = \frac{E_c \cdot \varepsilon_n}{\left[1 + \left(\frac{\varepsilon_n}{\varepsilon_0}\right)^2\right]} \quad (5.10)$$

sendo ε_0 a deformação no concreto referente à tensão resistente (f_c), E_c o módulo de elasticidade adotado, ε_1 a deformação no concreto referente ao fim da fase linear da curva, $f_{c,n}$ e ε_n é o par de coordenadas da curva tensão $\times$ deformação do concreto. A aplicação das equações citadas foi exemplificada na Figura 32(a).

Na Figura 32(b), pode-se observar a diferença entre os gráficos de tensão-deformação obtidos segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) e através da redução do módulo de elasticidade segundo Desay e Krishnan (1964).

Figura 32: Diagramas tensão-deformação do concreto: (a) critério de Desay e Krishnan (1964); (b) Diferença entre os critério da NBR 6118:2014 e Desay e Krishnan (1964)



Fonte: Autor (2019)

Na Figura 33 e na Tabela 17, observa-se um comparativo entre a força última dos modelos. É importante salientar que apenas o modelo em que se utilizou o módulo de elasticidade obtido em ensaio experimental apresentou força de ruptura inferior à teórica ($F_{Teo} = 609,40$ kN), enquanto as estruturas em que se utilizou critério multilinear para simular o comportamento do concreto à compressão romperam com valores superiores à força última experimental. A maior força última foi alcançada no bloco em que se utilizou um modelo multilinear inserindo-se a curva de resistência à compressão do concreto, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014).

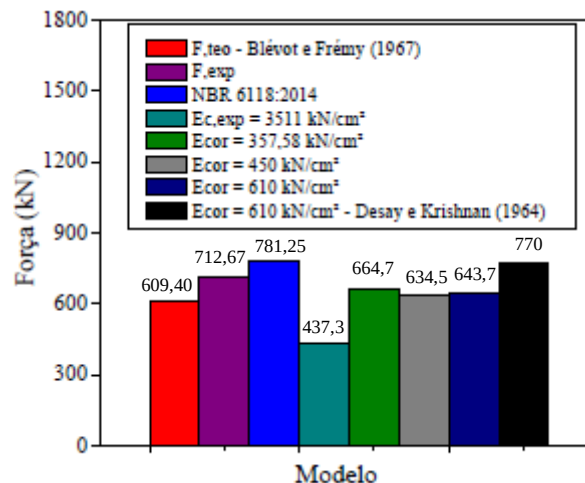
Tabela 17: Relação entre a força última dos modelos

Modelagem	F_{Teo} (kN)	$F_{u,exp}$ (kN)	$F_{u,num}$ (kN)	$F_{u,exp}/F_{u,num}$	$F_{Teo}/F_{u,num}$
Curva – NBR 6118 (ABNT, 2014)	609,40	712,67	781,25	0,91	0,78
$E_{c,exp} = 3511$ kN/cm ²			437,29	1,63	1,39
$E_{cor} = 357,58$ kN/cm ²			664,69	1,07	0,92
$E_{cor} = 450$ kN/cm ²			634,53	1,12	0,96
$E_{cor} = 610$ kN/cm ²			643,7	1,11	0,95
$E_{cor} = 610$ kN/cm ² - Desay e Krishnan (1964)			770	0,93	0,79

Fonte: Autor (2019)

Percebe-se que, a utilização do modelo de Desay e Krishnan (1964) com $E_{cor} = 610$ kN/cm² conduziu à uma boa aproximação, apresentando uma capacidade portante superior ao modelo com mesmo módulo de elasticidade apenas com o modelo *CONCRETE*. Conclui-se, portanto, que a utilização de um critério multilinear de Desay e Krishnan (1964) associado ao critério *CONCRETE* conduziu o sistema à uma melhor aproximação aos resultados experimentais de Munhoz (2014), sendo assim o modelo mais indicado para se simular o problema em estudo.

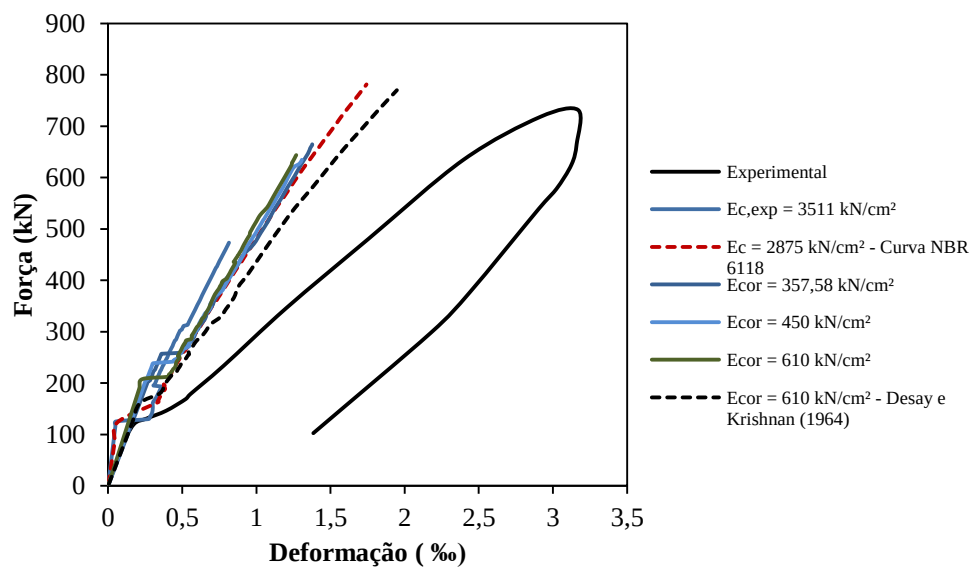
Figura 33: Força última dos modelos analisados



Fonte: Autor (2019)

Foi realizada ainda a verificação da aproximação entre a deformação experimental e numérica na região central do tirante, conforme pode-se observar na Figura 34. Pode-se verificar que a simulação realizada seguindo os critério de Desay e Krishnan (1964) se aproximaram do resultado experimental de Munhoz (2014).

Figura 34: Curva Força-deformação no tirante – modelo numérico e experimental

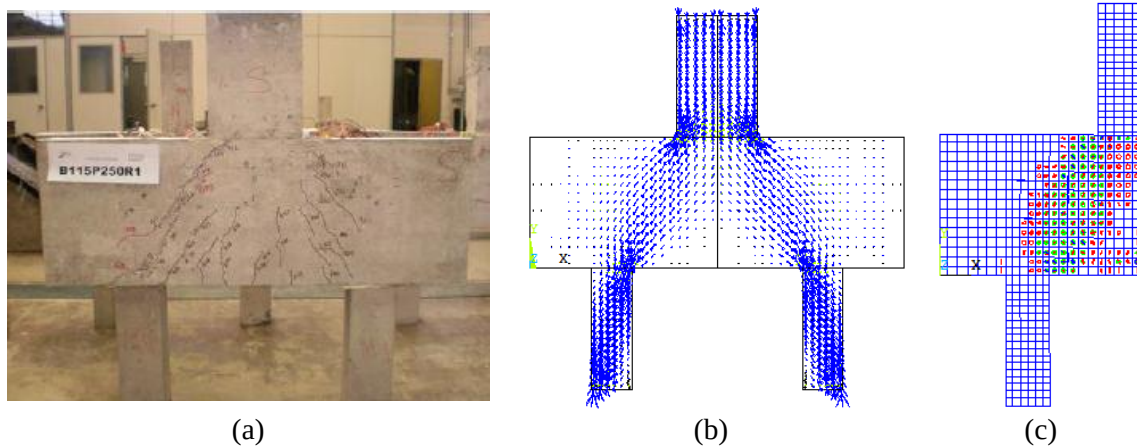


Fonte: Autor (2019)

Feita a modelagem numérica, observou-se, que o panorama de fissuração e disposição das bielas obtidos para o modelo com E_{cor} de 610 kN/cm² utilizando-se o critério de Desay e Krishnan (1964) foi o que mais se aproximou do resultado experimental, conforme pode-se observar na Figura 35. Na Figura 35 (b), pode-se observar a formação da diagonal comprimida e na Figura 35(c), o padrão de formação

de fissuras. As fissuras próximas ao pilar e que se estendem até as estacas podem ser notadas, bem como as fissuras de tração na região inferior do bloco.

Figura 35: Panorama de fissurações: (a) experimental; (b) fluxo de tensões; (c) fissuras



Fonte: Autor (2019)

Sendo assim, no presente estudo optou-se por utilizar o modelo com redução do módulo de elasticidade utilizando-se para compressão o critério de Desay e Krishnan (1964). Para se corrigir o módulo de elasticidade dos modelos estudados, foi calculado o mesmo com base na NBR 6118 (ABNT, 2014) em seu item 8.2.8 e posteriormente multiplicado por uma constante para se obter uma rigidez equivalente à de uma seção fissurado. Com base na Equação (5.8) pode-se definir tal constante multiplicativa.

$$k_{\text{red}} = \frac{E_{\text{cor}}}{E_{\text{c,exp}}} = \frac{610}{3511} = 0,174 \quad (5.8)$$

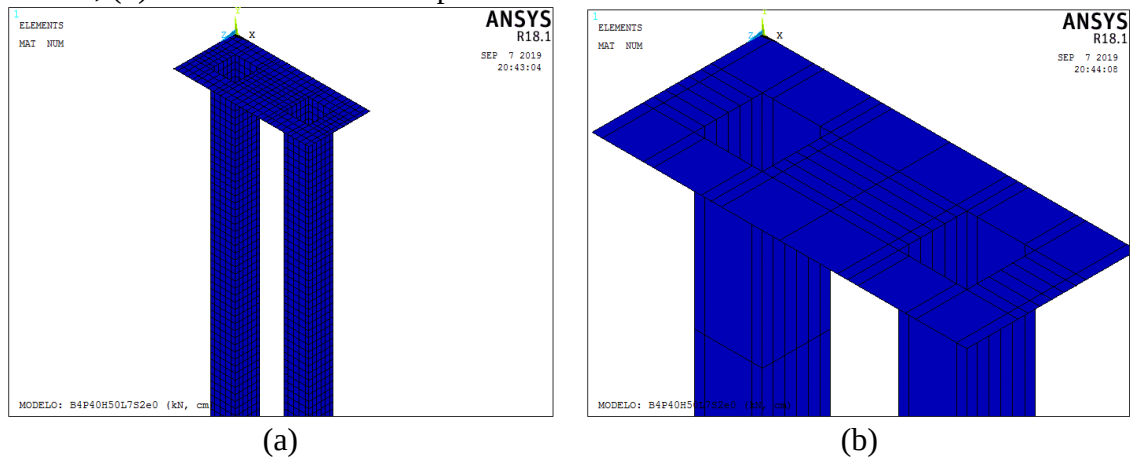
4.7 CALIBRAÇÃO DO ELEMENTO DE CONTATO

Foram realizadas simulações, variando-se a rigidez normal de contato (FKN) e estudando de que forma isso impactaria na penetração máxima, pressão máxima e número de iterações até a convergência.

Segundo Silva (2009), a rigidez de contato é inversamente proporcional à penetração. O autor afirma, ainda, que, de forma idealizada, não deve ocorrer penetração entre os corpos em contato, pois fisicamente os corpos não poderiam ocupar a mesma posição, no entanto artifícios numéricos são comumente utilizados em soluções de problemas de contato e permitem a existência de uma pequena penetração, sendo essa penetração definida conforme um fator de tolerância (FTLN).

Aplicou-se o elemento CONTACT174 na área de contato referente à superfície mais rígida (bloco e estacas) e o elemento TARGET170 à região mais flexível (solo), conforme sugere Silva (2009). Nas Figura 36(a) e Figura 36(b) pode-se observar os elementos referentes ao CONTACT174 e TARGET170, respectivamente.

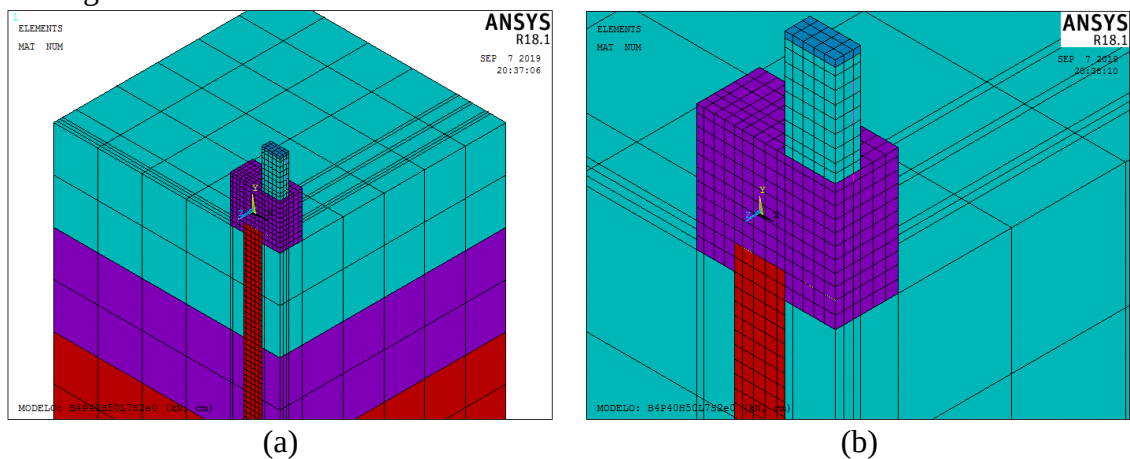
Figura 36: Elementos de contato: (a) Elemento de contato aplicado no bloco e nas estacas; (b) elemento de contato aplicado ao solo



Fonte: Autor (2019)

As simulações foram realizadas com fator de tolerância (FTLN) fixo em 10%. O elemento hexaédrico do solo em contato com a estaca possui dimensão de 50 cm enquanto o elemento hexagonal da estaca possui dimensão máxima de 5 cm, conforme é apresentado na Figura 37. Logo, ao se utilizar um fator de tolerância à penetração $FTOLN = 0,10$, admitem-se como satisfatórios, resultados que conduzem à uma penetração máxima igual ou inferior 5 mm ($5 \text{ cm} \times 0,10 = 5 \text{ mm}$).

Figura 37: Modelo estrutural discretizado através de malha de elementos finitos.



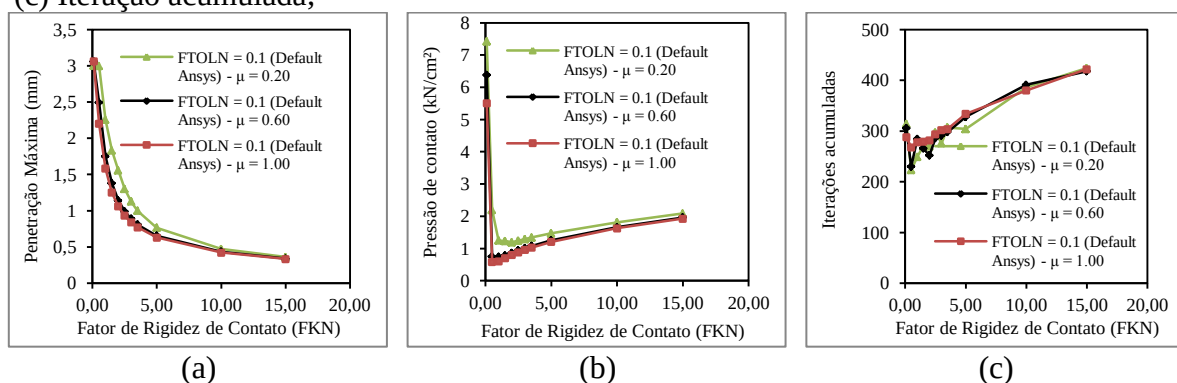
Fonte: Autor (2019)

Verifica-se na Figura 38 (a) que os valores de penetração máxima são aceitáveis e apresentam uma tendência à estabilização conforme aumento do fator FKN. Todas as simulações foram realizadas para três coeficientes de atrito ($\mu = 0,20$; $\mu = 0,60$; $\mu = 1,00$), para se analisar a tendência de comportamento e para se verificar de que forma os parâmetros de análise se comportavam mediante enrijecimento do sistema. Conforme pode-se observar na Figura 38, a redução do coeficiente de atrito proporciona um aumento na penetração máxima, mediante manutenção do fator de penetração e mediante aumento no fator de rigidez. Pode-se verificar, contudo, que embora haja variação na penetração, a alteração do coeficiente de atrito não promove variações significativas nos parâmetros estudados e conforme aumento de FKN, os parâmetros analisados (penetração máxima, pressão máxima e número total de iterações) tendem a se igualar.

Analisando-se a pressão de contato por meio da Figura 38 (b), observou-se que uma variação inicial, de 0,10 para 0,50, no fator FKN promoveu uma queda significativa (446%) da pressão de contato média, sendo posteriormente, mediante aumento de FKN, verificada uma tendência à estabilização, conforme pode-se observar na Figura 38 (b).

Analisou-se, por fim, o número de iterações para a convergência dos resultados. Verificou-se que, o aumento do fator de rigidez FKN promove um aumento do número de iterações, conforme pode-se observar na Figura 38 (c), fazendo com que o problema apresente maiores dificuldades de convergência.

Figura 38: Calibração dos elementos de contato; (a) Penetração; (b) Pressão de contato; (c) Iteração acumulada;



Fonte: Autor (2019)

Após realização das análises optou-se por utilizar, nas simulações dos modelos com elemento de contato $FKN = 15$ e $FTLN = 0,10$. Com relação aos coeficientes de

atrito, seguiu-se as prescrições contidas no NAVFAC (1986), utilizando-se para solo arenoso, coeficiente de atrito de 0,55 e para solo argiloso coeficiente de atrito de 0,30.

4.8 RESUMO DAS PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Nessa seção, são apresentadas as tabelas que resumem as propriedades utilizadas para os materiais, bem como os elementos finitos utilizados para simular numericamente cada material. Na Tabela 18, pode-se observar as propriedades dos materiais e elementos utilizados para modelar o concreto e o aço.

Tabela 18: Propriedades do concreto e aço nos modelos numéricos

Material - Elemento	Propriedades Lineares	Propriedades Não Lineares	
Bloco (SOLID65)	E _{cor} = 391,5 kN/cm ² ν = 0,2	Tração (CONCRETE)	
		β _a = 0,2	
		β _f = 0,8	
		f _{ct} = 0,256 kN/cm ²	
		Compressão (multilinear isotrópico)	
		Deformação (‰)	Tensão (kN/cm ²)
		0,0000000	0,000
		0,0019157	0,750
		0,0032567	1,197
		0,0047893	1,644
0,0058110	1,885		
0,0080000	2,249		
0,0100000	2,427		
0,0127714	2,500		
Estacas e Pilar (SOLID65)	E _c = 3959,8 kN/cm ² ν = 0,2	Tração e compressão (CONCRETE)	
		β _a = 0,2	
		β _f = 0,8	
		f _{ct} = -1	
		f _c = -1	
Aço (LINK180)	E _s = 21000 kN/cm ² ν = 0,3	f _y = 50 kN/cm ² Módulo tangente = 0 kN/cm ²	

Fonte: Autor (2019)

De forma semelhante ao apresentado para o aço e o concreto, na Tabela 19, observa-se de forma resumida os parâmetros de análise do solo utilizados nos modelos numéricos. Verifica-se que são apresentadas as propriedades lineares de cada camada, bem como os parâmetros do modelo de Drucker-Prager.

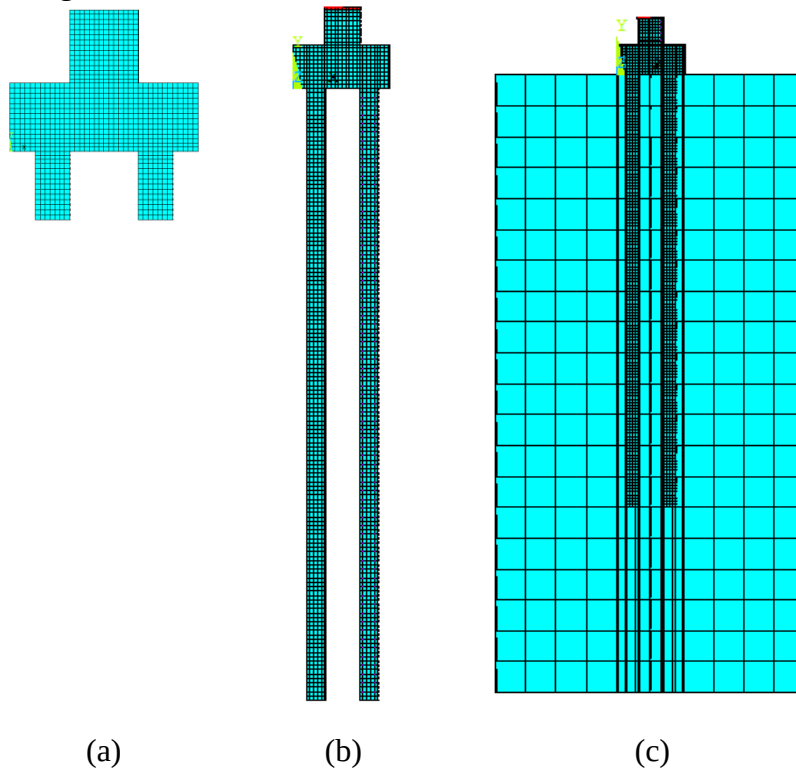
Tabela 19: Propriedades do solo utilizadas nos modelos numéricos

Nível	Elemento	Propriedades do Solo Arenoso				Propriedades do Solo Argiloso		
-1	Fofa	$E_{\text{solo}} = 5,4 \text{ MPa}$ $\nu = 0,30$	<i>Drucker-Prager</i> $c = 3,5 \text{ kPa}$ $\phi = 21,32^\circ$		Mole	$E_{\text{solo}} = 2,8 \text{ MPa}$ $\nu = 0,24$	<i>Drucker-Prager</i> $c = 17,5 \text{ kPa}$ $\phi = 17,5^\circ$	
-2	Pouco compacta	$E_{\text{solo}} = 13,5 \text{ MPa}$ $\nu = 0,29$	<i>Drucker-Prager</i> $c = 3,5 \text{ kPa}$ $\phi = 25,00^\circ$		Mole	$E_{\text{solo}} = 7,0 \text{ MPa}$ $\nu = 0,23$	<i>Drucker-Prager</i> $c = 17,5 \text{ kPa}$ $\phi = 17,5^\circ$	
-3	Medianamente compacta	$E_{\text{solo}} = 27,0 \text{ MPa}$ $\nu = 0,28$	<i>Drucker-Prager</i> $c = 7,5 \text{ kPa}$ $\phi = 29,14^\circ$		Média	$E_{\text{solo}} = 14,0 \text{ MPa}$ $\nu = 0,22$	<i>Drucker-Prager</i> $c = 37,5 \text{ kPa}$ $\phi = 20^\circ$	
-4	Medianamente compacta	$E_{\text{solo}} = 35,1 \text{ MPa}$ $\nu = 0,28$	<i>Drucker-Prager</i> $c = 15,0 \text{ kPa}$ $\phi = 31,12^\circ$		Rija	$E_{\text{solo}} = 18,2 \text{ MPa}$ $\nu = 0,21$	<i>Drucker-Prager</i> $c = 75 \text{ kPa}$ $\phi = 25^\circ$	
-5	Compacta	$E_{\text{solo}} = 51,3 \text{ MPa}$ $\nu = 0,27$	<i>Drucker-Prager</i> $c = 15,0 \text{ kPa}$ $\phi = 34,49^\circ$		Rija	$E_{\text{solo}} = 26,6 \text{ MPa}$ $\nu = 0,21$	<i>Drucker-Prager</i> $c = 75 \text{ kPa}$ $\phi = 25^\circ$	
-6	Compacta	$E_{\text{solo}} = 62,1 \text{ MPa}$ $\nu = 0,27$	<i>Drucker-Prager</i> $c = 30,0 \text{ kPa}$ $\phi = 36,45^\circ$		Dura	$E_{\text{solo}} = 32,2 \text{ MPa}$ $\nu = 0,21$	<i>Drucker-Prager</i> $c = 150 \text{ kPa}$ $\phi = 30^\circ$	
-7	Compacta	$E_{\text{solo}} = 75,6 \text{ MPa}$ $\nu = 0,27$	<i>Drucker-Prager</i> $c = 30,0 \text{ kPa}$ $\phi = 38,66^\circ$		Dura	$E_{\text{solo}} = 39,2 \text{ MPa}$ $\nu = 0,21$	<i>Drucker-Prager</i> $c = 150 \text{ kPa}$ $\phi = 30^\circ$	
-8	Compacta	$E_{\text{solo}} = 94,5 \text{ MPa}$ $\nu = 0,27$	<i>Drucker-Prager</i> $c = 30,0 \text{ kPa}$ $\phi = 41,46^\circ$		Dura	$E_{\text{solo}} = 49,0 \text{ MPa}$ $\nu = 0,21$	<i>Drucker-Prager</i> $c = 150 \text{ kPa}$ $\phi = 30^\circ$	
-9	Compacta	$E_{\text{solo}} = 108 \text{ MPa}$ $\nu = 0,27$	<i>Drucker-Prager</i> $c = 30,0 \text{ kPa}$ $\phi = 43,28^\circ$		Dura	$E_{\text{solo}} = 56,0 \text{ MPa}$ $\nu = 0,21$	<i>Drucker-Prager</i> $c = 150 \text{ kPa}$ $\phi = 30^\circ$	
-10	Muito compacta	$E_{\text{solo}} = 113,4 \text{ MPa}$ $\nu = 0,26$	<i>Drucker-Prager</i> $c = 30,0 \text{ kPa}$ $\phi = 43,98^\circ$		Dura	$E_{\text{solo}} = 58,8 \text{ MPa}$ $\nu = 0,21$	<i>Drucker-Prager</i> $c = 150 \text{ kPa}$ $\phi = 30^\circ$	

Fonte: Autor (2019)

No Anexo E é apresentado o algoritmo em linguagem APDL, compatível com o ANSYS, utilizado para modelagem e parametrização dos modelos. Na Figura 39, observa-se um exemplo das modelagens realizadas, sendo na Figura 39(a) o modelo B1P40H50L0S0e0, com estaca reduzida e sem solo, sendo na Figura 39(b), o modelo B2P40H50L7S0e0, com estaca em tamanho real e sem solo e na Figura 39(c), o modelo B3P40H50L7S2e0, com estaca em tamanho real e com a presença de solo argiloso.

Figura 39: Vista frontal dos modelos simulados no ANSYS



Fonte: Autor (2019)

CAPÍTULO 5

RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As modelagens seguiram os critérios apresentados nos capítulos 3 e 4. Foram simulados quarenta e oito blocos, com variação de altura, variação no comprimento das estacas, variação do tipo de solo e do tipo de vinculação entre as estacas e o solo. É importante salientar que todos os modelos foram submetidos à força de compressão não excêntrica.

Buscou-se analisar de que forma os parâmetros apresentados influenciaram no comportamento estrutural de blocos sobre duas estacas, para isso, analisou-se a força de ruptura dos modelos numéricos e comparou-a com a força última teórica, calculada segundo modelo de Blevót e Frémy (1967). Posteriormente realizou-se uma análise estatística (Análise de variância) na qual verificou-se a relevância dos parâmetros nos resultados das análises.

Na Tabela 20, pode-se observar os resultados de força última obtidas para os modelos simulados, bem como a força teórica e a relação entre elas ($F_{ult.} / F_{Teo.}$). Pode-se verificar as divergências nos resultados entre $F_{ult.}$ e $F_{Teo.}$, principalmente ao se analisar os modelos em que se considerou solo arenoso (S1). Observou-se que os modelos com solo arenoso mostraram-se mais frágeis, enquanto os modelos com solo argiloso apresentaram-se com maior ductilidade.

Tabela 20: Resultados de força última e força transferida ao solo através do bloco

Vinculação	Solo	Altura H (cm)	L (m)	F _{ult.} (kN)	F _{Teo} (kN)	F _{ult.} /F _{Teo.}	F _{transf.} (%)
Modelo sem solo	Sem solo (S0)	28	5	1185,74	529,41	2,24	-
			7	1185,74	529,41	2,24	-
			9	1177,18	529,41	2,22	-
		50	5	967,01	1280,00	0,76	-
			7	967,01	1280,00	0,76	-
			9	1620,29	1280,00	1,27	-
		70	5	2432,16	1600,00	1,52	-
			7	1706,46	1600,00	1,07	-
			9	1792,00	1600,00	1,12	-
Modelos com acoplamento de nós	Areia (S1)	28	5	160,40	529,41	0,30	4,90%
			7	231,01	529,41	0,44	3,50%
			9	286,40	529,41	0,54	3,02%
		50	5	161,41	1280,00	0,13	5,09%
			7	227,81	1280,00	0,18	3,50%
			9	276,21	1280,00	0,22	2,81%
		70	5	168,60	1600,00	0,11	5,69%
			7	223,10	1600,00	0,14	3,36%
			9	412,94	1600,00	0,26	2,43%
	Argila (S2)	28	5	880,37	529,41	1,66	3,79%
			7	889,76	529,41	1,68	1,03%
			9	1244,37	529,41	2,35	0,77%
		50	5	1003,70	1280,00	0,78	6,43%
			7	919,63	1280,00	0,72	1,16%
			9	1339,23	1280,00	1,05	0,86%
		70	5	1371,31	1600,00	0,86	10,00%
			7	1593,74	1600,00	1,00	1,44%
			9	2139,00	1600,00	1,34	1,50%
Modelos com Elementos de Contato	Areia (S1)	28	5	303,39	529,41	0,57	10,29%
			7	392,80	529,41	0,74	3,37%
			9	661,78	529,41	1,25	1,71%
		50	5	306,00	1280,00	0,24	10,35%
			7	529,79	1280,00	0,41	6,06%
			9	933,26	1280,00	0,73	3,20%
		70	5	312,31	1600,00	0,20	10,35%
			7	528,40	1600,00	0,33	6,06%
			9	1179,87	1600,00	0,74	3,05%
	Argila (S2)	28	5	1045,28	529,41	1,97	8,85%
			7	1128,38	529,41	2,13	2,00%
			9	1094,34	529,41	2,07	1,26%
		50	5	1033,33	1280,00	0,81	8,58%
			7	1417,82	1280,00	1,11	5,14%
			9	1543,44	1280,00	1,21	2,20%
		70	5	888,96	1600,00	0,56	5,43%
			7	1407,97	1600,00	0,88	4,98%
			9	2027,33	1600,00	1,27	5,41%

Fonte: Autor (2019)

Nos modelos com presença de solo, analisou-se a influência dos diversos parâmetros (H, L, S, VÍNCULO), na porcentagem de força transferida ao solo, diretamente, através do bloco. Na Tabela 20, apresentada anteriormente, pode-se observar os resultados obtidos.

5.2 ANÁLISE DE VARIÂNCIA (ANOVA)

Com intuito de verificar a relevância dos diversos parâmetros nos modelos numéricos analisados, utilizou-se a análise de variância (Anova). A análise de variância é um teste estatístico amplamente difundido entre os analistas, e visa fundamentalmente verificar se existe diferença significativa entre as médias e se os fatores exercem influência em alguma variável dependente. De acordo com Delalibera (2006), existem dois tipos de problemas a serem resolvidos por meio da Anova: fatores fixos ou fatores aleatórios.

Na análise de variância desenvolvida neste trabalho, utilizaram-se fatores fixos, escolhendo quatro variáveis de estudo: a altura do bloco (28 cm, 50 cm e 70 cm); o tipo de solo (ausência de solo, areia e argila); o comprimento das estacas (5 m, 7 m e 9 m); e o tipo de vinculação estaca-solo (acoplamento de nós e elementos de contato). Com relação à variável dependente, utilizou-se em uma das análises a força última dos modelos e em outra análise o percentual de força transferida ao solo diretamente através do bloco. Utilizou-se o software Minitab 17 para realização dos cálculos estatísticos.

5.2.1 Anova: Força Última

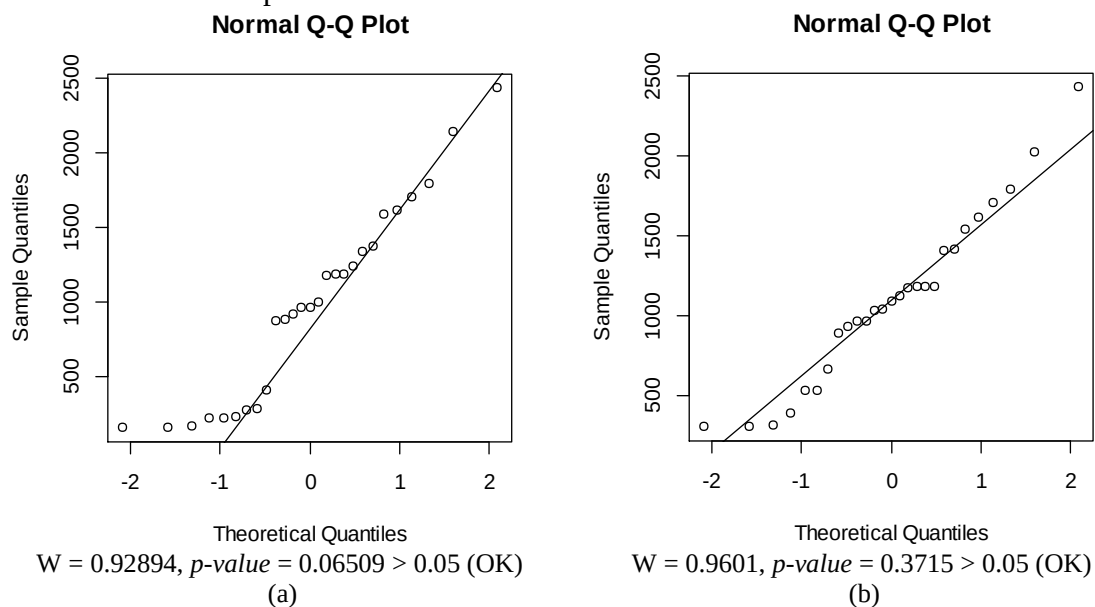
Como a análise de variância é indicada para amostras que possuem uma distribuição Normal, foi feito teste de Shapiro-Wilk, para se analisar a normalidade dos dados. De acordo com Lopes, Branco e Soares (2013) o teste de Shapiro-Wilk fornece um parâmetro de prova (*p-value* ou significância), que pode ser interpretado como a medida do grau de concordância entre os dados e a hipótese nula (H_0), sendo H_0 correspondente à distribuição Normal. Logo, os dados são considerados normais quando $p\text{-value} > 0,05$, sendo 0,05 o nível de significância considerado. Nesse caso não deve-se rejeitar a hipótese nula, ou seja, não existem evidências suficientes para concluir que os dados não seguem uma distribuição normal.

Além do teste de Shapiro-Wilk, foi feita análise do gráfico Quantil-Quantil. De acordo com Torman, Coster e Riboldi (2012) este gráfico pode ser utilizado para avaliar

a normalidade de uma variável. Neste gráfico, no eixo horizontal tem-se os valores observados da variável, e no eixo vertical, os valores esperados caso a variável tenha distribuição Normal. Caso os dados apresente boa aderência à distribuição Normal os pontos estarão próximos à reta de referência apresentada no gráfico. Os testes de normalidade foram realizados com auxílio da ferramenta computacional R versão 3.5.3, sendo este um software livre voltado para simulações e análises estatísticas.

Na Figura 40(a), observa-se o teste de normalidade referente aos dados de força última dos modelos B2 (modelo sem solo) e B3 (modelo com acoplamento de nós entre estaca e solo), considerando-se ausência de solo (S0), presença de solo arenoso (S1) e presença de solo argiloso (S2), além da consideração de 3 comprimentos de estaca (5 m, 7 m e 9 m). Já na Figura 40(b) pode-se observar o teste de normalidade referente aos dados de força última dos modelos B2 (modelo sem solo) e B4 (modelo com utilização de elementos de contato).

Figura 40: Teste de normalidade – (a) Contato estaca-solo por acoplamento de nós ; (b) Contato estaca-solo por elementos de contato



Fonte: Autor (2019)

Pode se observar que, para as duas simulações, os dados se ajustaram bem à distribuição normal, no entanto a simulação entre os modelos B2 e B4 mostrou que as amostras obtidas com introdução de elementos de contato tiveram maior aderência à distribuição Normal, conforme Figura 40(b).

Tabela 21: Análise de variância entre os modelos B2 e B3

Força última (Acoplamento de nós)						
Fatores	Grau de Liberdade	Soma dos Quadrados	Média dos Quadrados	F-value	F-crítico	p-value
S	2	7647491	3823745	65,15	3,40283	0,000
H	2	1488393	744197	12,68	3,40283	0,003
L	2	350747	175374	2,99	3,40283	0,107
S × H	4	642176	160544	2,74	2,92774	0,105
S × L	4	241892	60473	1,03	2,92774	0,448
H × L	4	81253	20313	0,35	2,92774	0,840
Erro	8	469507	58688	-	-	-
Total	26	10921459	-	-	-	-

Fonte: Autor (2019)

Por meio da Tabela 21, ao se comparar os modelos sem presença de solo com os modelos cuja vinculação do solo com as estacas se dá por meio de acoplamento de nós, conclui-se que a variável S (tipo de solo) tem importância relevante em relação à capacidade portante dos blocos, seguida pela variável H (altura do bloco), com base nos valores de *F-value* e *p-value*. Verifica-se, ainda, que o comprimento da estaca (L) não é um parâmetro de grande relevância, quando comparado ao tipo de solo e altura do bloco, o mesmo vale para interação entre as variáveis S e H, S e L e entre as variáveis H e L.

Na Tabela 22 apresentam-se os resultados de análise de variância entre os modelos sem a presença de solo e os modelos em que a vinculação entre solo e estaca se deu por elementos de contato.

Tabela 22: Análise de variância entre os modelos B2 e B4

Força última (Elementos de Contato)						
Fatores	Grau de Liberdade	Soma dos Quadrados	Média dos Quadrados	F-value	F-crítico	p-value
S	2	3916510	1958255	24,22	3,40283	0,000
H	2	3916510	497607	6,15	3,40283	0,024
L	2	774459	387230	4,79	3,40283	0,043
S × H	4	531922	132981	1,64	2,92774	0,254
S × L	4	435281	108820	1,35	2,92774	0,333
H × L	4	216620	54155	0,67	2,92774	0,631
Erro	8	646806	80851	-	-	-
Total	26	7516813	-	-	-	-

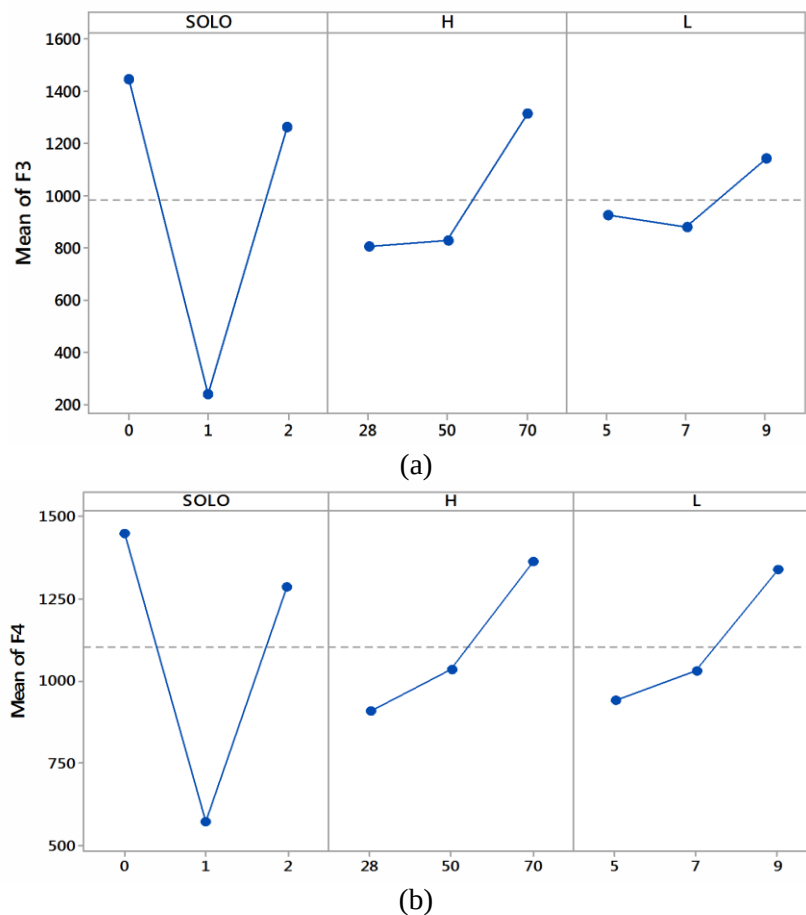
Fonte: Autor (2019)

De forma semelhante à ANOVA em que foram considerados modelos com vinculação por acoplamento de nós, verificou-se que as variáveis S, H e L possuem

grande influência da capacidade portante dos modelos, no entanto a interação entre as variáveis S e H não possui relevância acerca dos parâmetros de análise. O mesmo ocorreu para as interações entre as variáveis S e L e entre as variáveis H e L.

Na Figura 41 pode-se observar, com base na média dos resultados, de que modo a força última dos blocos é influenciada mediante variação nos parâmetros do solo, da rigidez do bloco e no comprimento da estaca. Sendo a Figura 41(a) referente à análise considerando modelos com vinculação solo-estaca por acoplamento de nós e a Figura 41(b), referente à análise considerando modelos com vinculação solo-estaca por elementos de contato.

Figura 41: Análise paramétrica média – (a) Modelos B2 e B3 ; (b) Modelos B2 e B4



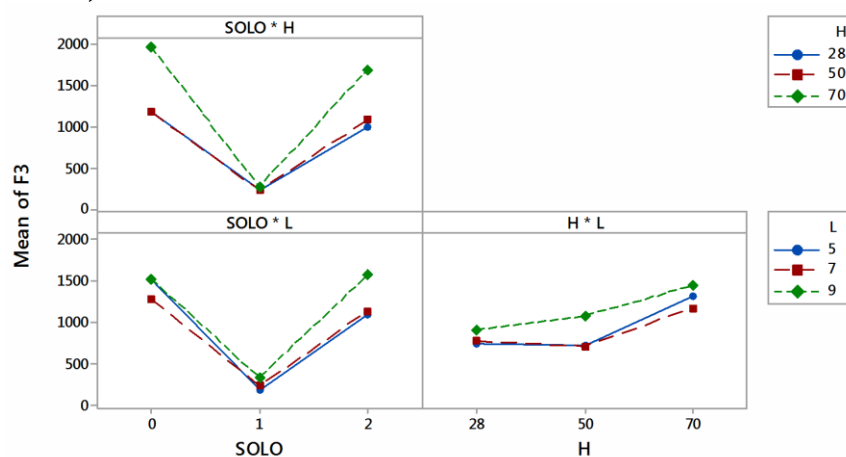
Fonte: Autor (2019)

Verifica-se nas duas análises a fragilidade do solo arenoso (S1) com relação ao solo argiloso (S2) e a superioridade de resistência dos modelos em que não considerado solo. Pode-se constatar, ainda, que o aumento da altura dos blocos influencia diretamente na capacidade portante dos mesmos, sendo mais impactante ao se alterar o parâmetro de 50 cm para 70 cm. Com relação ao comprimento da estaca, observou-se na

Figura 41(a) que, na média, a resistência dos modelos com malha acoplada, cujo comprimento das estacas é 7 metros (L7), foi menor que nos modelos com estacas de 5 metros, fato que não ocorreu ao se simular a vinculação por elementos de contato, conforme Figura 41(b). Para as duas análises os modelos com estaca de 9 metros obtiveram resistência muito superior.

Foi realizada, ainda, uma análise de interação entre as variáveis. No Anexo B é apresentado o estudo *post hoc*, apresentando-se de que forma a interação entre as variáveis é relevante na análise dos modelos. Na Figura 42 apresentam-se os gráficos com impacto das interações entre as variáveis S, H e L na força última dos blocos sem solo e com vinculação solo-estaca por acoplamento de nós. É importante salientar que ao se variar os parâmetros, a média para obtenção dos pontos dos gráficos é realizada com os dados dos parâmetros fixos.

Figura 42: Diagramas de interação entre as variáveis de controle (Análise entre os modelos B2 e B3)



Fonte: Autor (2019)

Analisando-se a interação entre as variáveis H e SOLO, pode-se constatar a fragilidade do solo arenoso para todas as alturas de bloco. Pode-se verificar, contudo, que os modelos com altura de 28 cm e 50 cm, apresentaram força última semelhante para os três tipos de solo (considerando a ausência de solo como um dos tipos de solo) e que, para o solo arenoso (S1), as três alturas de bloco conduziram à forças de ruptura semelhante.

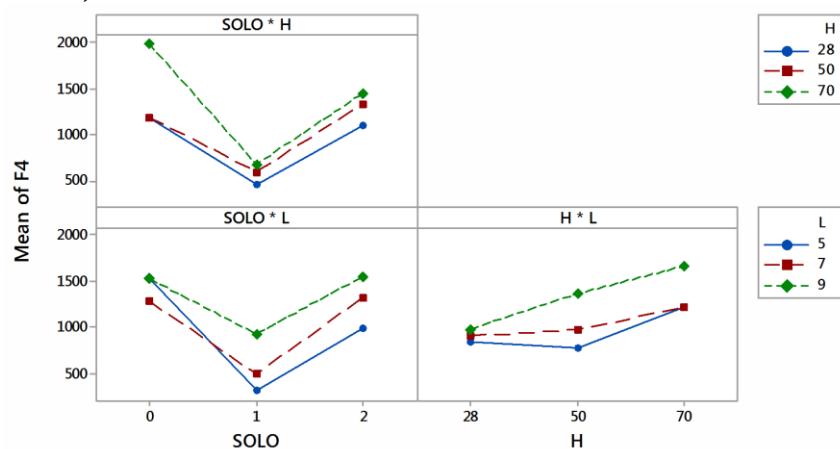
Com relação à interação entre as variáveis SOLO e L, observou-se que, de forma geral, o aumento do comprimento das estacas conduziu à um aumento da resistência última dos modelos. Essa diferença mostrou-se evidente nos modelos com ausência de

solo (S0) enquanto que para os modelos com solo arenoso (S1) e argiloso (S2), os modelos com comprimento da estaca de 5 m e 7 m apresentaram capacidade portante semelhante.

A interação entre a altura dos modelos e o comprimento da estaca mostrou que os modelos com estacas de 5 m e 7 m apresentaram capacidades portantes semelhantes para os blocos com altura de 28 cm e 50 cm, sendo a força última dos modelos com 28 cm superior. Para os modelos com altura de 70 cm, verificou-se um aumento de resistência última dos modelos para os três comprimentos de estacas. Salienta-se que os modelos cuja estaca possui comprimento de 9 m apresentou ganho de resistência mediante aumento da rigidez do bloco e apresentou capacidade portante maior quando comparado com os modelos com estacas de 5 m e 7 m.

Na Figura 43 apresentam-se os gráficos com impacto das interações entre as variáveis S, H e L na força última dos blocos sem solo e com vinculação solo-estaca por meio de elementos de contato.

Figura 43: Diagramas de interação entre as variáveis de controle (Análise entre os modelos B2 e B4)



Fonte: Autor (2019)

Conforme Figura 43, verifica-se que a interação entre as variáveis SOLO e H, apresentou tendência semelhante à dos modelos com vinculação bloco-estaca por acoplamento dos nós, no entanto a influência da altura dos modelos na força última foi mais significativa. Isso pode ser observado tanto para o solo arenoso (S1) quanto para o argiloso (S2). Nos modelos sem solo, verificou-se que os blocos com altura de 28 cm e 50 cm apresentaram resistência semelhante, no entanto com resistência muito inferior quando comparados aos blocos com altura de 70 cm.

Na análise da interação entre as variáveis SOLO e L, pode-se constatar o aumento da força última mediante aumento do comprimento da estaca nos solos arenoso e argiloso, no entanto nos modelos com ausência de solo, ocorreu uma distorção dos resultados esperados, uma vez que o modelo com estaca de 5 m apresentou resistência igual à do modelo com estaca de 9 m e superior à do modelo com estaca de 7 m.

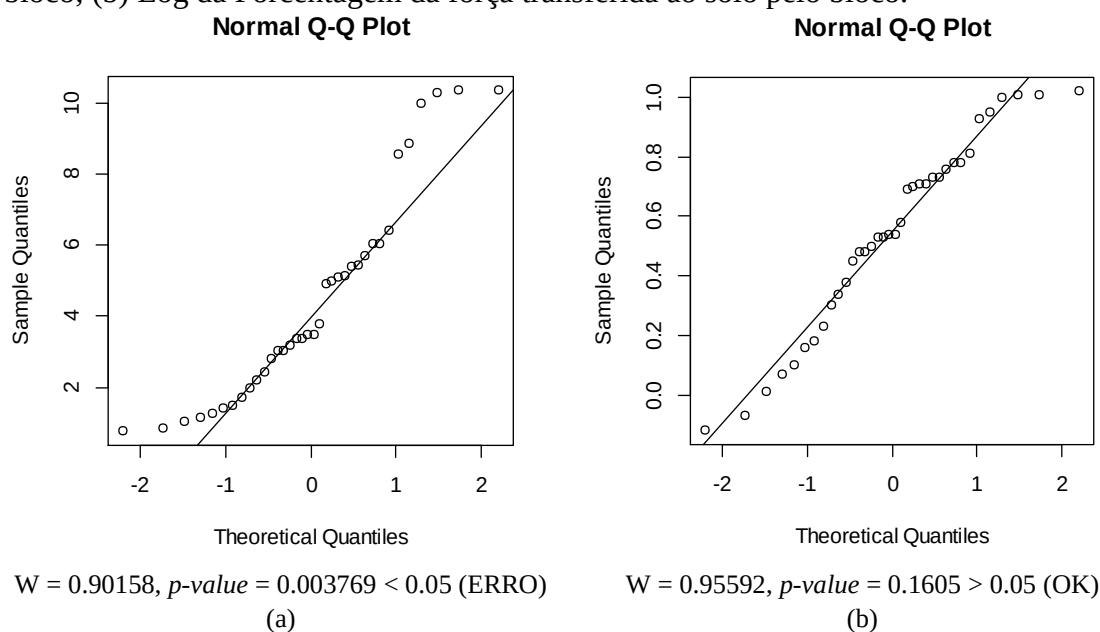
Por fim foi analisada a interação entre a variável altura do bloco e o comprimento das estacas. De maneira geral, ficou evidenciado o ganho de resistência mediante acréscimo de altura e aumento no comprimento das estacas.

5.2.2 Anova: Força Transferida Bloco-Solo - F(%).

Para realização da análise de variância da porcentagem de força transferida diretamente para o solo através do bloco, foi necessário, analisar se os dados possuem uma distribuição normal. De maneira semelhante à realizada na Anova para a força última, utilizaram-se os métodos de Shapiro-Wilk e gráfico Quantil-Quantil. Conforme pode-se observar na Figura 44(a), com base no valor de p obtido, pode-se concluir que os dados não se aderem à uma distribuição Normal.

Segundo Gomes (2009), caso os dados não possuam distribuição Normal, pode-se optar por trata-los e torná-los normais, sendo possíveis as transformações logarítmicas ($\log_{10}$) ou por meio de raiz quadrada. Santos et al. (2007) obteve boa aderência à distribuição Normal através de uma transformação logarítmica com base 10, obtendo uma variação de $p < 0,05$ para $p > 0,10$ após a transformação. Logo, no presente trabalho, para os dados amostrais de porcentagem de força transferida para o solo por meio do bloco, utilizou-se a transformação logarítmica na base 10 como ferramenta de normalização dos dados. Conforme pode-se observar na Figura 44(b), a transformação surtiu efeito, garantindo a normalidade dos dados.

Figura 44: Teste de normalidade – (a) Porcentagem da força transferida ao solo pelo bloco; (b) Log da Porcentagem da força transferida ao solo pelo bloco.



Fonte: Autor (2019)

Na Tabela 23 são apresentados os resultados de análise de variância para a parcela de força transferida ao solo diretamente pelo bloco, tendo como variáveis o tipo de solo, a altura do bloco, o comprimento das estacas e o tipo de vinculação estaca-solo. É importante salientar que a análise de variância foi realizada com os dados transformados, garantindo-se a normalidade da amostra.

Tabela 23: Análise de variância entre os modelos B3 e B4

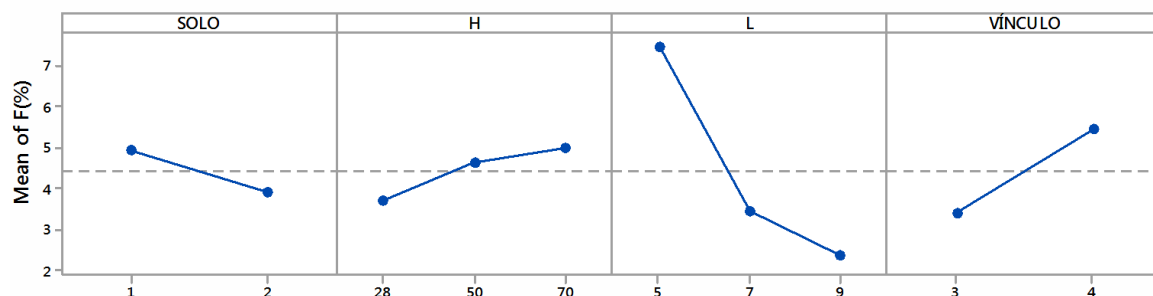
Força transferida Bloco-Solo (%)						
Fatores	Grau de Liberdade	Soma dos Quadrados	Média dos Quadrados	F-value	F-crítico	P-Value
SOLO	1	0,30582	0,30582	11,54	4,06705	0,004
H	2	0,19866	0,09933	3,75	3,21994	0,046
L	2	1,84826	0,92413	34,89	3,21994	0,000
VÍNCULO	1	0,47998	0,47998	18,12	4,06705	0,001
SOLO × H	2	0,06251	0,03126	1,18	3,23810	0,333
SOLO × L	2	0,11072	0,05536	2,09	3,23810	0,156
SOLO × VÍNCULO	1	0,07144	0,07144	2,70	4,07855	0,120
H × L	4	0,05107	0,01277	0,48	2,63353	0,749
H × VÍNCULO	2	0,03050	0,01525	0,58	3,23810	0,574
L × VÍNCULO	2	0,03958	0,01979	0,75	3,23810	0,490
Erro	16	0,42385	0,02649		-	
Total	35	3,62239			-	

Fonte: Autor (2019)

Pode-se observar que, na análise dos modelos, o comprimento da estaca (L) é o parâmetro de maior relevância, seguido pelo tipo de vínculo entre a estaca e o solo (acoplamento de nós ou elementos de contato) e do tipo de solo (areia ou argila). Verificou-se que, dentre os parâmetros relevantes, a altura do bloco é o de menor relevância.

Na Figura 45, verifica-se, com base nos valores médios de porcentagem de força transferida diretamente ao solo pelo bloco, de que forma essa porcentagem é influenciada conforme variaram-se os parâmetros de análise.

Figura 45: Análise paramétrica média (porcentagem de força transferida ao solo através do bloco)

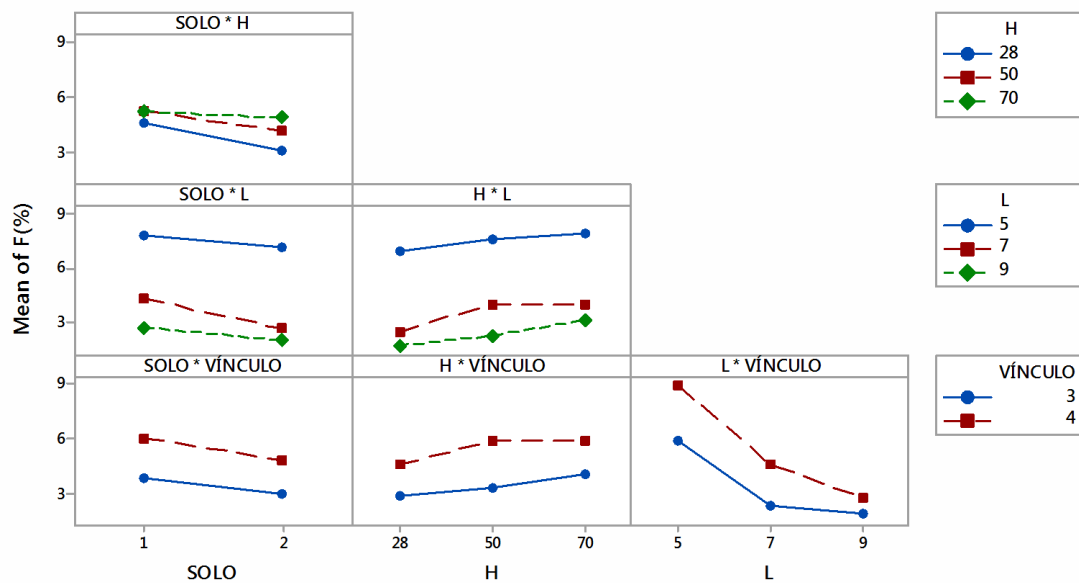


Fonte: Autor (2019)

Pode-se observar que o solo arenoso tende a transferir maior parcela de força diretamente ao solo através bloco, isso se justifica pelo fato de as camadas superiores de solo arenoso possuírem maior módulo de elasticidade, quando comparadas com as camadas superiores de solo argiloso. Conforme se aumentou a rigidez do bloco, variando-se a altura, verificou-se que a parcela de força transferida também aumenta. Já com relação ao comprimento das estacas, observou-se que quanto maior o comprimento da estaca, menor a parcela de força transferida diretamente ao solo por meio do bloco. Por fim, verificou-se que a vinculação por meio de acoplamento de nós proporcionou uma redução na transferência de força bloco-solo quando comparado com a vinculação por elementos de contato.

De forma semelhante à análise feita para força última, verificou-se de como a interação entre as variáveis de estudo influenciaram na porcentagem de força transferido do bloco para o solo diretamente, conforme se observa na Figura 46.

Figura 46: Diagramas de interação entre as variáveis de controle (Análise entre os modelos B3 e B4)



Fonte: Autor (2019)

Com relação à interação entre a altura do bloco e o tipo de solo, verifica-se que para as alturas de 28 cm, 50 cm e 70 cm, os modelos com solo arenoso transferem mais força para o solo através do bloco, quando comparado com solo argiloso, no entanto verifica-se que essa discrepância é menos significativa para os blocos com altura de 70 cm. No mesmo gráfico pode-se evidenciar que quanto mais rígido o bloco, mais significativa é a transferência de força bloco-solo.

Outra análise realizada foi entre a interação entre as variáveis SOLO e L, conforme Figura 46, verificou-se que para estacas de 9 m a transferência de carga para o solo por meio do bloco é inferior à dos modelos com estaca de 7 m, que por sua vez é menor que dos modelos com estacas de 5 m. Isso se justifica pelo fato de as camadas mais profundas do solo possuírem maior módulo de elasticidade, sendo portanto mais rígidas e havendo maior tendência de absorverem carregamento do que as camadas mais flexíveis.

Para a interação entre o tipo de vínculo com o tipo de solo, observou-se a mesma tendência de menor transferência de força bloco-solo para o solo argiloso, no entanto observou-se que nos modelos em que se utilizou elemento de contato ocorreu, em média, uma maior transferência de força bloco-solo, tal fato se justifica pelo fato de o acoplamento de nós promover uma transferência de forças pontuais através das estacas (nós coincidentes entre a estaca e o solo) enquanto que nos modelos com elementos de contato, essa transferência se dá de forma distribuída, conforme deslocamentos relativos

(modelo mais deslocável), logo percebeu-se uma maior rigidez do conjunto estaca-solo nos modelos com acoplamento de nós, fazendo com que mais força seja transferida para o solo ao longo do fuste.

A interação entre a altura do bloco e o comprimento das estacas evidenciou a redução de força transferida ao solo por meio do bloco conforme aumento do comprimento da estaca. Para os modelos com estaca de 7 m, observou-se uma tendência de estabilização de força transferida mediante aumento da rigidez do bloco.

Com relação ao comportamento dos modelos ao se analisar a altura do bloco e os tipos de vínculo, verificou-se pouca relevância na análise. Percebe-se um aumento da força transferida mediante aumento da rigidez para os dois tipos de vinculação, no entanto esse aumento não se mostrou significativo.

Por fim, analisou-se a interação entre o comprimento das estacas e o tipo de vinculação estaca-solo. Verificou-se que a variação da força transferida, conforme aumento do comprimento das estacas, mostrou-se relevante e com tendência de estabilização mediante aumento do comprimento da estaca. Tal fato ficou evidente tanto para os modelos com vinculação por acoplamento de nós, tanto para os modelos em que foram utilizados elementos de contato.

5.3 ANÁLISE DA FORÇA-DESLOCAMENTO

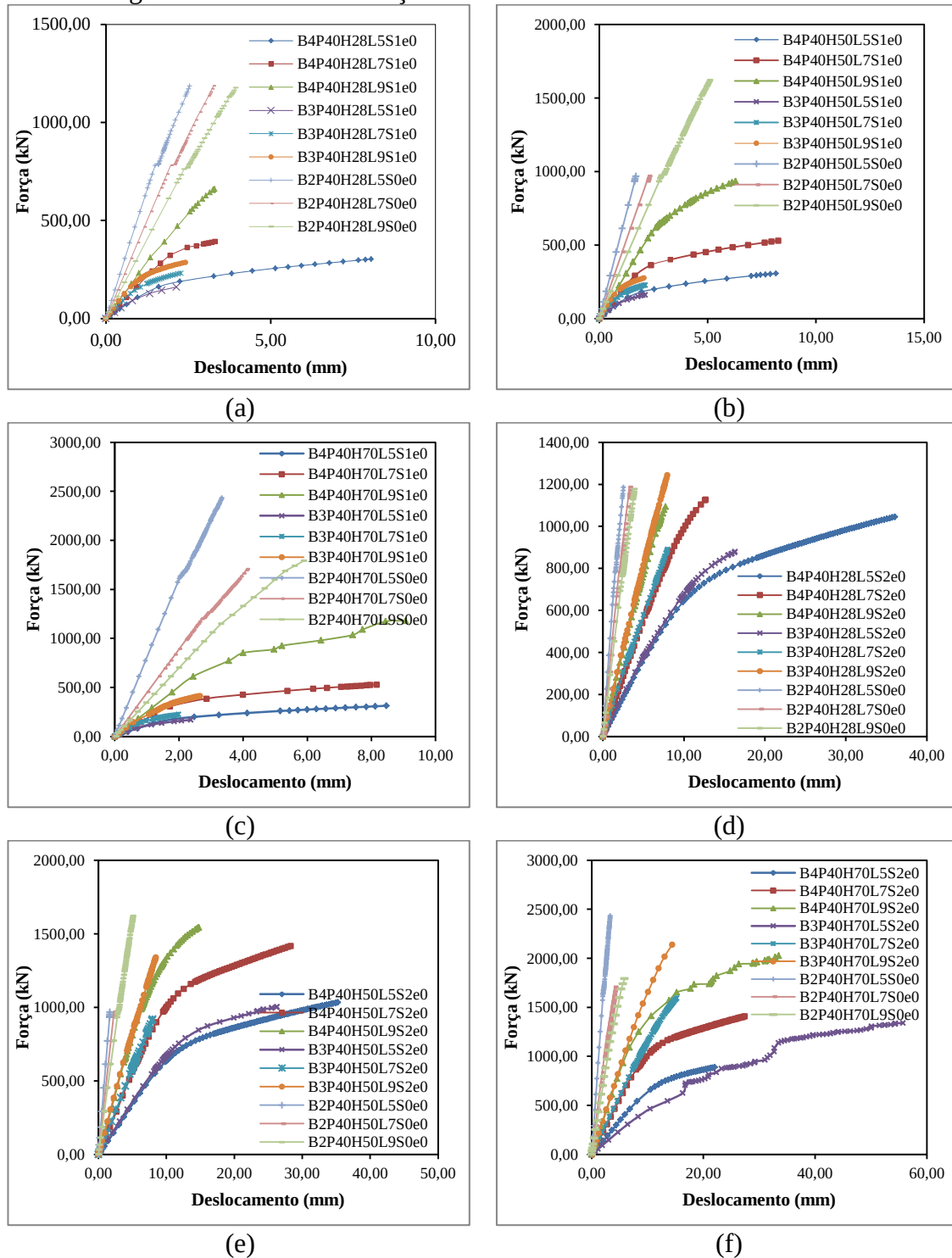
Nesta sessão são apresentados os resultados de força-deslocamento para os modelos estudados. Através dessa análise pode-se verificar a variação da rigidez dos modelos, mediante condição de apoio/vinculação, altura do bloco e cota de apoio das estacas e tipo de solo.

Conforme observa-se na Figura 47, ao se levar em consideração o comprimento da estaca, verifica-se que nos modelos em que existe a presença de solo (S1 e/ou S2), a cota de apoio da estaca influencia na rigidez global do modelo. No Anexo A, pode-se verificar que o NSPT, para as sondagens apresentadas, aumenta mediante aumento da profundidade, isso impactou diretamente no módulo de elasticidade das camadas, logo o resultado de aumento da rigidez mediante aumento da cota de apoio é coerente.

Verificou-se, ainda, a maior rigidez dos modelos sem a presença de solo uma vez que tais modelos possuem como condição de contorno, o deslocamento vertical nulo. É importante mencionar que, nos modelos com ausência de solo (S0), verificou-se uma redução na rigidez em virtude do aumento do comprimento da estaca. Isso se justifica

pela rigidez axial constante da própria, sendo o deslocamento do conjunto vinculado à rigidez axial da estaca e do comprimento da mesma.

Figura 47: Gráficos de Força - deslocamento dos modelos analisados



Fonte: Autor (2019)

Por meio da Figura 47, pode-se analisar, também, a influência do tipo de solo na força última dos modelos. Em Figura 47 (a), (b) e (c), são observados os gráficos força-

deslocamento para os modelos sem a presença de solo (S0) e solo arenoso (S1) e em, Figura 47 (d), (e) e (f), os gráficos força-deslocamento para os modelos sem a presença de solo (S0) e solo argiloso (S2). Observou-se a fragilidade do solo arenoso em comparação ao solo argiloso.

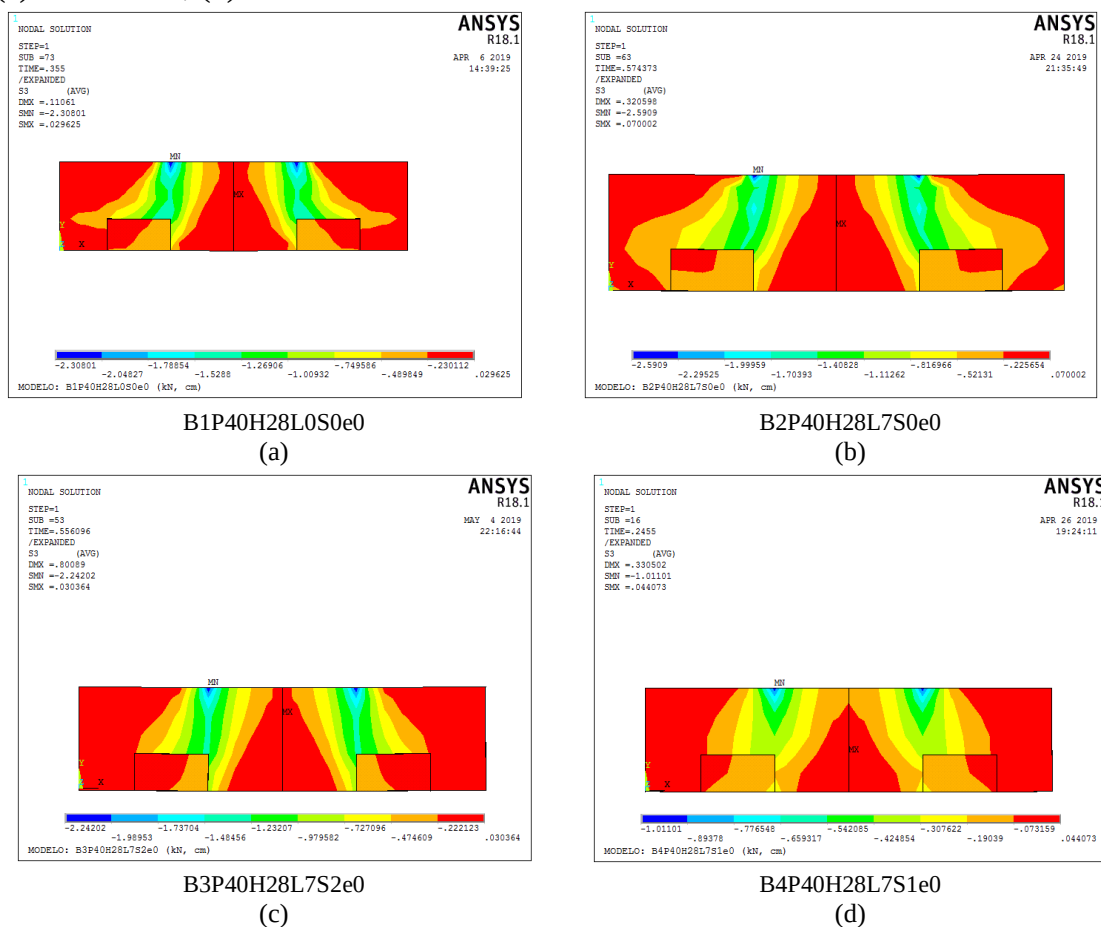
Com relação ao tipo de vinculação, observou-se na Figura 47 (a), (b) e (c), que os modelos simulados com solo arenoso a utilização de elementos de contato apresentaram uma maior capacidade portante e uma maior deformabilidade, quando comparados com os modelos simulados com acoplamento de nós. Essa discrepância de resultados não foi amplamente observada para os solos argilosos, conforme Figura 47 (d), (e) e (f). Observou-se que, apesar de os modelos com elementos de contato apresentarem-se mais deformáveis e com maior capacidade portante, a tendência de comportamento dos modelos com acoplamento de nós (B3) e elementos de contato (B4) foi semelhante.

5.4 TENSÃO PRINCIPAL DE COMPRESSÃO

Nesta sessão apresentam-se os resultados de tensão principal de compressão nos blocos de concreto, obtidas através da análise numérica. Na Figura 48, pode-se observar a formação das bielas de compressão. Verificou-se que em todos os modelos, as maiores tensões se desenvolveram na região nodal superior, fato que também foi observado por Munhoz (2004) e Delalibera (2006).

Com relação ao campo de tensões, verificou-se, por meio das análises, que ele tende a se formar além da seção do pilar, contrariando a hipótese proposta por Blevót e Frémy (1967). Nos modelos B1P40H28 e B2P40H28 verificou-se, na região nodal inferior, uma expansão do campo de tensões além da região externa das estacas, conforme pode-se observar na Figura 48(a) e Figura 48(b). Tal fato que não foi observado nos modelos B3P40H28 e B4P40H28, como pode-se verificar na Figura 48(c) e Figura 48(d).

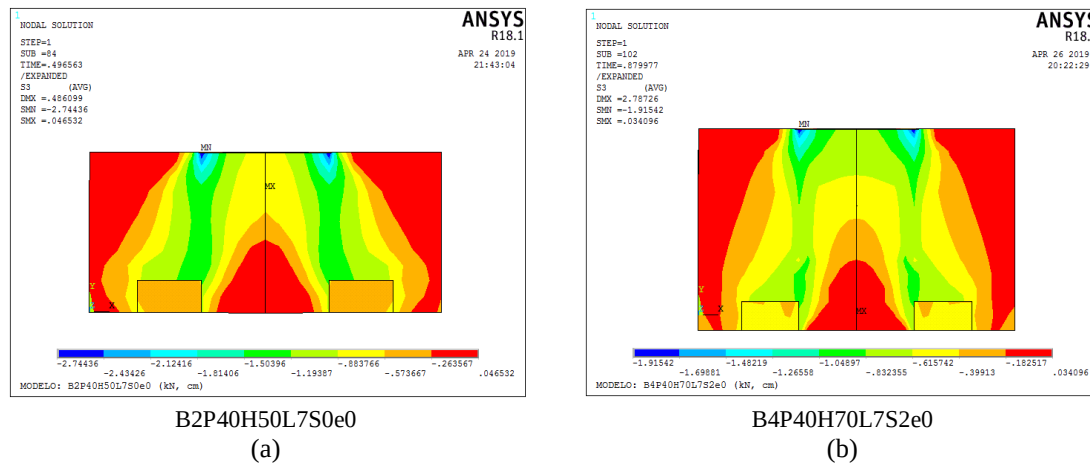
Figura 48: Tensões Principais de compressão (H28) – (a) Modelo B1 (b) Modelo B2; (c) Modelo B3; (d) Modelo B4.



Fonte: Autor (2019)

Já os modelos com H50 e H70, a expansão no campo de tensões na região nodal inferior ocorreu de forma semelhante nos modelos B2, B3 e B4, observando-se expansão no campo de tensões nas regiões externas às estacas, conforme Figura 49. É importante salientar que para todos os modelos com blocos altura de 50 e 70 cm, a expansão do campo de tensões na região nodal inferior foi semelhante, conforme pode-se observar no Anexo C.

Figura 49: Tensões principais de compressão. (a) H50; (b) H70

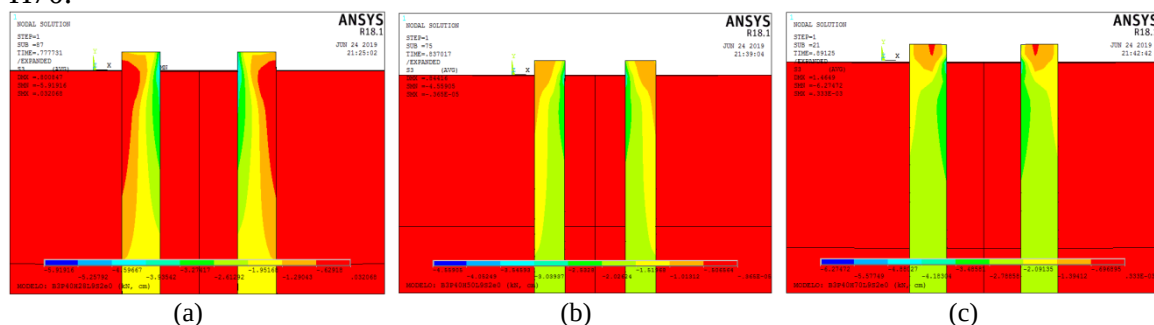


Fonte: Autor (2019)

Outro aspecto que deve ser levado em consideração, refere-se ao fato de que, nos modelos em que foi considerado solo arenoso (S1), as tensões atuantes nos blocos foram inferiores aos limites de ruptura, tal fato ocorreu em virtude da fragilidade do modelo constitutivo do solo arenoso, fazendo com que o modelo perdesse estabilidade para forças últimas inferiores às esperadas.

Foram verificadas, ainda, as variações das tensões principais de compressão atuantes na região do topo das estacas. Conforme pode-se observar na Figura 50, embora o pilar esteja sendo solicitado apenas por força vertical de compressão, as estacas são solicitadas à flexo-compressão. Percebeu-se que tal efeito mostrou-se mais significativo nos blocos com altura de 28 cm, em virtude da menor rigidez do modelo e maior tendência à ocorrência de flexão do mesmo, conforme observa-se na Figura 50(a). O efeito reduzido da flexo-compressão nos modelos com altura de 50 cm e 70 cm pode ser observado na Figura 50(b) e na Figura 50(c), respectivamente, onde verificou-se uma menor variação no campo de tensões, revelando a ocorrência de um menor efeito do momento fletor na cabeça das estacas.

Figura 50: Ocorrência de flexo-compressão na cabeça das estacas: (a) H28; (b) H50; (c) H70.

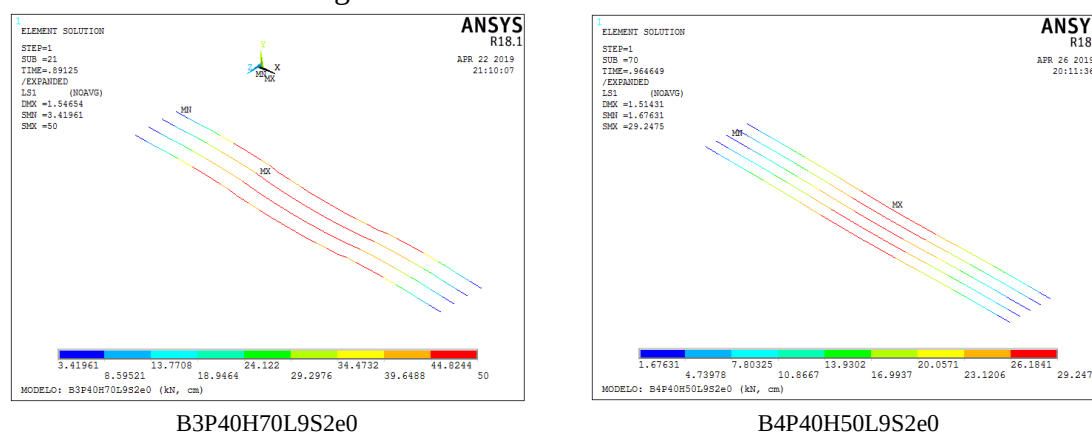


Fonte: Autor (2019)

5.5 TENSÃO NOS TIRANTES

Nessa seção são apresentados os resultados de tensão normal atuantes nas barras de aço dos tirantes dos blocos. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), é recomendado que as barras dos tirantes sejam ancoradas com a utilização de ganchos, no entanto autores como Taylor e Clarke (1976), Miguel (2000) e Delalibera (2006) verificaram, em seus estudos, que a presença dos ganchos não influencia na capacidade estrutural dos blocos. Conforme pode-se observar na Figura 51 e nas demais figuras dos modelos nos Anexo D, a tensão nas barras do tirante tendem a reduzir nas regiões próximas às estacas, devido ao efeito favorável das bielas de compressão. Tal fato foi observado por Delalibera (2006), evidenciando-se que a tensão a ser ancorada é por vezes inferior, eliminando a necessidade de ancoragem por meio de ganchos.

Figura 51: Tensão no tirante em kN/cm²



Fonte: Autor (2019)

Com relação ao módulo das tensões atuantes nos tirantes verificou-se que, devido à ruptura prematura dos modelos em que se considerou solo arenoso, as respectivas tensões atuantes nos tirantes foram baixas. Quase que na totalidade dos modelos as barras dos tirantes não atingiram a tensão de escoamento, permanecendo na fase linear. O modelo B3P40H70L9S2e0 foi o único em que se verificou escoamento das barras do tirante, conforme observou-se na Figura 51.

Na Tabela 24, apresentam-se os valores de tensão máxima atuantes na armadura principal do bloco (σ_{num}) e, com base na força última (F_{ult}) atuante no modelo, apresenta-se, ainda, a tensão máxima que deveria estar atuando nos tirantes ($\sigma_{F,Teo,calc}$) seguindo-se o método de cálculo proposto por Blévo e Frémy (1967).

Tabela 24: Tensões numéricas atuantes nos tirantes dos blocos

Vinculação	Solo	Altura H (cm)	L (m)	F _{ult.} (kN)	F _{Teo} (kN)	σ _{num} (MPa)	σ _{F,Teo,calc.} (MPa)	σ _{num} /σ _{F,Teo,calc}
Modelo sem solo	Sem solo (S0)	28	5	1185,74	529,41	212,65	500,00	0,43
			7	1185,74	529,41	248,93	500,00	0,50
			9	1177,18	529,41	273,56	500,00	0,55
		50	5	967,01	1280	194,69	360,82	0,54
			7	967,01	1280	345,05	360,82	0,96
			9	1620,29	1280	329,09	500,00	0,66
		70	5	2432,16	1600	416,50	500,00	0,83
			7	1706,46	1600	351,00	500,00	0,70
			9	1792	1600	412,20	500,00	0,82
Modelos com acoplamento de nós	Areia (S1)	28	5	160,4	529,41	8,81	141,90	0,06
			7	231,01	529,41	12,81	204,36	0,06
			9	286,4	529,41	15,98	253,36	0,06
		50	5	161,41	1280	7,04	60,23	0,12
			7	227,81	1280	10,03	85,00	0,12
			9	276,21	1280	12,21	103,06	0,12
		70	5	168,6	1600	5,16	52,43	0,10
			7	223,1	1600	6,96	69,37	0,10
			9	412,94	1600	13,05	128,40	0,10
	Argila (S2)	28	5	880,37	529,41	175,62	500,00	0,35
			7	889,76	529,41	168,53	500,00	0,34
			9	1244,37	529,41	260,39	500,00	0,52
		50	5	1003,7	1280	164,70	374,51	0,44
			7	919,63	1280	145,91	343,15	0,43
			9	1339,23	1280	245,41	499,71	0,49
		70	5	1371,31	1600	270,39	426,40	0,63
			7	1593,74	1600	327,65	495,57	0,66
			9	2139	1600	500,00	500,00	1,00
Modelos com Elementos de Contato	Areia (S1)	28	5	303,39	529,41	19,84	268,39	0,07
			7	392,8	529,41	69,37	347,49	0,20
			9	661,78	529,41	129,38	500,00	0,26
		50	5	306	1280	15,71	114,18	0,14
			7	529,79	1280	26,06	197,68	0,13
			9	933,26	1280	150,63	348,23	0,43
		70	5	312,31	1600	11,19	97,11	0,12
			7	528,4	1600	17,82	164,30	0,11
			9	1179,87	1600	126,30	366,88	0,34
	Argila (S2)	28	5	1045,28	529,41	222,38	500,00	0,44
			7	1128,38	529,41	235,38	500,00	0,47
			9	1094,34	529,41	229,44	500,00	0,46
50	5	1033,33	1280	177,52	385,57	0,46		

	7	1417,82	1280	264,56	500,00	0,53
	9	1543,44	1280	292,48	500,00	0,58
	5	888,96	1600	60,40	276,42	0,22
70	7	1407,97	1600	273,60	437,80	0,62
	9	2027,33	1600	406,00	500,00	0,81

Fonte: Autor (2019)

Pode-se verificar uma discrepância entre as tensões obtidas numericamente e as previstas, principalmente com relação aos modelos em que se utilizou solo com característica arenosa. Analisando-se uma tendência de comportamento, verificou-se que as tensões atuantes nas barras dos tirantes dos blocos são, em sua totalidade, menores que as previstas no modelo de cálculo.

CAPÍTULO 6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 CONCLUSÕES

Esta pesquisa teve como premissa apresentar ao meio técnico e científico, uma contribuição para o estudo do comportamento estrutural de elementos de fundação considerando-se a interação entre a estrutura e o solo. Por meio da análise de variância desenvolvida, pode-se verificar o conjunto de parâmetros mais relevantes na análise de blocos sobre estacas considerando-se o atrito lateral entre estacas e solo e como a variação média de cada parâmetro influenciou na capacidade portante dos modelos.

Acerca das tensões principais de compressão, bem como da formação das bielas, concluiu-se que, na região nodal superior, a biela tende a se formar além da seção do pilar, contrariando a hipótese proposta por Blevót e Frémy (1967). Nos modelos de blocos com altura de 28 cm e com ausência de solo, verificou-se, na região nodal inferior, uma expansão do campo de tensões além da região externa das estacas, fato que não foi tão perceptível nos modelos de mesma altura, mas com presença de solo. Já os modelos cujos blocos possuem altura de 50 cm e 70 cm, a expansão no campo de tensões na região nodal inferior ocorreu de forma semelhante nos modelos B1, B2, B3 e B4. É importante fazer menção à fragilidade dos modelos em que considerou-se a presença de solo arenoso (S1). Nesses modelos as tensões atuantes nos blocos foram inferiores aos limites de ruptura, tal fato ocorreu em virtude da fragilidade do modelo constitutivo do solo arenoso, fazendo com que o modelo perdesse estabilidade numérica para forças últimas inferiores às esperadas.

Observou-se uma tendência de ocorrência de flexão na cabeça das estacas, logo, conclui-se que verificar as estacas admitindo que as mesmas estão sujeitas apenas à força normal de compressão pode conduzir à resultados não condizentes com o comportamento real da estrutura, principalmente para blocos com baixa rigidez. Na presente pesquisa verificou-se que o aumento na rigidez do bloco, conduziu à uma redução na variação no campo de tensões principais de compressão do topo das estacas, demonstrando que o aumento na rigidez do bloco tem um efeito favorável quanto à transferência de momentos fletores para as estacas.

Sobre a rigidez global dos modelos, pode-se concluir que a cota de apoio da estaca influencia diretamente em tal parâmetro, pois, com aumento da profundidade do solo aumenta-se a rigidez e reduz-se a deformabilidade do solo. Logo o resultado de aumento da rigidez mediante aumento da cota de apoio é coerente. Os modelos com ausência de solo apresentaram maior rigidez, no entanto, entre sim apresentaram variação na deslocabilidade em virtude da variação do comprimento das estacas. Isso se justificou pelo fato de a rigidez axial da estaca ser constante e a deformação da estaca ser diretamente proporcional ao comprimento da mesma. Em média, concluiu-se que o aumento da altura dos modelos conduziu à um aumento na resistência última dos mesmos.

Com relação à transferência de força para o solo através do bloco, verificou-se que para solo com característica arenosa, a média de transferência é aproximadamente 5% da força total aplicada, enquanto para solos argilosos esse valor é próximo de 4%. Verificou-se, também, que o aumento da rigidez do bloco proporcionou, em média, um aumento na transferência de força do bloco para o solo. Com relação ao comprimento das estacas, percebeu-se que a rigidez do solo na cota de assentamento da estaca influenciou diretamente no percentual de força transferida do bloco para o solo, concluiu-se que estacas apoiadas em camadas mais resistentes de solo tenderam a transferir menos força ao solo por meio do bloco. Tal conclusão evidencia a tendência de a força se distribuir prioritariamente para regiões mais rígidas. Para a interação entre o tipo de vínculo com o tipo de solo, observou-se que nos modelos em que se utilizou elemento de contato ocorreu, em média, uma maior transferência de força bloco-solo, tal fato se justifica pelo fato de o acoplamento de nós ter promovido uma transferência de forças pontuais através das estacas (nós coincidentes entre a estaca e o solo) enquanto que nos modelos com elementos de contato, essa transferência se dá de forma distribuída, conforme deslocamentos relativos (modelo mais deslocável), logo percebeu-

se uma maior rigidez do conjunto estaca-solo nos modelos com acoplamento de nós, fazendo com que mais força seja transferida para o solo ao longo do fuste.

Por fim, analisou-se as tensões atuantes nas armaduras do tirante do bloco e concluiu-se que o método de Blevót e Frémy (1967) mostrou-se conservador quando comparado com os resultados obtidos na análise numérica, uma vez que as tensões axiais nos tirantes, obtidas na análise numérica, mostraram-se inferiores às esperadas.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Apesar das análises numéricas realizadas no presente trabalho, faz-se necessário o desenvolvimento de outras análises com intuito de atestar e avançar no conhecimento sobre o comportamento estrutural de blocos sobre estacas. Apresentam-se, assim, sugestões para trabalhos futuros:

- Análise de blocos sobre n estacas, considerando atrito lateral entre as estacas e o solo, de modo a se verificar o comportamento de distribuição de tensões nas estacas mediante diferentes tipologias de solo.
- Análise numérica de blocos sobre estacas considerando diferentes softwares e modelos constitutivos para os materiais, bem como a utilização do critério de Drucker-Prager para os elementos estruturais de concreto.
- Análise numérica de blocos sobre estacas submetidos à força excêntrica, considerando o embutimento de bloco e estacas no solo. Busca-se analisar a parcela de força lateral transferida diretamente do bloco para o solo e a parcela de força horizontal e/ou momento fletor atuantes na cabeça da estaca.
- Análise e calibração de parâmetros do solo com base em ensaios de prova de carga, para que sejam realizadas simulações numéricas com parâmetros reais do solo, uma vez que a definição de tais parâmetros por métodos semi-empíricos se torna, por vezes, imprecisa.
- Comparação de dados de recalque nas estacas obtidos na simulação numérica, com métodos propostos por autores consagrados, com intuito de se validar os recalques obtidos na modelagem.

REFERÊNCIAS

- ABNT, NBR 6118. Projeto de estruturas de concreto-Procedimento. **Associação Brasileira de Normas Técnicas**, Rio de Janeiro, Brasil, 2014.
- ABNT, NBR 6122. Projeto e execução de fundações. **Associação Brasileira de Normas Técnicas**, Rio de Janeiro, Brasil, 2010.
- ADEBAR, P.; KUCHMA, D.; COLLINS, M. P. (1990). Strut-and-tie models for design of pile caps: an experimental study. **ACI Journal**, v. 87, p. 81-91, Jan/Feb.
<https://doi.org/10.14359/2945>
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14): Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-14)**: an ACI Report. American Concrete Institute. ACI, 2014.
- ANSYS User's Manual. Theory Manual. ANSYS revision 18. 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS (2003). **NBR 6118 (ABNT, 2014) – Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro;
- BADIGER, N, S.; MALIPATIL, K. M. Parametric study on reinforced concrete beam using ANSYS. **Civil and Environmental Research**, v. 6, n. 8, p. 88-94, 2014.
- BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. Semelles sur piex. **Annales d'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics**, Paris, v. 20, n. 230, p. 223- 295, 1967.
- BOLDYREV, G. G.; MUYZEMNEK, A. J. **The modeling of Deformation Process in Soils with use of Ansys and Ls-Dyna Programs**. Sixth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, 2008.
- BROMS, C. E. Strut-and-Tie Model for Punching Failure of Column Footings and Pile Caps. **ACI Structural Journal**, v. 115, n. 3, p. 689-698, 2018.
<https://doi.org/10.14359/51702042>

- BUTTIGNOL, T. E. T.; ALMEIDA, L. C. Three-dimensional analysis of two-pile caps. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 5, n. 2, p. 252-283, 2012. <https://doi.org/10.1590/S1983-41952012000200008>
- CEB-FIP, CEBFIP. Model code 2010. **Comite Euro-International de concreto**, 2010.
- CHOI, H. Y.; LEE, S. R.; PARK, H. I.; KIM, D. H. Evaluation of lateral load capacity of bored piles in weathered granite soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 139, n. 9, p. 1477-1489, 2013. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000831](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000831)
- CLARKE, J. L. (1973). Behavior and design of pile caps with four piles. **Cement and Concrete Association**, London, 19 p. (Technical Report, n. 42.489);
- DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S. (2004). Influência da rigidez do bloco de coroamento nos estaqueamentos em linha. **46º Congresso Brasileiro do Concreto**. CDROM, Florianópolis;
- DELALIBERA, R. G. Numerical and experimental analysis of pile caps with two piles submitted to axial and eccentric forces. Thesis (Doctorate). School of Engineering of São Carlos, São Paulo University, São Carlos, 2006 (in Portuguese).
- DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S. Análise teórica e experimental de vigas de concreto armado com armadura de confinamento. **RIEM-IBRACON Structures and Materials Journal**, v. 1, n. 1, 2008. <http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952008000100002>.
- DESAYI, P. and KRISHNAN, S. , **Equation for The Stress-Strain Curve of Concrete**, ACI Journal, Proc., 61(3), 345-350, 1964. <https://doi.org/10.14359/7785>
- FAN, C. C.; LONG, J. H. Assessment of existing methods for predicting soil response of laterally loaded piles in sand. **Computers and Geotechnics**, v. 32, n. 4, p. 274-289, 2005. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2005.02.004>
- GOMES, P. DA S. **Distribuição normal assimétrica para dados de expressão gênica**. 2009. 62f. Dissertação de Mestrado (Departamento de Estatística) – Universidade Federal de São Carlos – UFSCar, São Carlos, 2009.

GUO, H. **Evaluation of Column Load for Generally Uniform Grid-Reinforced Pile Cap Failing in Punching**. ACI Structural Journal, v. 112, n. 2, 2015. <https://doi.org/10.14359/51687420>

INSTRUCCIÓN DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL, EHE-08. **Madrid, Ministerio de Fomento, Secretaría General Técnica**, 2011.

LEOTTI, V. B.; COSTER, R.; RIBOLDI, J. Normalidade de variáveis: métodos de verificação e comparação de alguns testes não-paramétricos por simulação. **Revista HCPA. Porto Alegre. Vol. 32, no. 2 (2012), p. 227-234**, 2012.

MAUTONI, M. (1972). **Blocos sobre dois apoios**. São Paulo, Grêmio Politécnico;

MESQUITA, A.C., ROCHA, A. S., DELALIBERA, R. G. SILVA, W. A. A influência da ligação pilar-bloco nos mecanismos de ruptura de blocos de fundação sobre duas estacas. **RIEM-IBRACON Structures and Materials Journal**, v. 9, n. 6, 2016. <http://dx.doi.org/10.1590/s1983-41952016000600004>.

MESQUITA , M. L. de; BRANCO, V. T. F. C.; SOARES, J. B. Utilização dos testes estatísticos de Kolmogorov-Smirnov e Shapiro-Wilk para verificação da normalidade para materiais de pavimentação. *Transportes*, v. 21, n. 1, p. 59-66, 2013. <https://doi.org/10.4237/transportes.v21i1.566>

MINITAB 17 STATISTICAL SOFTWARE (2017). Minitab, Inc. Disponível em: <www.minitab.com>. Acesso em: 20 jun. 2019.

MUNHOZ, F. S. Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada. **Dissertação de Mestrado—Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos**, 2004.

MUNHOZ, F. S. Análise experimental e numérica de blocos rígidos sobre duas estacas com pilares de seções quadradas e retangulares e diferentes taxas de armadura. **Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo**, 2014

MUNHOZ, F. S.; GIONGO, J. S. Análise dos efeitos da variação da seção de pilares quadrados e retangulares com diferentes taxas de armadura longitudinal na armadura principal de tração de blocos sobre duas estacas. **Revista IBRACON de Estruturas e**

Materiais, v. 10, n. 3, p. 760-787, 2017.

<http://dx.doi.org/10.1590/s1983-41952017000300011>.

NAVFAC, Design Manual. 7.02, Foundations & Earth Structures. **Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command, Alexandria, VA**, 1986.

PINHEIRO, L. M.; BARALDI, L. T.; POREM, M. E. Estruturas de concreto: ábacos para flexão oblíqua. **Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, EESC-USP. São Carlos, SP**, 2009.

R Development Core Team (2019), **R: A language and environment for statistical computing**. **R Foundation for Statistical Computing**, Vienna, Austria. Disponível em: <<http://www.R-project.org>>. Acesso em: 10 junho de 2019.

RANDI, R. P., ALMEIDA, L.C., TRAUTWEIN, L. M, MUNHOZ, F. S. Análise da influência do comprimento de ancoragem da armadura do pilar no bloco sobre duas estacas. **RIEM-IBRACON Structures and Materials Journal**, v. 11, n. 5, 2018.
<http://dx.doi.org/10.1590/s1983-41952018000500012>

SAM, C.; IYER, P. K. Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete four-pile caps. **Computers & structures**, v. 57, n. 4, p. 605-622, 1995.
[https://doi.org/10.1016/0045-7949\(95\)00068-R](https://doi.org/10.1016/0045-7949(95)00068-R)

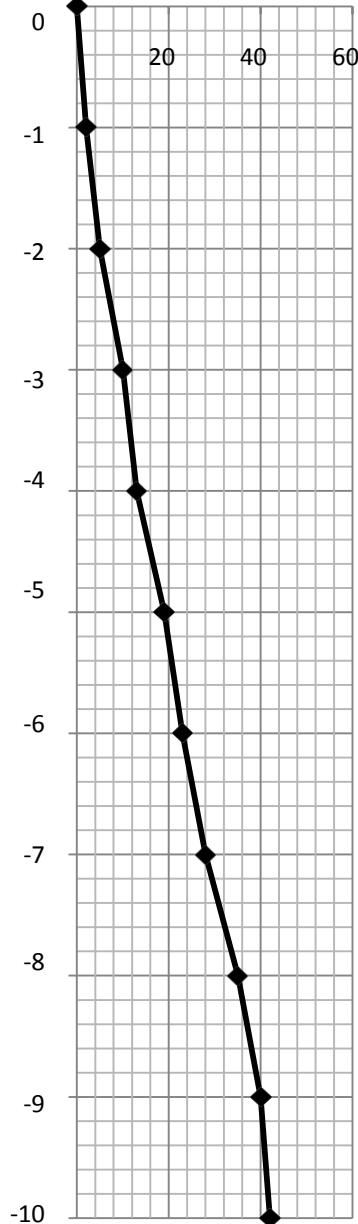
SANTOS, J.O.; MUNITA, C.S.; VERGNE, C.; OLIVEIRA, P.M.S. **Normalização e padronização por meio da transformação logarítmica em estudos arqueométricos de cerâmicas**. 2007. 5f. Artigo Científico. Disponível em: <<https://www.ipen.br/biblioteca/2007/eventos/13990.pdf>>. Acesso em: 29 abr. 2019, 18:35

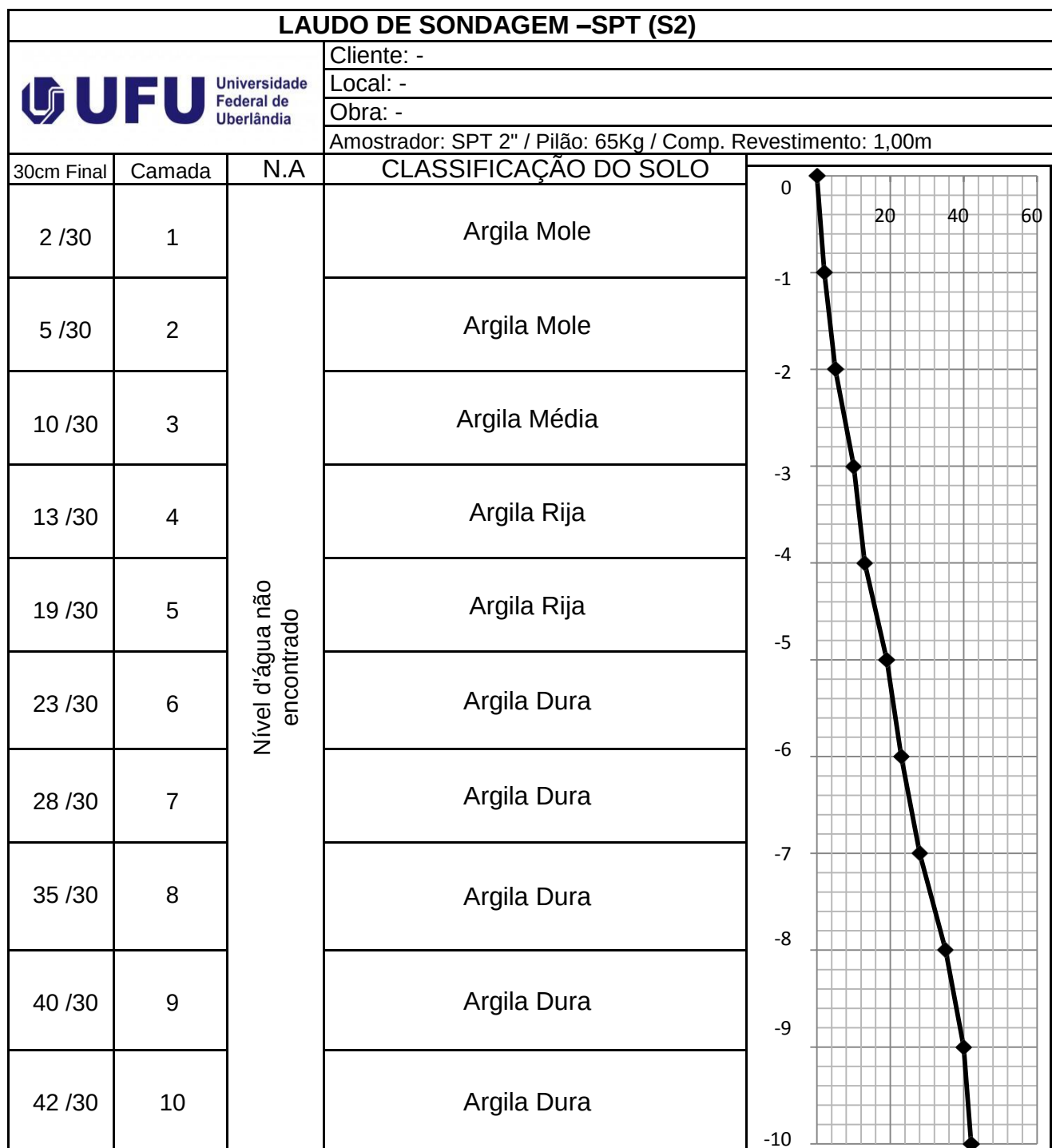
SILVA, G. H. **Escolha de parâmetros para análise de contato entre corpos elásticos usando elementos finitos e redes neurais**. Dissertação de Mestrado FEC – UNICAMP, Campinas, 2009.

ŠTEMBERK, P.; FRANTOVA, M.; PETRIK, M. Evaluation of early-age performance of reinforced concrete pile cap. **Mechanics**, v. 23, n. 3, p. 370-373, 2017.
<https://doi.org/10.5755/j01.mech.23.3.18479>

- TAYLOR, H. P. J.; CLARKE, J. L. Some detailing problems in concrete frame structures. **The Structural Engineer**, January, 1976.
- TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: Pini, Cap, v. 7, p. 227-264, 1996.
- TOMAZ, M. A., DELALIBERA, R.G., GIONGO, J. S., GOLÇALVES, V.F. Análise das tensões nodais em blocos sobre estacas. **RIEM-IBRACON Structures and Materials Journal**, v. 11, n. 6, 2018.
<http://dx.doi.org/10.1590/s1983-41952018000600005>.
- TQS. **Sistema de Interação Solo Estrutura - Manual Técnico**. São Paulo, 2011. Disponível em: <https://tqs.com.br/recursos-do-site/downloads/doc_details/100-sises-manual-teorico>. Acesso em: 20 ago. 2018.
- TROFIMENKOV, J.G. 1974. Penetration Test in URSS - State-of the Art Report. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1., 1974, Stockholm. Proceedings... Stockholm, **National Swedish Building Research**, v. 1, p. 147-154
- WILLAM, K. J., and WARNKE, E. P., "Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete," **IABSE Seminar on Concrete Structure Subjected to Triaxial Stresses Paper III-I**, Bergamo, Italy, May, 1974.

ANEXO A

LAUDO DE SONDAGEM –SPT (S1)				
 UFU Universidade Federal de Uberlândia		Cliente: -		
		Local: -		
		Obra: -		
		Amostrador: SPT 2" / Pilão: 65Kg / Comp. Revestimento: 1,00m		
30cm Final	Camada	N.A	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	
2 /30	1	Nível d'água não encontrado	Areia Fofa	
5 /30	2		Areia Pouco Compacta	
10 /30	3		Areia Medianamente Compacta	
13 /30	4		Areia Medianamente Compacta	
19 /30	5		Areia Compacta	
23 /30	6		Areia Compacta	
28 /30	7		Areia Compacta	
35 /30	8		Areia Compacta	
40 /30	9		Areia Compacta	
42 /30	10		Areia Muito Compacta	



ANEXO B

Modelo: F,ult versus SOLO; H; L (Acoplamento de nós)

Method

Factor coding (-1; 0; +1)

Factor Information

Factor	Type	Levels	Values
SOLO	Fixed	3	0; 1; 2
H	Fixed	3	28; 50; 70
L	Fixed	3	5; 7; 9

Analysis of Variance

Source	DF	Adj SS	Adj MS	F-Value	P-Value
SOLO	2	7647491	3823745	65,15	0,000
H	2	1488393	744197	12,68	0,003
L	2	350747	175374	2,99	0,107
SOLO*H	4	642176	160544	2,74	0,105
SOLO*L	4	241892	60473	1,03	0,448
H*L	4	81253	20313	0,35	0,840
Error	8	469507	58688		
Total	26	10921459			

Model Summary

S	R-sq	R-sq(adj)	R-sq(pred)
242,257	95,70%	86,03%	51,03%

Coefficients

Term	Coef	SE Coef	T-Value	P-Value	VIF
Constant	983,8	46,6	21,10	0,000	
SOLO					
0	464,4	65,9	7,04	0,000	1,33
1	-745,1	65,9	-11,30	0,000	1,33
2	280,8	65,9	4,26	0,003	*
H					
28	-179,2	65,9	-2,72	0,026	1,33
50	-152,4	65,9	-2,31	0,050	1,33
70	331,7	65,9	5,03	0,001	*
L					
5	-58,2	65,9	-0,88	0,403	1,33
7	-101,1	65,9	-1,53	0,164	1,33
9	159,3	65,9	2,42	0,042	*
SOLO*H					
0 28	-86,0	93,2	-0,92	0,383	1,78
0 50	-111,0	93,2	-1,19	0,268	1,78
0 70	197,0	93,2	2,11	0,068	*
1 28	166,5	93,2	1,79	0,112	1,78
1 50	135,6	93,2	1,45	0,184	1,78
1 70	-302,1	93,2	-3,24	0,012	*
2 28	-80,5	93,2	-0,86	0,413	*
2 50	-24,6	93,2	-0,26	0,798	*
2 70	105,1	93,2	1,13	0,292	*
SOLO*L					
0 5	138,3	93,2	1,48	0,176	1,78

0 7	-60,7	93,2	-0,65	0,534	1,78
0 9	-77,6	93,2	-0,83	0,429	*
1 5	-17,0	93,2	-0,18	0,860	1,78
1 7	89,8	93,2	0,96	0,364	1,78
1 9	-72,7	93,2	-0,78	0,458	*
2 5	-121,3	93,2	-1,30	0,230	*
2 7	-29,1	93,2	-0,31	0,763	*
2 9	150,4	93,2	1,61	0,146	*
H*L					
28 5	-4,2	93,2	-0,05	0,965	1,78
28 7	65,4	93,2	0,70	0,503	1,78
28 9	-61,2	93,2	-0,66	0,530	*
50 5	-62,5	93,2	-0,67	0,522	1,78
50 7	-25,4	93,2	-0,27	0,792	1,78
50 9	87,9	93,2	0,94	0,373	*
70 5	66,7	93,2	0,72	0,495	*
70 7	-39,9	93,2	-0,43	0,680	*
70 9	-26,8	93,2	-0,29	0,781	*

Fits and Diagnostics for Unusual Observations

Std					
Obs	F3	Fit	Resid	Resid	
6	1620	1354	266	2,02	R
7	2432	2124	308	2,34	R

R Large residual

Modelo: F,ult versus SOLO; H; L (Elemento de contato)

Method

Fator coding (-1; 0; +1)

Fator Information

Fator	Type	Levels	Values
SOLO	Fixo	3	0; 1; 2
H	Fixo	3	28; 50; 70
L	Fixo	3	5; 7; 9

Análise de Variância

Source	DF	Adj SS	Adj MS	F-Value	P-Value	F-crítico
SOLO	2	3916510	1958255	24,22	0,000	3,40283
H	2	3916510	497607	6,15	0,024	3,40283
L	2	774459	387230	4,79	0,043	3,40283
SOLO*H	4	531922	132981	1,64	0,254	2,92774
SOLO*L	4	435281	108820	1,35	0,333	2,92774
H*L	4	216620	54155	0,67	0,631	2,92774
Erro	8	646806	80851			
Total	26	7516813				

Model Summary

S	R-sq	R-sq(adj)	R-sq(pred)
284,343	91,40%	72,03%	1,99%

Coeficientes

Termo	Coef	SE Coef	T-Value	P-Value	VIF
Constante	1102,5	54,7	20,15	0,000	
SOLO					
0	345,7	77,4	4,47	0,002	1,33
1	-530,6	77,4	-6,86	0,000	1,33
2	184,9	77,4	2,39	0,044	*
H					
28	-194,2	77,4	-2,51	0,036	1,33
50	-67,2	77,4	-0,87	0,411	1,33
70	261,4	77,4	3,38	0,010	*
L					
5	-160,9	77,4	-2,08	0,071	1,33
7	-73,1	77,4	-0,95	0,372	1,33
9	234,1	77,4	3,02	0,016	*
SOLO*H					
0 28	-71	109	-0,65	0,534	1,78
0 50	-196	109	-1,79	0,111	1,78
0 70	267	109	2,44	0,040	*
1 28	75	109	0,68	0,513	1,78
1 50	85	109	0,78	0,460	1,78
1 70	-160	109	-1,46	0,182	*
2 28	-4	109	-0,04	0,973	*
2 50	111	109	1,02	0,339	*
2 70	-107	109	-0,98	0,355	*
SOLO*L					
0 5	241	109	2,20	0,059	1,78
0 7	-89	109	-0,81	0,441	1,78
0 9	-152	109	-1,39	0,201	*
1 5	-104	109	-0,95	0,371	1,78
1 7	-15	109	-0,14	0,893	1,78
1 9	119	109	1,09	0,309	*
2 5	-137	109	-1,25	0,245	*
2 7	104	109	0,95	0,371	*
2 9	34	109	0,31	0,767	*
H*L					
28 5	97	109	0,89	0,399	1,78
28 7	67	109	0,61	0,556	1,78
28 9	-165	109	-1,50	0,171	*
50 5	-106	109	-0,96	0,363	1,78
50 7	9	109	0,09	0,934	1,78
50 9	96	109	0,88	0,405	*
70 5	8	109	0,07	0,942	*
70 7	-77	109	-0,70	0,504	*
70 9	68	109	0,62	0,550	*

Fits and Diagnostics for Unusual Observations

Obs	F4	Fit	Resid	Std Resid	
7	2432	2065	367	2,37	R
9	1792	2127	-335	-2,16	R

R Large residual

General Linear Model: logF(%) versus SOLO; H; L; VÍNCULO

Method

Fator coding (-1; 0; +1)

Fator Information

Fator	Type	Levels	Values
SOLO	Fixo	2	1; 2
H	Fixo	3	28; 50; 70
L	Fixo	3	5; 7; 9
VÍNCULO	Fixo	2	3; 4

Analysis of Variance

Source	DF	Adj SS	Adj MS	F-Value	P-Value	F-crítico
SOLO	1	0,30582	0,30582	11,54	0,004	4,06705
H	2	0,19866	0,09933	3,75	0,046	3,21994
L	2	1,84826	0,92413	34,89	0,000	3,21994
VÍNCULO	1	0,47998	0,47998	18,12	0,001	4,06705
SOLO*H	2	0,06251	0,03126	1,18	0,333	3,23810
SOLO*L	2	0,11072	0,05536	2,09	0,156	3,23810
SOLO*VÍNCULO	1	0,07144	0,07144	2,70	0,120	4,07855
H*L	4	0,05107	0,01277	0,48	0,749	2,63353
H*VÍNCULO	2	0,03050	0,01525	0,58	0,574	3,23810
L*VÍNCULO	2	0,03958	0,01979	0,75	0,490	3,23810
Erro	16	0,42385	0,02649			
Total	35	3,62239				

Model Summary

S	R-sq	R-sq(adj)	R-sq(pred)
0,162759	88,30%	74,40%	40,76%

Coeficientes

Termo	Coef	SE Coef	T-Value	P-Value	VIF
Constante	0,5433	0,0271	20,03	0,000	
SOLO					
1	0,0922	0,0271	3,40	0,004	1,00
2	-0,0922	0,0271	-3,40	0,004	*
H					
28	-0,1002	0,0384	-2,61	0,019	1,33
50	0,0229	0,0384	0,60	0,559	1,33
70	0,0774	0,0384	2,02	0,061	*
L					
5	0,3064	0,0384	7,99	0,000	1,33
7	-0,0719	0,0384	-1,87	0,079	1,33
9	-0,2345	0,0384	-6,11	0,000	*
VÍNCULO					
3	-0,1155	0,0271	-4,26	0,001	1,00
4	0,1155	0,0271	4,26	0,001	*
SOLO*H					
1 28	0,0462	0,0384	1,20	0,246	1,33
1 50	0,0086	0,0384	0,22	0,826	1,33
1 70	-0,0548	0,0384	-1,43	0,173	*
2 28	-0,0462	0,0384	-1,20	0,246	*
2 50	-0,0086	0,0384	-0,22	0,826	*
2 70	0,0548	0,0384	1,43	0,173	*
SOLO*L					
1 5	-0,0762	0,0384	-1,99	0,065	1,33
1 7	0,0543	0,0384	1,42	0,176	1,33
1 9	0,0219	0,0384	0,57	0,577	*
2 5	0,0762	0,0384	1,99	0,065	*
2 7	-0,0543	0,0384	-1,42	0,176	*
2 9	-0,0219	0,0384	-0,57	0,577	*
SOLO*VÍNCULO					
1 3	0,0445	0,0271	1,64	0,120	1,00
1 4	-0,0445	0,0271	-1,64	0,120	*
2 3	-0,0445	0,0271	-1,64	0,120	*
2 4	0,0445	0,0271	1,64	0,120	*

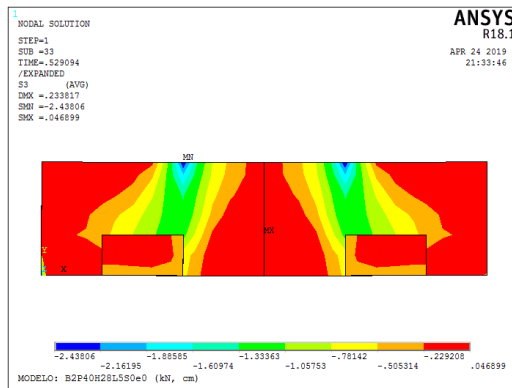
H*L					
28 5	0,0577	0,0543	1,06	0,303	1,78
28 7	-0,0240	0,0543	-0,44	0,664	1,78
28 9	-0,0337	0,0543	-0,62	0,543	*
50 5	-0,0069	0,0543	-0,13	0,900	1,78
50 7	0,0316	0,0543	0,58	0,568	1,78
50 9	-0,0247	0,0543	-0,46	0,655	*
70 5	-0,0508	0,0543	-0,94	0,363	*
70 7	-0,0076	0,0543	-0,14	0,890	*
70 9	0,0585	0,0543	1,08	0,297	*
H*VÍNCULO					
28 3	0,0378	0,0384	0,99	0,339	1,33
28 4	-0,0378	0,0384	-0,99	0,339	*
50 3	-0,0330	0,0384	-0,86	0,402	1,33
50 4	0,0330	0,0384	0,86	0,402	*
70 3	-0,0048	0,0384	-0,13	0,902	*
70 4	0,0048	0,0384	0,13	0,902	*
L*VÍNCULO					
5 3	0,0223	0,0384	0,58	0,569	1,33
5 4	-0,0223	0,0384	-0,58	0,569	*
7 3	-0,0469	0,0384	-1,22	0,239	1,33
7 4	0,0469	0,0384	1,22	0,239	*
9 3	0,0246	0,0384	0,64	0,531	*
9 4	-0,0246	0,0384	-0,64	0,531	*

Fits and Diagnostics for Unusual Observations

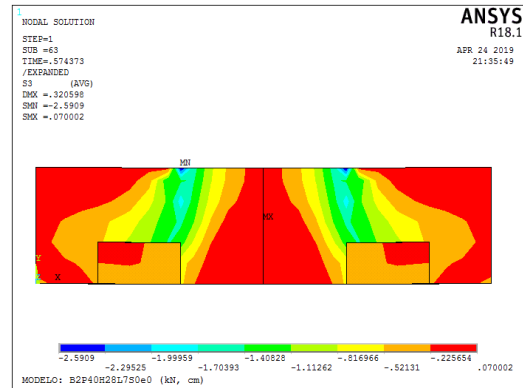
Obs	logF	Fit	Resid	Std Resid	
16	1,000	0,772	0,228	2,10	R
34	0,735	1,058	-0,323	-2,98	R

R Large residual

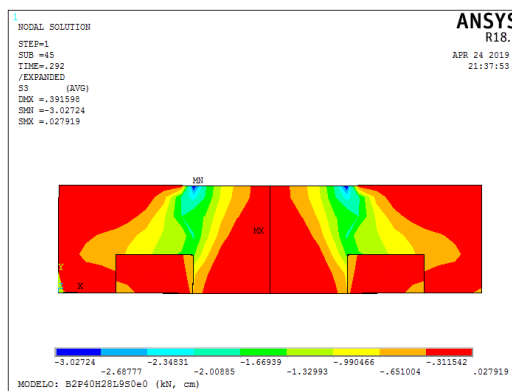
ANEXO C



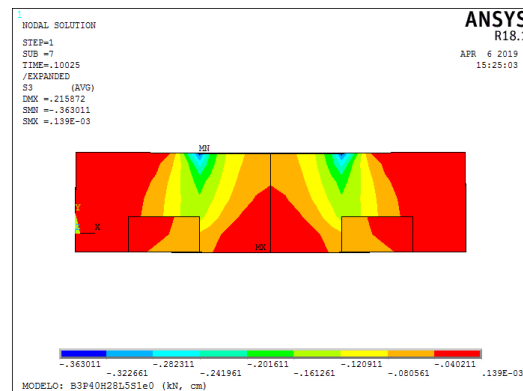
B2P40H28L5S0e0



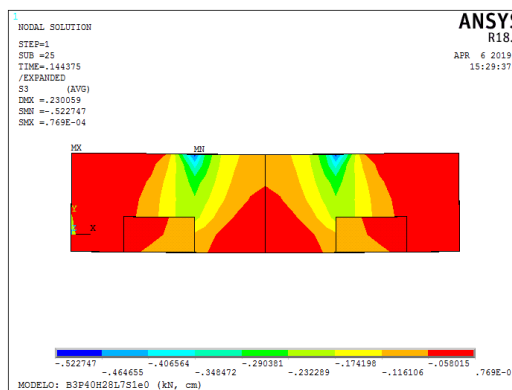
B2P40H28L7S0e0



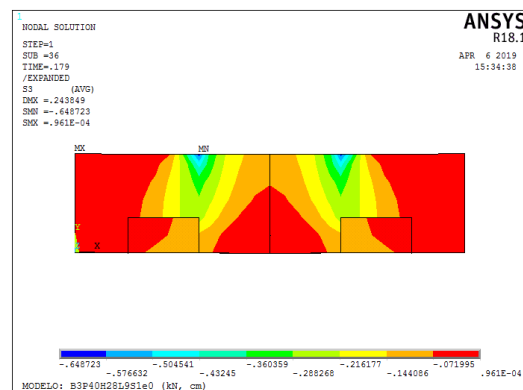
B2P40H28L9S0e0



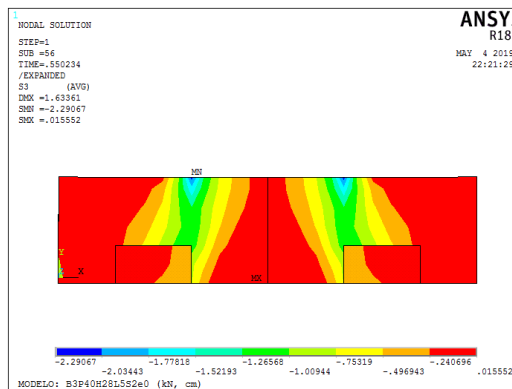
B3P40H28L5S1e0



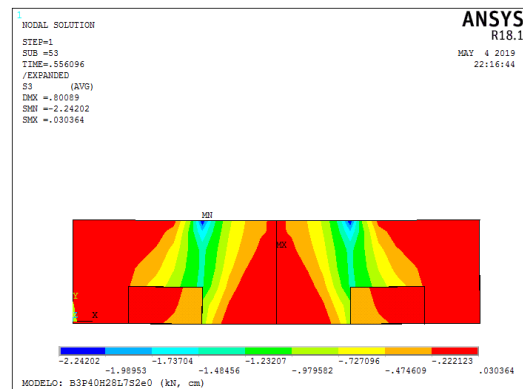
B3P40H28L7S1e0



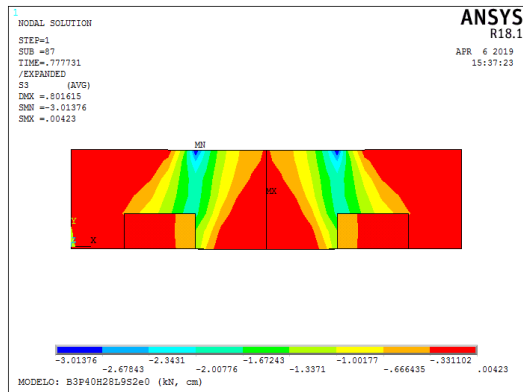
B3P40H28L9S1e0



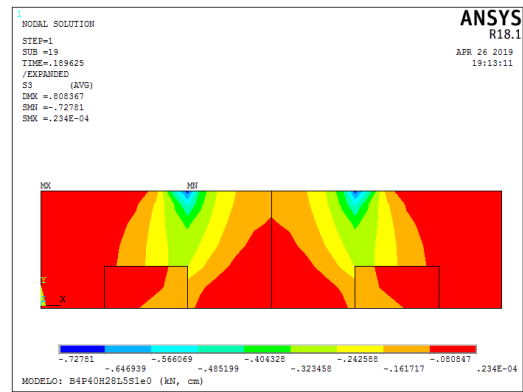
B3P40H28L5S2e0



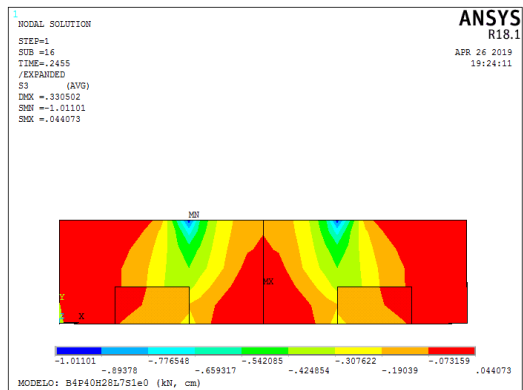
B3P40H28L7S2e0



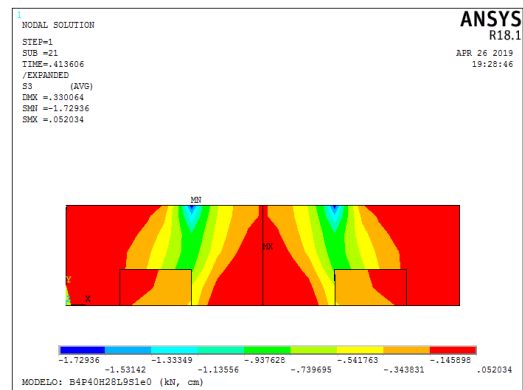
B3P40H28L9S2e0



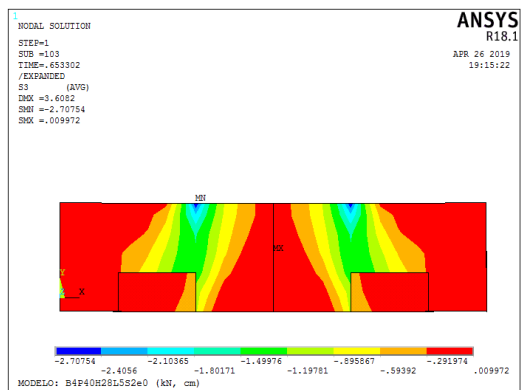
B4P40H28L5S1e0



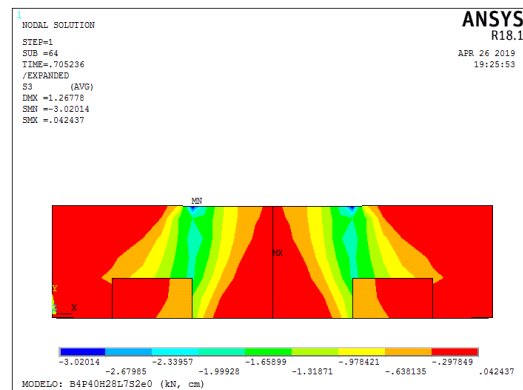
B4P40H28L7S1e0



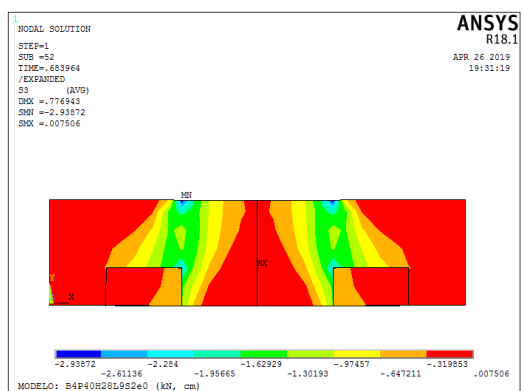
B4P40H28L9S1e0



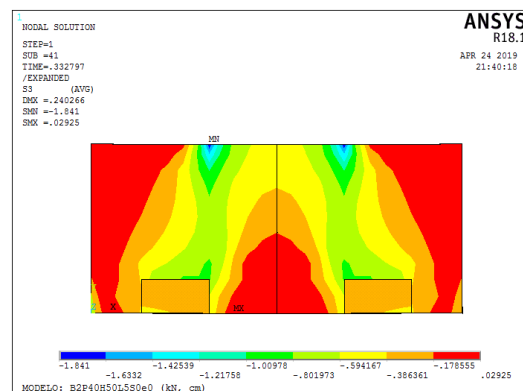
B4P40H28L5S2e0



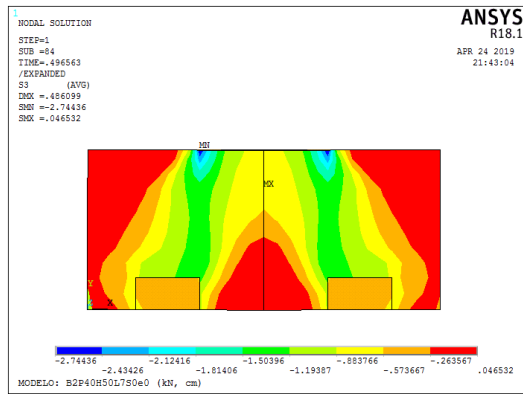
B4P40H28L7S2e0



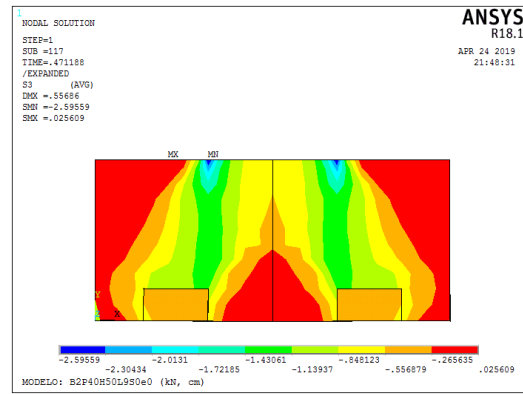
B4P40H28L9S2e0



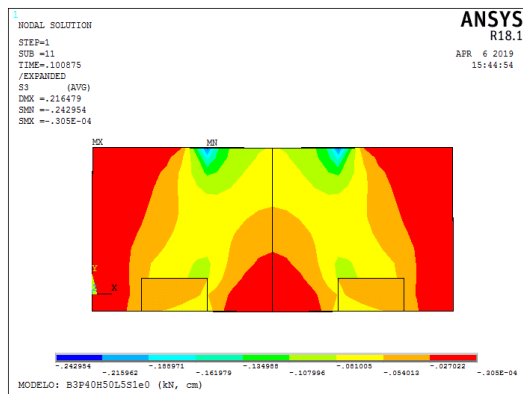
B2P40H50L5S0e0



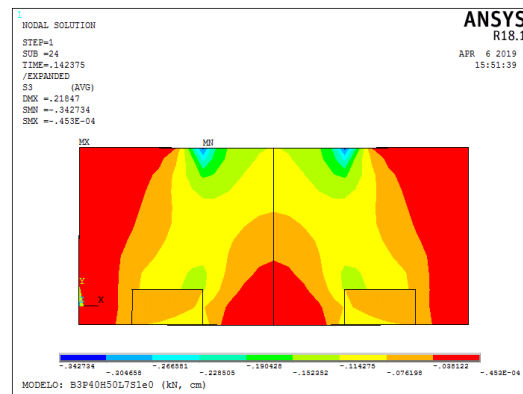
B2P40H50L7S0e0



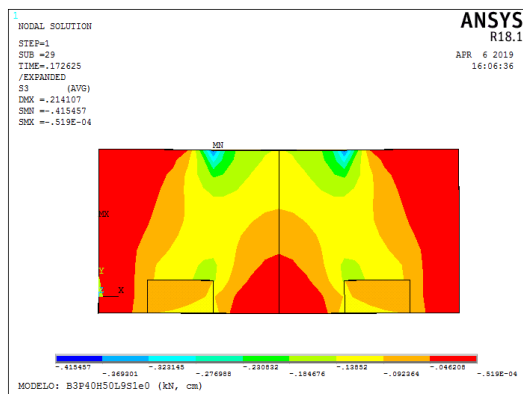
B2P40H50L9S0e0



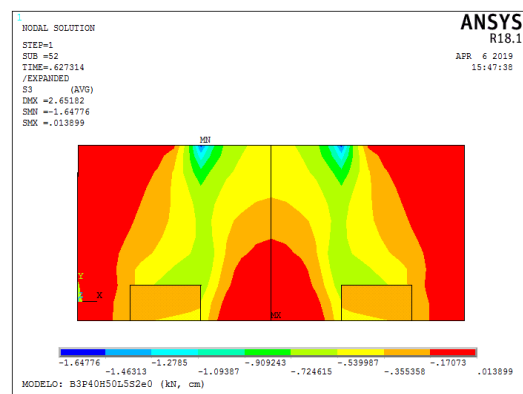
B3P40H50L5S1e0



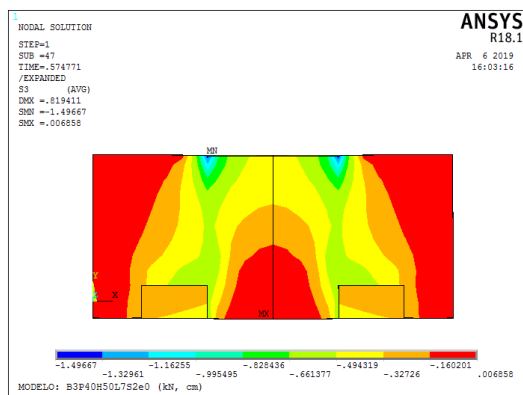
B3P40H50L9S1e0



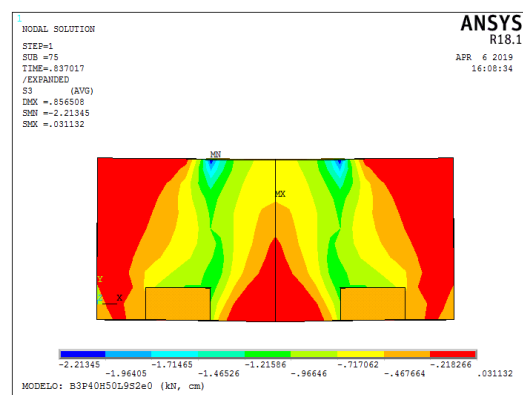
B3P40H50L5S1e0



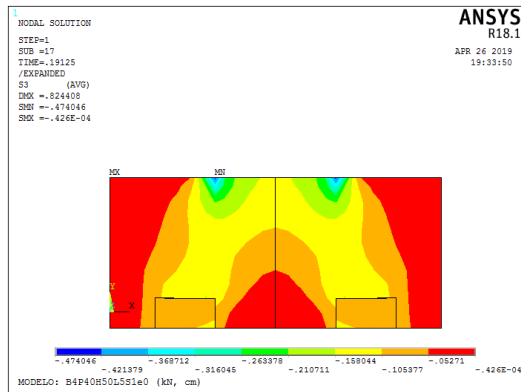
B3P40H50L7S2e0



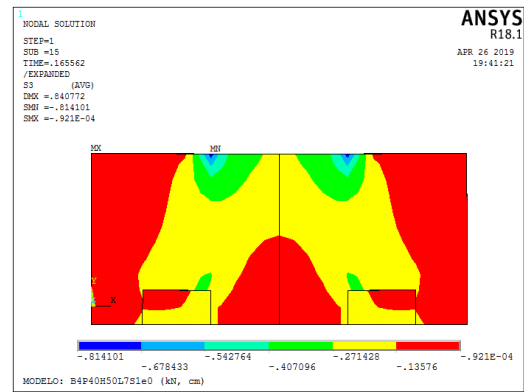
B3P40H50L7S2e0



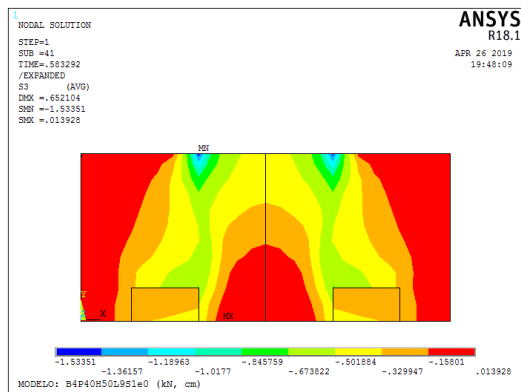
B3P40H50L9S2e0



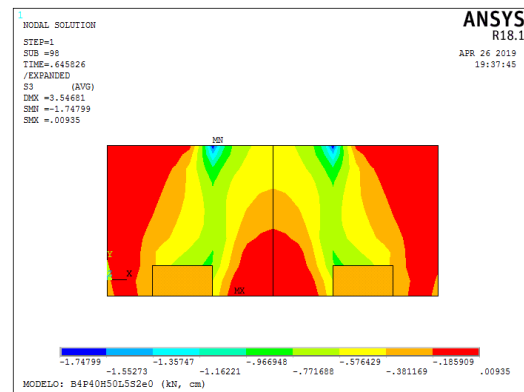
B4P40H50L5S1e0



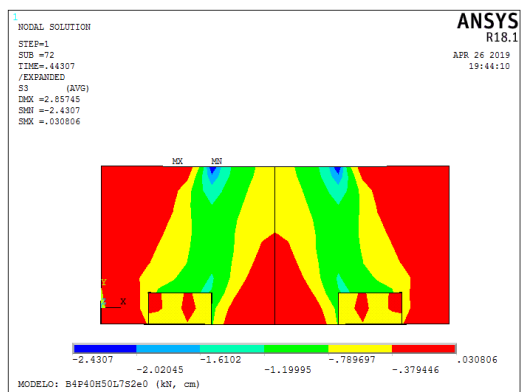
B4P40H50L7S1e0



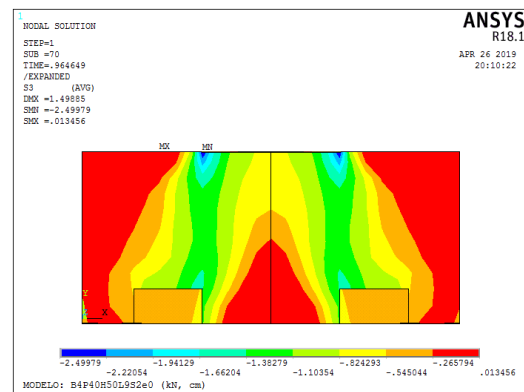
B4P40H50L9S1e0



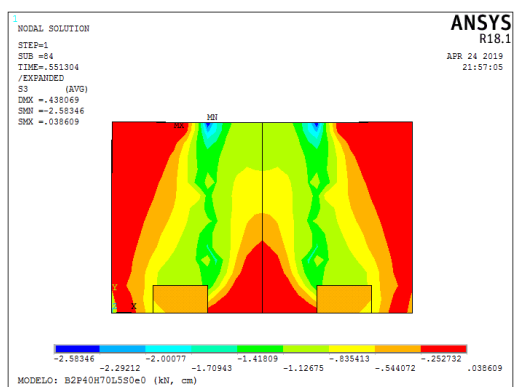
B4P40H50L5S2e0



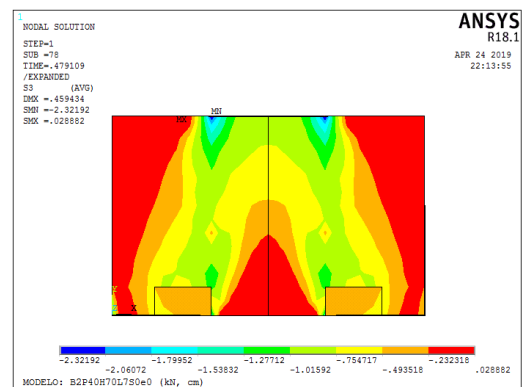
B4P40H50L7S2e0



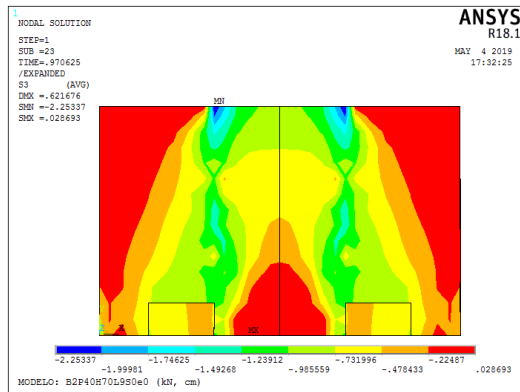
B4P40H50L9S2e0



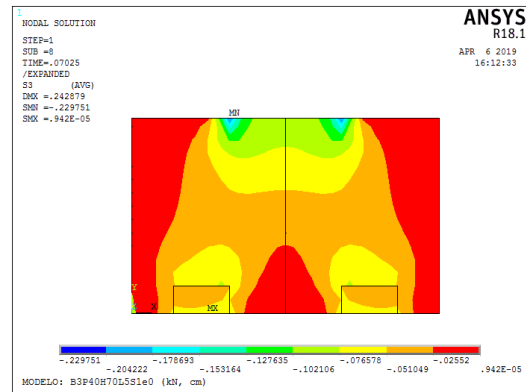
B2P40H70L5S0e0



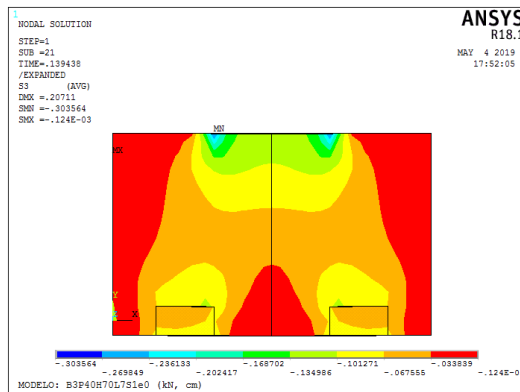
B2P40H70L7S0e0



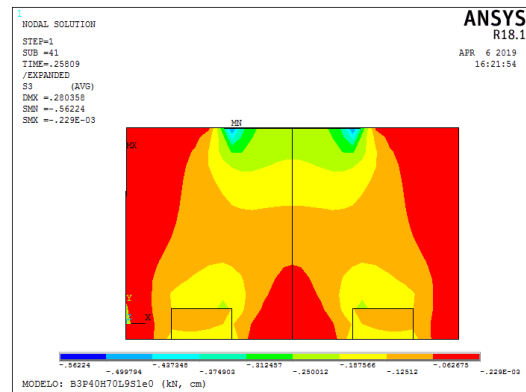
B2P40H70L9S0e0



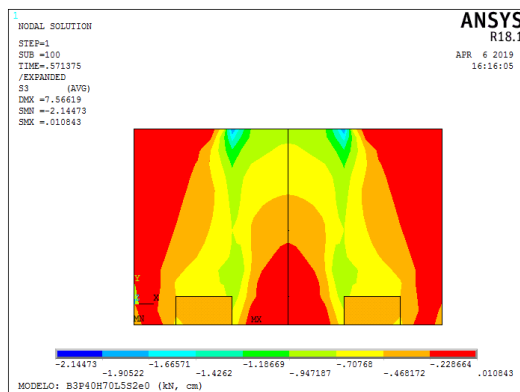
B3P40H70L5S1e0



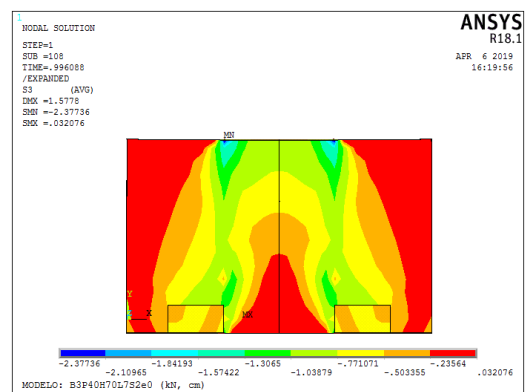
B3P40H70L7S1e0



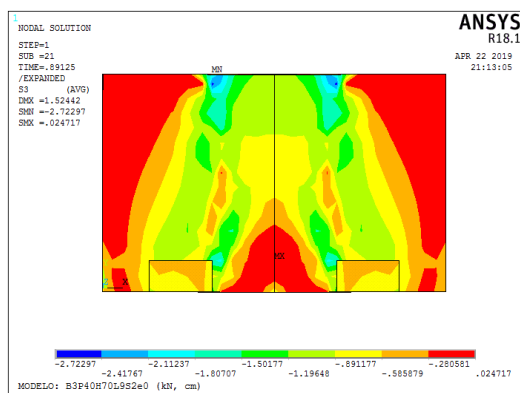
B3P40H70L9S1e0



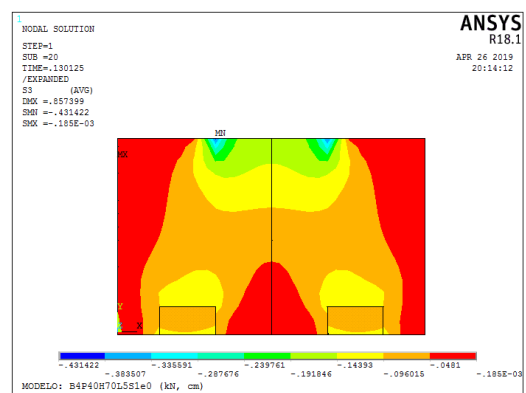
B3P40H70L5S2e0



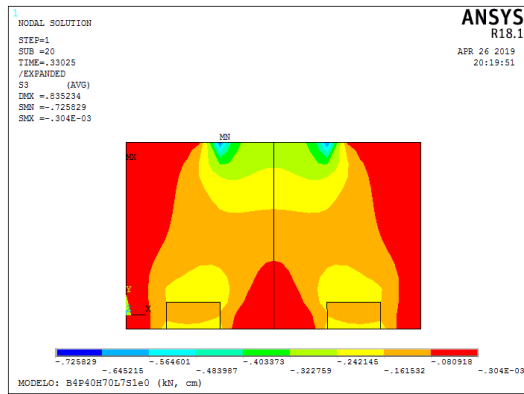
B3P40H70L7S2e0



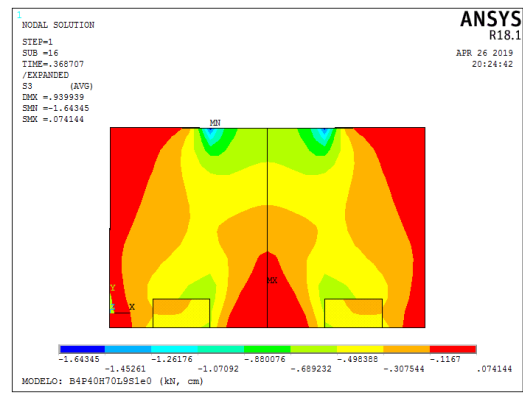
B3P40H70L9S2e0



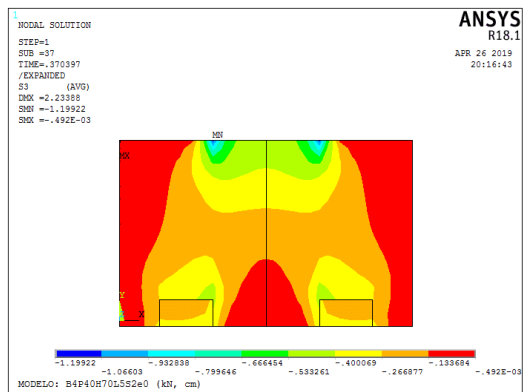
B4P40H70L5S1e0



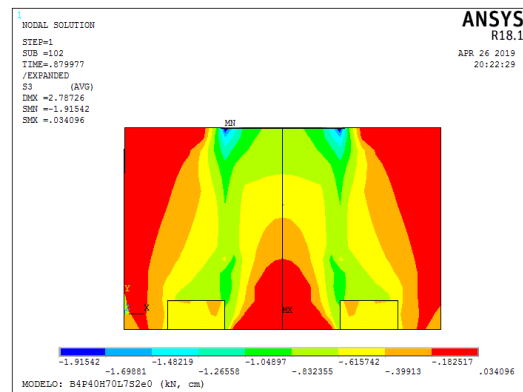
B4P40H70L7S1e0



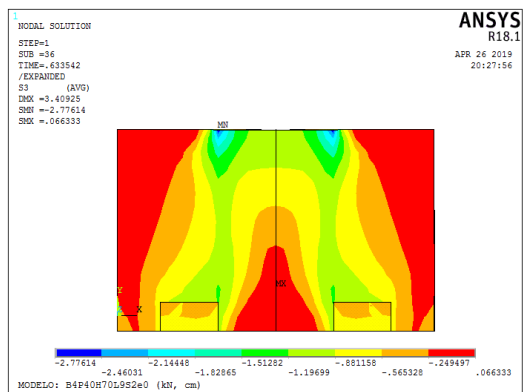
B4P40H70L9S1e0



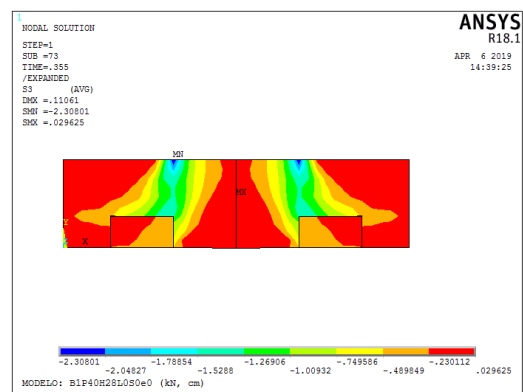
B4P40H70L5S2e0



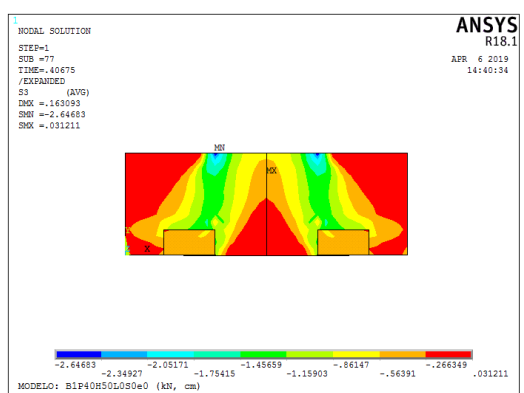
B4P40H70L7S2e0



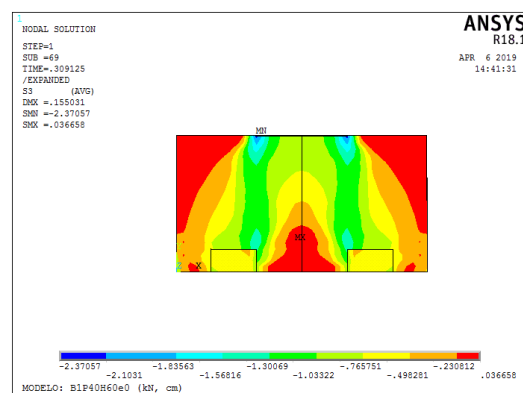
B4P40H70L9S2e0



B1P40H28L0S0e0

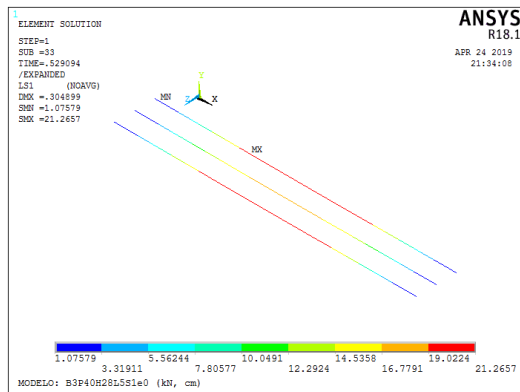


B1P40H50L0S0e0

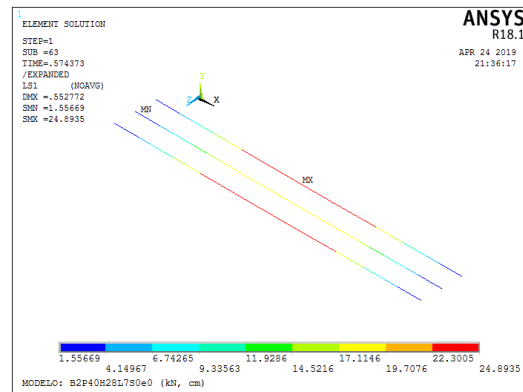


B1P40H70L0S0e0

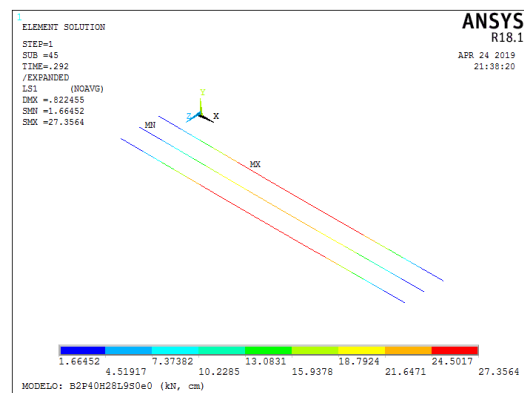
ANEXO D



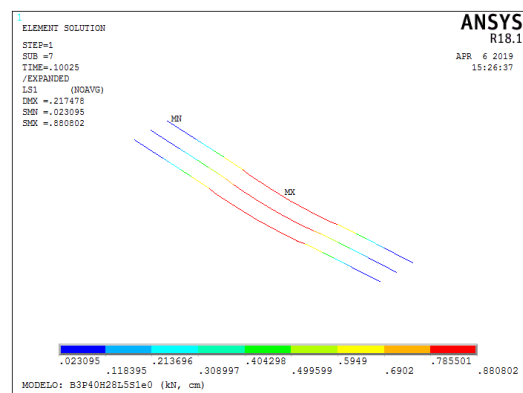
B2P40H28L5S0e0



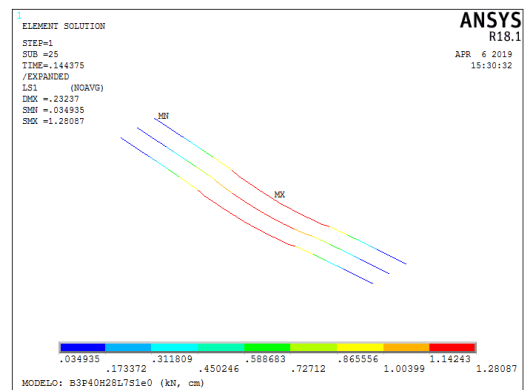
B2P40H28L7S0e0



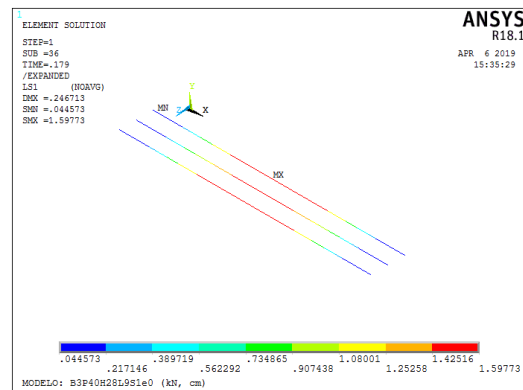
B2P40H28L9S0e0



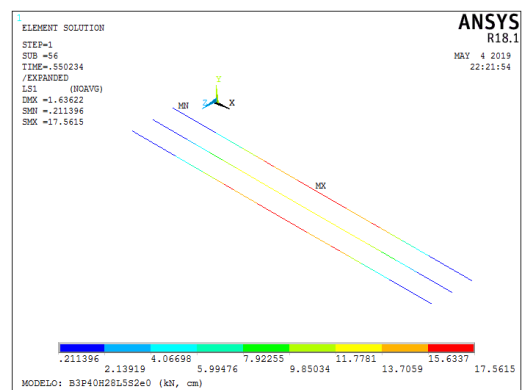
B3P40H28L5S1e0



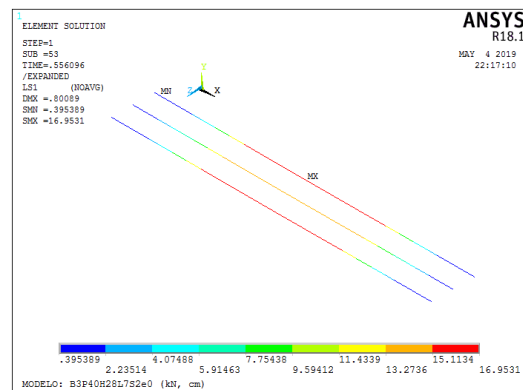
B3P40H28L7S1e0



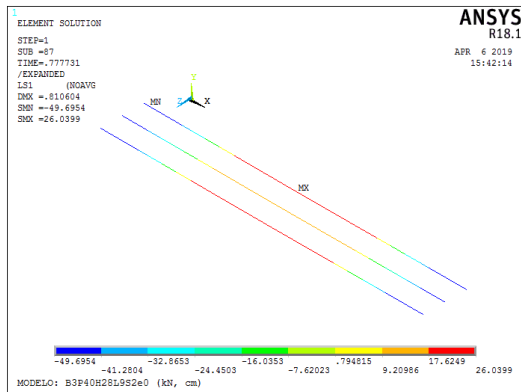
B3P40H28L9S1e0



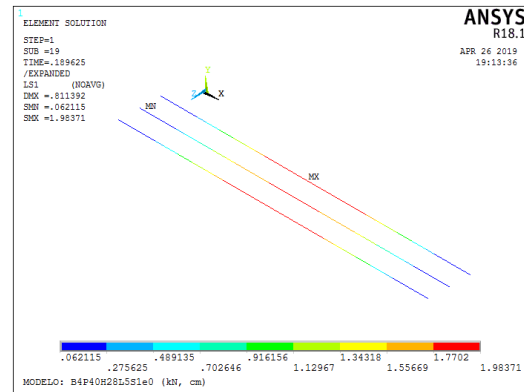
B3P40H28L5S2e0



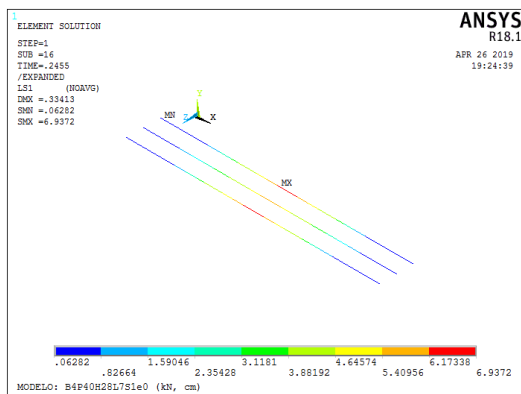
B3P40H28L7S2e0



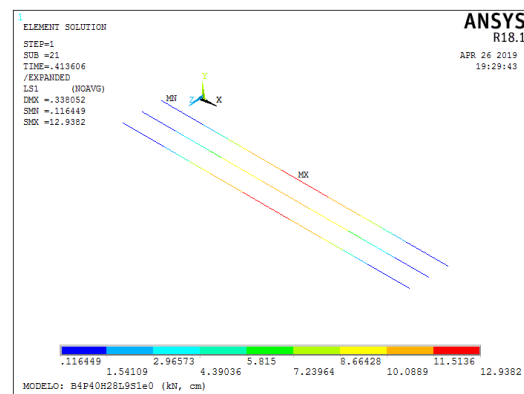
B3P40H28L9S2e0



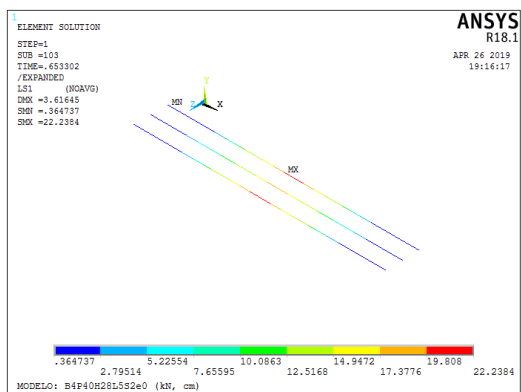
B4P40H28L5S1e0



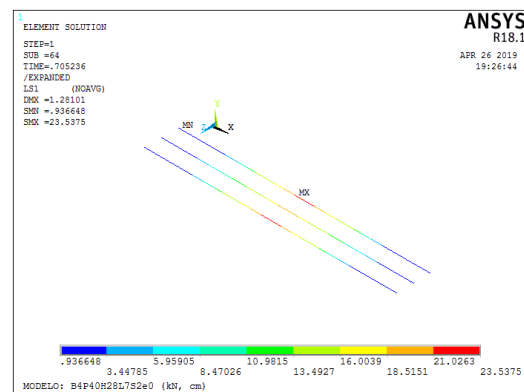
B4P40H28L7S1e0



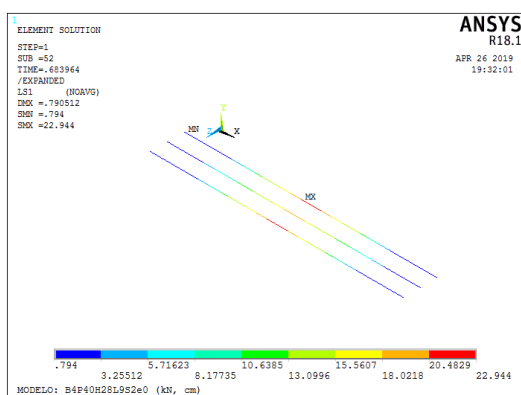
B4P40H28L9S1e0



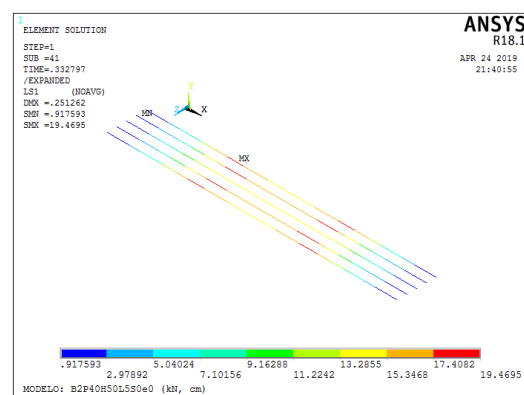
B4P40H28L5S2e0



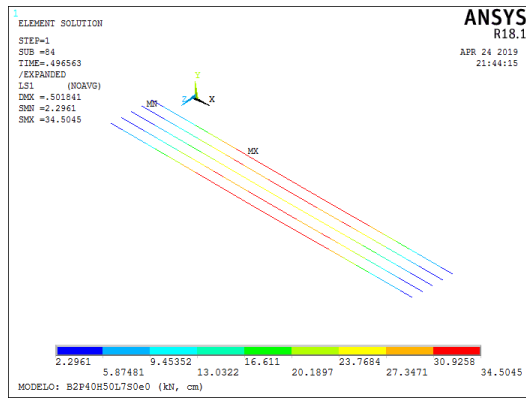
B4P40H28L7S2e0



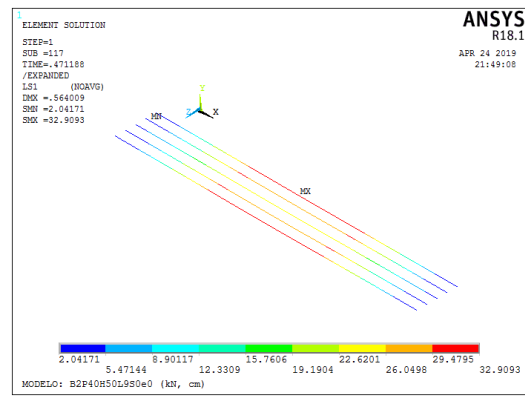
B4P40H28L9S2e0



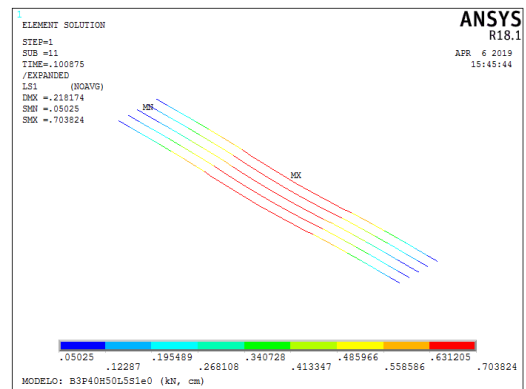
B2P40H50L5S0e0



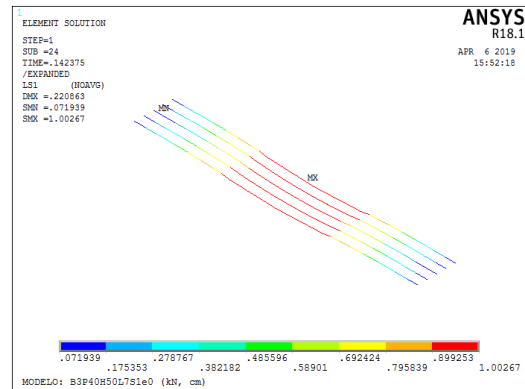
B2P40H50L7S0e0



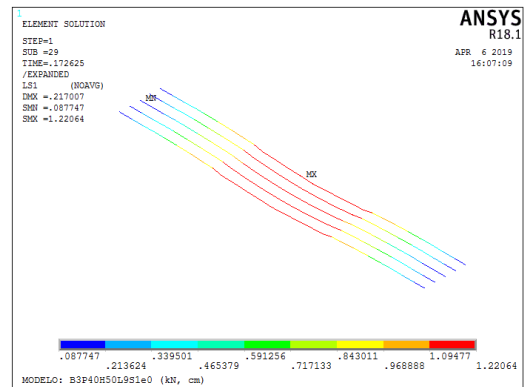
B2P40H50L9S0e0



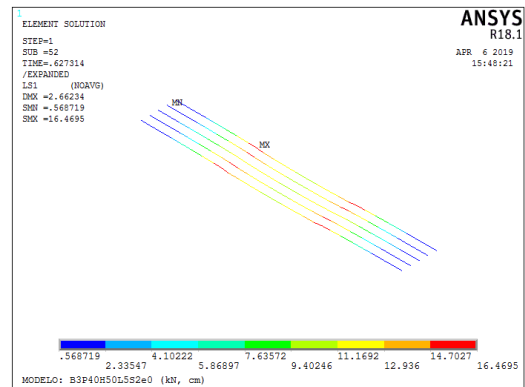
B3P40H50L5S1e0



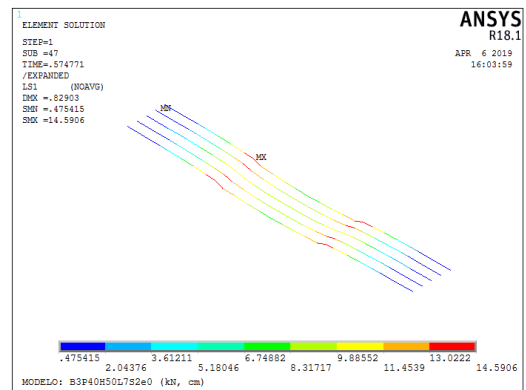
B3P40H50L7S1e0



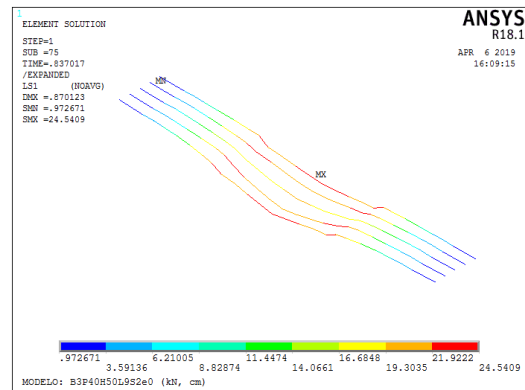
B3P40H50L9S1e0



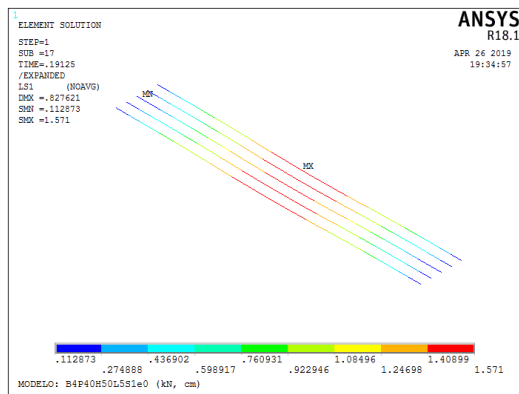
B3P40H50L5S2e0



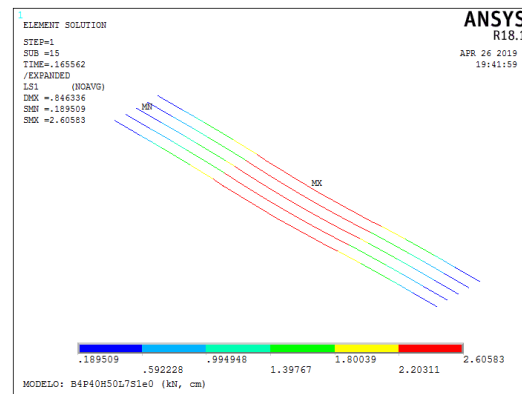
B3P40H50L7S2e0



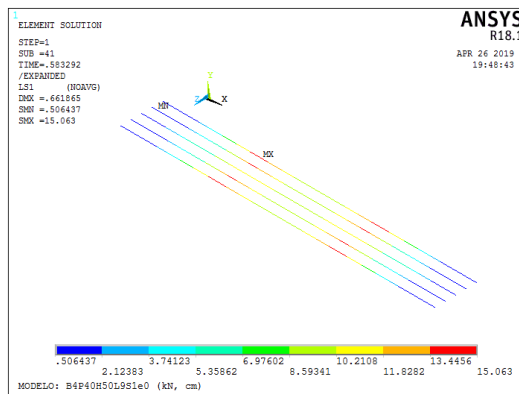
B3P40H50L9S2e0



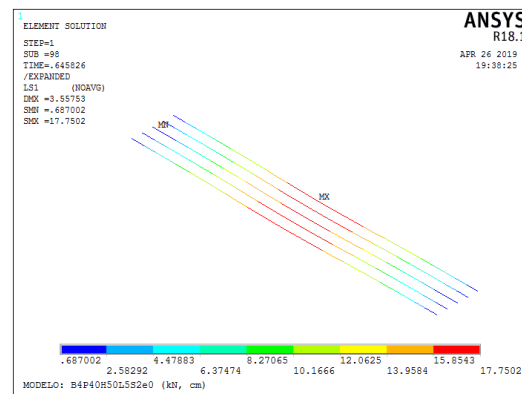
B4P40H50L5S1e0



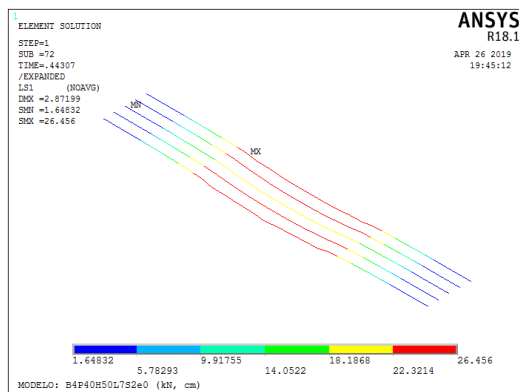
B4P40H50L7S1e0



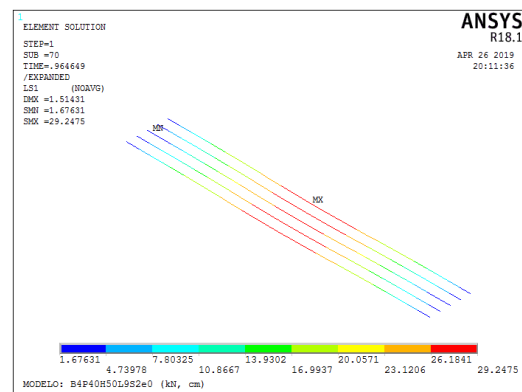
B4P40H50L9S1e0



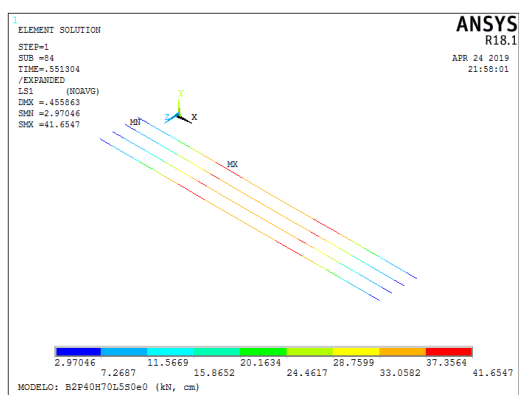
B4P40H50L5S2e0



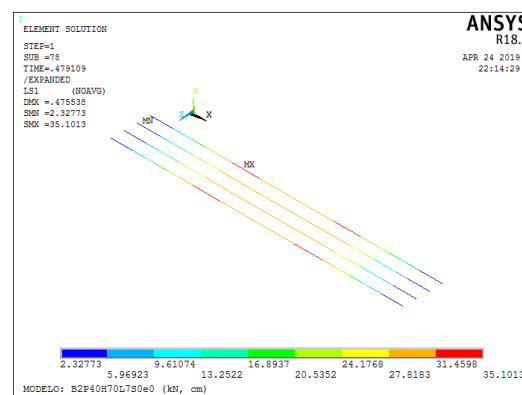
B4P40H50L7S2e0



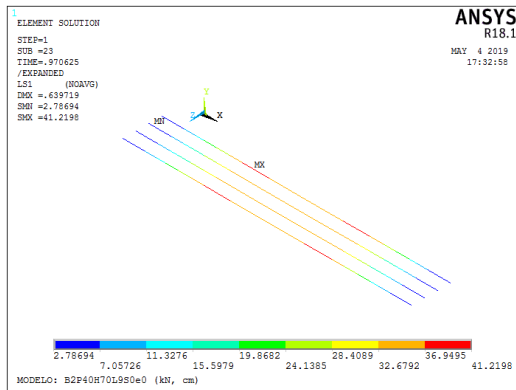
B4P40H50L9S2e0



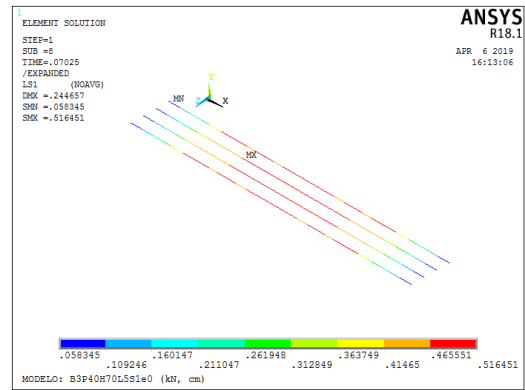
B2P40H70L5S0e0



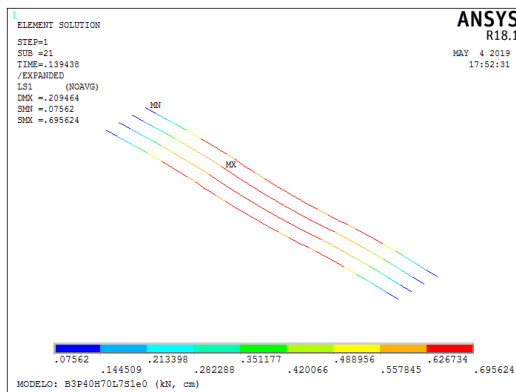
B2P40H70L7S0e0



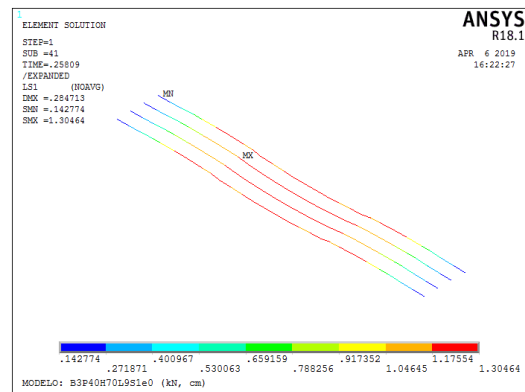
B2P40H70L9S0e0



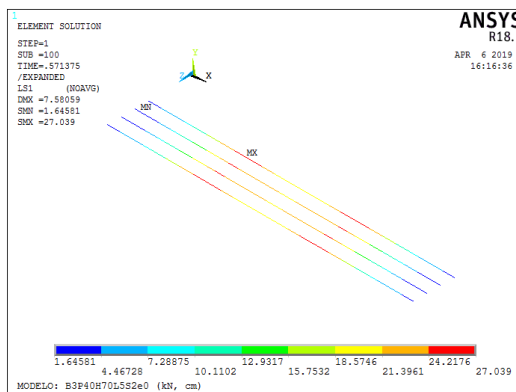
B3P40H70L5S1e0



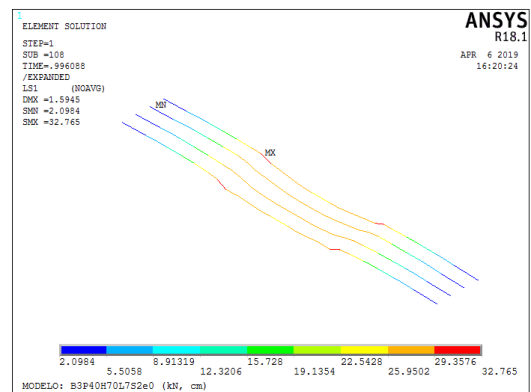
B3P40H70L7S1e0



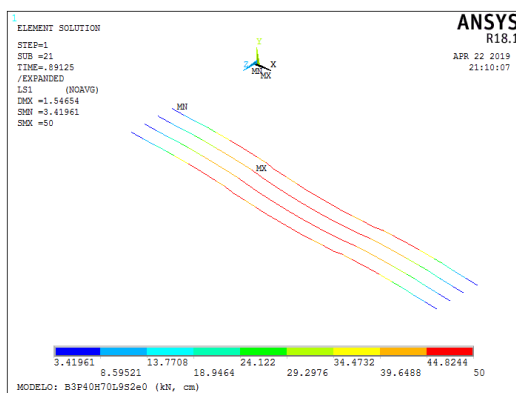
B3P40H70L9S1e0



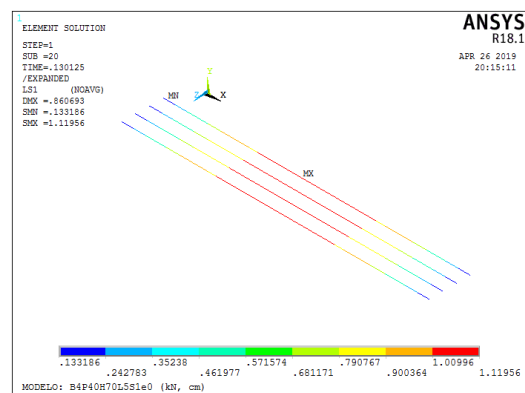
B3P40H70L5S2e0



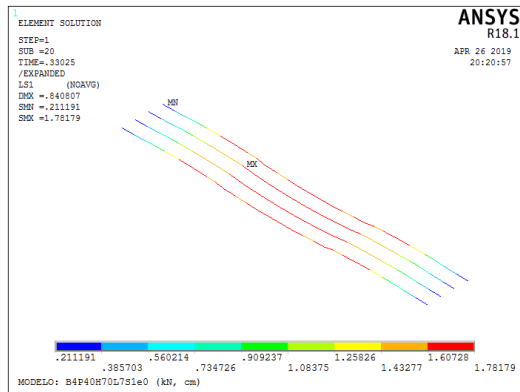
B3P40H70L7S2e0



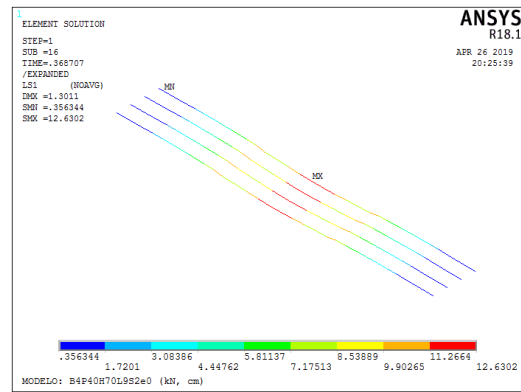
B3P40H70L9S2e0



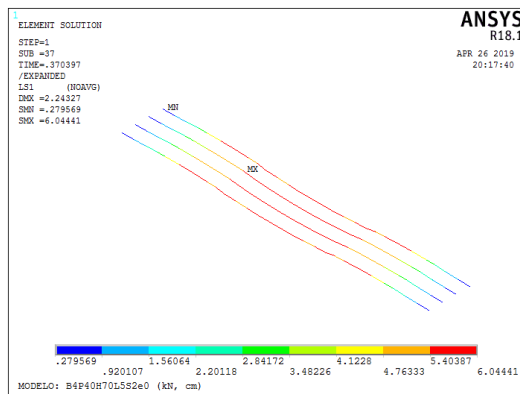
B4P40H70L5S1e0



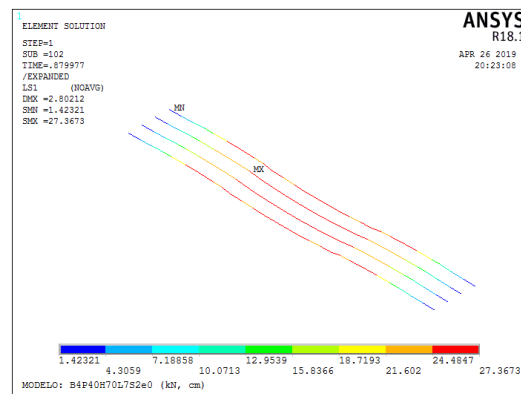
B4P40H70L7S1e0



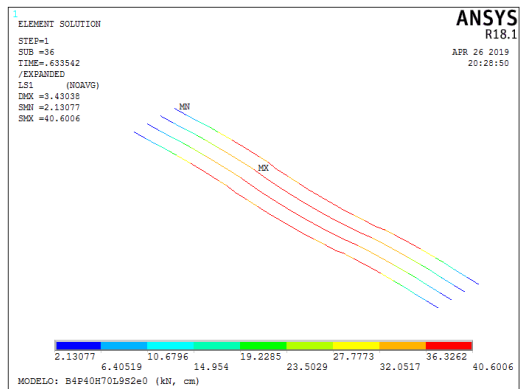
B4P40H70L9S1e0



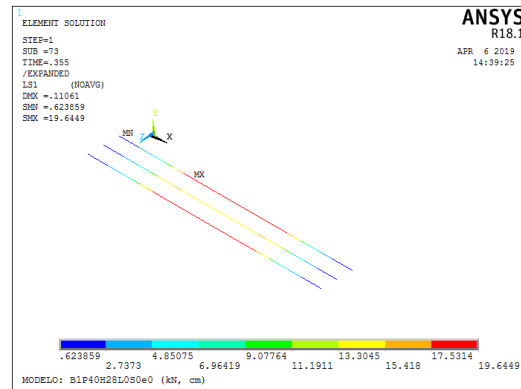
B4P40H70L5S2e0



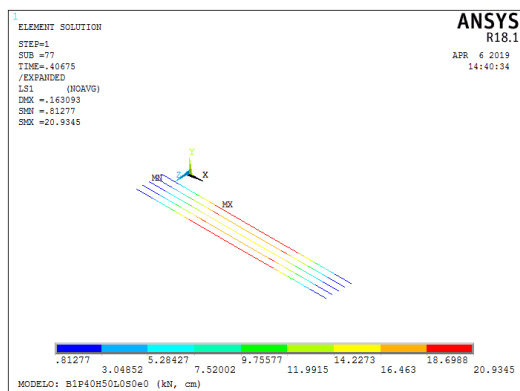
B4P40H70L7S2e0



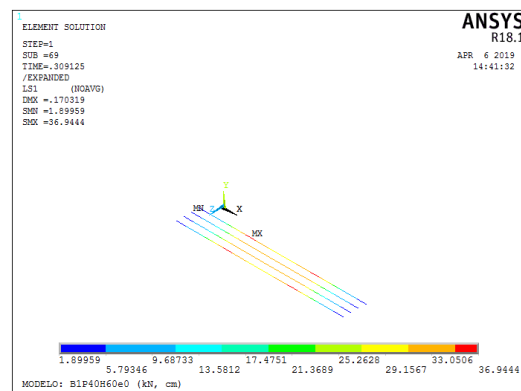
B4P40H70L9S2e0



B1P40H28L0S0e0



B1P40H50L0S0e0



B1P40H70L0S0e0

ANEXO E

```

C*****
C****  DIRETÓRIO*****
C*****

MODELO = 'B3P40H28L7S1e0'           ! Definir o nome do modelo
/FILNAME, MODELO                     ! Altera o jobname
/TITLE, MODELO: %MODELO% (kN, cm)
/MKDIR, D:\UFU\Pesquisa\MODELOS\%MODELO%      ! Cria o diretório
/CWD, D:\UFU\Pesquisa\MODELOS\%MODELO%        ! Altera o diretório
corrente para o diretório criado

C*****
C****  PROCESSAMENTO E MALHA*****
C*****

! Se a variável QModel for igual a 0.5, então será processado meio bloco, com
plano de simetria YX
! Se a variável QModel for igual a 0.25, então será processado 1/4 do bloco,
com planos de simetria YX e YZ

QModel = 0.25           ! Quantidade do modelo a ser processada
div = 3                 ! Tamanho dos elementos da malha
Fteo = 529.41           ! Força aplicada no modelo em kN

C*****
C****PROPRIEDADES DOS MATERIAIS*****
C*****

fckp = 5                ! Resistência do pilar em kN/cm²
fctp = -1               ! Resistência tração

fcke = 5                ! Resistência das estacas em kN/cm²
fctp = -1               ! Resistência tração

fckb = 2.5              ! Resistência do bloco em kN/cm²
fctb = 0.256            ! Resistência tração

BetaA = 0.2             ! Transferencia de cisalhamento fissura aberta
BetaF = 0.8             ! Transferencia cisalhamento fissura fechada

E_solo_1 = 0.63         ! Módulo de elasticidade camada 1 em kN/cm2
poiss_solo_1 = 0.23     ! Poisson da camada 1
coes_solo_1 = 0.00175   ! coesão da camada 1 em kN/cm2

```

```

atrito_solo_1 = 17.5      ! ângulo de atrito em graus

E_solo_2 = 0.84           ! Módulo de elasticidade camada 2 em kN/cm2
poiss_solo_2 = 0.23       ! Poisson da camada 2
coes_solo_2 = 0.00175     ! coesão da camada 2 em kN/cm2
atrito_solo_2 = 17.5     ! ângulo de atrito em graus

E_solo_3 = 1.47           ! Módulo de elasticidade camada 3 em kN/cm2
poiss_solo_3 = 0.22       ! Poisson da camada 3
coes_solo_3 = 0.00375     ! coesão da camada 3 em kN/cm2
atrito_solo_3 = 20       ! ângulo de atrito em graus

E_solo_4 = 2.1            ! Módulo de elasticidade camada 4 em kN/cm2
poiss_solo_4 = 0.22       ! Poisson da camada 4
coes_solo_4 = 0.00375     ! coesão da camada 4 em kN/cm2
atrito_solo_4 = 20       ! ângulo de atrito em graus

E_solo_5 = 2.73           ! Módulo de elasticidade camada 5 em kN/cm2
poiss_solo_5 = 0.21       ! Poisson da camada 5
coes_solo_5 = 0.00750     ! coesão da camada 5 em kN/cm2
atrito_solo_5 = 25       ! ângulo de atrito em graus

E_solo_6 = 5.88           ! Módulo de elasticidade camada 6 em kN/cm2
poiss_solo_6 = 0.21       ! Poisson da camada 6
coes_solo_6 = 0.01500     ! coesão da camada 6 em kN/cm2
atrito_solo_6 = 30       ! ângulo de atrito em graus

E_solo_7 = 7.00           ! Módulo de elasticidade camada 7 em kN/cm2
poiss_solo_7 = 0.30       ! Poisson da camada 7
coes_solo_7 = 0.00300     ! coesão da camada 7 em kN/cm2
atrito_solo_7 = 27.5     ! ângulo de atrito em graus

E_solo_8 = 9.975          ! Módulo de elasticidade camada 8 em kN/cm2
poiss_solo_8 = 0.30       ! Poisson da camada 8
coes_solo_8 = 0.00300     ! coesão da camada 8 em kN/cm2
atrito_solo_8 = 27.5     ! ângulo de atrito em graus

C*****
C****PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DO MODELO*****
C*****

espchapa = 2.5            ! Espessura da chapa de topo do pilar (cm)

Px =40                   ! Dimesão x do pilar (cm)
Pz =20                   ! Dimensão z do pilar (cm)
Py =40                   ! Comprimento do pilar (cm)

```

```

Bx =110                ! Dimensão do bloco direção x (cm)
By = 28                ! Dimensão do bloco direção y (cm)
Bz = 50                ! Dimensão do bloco direção z (cm)

E1x=20                 !Dimensão da estaca 1 na bloco direção x (cm)
E1y=700                !Dimensão da estaca 1 na bloco direção y (cm)
E1z=20                 !Dimensão da estaca 1 na bloco direção z (cm)

diste=60               ! Distância de eixo a eixo entre estacas (cm)
embut = 10             ! Embutimento das estacas no bloco (cm)

E2x=20                 !Dimensão da estaca 2 na bloco direção x (cm)
E2y=700                !Dimensão da estaca 2 na bloco direção y (cm)
E2z=20                 !Dimensão da estaca 2 na bloco direção z (cm)

Solox = 500            ! Dimensão do maciço de solo na direção x (cm)
Soloy = 1000           ! Dimensão do maciço de solo na direção y (cm)
Soloz = 500            ! Dimensão do maciço de solo na direção z (cm)

C*****
C***CARACTERÍSTICAS DAS ARMADURAS*****
C*****

! Inicialmente defina o cobrimento da armadura do PILAR, BLOCO e ESTACAS

cob_P = 3              ! Cobrimento da armadura do pilar em cm
cob_B = 3              ! Cobrimento da armadura do bloco em cm
cob_E = 3              ! Cobrimento da armadura das estacas em cm

C*****
C***ESTRIBOS PILAR*****
C*****

fyk_ep = 50            ! Tensão de escoamento do aço em kN/cm²
Es_ep = 21000          ! Módulo de elasticidade aço em kN/cm²

D_e_p = 6.3            ! Diâmetro da armadura do estribo do pilar em mm
N_estrib_pilar =4      ! Número de estribos no pilar
espac_estrib_pilar = 10 ! Espaçamento entre os estribos dos pilares em cm

C*****
C***ARMADURA LONGITUDINAL PILAR
C*****

fyk_lp = 50            ! Tensão de escoamento do aço em kN/cm²
Es_lp = 21000          ! Módulo de elasticidade aço em kN/cm²

```

```

D_l_p = 10.0          ! Diâmetro da armadura longitudinal do pilar em mm
N_longitud_pilar = 6   ! Esse número deve ser par, para o número de barras
                        ser simétrico

C*****
C****ESTRIBOS ESTACAS*****
C*****

fyk_ee = 50           ! Tensão de escoamento do aço em kN/cm²
Es_ee = 21000         ! Módulo de elasticidade aço em kN/cm²

D_e_e = 6.3          ! Diâmetro da armadura do estribo da estaca em mm
N_estrib_estaca = 60   ! Número de estribos nas estacas
espac_estrib_estaca = 10 ! Espaçamento entre os estribos das estacas em cm

C*****
C****ARMADURA LONGITUDINAL ESTACA*****
C*****

fyk_le = 50           ! Tensão de escoamento do aço em kN/cm²
Es_le = 21000         ! Módulo de elasticidade aço em kN/cm²

D_l_e = 10.0          ! Diâmetro da armadura longitudinal da estaca em mm
N_longitud_estaca = 4   ! Esse número deve ser par, para o número de barras
                        ser simétrico

C*****
C**** ARMADURA DO TIRANTE DO BLOCO*****
C*****

fyk_tir =50           ! Tensão de escoamento do aço em kN/cm²
Es_tir = 21000        ! Módulo de elasticidade aço em kN/cm²

D_princ_b =20         ! Diâmetro da armadura principal do bloco em mm
N_longitud_tir_1 = 3   ! Número de barras do tirante na primeira camada
N_longitud_tir_2 = 0   ! Número de barras do tirante da segunda camada
espac_camada_tir = 0   ! Espaçamento entre a camada 1 e a camada 2

C*****
C****ELEMENTOS UTILIZADOS
C*****

/Prep7                ! Inicia o pré-processador
ET,1,SOLID65          ! Tipo de elemento ANSYS (bloco, estaca, pilar,
                        solo)
ET,2,LINK180          ! Tipo de elemento ANSYS (Armaduras)
ET,3,SOLID45          ! Tipo de elemento ANSYS (Chapa de topo)

```

```
KEYOPT,1,5,1
KEYOPT,1,6,3
KEYOPT,1,7,1
KEYOPT,1,8,1
```

```
ERESX,NO          ! Integração dos pontos em volta (tensão de escoamento),
não ultrapassar a tensão de escoamento
```

```
/SHOW,WIN32
/DEVICE,VECTOR,0          ! Desativa o modo Device
/DEVICE,BBOX,1
/DEVICE,DITHER,1
/DEVICE,ANIM,BMP
/REPLOT
```

```
C*****
C**** CONCRETO - ESPECIFICAÇÕES DO PILAR*****
C*****
```

```
Ecp = 1*5600*(fckp**0.5)  ! Módulo de elasticidade NBR 6118:2014
```

```
MP,EX,1,Ecp          ! Módulo de Elasticidade do concreto do pilar(MPa)
MP,PRXY,1,0.2        ! Coeficiente de Poison
TB,CONC,1,1,9,        ! Concreto
TBTEMP,0
TBDATA,,BetaA,BetaF, -1, -1,,    ! fissura aberta, fissura fechada, fct, fck
TBDATA,,,,,,,,,
R,1,1, , , , , ,      ! Constante Real
```

```
C*****
C**** CONCRETO - ESPECIFICAÇÕES DO BLOCO
C*****
```

```
TB,MISO,2,1,7,0
TBTEMP,0
TBPT,,0.0019157, 0.750
TBPT,,0.0032567, 1.197
TBPT,,0.0047893, 1.644
TBPT,,0.0058110, 1.885
TBPT,,0.0080000, 2.249
TBPT,,0.0100000, 2.427
TBPT,,0.0127714, 2.500
```

```

Ecb = 0.750/ 0.0019157                                ! Módulo de elasticidade
baseado na curva do concreto

MP,EX,2,Ecb                                             ! Módulo de Elasticidade
do concreto do bloco (MPa)

MP,PRXY,2,0.2                                           ! Coeficiente de Poison
TB,CONC,2,1,9,                                         ! Concreto
TBTEMP,0

TBDATA,,BetaA,BetaF, fctb, -1,,                       ! fissura aberta, fissura
fechada, fct, fck
TBDATA,,,,,,,,,
R,2,2, , , , , ,                                     ! Constante Real

C*****
C**** CONCRETO - ESPECIFICAÇÕES DAS ESTACAS
C*****
Ece = 1*5600*(fcke**0.5)                               ! Módulo de elasticidade
NBR 6118:2014

MP,EX,3, Ece                                           ! Módulo de Elasticidade
do concreto da estaca (MPa)

MP,PRXY,3,0.2                                           ! Coeficiente de Poison
TB,CONC,3,1,9,                                         ! Concreto
TBTEMP,0

TBDATA,,BetaA,BetaF, -1, -1,,                         ! fissura aberta, fissura
fechada, fct, fck
TBDATA,,,,,,,,,
R,3,3, , , , , ,                                     ! Constante Real

C*****
C**** AÇO - ESPECIFICAÇÕES DAS ARMADURAS
C*****

! AÇO DA CHAPA DE TOPO

MP,EX,4,20000                                           ! Módulo de Elasticidade
do aço da chapa (MPa)

MP,PRXY,4,0.3                                           ! Coeficiente de Poison
!TB,BISO,4                                              ! Modelo constitutivo
bilinear segundo Von-Mises
!TBDATA,,50,0                                           ! Tensão de escoamento e
Módulo tangente (MPa)
R,4,4, , , , , ,                                     ! Constante Real

! AÇO DA ARMADURA LONGITUDINAL DO PILAR

```

```

MP,EX,5,Es_lp                                ! Módulo de Elasticidade do aço
da armadura longitudinal do pilar (MPa)
MP,PRXY,5,0.3                                ! Coeficiente de Poison
TB,BISO,5                                    ! Modelo constitutivo bilinear
segundo Von-Mises
TBDATA,,fyk_lp,0                             ! Tensão de escoamento e Módulo
tangente (MPa)
R,5,( (3.1415*(D_lp/10)**2)/4)               ! Constante Real

! AÇO DA ARMADURA DOS ESTRIBOS DO PILAR
MP,EX,6,Es_ep                                ! Módulo de Elasticidade do aço
do estribo do pilar (MPa)
MP,PRXY,6,0.3                                ! Coeficiente de Poison
TB,BISO,6                                    ! Modelo constitutivo bilinear
segundo Von-Mises
TBDATA,,fyk_ep,0                             ! Tensão de escoamento e Módulo
tangente (MPa)
R,6,( (3.1415*(D_ep/10)**2)/4)               ! Constante Real

! AÇO DA ARMADURA LONGITUDINAL DAS ESTACAS
MP,EX,7,Es_le                                ! Módulo de Elasticidade do aço
da armadura longitudinal da estaca (MPa)
MP,PRXY,7,0.3                                ! Coeficiente de Poison
TB,BISO,7                                    ! Modelo constitutivo bilinear
segundo Von-Mises
TBDATA,,fyk_le,0                             ! Tensão de escoamento e Módulo
tangente (MPa)
R,7,( (3.1415*(D_le/10)**2)/4)               ! Constante Real

! AÇO DA ARMADURA DOS ESTRIBOS DAS ESTACAS
MP,EX,8,Es_ee                                ! Módulo de Elasticidade do aço
do estribo da estaca (MPa)
MP,PRXY,8,0.3                                ! Coeficiente de Poison
TB,BISO,8                                    ! Modelo constitutivo bilinear
segundo Von-Mises
TBDATA,,fyk_ee,0                             ! Tensão de escoamento e Módulo
tangente (MPa)
R,8,( (3.1415*(D_ee/10)**2)/4)               ! Constante Real

! AÇO DA ARMADURA DO TIRANTE DO BLOCO
MP,EX,9,Es_tir                                ! Módulo de Elasticidade do aço
da armadura principal do bloco (MPa)
MP,PRXY,9,0.3                                ! Coeficiente de Poison
TB,BISO,9                                    ! Modelo constitutivo bilinear
segundo Von-Mises

```

```

TBDATA,,fyk_tir,0                                ! Tensão de escoamento e Módulo
tangente (MPa)
R,9,( (3.1415*(D_princ_b/10)**2)/4)                ! Constante Real

! AÇO DA ARMADURA DOS ESTRIBOS DO BLOCO
MP,EX,11,Es                                         ! Módulo de Elasticidade do aço
da armadura de suspensão do bloco (MPa)
MP,PRXY,11,0.3                                     ! Coeficiente de Poison
TB,BISO,11                                         ! Modelo constitutivo bilinear
segundo Von-Mises
TBDATA,,fyk,0                                      ! Tensão de escoamento e Módulo
tangente (MPa)
R,11,( (3.1415*(D_susp_b/10)**2)/4)                ! Constante Real

C*****
C**** SOLO - ESPECIFICAÇÕES DAS CAMADAS
C*****

MP,EX,12,E_solo_1
MP,PRXY,12,poiss_solo_1
TB,DP,12,,,
TBMODIF,1,1,coes_solo_1
TBMODIF,1,2,atrito_solo_1

MP,EX,13,E_solo_2
MP,PRXY,13,poiss_solo_2
TB,DP,13,,,
TBMODIF,1,1,coes_solo_2
TBMODIF,1,2,atrito_solo_2

MP,EX,14,E_solo_3
MP,PRXY,14,poiss_solo_3
TB,DP,14,,,
TBMODIF,1,1,coes_solo_3
TBMODIF,1,2,atrito_solo_3

MP,EX,15,E_solo_4
MP,PRXY,15,poiss_solo_4
TB,DP,15,,,
TBMODIF,1,1,coes_solo_4
TBMODIF,1,2,atrito_solo_4

MP,EX,16,E_solo_5
MP,PRXY,16,poiss_solo_5
TB,DP,16,,,
TBMODIF,1,1,coes_solo_5

```

```
TBMODIF,1,2,atrito_solo_5
```

```
MP,EX,17,E_solo_6
```

```
MP,PRXY,17,poiss_solo_6
```

```
TB,DP,17,,,
```

```
TBMODIF,1,1,coes_solo_6
```

```
TBMODIF,1,2,atrito_solo_6
```

```
MP,EX,18,E_solo_7
```

```
MP,PRXY,18,poiss_solo_7
```

```
TB,DP,18,,,
```

```
TBMODIF,1,1,coes_solo_7
```

```
TBMODIF,1,2,atrito_solo_7
```

```
MP,EX,19,E_solo_8
```

```
MP,PRXY,19,poiss_solo_8
```

```
TB,DP,19,,,
```

```
TBMODIF,1,1,coes_solo_8
```

```
TBMODIF,1,2,atrito_solo_8
```

```
C*****
```

```
C****CARREGAMENTOS
```

```
C*****
```

```
PressY = (Fteo/(Px*Pz)) ! Variável tensão em Y (kN/cm²)
```

```
C*****
```

```
C****DESENHO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS
```

```
C*****
```

```
!Desenha o macico de solo
```

```
BLOCK, (Bx/2)-(solox/2), (Bx/2)+(solox/2), 0, -(soloy), (Bz/2)-  
(soloz/2), (Bz/2)+(soloz/2),
```

```
!Desenho da Estaca 1
```

```
BLOCK, (((Bx-diste)/2)-(E1x/2)), ((Bx-diste)/2)-(E1x/2)+E1x, embut, -E1y,  
(Bz/2)-(E1z/2), (Bz/2)-(E1z/2)+E1z
```

```
!Desenho da Estaca 2
```

```
BLOCK, ((Bx-diste)/2)-(E2x/2)+diste, ((Bx-diste)/2)-(E2x/2)+diste+E2x, embut, -  
E2y, (Bz/2)-(E2z/2), (Bz/2)-(E2z/2)+E2z
```

```
FLST, 3, 2, 6, ORDE, 2
```

```
FITEM, 3, 2
```

```
FITEM, 3, -3
```

```

VSBV,          1,P51X

VGEN, ,ALL, , , , -1000, , , ,1          !Move o maciço de
solo para baixo

!Desenho do Bloco

BLOCK, 0,Bx, 0,By, 0,Bz

!Desenho da Estaca 1
BLOCK, ((Bx-diste)/2)-(E1x/2), ((Bx-diste)/2)-(E1x/2)+E1x, embut, -E1y,
(Bz/2)-(E1z/2), (Bz/2)-(E1z/2)+E1z

!Desenho da Estaca 2
BLOCK, ((Bx-diste)/2)-(E2x/2)+diste, ((Bx-diste)/2)-(E2x/2)+diste+E2x, embut, -
E2y, (Bz/2)-(E2z/2), (Bz/2)-(E2z/2)+E2z

!Desenho do Pilar
BLOCK, (Bx/2)-Px/2, (Bx/2)+Px/2, By, (By+Py), (Bz/2)-(Pz/2), (Bz/2)+(Pz/2)

!Desenho do solo
!BLOCK, -(Solox - Bx)/2, (((Solox - Bx)/2)+Bx), 0, -Soloy, -(Soloz -
Bz)/2, (((Soloz - Bz)/2)+Bz)

!Desenho da Chapa
BLOCK, (Bx/2)-Px/2, (Bx/2)+Px/2, (By+Py), (By+Py+espchapa), (Bz/2)-
(Pz/2), (Bz/2)+(Pz/2)

VOVLAP,ALL          ! Interseção entre os volumes
redundantes

C*****
C****DIVISÃO DOS VOLUMES
C*****

!PRIMEIRA DIVISÃO DO ELEMENTO ESTRUTURAL
cordx = ((Bx-diste)/2)-(E1x/2)          !Coordenada x do WorkPlane
cordy = embut          !Coordenada y do WorkPlane
cordz = (Bz/2)-(E1z/2)          !Coordenada z do WorkPlane

FLST,2,1,8          !Comando que seleciona o
ponto com as coordenadas
FITEM,2,cordx,cordy,cordz
WPAVE,P51X          ! posiciona o WorkPlane
nesse ponto

```

```

VSBW,ALL,,DELETE                                ! Divide todos os volumes
com base no xy do WorkPlane

!SEGUNDA DIVISÃO DO ELEMENTO ESTRUTURAL
cordx = ((Bx-diste)/2)-(E1x/2)                    !Coordenada x do WorkPlane
cordy = embut                                     !Coordenada y do WorkPlane
cordz = (Bz/2)-(E1z/2)+E1z                        !Coordenada z do WorkPlane

FLST,2,1,8                                       !Comando que seleciona o
ponto com as coordenadas
FITEM,2,cordx,cordy,cordz
WPAVE,P51X                                       ! posiciona o WorkPlane
nesse ponto

VSBW,ALL,,DELETE                                ! Divide todos os volumes
com base no xy do WorkPlane

!TERCEIRA DIVISÃO DO ELEMENTO ESTRUTURAL
WPRO,,,90.000000                                ! Rotaciona o WP em torno
de y 90 graus para cortar na outra direção
VSBW,ALL,,DELETE                                ! Divide todos os volumes
com base no xy do WorkPlane

!QUARTA DIVISÃO DO ELEMENTO ESTRUTURAL
cordx = ((Bx-diste)/2)-(E1x/2)+E1x                !Coordenada x do WorkPlane
cordy = embut                                     !Coordenada y do WorkPlane
cordz = (Bz/2)-(E1z/2)+E1z                        !Coordenada z do WorkPlane

FLST,2,1,8                                       !Comando que seleciona o
ponto com as coordenadas
FITEM,2,cordx,cordy,cordz
WPAVE,P51X                                       ! posiciona o WorkPlane
nesse ponto

VSBW,ALL,,DELETE                                ! Divide todos os volumes
com base no xy do WorkPlane

!QUINTA DIVISÃO DO ELEMENTO ESTRUTURAL
cordx = ((Bx-diste)/2)-(E2x/2)+diste              !Coordenada x do WorkPlane
cordy = embut                                     !Coordenada y do WorkPlane
cordz = (Bz/2)-(E1z/2)+E1z                        !Coordenada z do WorkPlane

FLST,2,1,8                                       !Comando que seleciona o
ponto com as coordenadas
FITEM,2,cordx,cordy,cordz

```

[illegible]

```

VSBW,ALL,,DELETE                                ! Divide todos os volumes
com base no xy do WorkPlane

!NONA DIVISÃO DO ELEMENTO ESTRUTURAL
cordx = 0                                         !Coordenada x do WorkPlane
cordy = 0                                         !Coordenada y do WorkPlane
cordz =0                                          !Coordenada z do WorkPlane

FLST,2,1,8                                       !Comando que seleciona o
ponto com as coordenadas
FITEM,2,cordx,cordy,cordz
WPAVE,P51X                                       ! posiciona o WorkPlane
nesse ponto

WPRO,,90.000000

VSBW,ALL,,DELETE                                ! Divide todos os volumes
com base no xy do WorkPlane

!DÉCIMA DIVISÃO DO ELEMENTO ESTRUTURAL
cordx = 0                                         !Coordenada x do WorkPlane
cordy = embut                                    !Coordenada y do WorkPlane
cordz =0                                          !Coordenada z do WorkPlane

FLST,2,1,8                                       !Comando que seleciona o
ponto com as coordenadas
FITEM,2,cordx,cordy,cordz
WPAVE,P51X                                       ! posiciona o WorkPlane
nesse ponto
VSBW,ALL,,DELETE                                ! Divide todos os volumes
com base no xy do WorkPlane
!CORTE PARA O DESENHO DOS ESTRIBOS DOS PILARES

!ESTRIBOS PILARES

cordx =Bx/2-Px/2                                 !Coordenada x do WorkPlane
cordy = By + Py - cob_P                         !Coordenada y do WorkPlane
cordz =Bz/2 + Pz/2                              !Coordenada z do WorkPlane
FLST,2,1,8                                       !Comando que seleciona o
ponto com as coordenadas
FITEM,2,cordx,cordy,cordz
WPAVE,P51X                                       ! posiciona o WorkPlane
nesse ponto
VSBW,ALL,,DELETE                                ! Divide todos os volumes
com base no xy do WorkPlane

```



```

FLST,2,1,8                                !Comando que seleciona o
ponto com as coordenadas
FITEM,2,cordx,cordy,cordz
WPAVE,P51X                                ! posiciona o WorkPlane
nesse ponto
VSBW,ALL,,DELETE                          ! Divide todos os volumes
com base no xy do WorkPlane

! Rotina que divide o modelo com base no número de armaduras longitudinais dos
pilares

espac_longitud_pilar = (Px - 2*cob_P)/(N_longitud_pilar/2 - 1)
incremento_espac_L_P = espac_longitud_pilar

*DO, i, 1, (N_longitud_pilar/2) -1,1

cordx =Bx/2 - Px/2 + cob_P +      incremento_espac_L_P      !Coordenada x do
WorkPlane (linha central pilar)
cordy = By+Py+espchapa           !Coordenada y do WorkPlane
cordz =Bz/2 + Pz/2               !Coordenada z do WorkPlane
FLST,2,1,8                      !Comando que seleciona o
ponto com as coordenadas
FITEM,2,cordx,cordy,cordz
WPAVE,P51X                      ! posiciona o WorkPlane
nesse ponto
VSBW,ALL,,DELETE                ! Divide todos os volumes
com base no xy do WorkPlane

incremento_espac_L_P = incremento_espac_L_P + espac_longitud_pilar

*ENDDO

! Rotina que divide o modelo com base no número de armaduras longitudinais da
estaca 1

espac_longitud_estaca = (Elx - 2*cob_E)/(N_longitud_estaca/2 - 1)
incremento_espac_L_E = espac_longitud_estaca

*DO, i, 1, (N_longitud_estaca/2) -1,1

cordx =Bx/2 - diste/2 -Elx/2 + cob_E +incremento_espac_L_E !Coordenada x do
WorkPlane
cordy = -Elly           !Coordenada y do WorkPlane
cordz =Bz/2 + Elz/2     !Coordenada z do WorkPlane

```

[illegible]

```

VSBW,ALL,,DELETE                                ! Divide todos os volumes
com base no xy do WorkPlane

cordx =Bx/2-Px/2                                !Coordenada x do WorkPlane
cordy = By+Py+espchapa                           !Coordenada y do WorkPlane
cordz =Bz/2 + Pz/2 - cob_P                       !Coordenada z do WorkPlane
FLST,2,1,8                                       !Comando que seleciona o
ponto com as coordenadas
FITEM,2,cordx,cordy,cordz
WPAVE,P51X                                       ! posiciona o WorkPlane
nesse ponto
VSBW,ALL,,DELETE                                ! Divide todos os volumes
com base no xy do WorkPlane

!Corte no centro pilar (Plano XY)
cordx =Bx/2-Px/2                                !Coordenada x do WorkPlane
cordy = By+Py+espchapa                           !Coordenada y do WorkPlane
cordz =Bz/2                                       !Coordenada z do WorkPlane
FLST,2,1,8                                       !Comando que seleciona o
ponto com as coordenadas
FITEM,2,cordx,cordy,cordz
WPAVE,P51X                                       ! posiciona o WorkPlane
nesse ponto
VSBW,ALL,,DELETE                                ! Divide todos os volumes
com base no xy do WorkPlane

!CORTE PARA O DESENHO DOS ESTRIBOS DAS ESTACAS

WPRO,,-90.000000,                                !PLANO XY

cordx =Bx/2-diste/2 - E1x/2                     !Coordenada x do WorkPlane
!cordy = -E1y + cob_E                           !Coordenada y do WorkPlane
cordy = -E1y                                     !Coordenada y do WorkPlane
cordz =Bz/2 + E1z/2                             !Coordenada z do WorkPlane
FLST,2,1,8                                       !Comando que seleciona o
ponto com as coordenadas
FITEM,2,cordx,cordy,cordz
WPAVE,P51X                                       ! posiciona o WorkPlane
nesse ponto
VSBW,ALL,,DELETE                                ! Divide todos os volumes
com base no xy do WorkPlane

incremento_espac_E = espac_estrib_estaca
*DO,k,1,N_estrib_estaca-1,1

cordx =Bx/2-diste/2 - E1x/2                     !Coordenada x do WorkPlane

```

```
!cordy = -Ely + cob_E + incremento_espac_E !Coordenada y do WorkPlane
cordy = -Ely + incremento_espac_E !Coordenada y do WorkPlane
cordz =Bz/2 + Elz/2 !Coordenada z do WorkPlane
FLST,2,1,8 !Comando que seleciona o
ponto com as coordenadas
FITEM,2,cordx,cordy,cordz
WPAVE,P51X ! posiciona o WorkPlane
nesse ponto
VSBW,ALL,,DELETE ! Divide todos os volumes
com base no xy do WorkPlane

incremento_espac_E = incremento_espac_E + espac_estrib_estaca
*ENDDO

WPRO,,, -90.000000, ! PLANO YZ

cordx =Bx/2-diste/2 - Elx/2 + cob_E !Coordenada x do WorkPlane
cordy = -Ely !Coordenada y do WorkPlane
cordz =Bz/2 + Elz/2 !Coordenada z do WorkPlane
FLST,2,1,8 !Comando que seleciona o
ponto com as coordenadas
FITEM,2,cordx,cordy,cordz
WPAVE,P51X ! posiciona o WorkPlane
nesse ponto
VSBW,ALL,,DELETE ! Divide todos os volumes
com base no xy do WorkPlane

cordx =Bx/2-diste/2 - Elx/2 + Elx - cob_E !Coordenada x do WorkPlane
cordy = -Ely !Coordenada y do WorkPlane
cordz =Bz/2 + Elz/2 !Coordenada z do WorkPlane
FLST,2,1,8 !Comando que seleciona o
ponto com as coordenadas
FITEM,2,cordx,cordy,cordz
WPAVE,P51X ! posiciona o WorkPlane
nesse ponto
VSBW,ALL,,DELETE ! Divide todos os volumes
com base no xy do WorkPlane

cordx =Bx/2-diste/2 +diste - E2x/2 + cob_E !Coordenada x do WorkPlane
cordy = -Ely !Coordenada y do WorkPlane
cordz =Bz/2 + Elz/2 !Coordenada z do WorkPlane
FLST,2,1,8 !Comando que seleciona o
ponto com as coordenadas
FITEM,2,cordx,cordy,cordz
WPAVE,P51X ! posiciona o WorkPlane
nesse ponto
```

```

VSBW,ALL,,DELETE                                ! Divide todos os volumes
com base no xy do WorkPlane

cordx =Bx/2-diste/2 +diste - E2x/2 + E2x - cob_E  !Coordenada x do WorkPlane
cordy = -Ely                                       !Coordenada y do WorkPlane
cordz =Bz/2 + E1z/2                               !Coordenada z do WorkPlane
FLST,2,1,8                                         !Comando que seleciona o
ponto com as coordenadas
FITEM,2,cordx,cordy,cordz
WPAVE,P51X                                         ! posiciona o WorkPlane
nesse ponto
VSBW,ALL,,DELETE                                ! Divide todos os volumes
com base no xy do WorkPlane

!Divisão do Bloco nos extremos das armaduras do tirante (PLANO YZ)
cordx =cob_B                                       !Coordenada x do WorkPlane
cordy = 0                                          !Coordenada y do WorkPlane
cordz =Bz/2 + E1z/2                               !Coordenada z do WorkPlane
FLST,2,1,8                                         !Comando que seleciona o
ponto com as coordenadas
FITEM,2,cordx,cordy,cordz
WPAVE,P51X                                         ! posiciona o WorkPlane
nesse ponto
VSBW,ALL,,DELETE                                ! Divide todos os volumes
com base no xy do WorkPlane

cordx =Bx-cob_B                                   !Coordenada x do WorkPlane
cordy = 0                                          !Coordenada y do WorkPlane
cordz =Bz/2 + E1z/2                               !Coordenada z do WorkPlane
FLST,2,1,8                                         !Comando que seleciona o
ponto com as coordenadas
FITEM,2,cordx,cordy,cordz
WPAVE,P51X                                         ! posiciona o WorkPlane
nesse ponto
VSBW,ALL,,DELETE                                ! Divide todos os volumes
com base no xy do WorkPlane

! Divisão do bloco para desenho das barras superiores
WPRO,,, -90.000000

cordx =Bx                                           !Coordenada x do WorkPlane
cordy = By - cob_B                                 !Coordenada y do WorkPlane
cordz =Bz                                           !Coordenada z do WorkPlane
FLST,2,1,8                                         !Comando que seleciona o
ponto com as coordenadas

```

```

FITEM,2,cordx,cordy,cordz
WPAVE,P51X ! posiciona o WorkPlane
nesse ponto
VSBW,ALL,,DELETE ! Divide todos os volumes
com base no xy do WorkPlane

WPRO,, -90.000000,

! Rotina que divide o modelo com base no número de armaduras longitudinais
superiores do bloco

espac_longitud_sup = (Pz - 2*cob_P)/(N_longitud_sup - 1)
incremento_espac_L_SUP = espac_longitud_sup

*DO, i, 1, (N_longitud_sup) -1,1

cordx =Bx !Coordenada x do WorkPlane
cordy = By !Coordenada y do WorkPlane
cordz =Bz/2 + Pz/2 - cob_P - incremento_espac_L_SUP !Coordenada z do
WorkPlane
FLST,2,1,8 !Comando que seleciona o
ponto com as coordenadas
FITEM,2,cordx,cordy,cordz
WPAVE,P51X ! posiciona o WorkPlane
nesse ponto
VSBW,ALL,,DELETE ! Divide todos os volumes
com base no xy do WorkPlane

incremento_espac_L_SUP = incremento_espac_L_SUP + espac_longitud_sup

*ENDDO

! Rotina que divide o modelo com base no número de armaduras longitudinais do
tirante do bloco (PRIMEIRA CAMADA)

espac_longitud_tir_1 = (Elz - 2*cob_E)/(N_longitud_tir_1 - 1)
incremento_espac_L_TIR_1 = espac_longitud_tir_1

*DO, i, 1, (N_longitud_tir_1) -1,1

cordx =Bx !Coordenada x do WorkPlane
cordy = embut !Coordenada y do WorkPlane

```

[illegible]

[illegible]


```

FLST,2,1,8                                !Comando que seleciona o
ponto com as coordenadas
FITEM,2,cordx,cordy,cordz
WPAVE,P51X                                ! posiciona o WorkPlane
nesse ponto
VSBW,ALL,,DELETE                          ! Divide todos os volumes
com base no xy do WorkPlane

prox_camada =prox_camada +100

*ENDDO

WPCSYS,-1,0

!VGLUE

SAVE                                       ! Salvar o modelo

C*****
C**** SELECIONANDO OS ESTRIBOS DAS ESTACAS PARA CRIAR O COMPONENTE
C*****

!LSEL,S,LOC,Y,-E1y + cob_E
LSEL,S,LOC,Y,-E1y
LSEL,U,LOC, Z, Bz/2 + E1z/2
LSEL,U,LOC, Z, Bz/2 - E1z/2
LSEL,U,LOC, X, Bx/2 - diste/2 - E1x/2
LSEL,U,LOC, X, Bx/2 - diste/2 + diste - E2x/2
LSEL,U,LOC, X, Bx/2 - diste/2 - E1x/2 + E1x
LSEL,U,LOC, X, Bx/2 - diste/2 + diste - E2x/2 + E2x
LSEL,U,LOC,Y,-E1y

incremento_espac_E =espac_estrib_estaca
*DO,G,1,N_estrib_estaca - 1, 1

!LSEL,A,LOC,Y, -E1y + cob_E +incremento_espac_E
LSEL,A,LOC,Y, -E1y + incremento_espac_E

incremento_espac_E = incremento_espac_E + espac_estrib_estaca
*ENDDO

lssel,U,LOC, Z, Bz/2 + E1z/2,Bz/2 + E1z/2 - cob_E + 0.0001
lssel,U,LOC, Z, Bz/2 - E1z/2,Bz/2 - E1z/2 + cob_E - 0.0001

```

```

LSEL, U, LOC, X, Bx/2 - diste/2 - E1x/2, Bx/2 - diste/2 - E1x/2 + cob_E -
0.0001
LSEL, U, LOC, X, Bx/2 - diste/2 - E1x/2 + E1x, Bx/2 - diste/2 - E1x/2 + E1x -
cob_E + 0.0001

LSEL,U,LOC, X, Bx/2 - diste/2 + diste - E2x/2, Bx/2 - diste/2 + diste - E2x/2
+ cob_E - 0.0001
LSEL,U,LOC, X, Bx/2 - diste/2 + diste - E2x/2 + E2x, Bx/2 - diste/2 + diste -
E2x/2 + E2x - cob_E + 0.0001

LSEL,U,LOC, Z, Bz/2
LSEL,U,LOC, X, Bx/2

*IF, incremento_espac_E,GE, Ely, THEN

LSEL, U, LOC, Z, Bz, Bz/2 + E1z/2 + 0.0001
LSEL, U, LOC, Z,0, Bz/2 - E1z/2 - 0.0001

LSEL,U,LOC,X, 0, Bx/2 - diste/2 - E1x/2 + cob_E - 0.0001

LSEL,U,LOC,X, Bx/2 - diste/2 - E1x/2 + E1x - cob_E + 0.0001, Bx/2 - diste/2 +
diste - E2x/2 + cob_E - 0.0001

LSEL,U,LOC,X, Bx/2 - diste/2 + diste - E2x/2 + E2x - cob_E + 0.0001, Bx

*ENDIF

C*****
C****ROTINA QUE EXCLUI LINHAS ADICIONAIS REFERENTE AO CORTE PARA DESENHO DAS
ARMADURAS DOS BLOCOS
C*****

*IF, (N_longitud_sup - 2), GT, 0, THEN

incremento_espac_SUP = espac_longitud_sup
*DO,i,1,N_longitud_sup - 2, 1

LSEL,U,LOC,Z, Bz/2 + Pz/2 - cob_P - incremento_espac_SUP

incremento_espac_SUP = incremento_espac_SUP + espac_longitud_sup
*ENDDO

*ENDIF

*IF, (N_longitud_tir_1 - 2), GT, 0, THEN

```

```

incremento_espac_L_TIR_1 = espac_longitud_tir_1
*DO,i,1,N_longitud_tir_1 - 2, 1

LSEL,U,LOC,Z, Bz/2 + Elz/2 - cob_E - incremento_espac_L_TIR_1

incremento_espac_L_TIR_1 =incremento_espac_L_TIR_1 + espac_longitud_tir_1
*ENDDO

*ENDIF

*IF, (N_longitud_tir_2 - 2), GT, 0, THEN

incremento_espac_L_TIR_2 = espac_longitud_tir_2
*DO,i,1,N_longitud_tir_2 - 2, 1

LSEL,U,LOC,Z, Bz/2 + Elz/2 - cob_E - incremento_espac_L_TIR_2

incremento_espac_L_TIR_2 =incremento_espac_L_TIR_2 + espac_longitud_tir_2
*ENDDO

*ENDIF

LSEL,R, , ,ALL
CM,Estribos_Estaca,LINE

C*****
C****SELECCIONANDO OS ESTRIBOS DOS PILARES PARA CRIAR O COMPONENTE
C*****
]
LSEL,S,LOC,Y,By+Py - cob_P

incremento_espac_P =espac_estrib_pilar
*DO,i,1,N_estrib_pilar - 1, 1

LSEL,A,LOC,Y, By + Py - cob_P - incremento_espac_P

incremento_espac_P = incremento_espac_P + espac_estrib_pilar
*ENDDO

LSEL,U,LOC, Z, Bz/2 + Pz/2
LSEL,U,LOC, Z, Bz/2 - Pz/2
LSEL,U,LOC, X, Bx/2 -Px/2
LSEL,U,LOC, X, Bx/2 + Px/2
LSEL,U,LOC, X, Bx/2
LSEL,U,LOC, Z, Bz/2

```

```
LSEL,U,LOC, Z, Bz/2 -Pz/2 ,Bz/2 - Pz/2 + cob_P - 0.0001
LSEL,U,LOC, Z, Bz/2 +Pz/2 ,Bz/2 + Pz/2 - cob_P + 0.0001
```

```
LSEL,U,LOC, X, Bx/2 -Px/2 ,Bx/2 - Px/2 + cob_P - 0.0001
LSEL,U,LOC, X, Bx/2 +Px/2 ,Bx/2 + Px/2 - cob_P + 0.0001
```

```
*IF, incremento_espac_P,GE, Py, THEN
```

```
LSEL, U, LOC, Z, Bz, Bz/2 + Pz/2 + 0.0001
```

```
LSEL, U, LOC, Z,0, Bz/2 - Pz/2 - 0.0001
```

```
LSEL,U,LOC,X, 0, Bx/2 - Px/2 + cob_P - 0.0001
```

```
LSEL,U,LOC,X, Bx/2 + Px/2 - cob_P + 0.0001, Bx
```

```
*ENDIF
```

```
incremento_espac_L_P = espac_longitud_pilar
```

```
*DO, i, 1, (N_longitud_pilar/2)-2, 1
```

```
LSEL, U, LOC, X, Bx/2 - Px/2 + cob_P + incremento_espac_L_P
```

```
incremento_espac_L_P = incremento_espac_L_P + espac_longitud_pilar
```

```
*ENDDO
```

```
C*****
```

```
C****ROTINA QUE EXCLUI LINHAS ADICIONAIS REFERENTE AO CORTE PARA DESENHO DAS
ARMADURAS DOS BLOCOS
```

```
C*****
```

```
*IF, (N_longitud_sup - 2), GT, 0, THEN
```

```
incremento_espac_SUP = espac_longitud_sup
```

```
*DO,i,1,N_longitud_sup - 2, 1
```

```
LSEL,U,LOC,Z, Bz/2 + Pz/2 - cob_P - incremento_espac_SUP
```

```
incremento_espac_SUP = incremento_espac_SUP + espac_longitud_sup
```

```
*ENDDO
```

```
*ENDIF
```

```
*IF, (N_longitud_tir_1 - 2), GT, 0, THEN
```

```
incremento_espac_L_TIR_1 = espac_longitud_tir_1
```

```

*DO,i,1,N_longitud_tir_1 - 2, 1

LSEL,U,LOC,Z, Bz/2 + Elz/2 - cob_E - incremento_espac_L_TIR_1

incremento_espac_L_TIR_1 =incremento_espac_L_TIR_1 + espac_longitud_tir_1
*ENDDO

*ENDIF

*IF, (N_longitud_tir_2 - 2), GT, 0, THEN

incremento_espac_L_TIR_2 = espac_longitud_tir_2
*DO,i,1,N_longitud_tir_2 - 2, 1

LSEL,U,LOC,Z, Bz/2 + Elz/2 - cob_E - incremento_espac_L_TIR_2

incremento_espac_L_TIR_2 =incremento_espac_L_TIR_2 + espac_longitud_tir_2
*ENDDO

*ENDIF

LSEL,R, , ,ALL
CM,Estribos_Pilar,LINE

C*****
C****SELECCIONA AS ARMADURAS LONGITUDINAIS DOS PILARES
C*****

LSEL, S, LOC, X, Bx/2 - Px/2 + cob_P
incremento_espac_L_P = espac_longitud_pilar

*DO, i, 1, (N_longitud_pilar/2)-1, 1

LSEL, A, LOC, X, Bx/2 - Px/2 + cob_P + incremento_espac_L_P

incremento_espac_L_P = incremento_espac_L_P + espac_longitud_pilar
*ENDDO

!LSEL, S, LOC, X, Bx/2 - Px/2 + cob_P, Bx/2 + Px/2 - cob_P

LSEL, R, LOC, Y, 0, By + Py - cob_P
LSEL, U, LOC, Z, 0, Bz/2 - Pz/2 + cob_P - 0.0001
LSEL, U, LOC, Z, Bz/2 + Pz/2 - cob_P + 0.0001, Bz
LSEL, U, LOC, Z, Bz/2
LSEL, U, LOC, Y, 0, embut

```

```

LSEL, U, LOC, Y, By
LSEL,U,LOC,Y, By - cob_B
LSEL,U,LOC,Y, embut + espac_camada_tir

incremento_espac_P = 0
*DO,i,1,N_estrib_pilar, 1

LSEL,U,LOC,Y, By + Py - cob_P - incremento_espac_P

incremento_espac_P = incremento_espac_P + espac_estrib_pilar
*ENDDO

incremento_espac_E = 0
*DO,i,1,N_estrib_estaca, 1

LSEL,U,LOC,Y, -Ely + cob_E + incremento_espac_E

incremento_espac_E = incremento_espac_E + espac_estrib_estaca
*ENDDO

C*****
C***ROTINA QUE EXCLUI LINHAS ADICIONAIS REFERENTE AO CORTE PARA DESENHO DAS
ARMADURAS DOS BLOCOS
C*****

*IF, (N_longitud_sup - 2), GT, 0, THEN

incremento_espac_SUP = espac_longitud_sup
*DO,i,1,N_longitud_sup - 2, 1

LSEL,U,LOC,Z, Bz/2 + Pz/2 - cob_P - incremento_espac_SUP

incremento_espac_SUP = incremento_espac_SUP + espac_longitud_sup
*ENDDO

*ENDIF

*IF, (N_longitud_tir_1 - 2), GT, 0, THEN

incremento_espac_L_TIR_1 = espac_longitud_tir_1
*DO,i,1,N_longitud_tir_1 - 2, 1

LSEL,U,LOC,Z, Bz/2 + Elz/2 - cob_E - incremento_espac_L_TIR_1

incremento_espac_L_TIR_1 = incremento_espac_L_TIR_1 + espac_longitud_tir_1

```

```

*ENDDO

*ENDIF

*IF, (N_longitud_tir_2 - 2), GT, 0, THEN

incremento_espac_L_TIR_2 = espac_longitud_tir_2
*DO,i,1,N_longitud_tir_2 - 2, 1

LSEL,U,LOC,Z, Bz/2 + Elz/2 - cob_E - incremento_espac_L_TIR_2

incremento_espac_L_TIR_2 = incremento_espac_L_TIR_2 + espac_longitud_tir_2
*ENDDO

*ENDIF

LSEL,R, , ,ALL
CM,Longitudinal_Pilar,LINE

C*****
C***SELECIONA AS ARMADURAS LONGITUDINAIS DA ESTACA 1
C*****

LSEL, S, LOC, X, Bx/2 - diste/2 - Elx/2 + cob_E
incremento_espac_L_E = espac_longitud_estaca

*DO, i, 1, (N_longitud_estaca/2)-1, 1

LSEL, A, LOC, X, Bx/2 - diste/2 - Elx/2 + cob_E + incremento_espac_L_E

incremento_espac_L_E = incremento_espac_L_E + espac_longitud_estaca
*ENDDO

LSEL, R, LOC, Y, -Elx + cob_E, By - cob_B
LSEL, U, LOC, Z, 0, Bz/2 - Elz/2 + cob_E - 0.0001
LSEL, U, LOC, Z, Bz/2 + Elz/2 - cob_E + 0.0001, Bz
LSEL, U, LOC, Z, Bz/2
LSEL, U, LOC, Y, embut
LSEL, U, LOC, Y, 0
LSEL,U,LOC,Y, embut + espac_camada_tir

incremento_espac_P = 0
*DO,i,1,N_estrib_pilar, 1

LSEL,U,LOC,Y, By + Py - cob_P - incremento_espac_P

```

```

incremento_espac_P = incremento_espac_P + espac_estrib_pilar
*ENDDO

incremento_espac_E = 0
*DO,i,1,N_estrib_estaca, 1

LSEL,U,LOC,Y, -Ely + incremento_espac_E
LSEL,U,LOC,Y, By - cob_B

incremento_espac_E = incremento_espac_E + espac_estrib_estaca
*ENDDO

C*****
C****ROTINA QUE EXCLUI LINHAS ADICIONAIS REFERENTE AO CORTE PARA DESENHO DAS
ARMADURAS DOS BLOCOS
C*****

*IF, (N_longitud_sup - 2), GT, 0, THEN

incremento_espac_SUP = espac_longitud_sup
*DO,i,1,N_longitud_sup - 2, 1

LSEL,U,LOC,Z, Bz/2 + Pz/2 - cob_P - incremento_espac_SUP

incremento_espac_SUP = incremento_espac_SUP + espac_longitud_sup
*ENDDO

*ENDIF

*IF, (N_longitud_tir_1 - 2), GT, 0, THEN

incremento_espac_L_TIR_1 = espac_longitud_tir_1
*DO,i,1,N_longitud_tir_1 - 2, 1

LSEL,U,LOC,Z, Bz/2 + Elz/2 - cob_E - incremento_espac_L_TIR_1

incremento_espac_L_TIR_1 = incremento_espac_L_TIR_1 + espac_longitud_tir_1
*ENDDO

*ENDIF

*IF, (N_longitud_tir_2 - 2), GT, 0, THEN

incremento_espac_L_TIR_2 = espac_longitud_tir_2
*DO,i,1,N_longitud_tir_2 - 2, 1

```

```

LSEL,U,LOC,Z, Bz/2 + Elz/2 - cob_E - incremento_espac_L_TIR_2

incremento_espac_L_TIR_2 =incremento_espac_L_TIR_2 + espac_longitud_tir_2
*ENDDO

*ENDIF

LSEL,R, , ,ALL
CM,Longitudinal_Estaca1,LINE

C*****
C***SELECCIONA AS ARMADURAS LONGITUDINAIS DA ESTACA 2
C*****

LSEL, S, LOC, X, Bx/2 + diste/2 - E2x/2 + cob_E
incremento_espac_L_E = espac_longitud_estaca

*DO, i, 1, (N_longitud_estaca/2)-1, 1

LSEL, A, LOC, X,Bx/2 + diste/2 - E2x/2 + cob_E + incremento_espac_L_E

incremento_espac_L_E = incremento_espac_L_E + espac_longitud_estaca
*ENDDO

LSEL, R, LOC, Y, -Ely + cob_E, By - cob_B
LSEL, U, LOC, Z, 0, Bz/2 - Elz/2 + cob_E - 0.0001
LSEL, U, LOC, Z, Bz/2 + Elz/2 - cob_E + 0.0001, Bz
LSEL, U, LOC, Z, Bz/2
LSEL, U, LOC, Y, embut
LSEL, U, LOC, Y, 0
LSEL,U,LOC,Y, By - cob_B
LSEL,U,LOC,Y, embut + espac_camada_tir

incremento_espac_P = 0
*DO,i,1,N_estrib_pilar, 1

LSEL,U,LOC,Y, By + Py - cob_P - incremento_espac_P

incremento_espac_P = incremento_espac_P + espac_estrib_pilar
*ENDDO

incremento_espac_E = 0
*DO,i,1,N_estrib_estaca, 1

```

```

!LSEL,U,LOC,Y, -Ely + cob_E + incremento_espac_E
LSEL,U,LOC,Y, -Ely + incremento_espac_E

incremento_espac_E = incremento_espac_E + espac_estrib_estaca
*ENDDO

C*****
C***ROTINA QUE EXCLUI LINHAS ADICIONAIS REFERENTE AO CORTE PARA DESENHO DAS
ARMADURAS DOS BLOCOS
C*****

*IF, (N_longitud_sup - 2), GT, 0, THEN

incremento_espac_SUP = espac_longitud_sup
*DO,i,1,N_longitud_sup - 2, 1

LSEL,U,LOC,Z, Bz/2 + Pz/2 - cob_P - incremento_espac_SUP

incremento_espac_SUP = incremento_espac_SUP + espac_longitud_sup
*ENDDO

*ENDIF

*IF, (N_longitud_tir_1 - 2), GT, 0, THEN

incremento_espac_L_TIR_1 = espac_longitud_tir_1
*DO,i,1,N_longitud_tir_1 - 2, 1

LSEL,U,LOC,Z, Bz/2 + Elz/2 - cob_E - incremento_espac_L_TIR_1

incremento_espac_L_TIR_1 = incremento_espac_L_TIR_1 + espac_longitud_tir_1
*ENDDO

*ENDIF

*IF, (N_longitud_tir_2 - 2), GT, 0, THEN

incremento_espac_L_TIR_2 = espac_longitud_tir_2
*DO,i,1,N_longitud_tir_2 - 2, 1

LSEL,U,LOC,Z, Bz/2 + Elz/2 - cob_E - incremento_espac_L_TIR_2

incremento_espac_L_TIR_2 = incremento_espac_L_TIR_2 + espac_longitud_tir_2
*ENDDO

*ENDIF

```

```

LSEL,R, , ,ALL
CM,Longitudinal_Estaca2,LINE

CMSEL,S,Longitudinal_Estaca1
CMSEL,A,Longitudinal_Estaca2

CM,Longitudinal_Estaca,LINE
CMDELE,LONGITUDINAL_ESTACA1
CMDELE,LONGITUDINAL_ESTACA2

C*****
C****SELECIONA A ARMADURA DO TIRANTE DO BLOCO (PRIMEIRA CAMADA)
C*****

LSEL, S, LOC, Z, Bz/2 + Elz/2 - cob_E

incremento_espac_L_TIR_1 = espac_longitud_tir_1
*DO,i,1,N_longitud_tir_1 - 1, 1

LSEL,A,LOC,Z, Bz/2 + Elz/2 - cob_E - incremento_espac_L_TIR_1

incremento_espac_L_TIR_1 =incremento_espac_L_TIR_1 + espac_longitud_tir_1
*ENDDO

LSEL, U, LOC, Y, -Ely, embut - 0.0001
LSEL, U, LOC, Y, embut + 0.0001, By + Py + espchapa
LSEL, U, LOC, X, 0, cob_B
LSEL, U, LOC, X, Bx, Bx - cob_B
LSEL, U, LOC, Y, -Ely, -5*Soloy

LSEL,R, , ,ALL
CM,Longitudinal_Tirante1,LINE

C*****
C****SELECIONA A ARMADURA DO TIRANTE DO BLOCO (SEGUNDA CAMADA)
C*****

*IF, N_longitud_tir_2, GT, 0, THEN ! Verifica se
existem barras na segunda camada

LSEL, S, LOC, Z, Bz/2 + Elz/2 - cob_E

incremento_espac_L_TIR_2 = espac_longitud_tir_2

```

```

*DO,i,1,N_longitud_tir_2 - 1, 1

LSEL,A,LOC,Z, Bz/2 + Elz/2 - cob_E - incremento_espac_L_TIR_2

incremento_espac_L_TIR_2 =incremento_espac_L_TIR_2 + espac_longitud_tir_2
*ENDDO

LSEL, U, LOC, Y, -Ely, embut + espac_camada_tir - 0.0001
LSEL, U, LOC, Y, embut + espac_camada_tir + 0.0001, By + Py + espchapa
LSEL, U, LOC, X, 0, cob_B
LSEL, U, LOC, X, Bx, Bx - cob_B

LSEL,R, , ,ALL
CM,Longitudinal_Tirante2,LINE

*ENDIF

CMSEL,S,Longitudinal_Tirante1

*IF, N_longitud_tir_2, GT, 0, THEN                                ! Verifica se
existem barras na segunda camada

CMSEL,A,Longitudinal_Tirante2

*ENDIF

CM,Longitudinal_Tirante,LINE

CMDELE,Longitudinal_Tirante1

*IF, N_longitud_tir_2, GT, 0, THEN                                ! Verifica se
existem barras na segunda camada
CMDELE,Longitudinal_Tirante2
*ENDIF

C*****
C****  SELEÇÃO DOS VOLUMES
C*****

! Seleciona a chapa metálica de topo
VSEL, S, LOC, Y, By + Py, By + Py + espchapa
VSEL,R, , ,ALL
CM,VOLUME_CHAPA_TOPO,VOLU

! Seleciona o volume referente ao pilar

```

```
VSEL, S, LOC, Y, By , By + Py
```

```
VSEL,R, , ,ALL
```

```
CM,VOLUME_PILAR,VOLU
```

```
! Seleciona o volume referente às estacas
```

```
VSEL, S, LOC, Y, -Ely, embut
```

```
VSEL, U, LOC, Z, 0, (Bz - Elz)/2
```

```
VSEL, U, LOC, Z, Bz, Bz - (Bz - Elz)/2
```

```
VSEL, U, LOC, X, 0, Bx/2 - diste/2 - Elx/2
```

```
VSEL, U, LOC, X, Bx/2 + diste/2 + E2x/2, Bx
```

```
VSEL, U, LOC, X, Bx/2 - diste/2 + Elx/2, Bx/2 + diste/2 - E2x/2
```

```
VSEL,R, , ,ALL
```

```
CM,VOLUME_ESTACAS,VOLU
```

```
! Seleciona o volume referente ao bloco
```

```
VSEL, S, LOC, Y, 0, By
```

```
CMSEL,U,VOLUME_ESTACAS
```

```
VSEL,R, , ,ALL
```

```
CM,VOLUME_BLOCO,VOLU
```

```
! Seleciona o volume referente à camada de solo 1
```

```
VSEL, S, LOC, Y, -1000, -1100
```

```
VSEL,R, , ,ALL
```

```
CM,VOLUME_SOLO_CAMADA_1,VOLU
```

```
! Seleciona o volume referente à camada de solo 2
```

```
VSEL, S, LOC, Y, -1100, -1200
```

```
VSEL,R, , ,ALL
```

```
CM,VOLUME_SOLO_CAMADA_2,VOLU
```

```
! Seleciona o volume referente à camada de solo 3
```

```
VSEL, S, LOC, Y, -1200, -1300
```

```
VSEL,R, , ,ALL
```

```
CM,VOLUME_SOLO_CAMADA_3,VOLU
```

```
! Seleciona o volume referente à camada de solo 4
```

```
VSEL, S, LOC, Y, -1300, -1400
```

```
VSEL,R, , ,ALL
```

```
CM,VOLUME_SOLO_CAMADA_4,VOLU
```

```
! Seleciona o volume referente à camada de solo 5
```

```
VSEL, S, LOC, Y, -1400, -1500
```

```
VSEL,R, , ,ALL
```

```
CM,VOLUME_SOLO_CAMADA_5,VOLU
```

```
! Seleciona o volume referente à camada de solo 6
```

```
VSEL, S, LOC, Y, -1500, -1600
VSEL,R, , ,ALL
CM,VOLUME_SOLO_CAMADA_6,VOLU
```

```
! Seleciona o volume referente à camada de solo 7
VSEL, S, LOC, Y, -1600, -1700
VSEL,R, , ,ALL
CM,VOLUME_SOLO_CAMADA_7,VOLU
```

```
! Seleciona o volume referente à camada de solo 8
VSEL, S, LOC, Y, -1700, -2000
VSEL,R, , ,ALL
CM,VOLUME_SOLO_CAMADA_8,VOLU
```

```
C*****
C**** APLICANDO MALHA NO MODELO
C*****
```

```
ALLSEL,ALL ! Seleciona TUDO
```

```
LSEL,S, LOC, Y, -Ely, By+Py+espchapa
LESIZE,ALL,div ! Divide todas as linhas do modelo com
base na variável div
```

```
TYPE,1 !Seleciona o elemento 1 como o corrente
(SOLID65)
MAT,1 ! Seleciona o material 1 como o
corrente
REAL,1 ! Seleciona a constante real 1 como
corrente
CMSEL,S, VOLUME_PILAR ! Seleciona o volume do pilar
MSHKEY,1 ! Malha mapeada
VMESH,ALL ! Aplica a malha no bloco
```

```
TYPE,1 !Seleciona o elemento 1 como o corrente
(SOLID65)
MAT,2 ! Seleciona o material 2 como o
corrente
REAL,2 ! Seleciona a constante real 2 como
corrente
CMSEL,S, VOLUME_BLOCO ! Seleciona do volume do bloco
MSHKEY,1 ! Malha mapeada
VMESH,ALL ! Aplica a malha no bloco
```

```
TYPE,1 ! Seleciona o elemento 1 como o
corrente (SOLID65)
```

```
MAT,3                                ! Seleciona o material 3 como o
corrente
REAL,3                               ! Seleciona a constante real 3 como
corrente
CMSEL,S, VOLUME_ESTACAS             ! Seleciona o volume das estacas
MSHKEY,1                             ! Malha mapeada
VMESH,ALL                            ! Aplica a malha no bloco

TYPE,3                               !Seleciona o elemento 1 como o corrente
(SOLID45)
MAT,4                                ! Seleciona o material 4 como o
corrente
REAL,4                               ! Seleciona a constante real 4 como
corrente
CMSEL,S, VOLUME_CHAPA_TOPO          ! Seleciona a chapa metálica de topo
MSHKEY,1                             ! Malha mapeada
VMESH,ALL                            ! Aplica a malha no bloco

TYPE,2                               ! Seleciona o elemento 2 como o
corrente (LINK180)
MAT,5                                ! Seleciona o material 5 como o
corrente
REAL,5                               ! Seleciona a constante real 5 como
corrente
CMSEL,S, LONGITUDINAL_PILAR         ! Seleciona as linhas da armadura
longitudinal do pilar
LMESH,ALL

TYPE,2                               ! Seleciona o elemento 2 como o
corrente (LINK180)
MAT,6                                ! Seleciona o material 6 como o
corrente
REAL,6                               ! Seleciona a constante real 6 como
corrente
CMSEL,S, ESTRIBOS_PILAR             ! Seleciona as linhas dos estribos do
pilar
LMESH,ALL

TYPE,2                               ! Seleciona o elemento 2 como o
corrente (LINK180)
MAT,7                                ! Seleciona o material 7 como o
corrente
REAL,7                               ! Seleciona a constante real 7 como
corrente
CMSEL,S, LONGITUDINAL_ESTACA        ! Seleciona as linhas da armadura
longitudinal das estacas
```

```

LMESH,ALL

TYPE,2                                ! Seleciona o elemento 2 como o corrente
(LINK180)

MAT,8                                  ! Seleciona o material 8 como o corrente
REAL,8                                ! Seleciona a constante real 8 como corrente
CMSEL,S,ESTRIBOS_ESTACA               ! Seleciona as linhas dos estribos da estaca
LMESH,ALL

TYPE,2                                ! Seleciona o elemento 2 como o corrente
(LINK180)

MAT,9                                  ! Seleciona o material 9 como o corrente
REAL,9                                ! Seleciona a constante real 9 como corrente
CMSEL,S,LONGITUDINAL_TIRANTE          ! Seleciona as linhas da armadura do tirante
do bloco
LMESH,ALL

ALLSEL,ALL                            ! Seleciona TUDO

/NUMBER,1                             ! Organizar o modelo conforme a cor, de
acordo com cada material
/PNUM,MAT,1

LSEL,S, LOC, Y, -Ely-0.0001, -5*Soloy
LESIZE,ALL,50                         ! Divide todas as linhas do modelo com
base na variável div

TYPE,1                                ! Seleciona o elemento 1 como o
corrente (SOLID65)
MAT,12                                ! Seleciona o material 1 como o
corrente
REAL,1                                ! Seleciona a constante real 1 como
corrente
CMSEL,S, VOLUME_SOLO_CAMADA_1         ! Seleciona o volume do pilar
MSHKEY,1                              ! Malha mapeada
VMESH,ALL                             ! Aplica a malha no bloco

TYPE,1                                !Seleciona o elemento 1 como o corrente
(SOLID65)
MAT,13                                ! Seleciona o material 1 como o
corrente
REAL,1                                ! Seleciona a constante real 1 como
corrente
CMSEL,S, VOLUME_SOLO_CAMADA_2         ! Seleciona o volume do pilar
MSHKEY,1                              ! Malha mapeada

```

```

VMESH,ALL                                ! Aplica a malha no bloco

TYPE,1                                    !Seleciona o elemento 1 como o corrente
(SOLID65)
MAT,14                                    ! Seleciona o material 1 como o
corrente
REAL,1                                    ! Seleciona a constante real 1 como
corrente
CMSEL,S, VOLUME_SOLO_CAMADA_3            ! Seleciona o volume do pilar
MSHKEY,1                                  ! Malha mapeada
VMESH,ALL

TYPE,1                                    ! Seleciona o elemento 1 como o
corrente (SOLID65)
MAT,15                                    ! Seleciona o material 1 como o
corrente
REAL,1                                    ! Seleciona a constante real 1 como
corrente
CMSEL,S, VOLUME_SOLO_CAMADA_4            ! Seleciona o volume do pilar
MSHKEY,1                                  ! Malha mapeada
VMESH,ALL                                ! Aplica a malha no bloco

TYPE,1                                    ! Seleciona o elemento 1 como o
corrente (SOLID65)
MAT,16                                    ! Seleciona o material 1 como o
corrente
REAL,1                                    ! Seleciona a constante real 1 como
corrente
CMSEL,S, VOLUME_SOLO_CAMADA_5            ! Seleciona o volume do pilar
MSHKEY,1                                  ! Malha mapeada
VMESH,ALL                                ! Aplica a malha no bloco

TYPE,1                                    !Seleciona o elemento 1 como o corrente
(SOLID65)
MAT,17                                    ! Seleciona o material 1 como o
corrente
REAL,1                                    ! Seleciona a constante real 1 como
corrente
CMSEL,S, VOLUME_SOLO_CAMADA_6            ! Seleciona o volume do pilar
MSHKEY,1                                  ! Malha mapeada
VMESH,ALL                                ! Aplica a malha no bloco

TYPE,1                                    ! Seleciona o elemento 1 como o
corrente (SOLID65)
MAT,18                                    ! Seleciona o material 1 como o
corrente

```

```

REAL,1                                ! Seleciona a constante real 1 como
corrente
CMSEL,S, VOLUME_SOLO_CAMADA_7        ! Seleciona o volume do pilar
MSHKEY,1                              ! Malha mapeada
VMESH,ALL                             ! Aplica a malha no bloco

TYPE,1                                ! Seleciona o elemento 1 como o
corrente (SOLID65)
MAT,19                                ! Seleciona o material 1 como o
corrente
REAL,1                                ! Seleciona a constante real 1 como
corrente
CMSEL,S, VOLUME_SOLO_CAMADA_8        ! Seleciona o volume do pilar
MSHKEY,1                              !Malha mapeada
VMESH,ALL                             ! Aplica a malha no bloco

!*****NO CONTATO - SELECIONAR AS ÁREAS NESSA ETAPA, ENQUANTO O SOLO E
ESTRUTURA ESTÃO SEPARADOS*****

!*****MOVE O MACIÇO DE SOLO PRA CIMA NOVAMENTE*****

CMSEL,S, VOLUME_SOLO_CAMADA_1        ! Seleciona o volume do solo
CMSEL,A, VOLUME_SOLO_CAMADA_2        ! Seleciona o volume do solo
CMSEL,A, VOLUME_SOLO_CAMADA_3        ! Seleciona o volume do solo
CMSEL,A, VOLUME_SOLO_CAMADA_4        ! Seleciona o volume do solo
CMSEL,A, VOLUME_SOLO_CAMADA_5        ! Seleciona o volume do solo
CMSEL,A, VOLUME_SOLO_CAMADA_6        ! Seleciona o volume do solo
CMSEL,A, VOLUME_SOLO_CAMADA_7        ! Seleciona o volume do solo
CMSEL,A, VOLUME_SOLO_CAMADA_8        ! Seleciona o volume do solo

VGEN, ,ALL, , , ,1000, , , ,1      !Move o maciço de solo para cima

ALLSEL,ALL

!*****ACOPLAGEM DE NÓS QUANDO NÃO HÁ CONTATO (ATRITO
PERFEITO) *****
*****

CPINTF,ALL,0.01,                    ! Acopla os nós coincidentes

C*****
C*** MÓDULO SOLUÇÃO
C*****

```

```

/SOLU                                ! Inicia o módulo solução

C*****
C**** APLICAÇÃO DOS CARREGAMENTOS
C*****

ASEL,S,LOC,Y,(By+Py+espchapa)         ! Seleciona a área da chapa, na qual
será aplicada a pressão
SFA, ALL,, PRES, 2.0                 ! Aplica pressão

NSEL,S,LOC, Y, -Sloy                  ! Seleciona nós da base da estaca
D,ALL, Ux                             ! Restreções nos nós selecionados
D,ALL, Uy
D,ALL, Uz

NALL                                  ! Recupera todos os nós

!APLICANDO CONDIÇÃO DE SIMETRIA

ESEL,S,CENT,Z,(Bz/2)-(Soloz/2),Bz/2   ! Seleciona meio bloco
ESEL,R,CENT,X,(Bx/2)-(Solox/2),Bx/2   ! Seleciona meio bloco
NSEL, S, LOC, Z, (Bz/2)                ! Seleciona os nós do ponto de simetria
NSEL, R, LOC, X, (Bx/2)-(Solox/2),Bx/2
DSYM,SYMM,Z, ,                        ! Aplica condição de simetria
NALL                                  ! Reseleciona todos os nós

NSEL, S, LOC, X, (Bx/2)                ! Seleciona os nós do ponto de simetria
NSEL, R, LOC, Z, (Bz/2)-(Soloz/2),Bz/2
DSYM,SYMM,X, ,                        ! Aplica condição de simetria
NALL                                  ! Reseleciona todos os nós

!CONDIÇÕES DE ANÁLISE

ANTYPE, Static                        ! Análise estática
NROPT,MODI                           ! Modelo de Newton Raphson (MODI:
modificado) (FULL: completo)
AUTOTS, ON

NSUBST,100,500,20                     ! Número de passos de carga, máximo de
passos de carga, mínimo de passos de carga

!DELTIM,0.01,0,0                      ! Porcentagem de incrementos de carga
NEQIT,50

RATE,1                                ! Creep
!PSTRES,ON

```

```
!SSTIF,ON
!NLGEOM,ON

OUTRES,ERASE                                ! Resetar os resultados da lista
OUTRES,ALL,ALL                              ! Escrever o resultado para cada
incremento de carga
CNVTOL,U, ,0.1,2, ,                        ! Critério de convergência

EPLOT                                       ! Plota os elementos do modelo que será
analísado

SAVE
```