



**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DO
TOCANTINS**

CAMPUS PALMAS

CURSO SUPERIOR DE ENGENHARIA CIVIL

PEDRO IGNÁCIO MENEGHETTI SCHEID

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES PREDIAIS POR MEIO DE
MODELAGEM NUMÉRICA.**

PALMAS

2021

PEDRO IGNÁCIO MENEGHETTI SCHEID

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES PREDIAIS POR MEIO DE
MODELAGEM NUMÉRICA.**

Trabalho de conclusão de curso
apresentado como requisito parcial
para obtenção do título de Bacharel no
Curso Superior de Engenharia Civil do
Instituto Federal de Educação, Ciência
e Tecnologia do Tocantins, Campus
Palmas.

Orientador: Prof. Me. Cleber Decarli de
Assis

**PALMAS
2021**

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Bibliotecas do Instituto Federal do Tocantins

S318a Scheid, Pedro Ignacio Meneghetti
Análise do comportamento de fundações prediais por meio de
modelagem numérica / Pedro Ignacio Meneghetti Scheid. – Palmas,
TO, 2021.
126 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia
Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do
Tocantins, Campus Palmas, Palmas, TO, 2021.

Orientador: Me. Cleber Decarli de Assis

1. Investigações geotécnicas. 2. Análise numérica. 3. Recalque. I.
Assis, Cleber Decarli de. II. Título.

CDD 624

A reprodução total ou parcial, de qualquer forma ou por qualquer meio, deste documento é autorizada para fins
de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

**Elaborado pelo sistema de geração automática de ficha catalográfica do IFTO com os dados fornecidos
pelo(a) autor(a).**

FOLHA DE APROVAÇÃO
PEDRO IGNÁCIO MENEGHETTI SCHEID

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES PREDIAIS POR MEIO DE
MODELAGEM NUMÉRICA.**

Trabalho de conclusão de curso
apresentado como requisito parcial
para obtenção do título de Bacharel no
Curso Superior de Engenharia Civil do
Instituto Federal de Educação, Ciência
e Tecnologia do Tocantins, Campus
Palmas.

Aprovado em: 16 / 12 / 2021

BANCA AVALIADORA



Prof. Me. Cleber Decarli de Assis

GILSON MARAFIGA
PEDROSO:69350140004



Assinado de forma digital por GILSON
MARAFIGA PEDROSO:69350140004
Dados: 2021.12.16 09:08:01 -03'00'

Prof. Dr. Gilson Marafiga Pedroso

Thiago D. A. Silva

Prof. Dr. Thiago Dias de Araújo e Silva

Aos meus pais, meu irmão e meus
amigos que me acompanharam e me
apoiam nesta jornada.

AGRADECIMENTOS

Ao meu pai, Jacques, por me apoiar nas minhas decisões e me auxiliar com sua experiência na superação dos desafios que surgiram.

À minha mãe, Ivana, por estar do meu lado e me motivar a conquistar meus objetivos com sua energia e carinho.

Ao meu irmão, Luís Antônio, por me motivar com sua alegria e inteligência e estar sempre ao meu lado nos momentos difíceis.

A todos os meus familiares, por me apoiarem mesmo estando distantes.

Aos meus amigos e companheiros de banda, João Pedro, Lucas e Gustavo, por me motivarem em todos os momentos e partilharem comigo as melhores experiências.

A todos os meus amigos pessoais, que me motivaram através de energias positivas, felicitações e companheirismo.

Aos meus amigos e colegas de curso, o quais dividi muitas experiências e horas de convívio, seja através de estudos, seja através de momentos de descontração.

A todos os professores do curso de engenharia civil do IFTO, por fazerem parte da minha formação profissional e serem um dos principais responsáveis pelo conhecimento que adquiri nestes anos.

A todos que contribuíram e se fizeram presente de alguma forma durante a execução deste trabalho.

RESUMO

SCHEID, Pedro Ignácio Meneghetti. **ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES PREDIAIS POR MEIO DE MODELAGEM NUMÉRICA**. 2021, 76 p. Trabalho de conclusão de curso – Bacharelado em Engenharia Civil – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Tocantins. Palmas, 2021.

A investigação geotécnica é uma área da geotecnia responsável por coletar os parâmetros do solo para que estes sejam analisados e utilizados nos procedimentos de cálculo das fundações. A não realização destas prejudica a confiabilidade da estrutura, comprometendo a estabilidade da mesma. Assim, considerando as incertezas e problemáticas no ramo da geotecnia, este trabalho não só irá reiterar a importância das investigações geotécnicas como apresentará a possibilidade de realizar uma análise precisa e dinâmica através do software de análise numérica Plaxis 3D. Nesse sentido o trabalho analisará uma edificação residencial construída sobre sapatas isoladas que vem apresentando problemas de recalques diferenciais. Devido a tais problemas, foram coletados dados sobre a obra, determinadas as cargas solicitantes dos pilares nas sapatas e realizados ensaios SPT para conhecer o maciço no qual a obra foi assente. A partir das informações, a edificação foi modelada no Plaxis 3D e observou-se que a mesma apresentou recalques acima dos limites toleráveis de 65 mm e recalques diferenciais predominantes na lateral esquerda e na região frontal, com recalque máximo de 118 mm. Tal sistema foi comparado com uma fundação dimensionada corretamente conforme as normativas, sendo a tipologia adotada na forma de sapatas isoladas. Este sistema foi lançado no Plaxis 3D e notou-se deslocamentos uniformes e dentro dos limites toleráveis, com um recalque máximo de 23 mm. Os dois sistemas de fundação foram comparados geometricamente e em relação aos recalques ocorridos no software para que fosse proposta uma intervenção para a obra. O sistema proposto foi o de estacas-mega em que estas foram dimensionadas de acordo com as tensões excedentes nas sapatas executadas.

Palavras-chave: Investigações geotécnicas, análise numérica, recalque.

ABSTRACT

SCHEID, Pedro Ignácio Meneghetti. **ANALYSIS OF THE BEHAVIOR OF BUILDING FOUNDATIONS THROUGH NUMERICAL MODELING**. 2021, 76 p. Trabalho de conclusão de curso – Bacharelado em Engenharia Civil – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Tocantins. Palmas, 2021.

A geotechnical investigation is an area of geotechnics responsible for collecting soil parameters so that they can be displayed and used in the procedures for calculating foundations. The non-fulfillment of these prejudices the reliability of the structure, compromising its stability. Thus, considering the uncertainties and problems in the field of geotechnics, this work will not only reiterate the importance of geotechnical investigations, but will also present the possibility of performing a precise and dynamic analysis through the numerical analysis software Plaxis 3D. In this sense, the work will analyze a residential building built on footings, which have differential settlement problems. Due to such problems, data on the work were collected, determined as the requesting loads of the pillars in the footings, and SPT tests were carried out to know the massif on which the work was laid. Based on the information, the building was modeled using Plaxis 3D and it was observed that it presented settlements above the tolerable limits of 65 mm and differential settlements predominant on the left side and in the frontal region, with a maximum settlement of 118 mm. This system was compared with a foundation correctly dimensioned in accordance with regulations, and the typology adopted in the form of footings was determined. This system was launched in Plaxis 3D and uniform displacements were noted and within tolerable limits, with a maximum settlement of 23 mm. The two foundation systems were compared geometrically and in relation to the settlements occurred in the software so that an intervention could be proposed for the work. The system of mega-piles was proposed, in which they were dimensioned according to the excess tensions in the executed foundations.

Keywords: Geotechnical investigations, numerical analysis, settlement.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Contorno de pseudosseção de resistividade	23
Figura 2 – Escavação de poços e trincheiras e retirada de amostras	25
Figura 3 – Trado do tipo cavadeira e helicoidal.....	25
Figura 4 – Equipamento comumente utilizado no Standart Penetration Test (SPT)	26
Figura 5 – Comportamento de uma fundação rasa sob carga vertical.....	27
Figura 6 – Zonas do solo em análise de capacidade de carga de fundações superficiais	28
Figura 7 – Comparativo entre as zonas de Terzaghi e Meyerhof.....	32
Figura 8 – Ábaco da relação entre tensão admissível e SPT pelo método de Terzaghi para solos arenosos	37
Figura 9 – Comportamento de estaca quando submetida a carregamento.....	40
Figura 10 – Recalque em fundações superficiais	47
Figura 11 – Ábaco para determinar o fator de correção da espessura da camada compressível F_h	50
Figura 12 – Inverso do coeficiente de recalque pelo método de Shultze e Sherif.....	51
Figura 13 – Representação da interação estaca-solo	53
Figura 14 – Curvas estatísticas de Solicitação e Resistência.....	57
Figura 15 – Representação da probabilidade de ruína na superposição das curvas S e R	58
Figura 16 – Valores de FR (X) e $f_s(x)$ conforme as curvas de S e R	59
Figura 17 – Gráfico do índice de confiabilidade através da transformação $Z = (R-S)$	61
Figura 18 – Malha de elementos finitos	62
Figura 19 – Pontos nodais em quadriláteros e tetraedros e esforços superficiais em figuras espaciais.	62
Figura 20 – Planejamento da pesquisa.....	66
Figura 21 – Fachada da edificação.....	67
Figura 22 – Arquitetura do pavimento térreo.....	68
Figura 23 – Detalhamento das fundações da edificação	70
Figura 24 – Sondagem SPT relativa ao primeiro furo.....	71
Figura 25 – Sondagem SPT relativa ao segundo furo.....	72

Figura 26 – maciço do solo analisado no Plaxis 3D	75
Figura 27 – Lançamento das Sapatas e Vigas baldrame no Plaxis 3D.....	78
Figura 28 – Lançamento das Lajes e Cargas Solicitantes.....	78
Figura 29 – Malha de elementos finitos	79
Figura 30 – Pontos nodais.....	79
Figura 31 – Análise gráfica dos deslocamentos – vista diagonal	80
Figura 32 – Análise gráfica dos deslocamentos – vista superior	80
Figura 33 – Recalques nas Sapatas.....	81
Figura 34 – Corte na região do pórtico entre S20 e S23.....	82
Figura 35 – Linha de deslocamento no pórtico entre S20 e S23.....	83
Figura 36 – Flechas de tensão aplicada sobre o solo no pórtico entre S20 e S23.....	83
Figura 37 – Corte na região do pórtico entre S9 e S12.....	84
Figura 38 – Linha de deslocamento no pórtico entre S9 e S12	84
Figura 39 – Corte na região do pórtico entre S7 e S8	85
Figura 40 – linha de tendência de deslocamento entre S7 e S8	85
Figura 41 – Flechas de tensão aplicada sobre o solo no pórtico entre S7 e S8	86
Figura 42 – Corte na região do pórtico entre S1 e S20.....	87
Figura 43 – linha de tendência de deslocamento no pórtico entre S1 e S20	87
Figura 44 – Corte na região do pórtico entre S21 e S2.....	88
Figura 45 – linha de tendência de deslocamento no pórtico entre S21 e S2	88
Figura 46 – Corte na região do pórtico entre S21 e S2.....	89
Figura 47 – Linha de tendência de deslocamento na região do pórtico entre S21 e S2	89
Figura 48 – Corte na região do pórtico entre S3 e S23.....	90
Figura 49 – Linha de tendência de deslocamento na região do pórtico entre S3 e S23	90
Figura 50 – Lançamento das Sapatas e Vigas baldrame no Plaxis 3D.....	94
Figura 51 – Lançamento das Lajes e Cargas Solicitantes.....	95
Figura 52 – Malha de elementos finitos	95
Figura 53 – Pontos nodais.....	96

Figura 54 – Análise gráfica dos deslocamentos – vista superior.....	96
Figura 55 – Corte na região do pórtico entre S20 e S23.....	97
Figura 56 – Linha de deslocamento no pórtico entre S20 e S23.....	98
Figura 57 – Corte na região do pórtico entre S9 e S12.....	99
Figura 58 – Linha de deslocamento no pórtico entre S9 e S12	99
Figura 59 – Corte na região do pórtico entre S7 e S8	100
Figura 60 – linha de tendência de deslocamento entre S7 e S8	100
Figura 61 – Flechas de tensão aplicada sobre o solo no pórtico entre S7 e S8	100
Figura 62 – Corte na região do pórtico entre S21 e S2.....	101
Figura 63 – linha de tendência de deslocamento no pórtico entre S21 e S2	101
Figura 64 – Flechas de tensão aplicada sobre o solo no pórtico entre S21 e S2.....	102
Figura 65 – Corte na região do pórtico entre S1 e S20.....	102
Figura 66 – linha de tendência de deslocamento no pórtico entre S1 e S20	103
Figura 67 – Flechas de tensão aplicada sobre o solo no pórtico entre S1 e S20.....	103
Figura 68 – Corte na região do pórtico entre S22 e S2.....	104
Figura 69 – Linha de tendência de deslocamento na região do pórtico entre S22 e S2.....	104
Figura 70 – Flechas de tensão aplicada sobre o solo no pórtico entre S22 e S2.....	105
Figura 71 – Corte na região do pórtico entre S3 e S23.....	106
Figura 72 – Linha de tendência de deslocamento na região do pórtico entre S3 e S23.....	106
Figura 73 – Flechas de tensão aplicada sobre o solo no pórtico entre S3 e S23.....	106
Figura 74 – Comparação gráfica entre os sistemas de fundações no Plaxis 3D	108
Figura 75 – Esquematização da execução de Estacas Mega.	111
Figura 76 – Projeção das estacas mega no projeto das fundações executadas.....	111
Figura 77 – Detalhamento e disposição dos segmentos em cada sapata.....	111
Figura 78 – Execução de estacas mega através da prensagem por pistão.....	111
Figura 79 – Detalhamento do console e das estacas de reação (vista superior).	111
Figura 80 – Detalhamento do console e das estacas de reação (vista lateral).....	111

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Características de materiais obtidas por métodos geofísicos.....	22
Quadro 2 – Parâmetros e propriedades de métodos geofísicos.....	23
Quadro 3 – Quadro de fatores de capacidade de carga pelo método de Terzaghi.....	28
Quadro 4 – Fatores de correção de formato de Terzaghi.....	29
Quadro 5 – Equações dos fatores de forma, profundidade e inclinação para Meyerhof	31
Quadro 6 – Fatores de capacidade de carga pela teoria de Meyerhof.....	32
Quadro 7 – Tensões admissíveis da NBR 6122 com SPT relativo complementado por Berberian	34
Quadro 8 – Coeficiente de Berberian K_{Berb} de acordo com o SPT.....	35
Quadro 9 – Fatores empíricos definidos por Vargas de acordo com o tipo de solo	38
Quadro 10 – Fatores α e K de Aoki e Velloso	41
Quadro 11 – Fatores F_1 e F_2 de Aoki e Velloso	42
Quadro 12 – Fator C de acordo com o tipo de solo para Décourt e Quaresma	43
Quadro 13 – Fator α de acordo com Décourt e Quaresma	44
Quadro 14 – Fator β de acordo com Décourt e Quaresma.....	44
Quadro 15 – Valores K_p e K_l para o método de Barberian	45
Quadro 16 – Fator de influência de largura da sapata F_b	48
Quadro 17 – Fator do tipo de solo F_s	48
Quadro 18 – Fator de adequação de forma F_f	48
Quadro 19 – Ábaco para determinar o fator de influência do tempo F_t	49
Quadro 20 – Ábaco para determinar o fator de interação solo-estrutura ISE	50
Quadro 21 – Ábaco para determinar o fator de interação solo-estrutura F_{OCR}	50
Quadro 22 – Cargas solicitantes mínimas e máximas nas sapatas.....	72
Quadro 23 – Parâmetros do solo obtidos através do ensaio SPT.....	74
Quadro 24 – coordenadas para a sapata 1 a 4	76

Quadro 25 – coordenadas para a sapata 5 a 8	77
Quadro 26 – coordenadas para a sapata 9 a 12	77
Quadro 27 – coordenadas para a sapata 13 a 16.....	77
Quadro 28 – coordenadas para a sapata 17 a 20.....	78
Quadro 29 – coordenadas para a sapata 20 a 23.....	78
Quadro 30 – Recalques nas sapatas	83
Quadro 31 – Determinação dos recalques para as sapatas S1 a S12.....	94
Quadro 32 – Determinação dos recalques para as sapatas S13 a S23.....	94
Quadro 33 – Recalques nas sapatas	98
Quadro 34 – Comparação geométrica e de recalques entre as sapatas.....	108

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Capacidade de Carga e Tensão Admissível.....	93
Tabela 2 – Dimensionamento das sapatas e comparação com as sapatas executadas.....	94
Tabela 3 – Dimensionamento das estacas mega para reforço das sapatas.....	111

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	16
2. PROBLEMA DE PESQUISA	17
3. JUSTIFICATIVA	18
4. OBJETIVOS.....	18
4.2. Objetivos específicos	19
5. REVISÃO DA LITERATURA.....	19
5.1. Importância da investigação geológico-geotécnica.....	19
5.1.1. Métodos geofísicos (ou indiretos) de investigação	21
5.1.2. Métodos mecânicos de investigação	24
5.2. Métodos de capacidade de carga de fundações rasas	27
5.2.1. Métodos teóricos.....	28
5.2.1.1. Teoria de Terzaghi.....	28
5.2.2.2. Teoria de Meyerhof	31
5.2.2. Métodos semi-empíricos	34
5.2.2.1. Recomendações da Norma Brasileira (NBR 6122)	35
5.2.2.2. Recomendações de Berberian (2010).....	36
5.2.2.3. Método de Albiero e Cintra (1996).....	37
5.2.2.4. Método de Terzaghi e Peck (1967).....	37
5.2.2.5. Recomendações de Bowles(1996) e Meyerhof (1974)	38
5.2.2.6. Recomendações de Milton Vargas (1960)	39
5.2.2.7. Recomendações de Teixeira (1996).....	39
5.3. Métodos de capacidade de carga de fundações profundas.....	40
5.3.1. Método Aoki e Velloso.....	42
5.3.2. Método Décourt e Quaresma.....	44
5.3.3. Método Berberian	45
5.4. Métodos de determinação de recalques em fundações superficiais	46

5.4.1.	Métodos semi-empíricos	47
5.4.1.1.	Método de Décourt (1992)	48
5.4.1.2.	Método de Berberian (1992)	48
5.4.1.3.	Shultze e Sherif (1973).....	51
5.4.2.	Métodos baseados na compressão elástica.....	52
5.4.2.1.	Harr (1966)	52
5.4.2.2.	Jambu (1956).....	53
5.5.	Métodos de determinação de recalques em fundações profundas.....	53
5.5.1.	Poulos e Davis (1966)	54
5.5.2.	Aoki e Cintra (2010).....	55
5.6.	Confiabilidade e probabilidade de ruína	57
5.7.	Análises numéricas	60
5.7.1.	Métodos dos elementos finitos (MEF).....	61
5.7.2.	Trabalhos na área	63
6.	PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS.....	64
6.1.	Classificação e planejamento da pesquisa	64
6.2.	O software Plaxis 3D.....	66
6.3.	Apresentação da área de estudo	67
6.4.	Procedimentos de cálculo.....	72
6.4.1.	Pré-dimensionamento	72
6.4.2.	Capacidade de carga	73
6.4.3.	Tensão admissível.....	73
6.4.4.	Recalque	74
6.4.5.	Análise numérica e proposta de solução para a obra.....	74
7.	RESULTADO E DISCUSSÕES.....	74
7.1.	Lançamento das fundações reais da edificação no Plaxis 3D	74
7.1.1.	Dados do maciço do solo.....	75
7.1.2.	Lançamento do maciço do solo no Plaxis 3D	76
7.1.3.	Lançamento da estrutura no Plaxis 3D	77
7.1.4.	Determinação da malha de elementos finitos	80
7.1.5.	Resultados da Análise da fundação real executada.....	81
7.1.6.	Resultados da análise dos deslocamentos no pórtico entre S20 e S23	84

7.1.7.	<i>Resultados da análise dos deslocamentos no pórtico entre S9 e S12</i>	<i>85</i>
7.1.8.	<i>Resultados da análise dos deslocamentos no pórtico entre S7 e S8</i>	<i>86</i>
7.1.9.	<i>Resultados da análise dos deslocamentos no pórtico entre S1 e S20</i>	<i>88</i>
7.1.10.	<i>Resultados da análise dos deslocamentos no pórtico entre S21 e S2</i>	<i>89</i>
7.1.11.	<i>Resultados da análise dos deslocamentos no pórtico entre S22 e S2</i>	<i>90</i>
7.1.12.	<i>Resultados da análise dos deslocamentos no pórtico entre S3 e S23</i>	<i>92</i>
7.2.	<i>Dimensionamento de fundação de acordo com as normativas</i>	<i>93</i>
7.2.1.	<i>Pré-dimensionamento, capacidade de carga e tensão admissível</i>	<i>93</i>
7.2.2.	<i>Dimensionamento geométrico e comparação com as sapatas executadas</i>	<i>94</i>
7.2.3.	<i>Recalques nas sapatas dimensionadas</i>	<i>95</i>
7.3.	<i>Análise numérica da fundação dimensionada</i>	<i>95</i>
7.3.1.	<i>Determinação da malha de elementos finitos</i>	<i>97</i>
7.3.2.	<i>Resultados da Análise da fundação dimensionada</i>	<i>98</i>
7.3.3.	<i>Resultados da análise dos deslocamentos no pórtico entre S20 e S23</i>	<i>99</i>
7.3.4.	<i>Resultados da análise dos deslocamentos no pórtico entre S9 e S12</i>	<i>100</i>
7.3.5.	<i>Resultados da análise dos deslocamentos no pórtico entre S7 e S8</i>	<i>101</i>
7.3.6.	<i>Resultados da análise dos deslocamentos no pórtico entre S21 e S2</i>	<i>103</i>
7.3.7.	<i>Resultados da análise dos deslocamentos no pórtico entre S1 e S20</i>	<i>104</i>
7.3.8.	<i>Resultados da análise dos deslocamentos no pórtico entre S22 e S2</i>	<i>105</i>
7.3.9.	<i>Resultados da análise dos deslocamentos no pórtico entre S3 e S23</i>	<i>107</i>
7.4.	<i>Comparação dos recalques das fundações executadas com as fundações dimensionadas</i>	<i>108</i>
7.5.	<i>Propostas de intervenção para a edificação</i>	<i>110</i>
8.	<i>CONSIDERAÇÕES FINAIS</i>	<i>117</i>
9.	<i>SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS</i>	<i>119</i>
10.	<i>REFERÊNCIAS</i>	<i>119</i>

1. INTRODUÇÃO

A geotecnia é uma parte da engenharia que abrange diversas áreas, como a geologia, a mecânica dos solos e a mecânica das rochas. Ela, juntamente com suas ramificações, é responsável por estudar: a origem e a formação dos solos; a caracterização e determinação de parâmetros físicos e químicos do solo; os métodos de investigações geotécnicas; e as metodologias para determinar a resistência ao cisalhamento, capacidade de carga e recalque. (Velloso e Lopes, 2004).

Todos esses parâmetros são fundamentais para que um elemento de fundação seja projetado adequadamente uma vez que os problemas de geotecnia envolvem maiores graus de incerteza já que relacionam diversos elementos diferentes em uma mesma análise.

Nesse sentido, para determinar e estudar as características e os parâmetros do solo de uma região são realizadas as investigações geotécnicas. Elas podem ser diretas ou indiretas, sendo que as investigações diretas realizam ensaios de penetração com retiradas de amostra e as indiretas procuram obter características físicas, como resistividade e densidade.

A obtenção destas características e parâmetros é imprescindível para o dimensionamento de uma fundação. Marinho (2005) salienta que a falta de investigação geotécnica acarreta em projetos inadequados, atrasos na obra, aumento de custos por remediação, problemas ambientais e até mesmo a ruptura da obra.

Apesar disso, conforme Velloso e Lopes (2004), muitas vezes há uma negligência em realizar tais estudos, apenas extrapolando o que foi já feito em uma obra anterior e assumindo para uma nova obra. Por conseguinte, as fundações não serão dimensionadas de maneira correta e estas estarão sujeitas principalmente a recalques.

Os recalques são movimentações verticais nas fundações diante de uma solicitação que lhe foi aplicada e estes podem ser imediatos e/ou ao longo do tempo. Vários autores elucidam que todas as fundações sofrem recalque, no entanto é estipulado um recalque admissível para a estrutura. No entanto, em uma fundação subdimensionada as limitações de recalque podem ser ultrapassadas e assim, vários problemas surgirão inclusive com a possibilidade de ruína da edificação.

Considerando isso, diante das problemáticas geotécnicas relacionadas às incertezas de comportamento principalmente na interação fundação-solo, diversas

metodologias de análise têm surgido com o advento do avanço tecnológico. Dentre tais métodos pode-se citar o Método dos Elementos Finitos, que permite a análise tridimensional de elementos modelados dentro de um software para determinar vários parâmetros.

Em relação a elementos de fundação, uma das análises que os softwares de modelagem permitem é obter o comportamento da interação da fundação com o solo e auxiliar na determinação dos recalques imediatos e dos recalques ao longo do tempo. Tal tipo de análise pode ser aplicada em diversas situações. Por exemplo, após os procedimentos normativos de cálculo para dimensionar elementos de fundação, estas podem ser modeladas no software e analisadas para comprovar que tal elemento é seguro antes de ser executado, da mesma forma que, em uma obra que está sofrendo recalques acima do admissível, com a modelagem da fundação real executada é possível estipular o recalque que está ocorrendo para que dessa forma seja realizada uma proposta de intervenção para recuperar a edificação.

Então, o trabalho a seguir procurou realizar uma análise de uma obra que, executada sem os devidos estudos geotécnicos, tem sofrido recalques diferenciais prejudiciais para a estrutura, realizando inicialmente uma pesquisa acerca das investigações geotécnicas e metodologias de dimensionamento de fundações para posteriormente realizar a modelagem das fundações reais executadas no software Plaxis 3D e comparar o seu comportamento com um sistema de fundação proposto conforme as normativas e metodologias de cálculo estudadas.

2. PROBLEMA DE PESQUISA

O presente trabalho realizará uma análise de uma obra executada sem as devidas investigações geotécnicas, o que levou a uma fundação subdimensionada que vem sofrendo recalques diferenciais, comprometendo o sistema estrutural como um todo. Tal ocorrência confirma o que vários autores já salientam, como Milititski (1989), que as causas mais frequentes de problemas nas fundações em obras é a falta de investigação geotécnica. O autor complementa também que, num espaço amostral de duas mil obras analisadas na França, cerca de 80% apresentava problemas devido ao desconhecimento das características do solo. Velloso e Lopes (2004) expõem, por exemplo, que em muitos dimensionamentos as condições são extrapoladas de uma obra para a outra, desconsiderando muitas vezes as particularidades de cada obra/terreno.

Sabe-se que o solo é um elemento particular em cada região e suas características são essenciais para determinar a tipologia de fundação adequada para uma edificação. Nesse sentido, a negligência em realizar as investigações para obter tais características pode ser muito prejudicial não só para a edificação, pois a possibilidade de ruína devido a erros de projeto pode trazer danos materiais e humanos.

Além disso, quando se depara com a Norma de Desempenho de Edificações NBR 15575 (ABNT, 2021) esta, para garantir a qualidade da edificação, estabelece várias exigências nos quesitos de conforto e qualidade envolvendo estrutura, vedação, piso, instalações e cobertura e cabe ao profissional proceder conforme as normativas vigentes e pertinentes para garantir que seu empreendimento seja concebido adequadamente, servindo-se também das mais diversas metodologias tecnológicas para auxiliá-lo.

Diante do exposto, é necessário reiterar a importância de realizar as investigações geotécnicas e também como o auxílio de softwares de modelagem computacional podem contribuir para entender o comportamento de um sistema de fundação e auxiliar em propostas de intervenções.

3. JUSTIFICATIVA

Para projetar uma fundação é fundamental conhecer as características do solo presente no local, pois este agirá conjuntamente com os elementos estruturais para suportar as ações solicitantes da edificação. Da mesma forma é crucial entender como é o comportamento de um elemento de fundação proposto para determinado tipo de solo para que seja averiguado a confiabilidade no sistema estrutural.

Nesse sentido, com o desenvolvimento das análises computacionais, vários softwares têm proporcionado um fiel entendimento da interação fundação-solo. Tais softwares são baseados em metodologias de análise dos elementos finitos que permitem análises tridimensionais mensurando as deformações e os recalques sofridos em elementos de fundação, por exemplo.

O presente trabalho, além de salientar a importância do estudo do solo, contribuirá para reiterar os benefícios de uma análise utilizando modelagem numérica em um software de modelagem, servindo de pressuposto e auxiliando em diversos casos semelhantes à obra estudada.

4. OBJETIVOS

4.1. Objetivo geral

O presente trabalho tem por objetivo realizar uma análise do comportamento de um sistema de fundação direta executado em uma obra residencial de dois pavimentos em Camboriú-SC através da modelagem computacional, comparando-o com um sistema de fundação proposto de acordo com as normativas técnicas pertinentes.

4.2. Objetivos específicos

- Reiterar a importância das investigações geotécnicas para os projetos estruturais;
- Determinar os recalques ocorridos nas fundações através do software Plaxis 3D salientando a importância da modelagem computacional para analisar o comportamento de estruturas;
- Comparar o sistema de fundação calculado com a fundação executada através do software Plaxis 3D buscando propor intervenções para a edificação analisada.

5. REVISÃO DA LITERATURA

5.1. Importância da investigação geológico-geotécnica

De acordo com Simons et al (2002, p. 3) a investigação geológico-geotécnica é um processo em que são coletadas todas as informações relevantes sobre o local de uma obra ou empreendimento bem como no seu entorno, envolvendo a aquisição de informações sobre as condições do solo dentro e ao redor do local analisado. Concomitante a isso, Burgos (2015, p. 2) afirma que “as obras civis só podem ser convenientemente projetadas após um estudo adequado da natureza e da estrutura do terreno em que vão ser implantadas.”

Seguindo essa perspectiva, Oliveira e Brito (1998, p. 163) definem os métodos de investigação geológica como processos que determinam a possibilidade de uso e ocupação de um solo uma vez que são aferidas suas características físicas, químicas e biológicas. Em tal aferição é possível determinar as características e propriedades geomecânicas bem como delimitar os maciços rochosos principalmente quanto a sua natureza de formação.

Então, para uma boa investigação geotécnica, a Associação de Especialistas Geotécnicos e Geoambientais (AGS) indica o cumprimento de certas análises como a identificação de riscos envolvendo o solo; previsão de uma gestão de uso e gerenciamento de risco; fornecimento de informações relevantes e eficazes para os

clientes e usuários e a contínua melhoria nas metodologias e equipamentos utilizados nas análises.

Da mesma forma, Marinho (2005, p. 2), ressalta que um dos principais objetivos da investigação geotécnica é a avaliação das condições geológicas e dos solos que afetam a segurança, o custo, o projeto e a execução de uma edificação ou empreendimento. Assim, conforme complementa Rodrigues (2018, p. 14) “uma satisfatória exploração geotécnica in situ resultará em uma obra com menores custos e que atenda condições de segurança e de serviço.”

Nesse sentido, a obtenção dos dados de um solo através das investigações geológico-geotécnicas é muito importante para as etapas de projeto estrutural bem como as suas consequências para o planejamento do empreendimento. De acordo com Look (2007, p. 26), as abordagens para a aquisição de dados geotécnicos envolvem a consideração de que o solo é um elemento de projeto e, para tanto, deve-se conhecer suas informações para entender como as condições do solo influenciam no comportamento estrutural e no planejamento de uma obra. Dessa forma, o autor afirma que o acompanhamento geotécnico deve ocorrer não só no início, mas ao longo de toda a fase construtiva e vida útil da obra.

A NBR 6122 (ABNT, 2010), que trata sobre o projeto e execução de fundações, elucida que:

Independentemente da extensão dos ensaios preliminares que tenham sido realizados, devem ser feitas investigações adicionais sempre que, em qualquer etapa da execução da fundação, for constatada uma diferença entre as condições locais e as indicações fornecidas por aqueles ensaios preliminares, de tal sorte que as divergências fiquem completamente esclarecidas. Em decorrência da interdependência que há entre as características do maciço investigado e o projeto estrutural, é recomendável que as investigações sejam acompanhadas pelos responsáveis que executarão o projeto estrutural e o de fundação (NBR-6122, Projeto e Execução de Fundações).

Com isso, além de confirmar a interdependência dos dados geotécnicos com o projeto estrutural, a NBR 6122 (ABNT, 2010) complementa e destaca a importância de que seja realizado o acompanhamento geotécnico também durante a etapa de execução, visto que podem ser encontradas diferenças entre o maciço no local e os ensaios preliminares, e a partir disso, investigações adicionais devem ser feitas para embasar a tomada de decisão das alterações necessárias.

Look (2007, p. 27) destaca então, que uma abordagem recomendada para minimizar os custos gerais de uma obra é a de elaborar o projeto estrutural, o layout arquitetônico e o planejamento de execução conforme as condições do solo no local,

analisando os dados geotécnicos afim de facilitar a definição dos modelos construtivos, materiais e métodos de execução.

Partindo desse pressuposto, nota-se, portanto, que a ausência de uma investigação geotécnica pode acarretar diversos problemas para um empreendimento, não só na fase de elaboração do projeto, mas também na fase de execução e no tempo total de vida útil da edificação. Albuquerque (2018, p. 2), por exemplo, comenta que a maior parte dos problemas geotécnicos está relacionado a precariedade de conhecimento do terreno e a incerteza do comportamento do mesmo, então, por conseguinte, como exemplifica Marinho (2005, p. 3), a falta de investigação geotécnica acarreta em projetos inadequados, atrasos na obra, aumento de custos por remediação, problemas ambientais e até mesmo a ruptura da obra.

Sendo assim, uma vez necessária para evitar diversos riscos para um empreendimento, a investigação geotécnica possui algumas etapas que Rodrigo (2015, p. 6) define muito bem, sendo elas: investigações de reconhecimento, que aferem a natureza das formações geológicas e características do subsolo; explorações para anteprojetos e projeto básico, que norteiam a escolha soluções e dimensionamentos; explorações para projeto executivo, que fornece informações complementares sobre o comportamento geotécnico dos materiais em problemas específicos do projeto; e explorações durante a construção, que são necessárias no caso de imprevistos na fase de construção.

Nesse sentido, para a execução da investigação geotécnica são aplicados dois métodos principais: indiretos ou geofísicos, que são baseados na aferição e interpretação de características físicas; e diretos ou mecânicos, que consistem em execução de perfurações ou sondagens do subsolo (Chiossi, 2013, p. 132).

5.1.1. Métodos geofísicos (ou indiretos) de investigação

Rodrigo (2015, p. 7) elucida que nos métodos indiretos utilizam-se de procedimentos como observação a distância ou aferição de certas grandezas do solo através de ensaios geofísicos e sensoriamento remoto para se obter os dados na investigação geotécnica. Schnaid (2012, p. 18) complementa relatando que com os métodos indiretos “os resultados dos ensaios são aplicados à previsão de propriedades constitutivas de solos, possibilitando a adoção de conceitos e formulações clássicas de Mecânica dos Solos como abordagem de projeto.”

Kearey et al (2009, p. 18) explica que os métodos geofísicos aplicam os princípios da física no estudo do solo realizando medidas e análises na superfície ou no subsolo em relação a distribuição das propriedades físicas dos elementos presentes. Estas propriedades variam tanto verticalmente quanto horizontalmente, de acordo com a prospecção e o perfil do solo e elementos que o compõem. O autor salienta que apesar de mais caros, os métodos operacionais de levantamentos geofísicos podem ser realizados em alta velocidade de operação e facilidade de aplicação mesmo em locais de difícil acesso.

As principais propriedades analisadas nas investigações geofísicas são a densidade, elasticidade, condutividade e a resistividade e, conforme Manfrin et al (2018, p. 2) é possível identificar estruturas do solo e até anomalias através das variações dessas propriedades ao longo do perfil do solo, utilizando-se dos respectivos equipamentos para cada método.

O quadro 1 exemplifica os parâmetros físicos de densidade e as velocidades de onda compressivas dos minerais e rochas mais comuns, que são aferidos no momento da investigação geofísica de sensoriamento e após a análise, identificado qual o tipo de material.

Quadro 1 – Características de materiais obtidas por métodos geofísicos

Intervalos de densidade	(Mg m⁻³)	Velocidades de ondas compressivas	Vp (km s⁻¹)
Aluvião (Saturado)	1,96-2,00	Materiais inconsolidados	
Argila	1,63-2,60	Areia (seca)	0,2-1,0
Folhelho	2,06-2,66	Areia (saturada)	1,5-2,0
Arenito Cretáceo	2,05-2,66	Argila	1,0-2,5
Arenito Triássico	2,25-2,30	Till glacial (saturado)	1,5-2,5
Arenito Carbonífero	2,35-2,55	Permafroste	3,5-4,0
Calcário	2,60-2,80	Rochas sedimentares	
Giz	1,94-2,23	Arenitos	2,0-6,0
Dolomita	2,28-2,90	Arenito terciário	2,0-2,5
Halita	2,10-2,40	Arenito carbonífero	4,0-4,5
Granito	2,52-2,75	quartzito cambriano	5,5-6,0
Granodiorito	2,67-2,79	calcários	2,0-6,0
Anortosito	2,61-2,75	greda cretácea	2,0-2,5
Basalto	2,70-3,20	calcários bioclásticos	3,0-4,0
Gbro	2,85-3,12	calcário carbonífero	5,0-5,5
Gnaisse	2,61-2,99	dolomito	2,5-6,5
Quartzito	2,60-2,70	sal	4,5-5,0
Anfibolito	2,79-3,14	anidrita	4,5-6,5
Cromita	4,30-4,60	gipso	2,0-3,5

Pirrotita	4,50-4,80	rochas ígneas	
Magnetita	4,90-5,20	granito	5,5-6,0
Piritita	6,80-7,10	gabro	6,5-7,0
Cassiterita	6,80-7,10	rochas ultramáficas	7,5-8,5
Galena	7,40-7,60	serpentinó	5,5-6,5

Fonte: adaptado de Kearey et al (2009, p.242)

Dentre os métodos de investigações geotécnicas, pode-se destacar o método sísmico, gravitacional, magnético e elétrico, sendo que o método elétrico se subdivide em resistividade, polarização induzida, potencial espontâneo, eletromagnético e radar. O quadro 2 mostra os diversos métodos de levantamento geofísico bem como os parâmetros medidos e as propriedades físicas operativas ao qual o método é sensível.

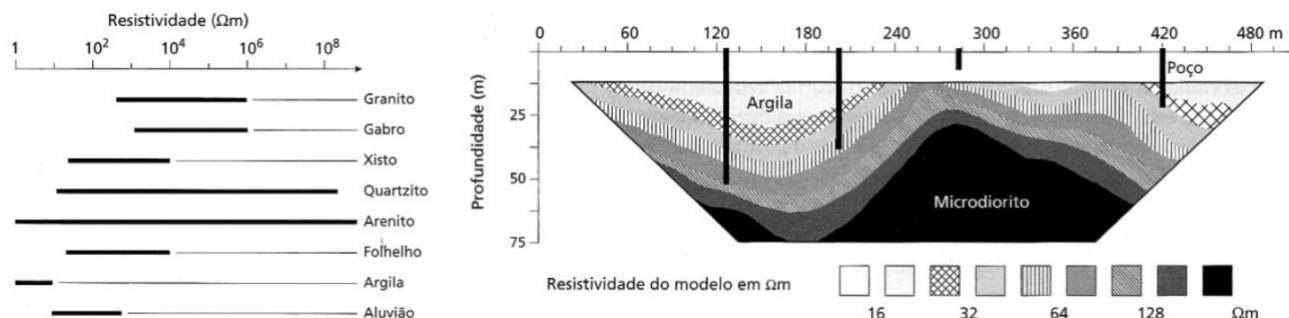
Quadro 2 – Parâmetros e propriedades de métodos geofísicos

Método	Parâmetro medido	Propriedades Físicas Operativas
Sísmico	Tempos de percurso de ondas sísmicas refletidas/refratadas	Densidade e módulos elásticos, os quais determinam a velocidade de propagação de ondas sísmicas
Gravitacional	Variações espaciais da força do campo gravitacional da Terra	Densidade
Magnético	Variações espaciais da força do campo geomagnético	Suscetibilidade magnética e remanência
Elétrico		
Resistividade	Resistência da Terra	Condutividade elétrica
Polarização induzida	Voltagens de polarização ou resistência do solo dependente da frequência	Capacitância elétrica
Potencial espontânea	Potenciais elétricos	Condutividade elétrica
Eletromagnético	Resposta às radiações eletromagnéticas	Condutividade e indutância elétricas
Radar	Tempos de percurso de pulsos de radar refletidos	Constante dielétrica

Fonte: Adaptado de Manfrin et al (2018, p. 21)

A figura 1 exemplifica um contorno de pseudosseção de resistividade como resultado de um ensaio de tomografia elétrica – ou imageamento elétrico – bem como alguns intervalos de resistividade de acordo com os materiais presentes no local.

Figura 1 – Contorno de pseudosseção de resistividade



Fonte: Adaptado de Kearey et al (2009, p. 325)

5.1.2. Métodos mecânicos de investigação

Os métodos mecânicos de investigação envolvem execuções de perfurações e sondagens no solo e subsolo (Chiossi, 2013, p. 132). Conforme explicita Schnaid (2012, p. 18) esses métodos são de natureza empírica e têm fundamentação estatística, a partir da qual as medidas de ensaio são correlacionadas diretamente ao desempenho de obras geotécnicas. O autor afirma que um dos métodos mais conhecidos e utilizados no Brasil é o standart penetration test (SPT).

Rodrigo (2015, p.10) complementa que as escavações, perfurações e sondagens permitem a exposição do maciço para que o mesmo seja observado diretamente e sejam coletadas amostras para análise. Essas amostras permitem determinar o tipo de solo, sua graduação, sua classificação, sua consistência, sua densidade, a presença de contaminantes, sua estratificação, etc. (National Highway Institute, 2002, p. 44).

Os principais métodos de investigação mecânica são os poços e trincheiras de inspeção; a sondagem a trado; a sondagem a percussão (Standart Penetration Test); e as sondagens rotativas. Os poços e trincheiras são normatizados pela NBR 9604 (ABNT, 2016).

De acordo com a NBR 9604 (ABNT, 2016) o poço é:

Escavação vertical de seção circular ou quadrada, quando projetada em um plano horizontal, com dimensões mínimas suficientes para permitir o acesso de um observador, visando a inspeção das paredes e do fundo, e retirada de amostras representativas do solo, deformadas e indeformadas (ABNT NBR 9604, 2016).

Já a trincheira é definida pela mesma norma como:

Escavação geralmente vertical, ao longo de uma determinada linha ou seção, de modo a se obter uma exposição contínua do terreno, com dimensões variáveis, sendo as mínimas suficientes para permitir o acesso seguro de um observador,

visando a inspeção das paredes e fundo, e retirada de amostras representativas deformadas e indeformadas (ABNT NBR 9604, 2016).

A figura 2 exemplifica a escavação de poços e trincheiras juntamente com a retirada de amostras deformadas e indeformadas.

Figura 2 – Escavação de poços e trincheiras e retirada de amostras



Fonte: Adaptado de Angelim apud Almeida (2014)

A sondagem a trado é normatizada pela ABNT NBR 9603/2015. O objetivo desta sondagem, segundo a própria norma, é a identificação preliminar das camadas do subsolo, a profundidade do nível d'água e a obtenção e coleta de amostras deformadas. É uma sondagem manual que utiliza trados do tipo cavadeira ou helicoidal, conforme a figura 3.

Figura 3 – Trado do tipo cavadeira e helicoidal

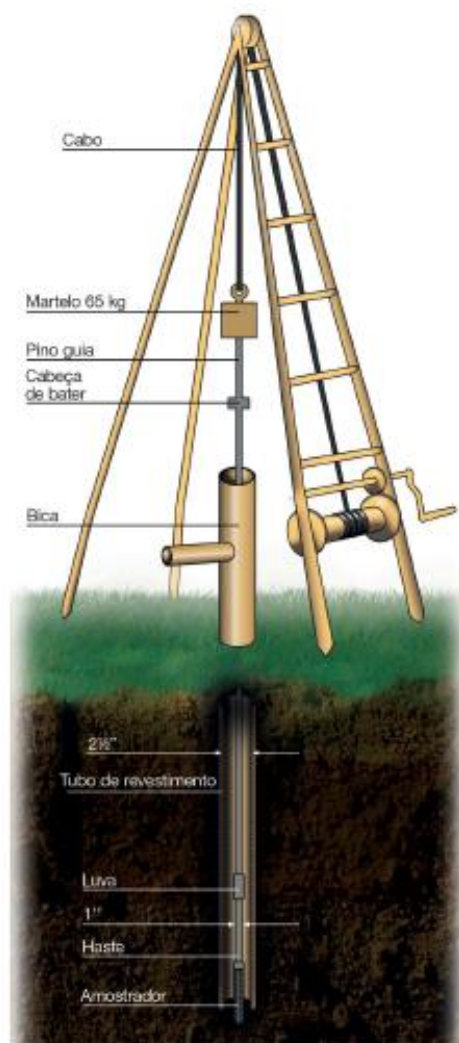


Fonte: NBR 9603 (ABNT, 2015)

O Standart Penetration Test (SPT) é o método mais conhecido e utilizado no Brasil (Chiossi, 2012, p. 18). Através desse método, é possível obter uma medida de resistência

dinâmica juntamente com obtenção de amostras e reconhecimento do maciço perfurado (Schnaid, 2012, p.22). O ensaio SPT é normatizado pela ABNT NBR 6484/2001 e esta define os objetivos do ensaio, sendo eles a determinação do tipo de solo e suas profundidades de ocorrência; a resistência à penetração em cada metro e a posição do nível d'água (NBR 6484, ABNT, 2001). A figura 4 exemplifica o equipamento utilizado na sondagem SPT:

Figura 4 – Equipamento comumente utilizado no Standart Penetration Test (SPT)



Fonte: Schnaid (2012, p. 24)

Compreendendo a importância das investigações geotécnicas comentadas anteriormente e os diversos métodos e procedimentos de obtenção dos dados nas investigações faz-se necessário entender os métodos de capacidade de carga das fundações rasas e profundas para nortear as definições e os cálculos do projeto estrutural.

5.2. Métodos de capacidade de carga de fundações rasas

Antes de discorrer sobre os métodos de capacidade de carga em fundações rasas é necessário defini-las. De acordo com a ABNT NBR 6122 as fundações rasas são:

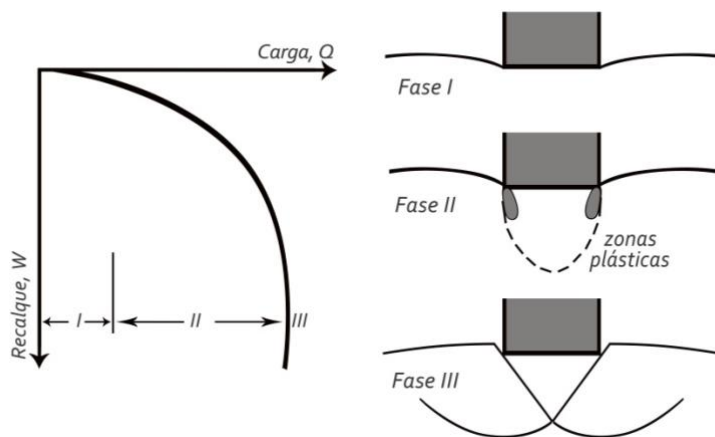
elemento de fundação cuja base está assentada em profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, recebendo aí as tensões distribuídas que equilibram a carga aplicada; para esta definição adota-se a menor profundidade, caso esta não seja constante em todo o perímetro da fundação (NBR 6122, ABNT, 2019).

Partindo dessas características é possível compreender como se comportam as fundações rasas diante de uma aplicação de um carregamento. Velloso e Lopes (2004, p. 60) explicam que esse comportamento pode ser dividido em fases de carregamento.

Em um primeiro momento, considerando pequenos valores de carga os deslocamentos verticais (ou recalques) são proporcionais ao carregamento e estes recalques se estabilizam com o tempo e são reversíveis. Os autores a denominam como fase elástica. Em um segundo momento, considerando o crescimento do carregamento, os recalques, predominantemente nas bordas da fundação, passam a ser irreversíveis e entram num processo de deslocamento continuado. Denominam-na como fase plástica. Em um terceiro momento, já num estado crítico, a velocidade de recalque cresce continuamente até que ocorre a ruptura do solo, então, para o respectivo carregamento atingiu-se o limite de resistência da fundação, ou seja, sua capacidade de carga (Velloso e Lopes, 2004, p. 60).

A figura 5, a seguir, exemplifica esse comportamento e os processos consequentes ao mesmo.

Figura 5 – Comportamento de uma fundação rasa sob carga vertical



A norma NBR 6122 (ABNT, 2019) apresenta três métodos para determinar a capacidade de carga em fundações rasas: métodos teóricos, métodos semiempíricos e método das provas de carga.

5.2.1. Métodos teóricos

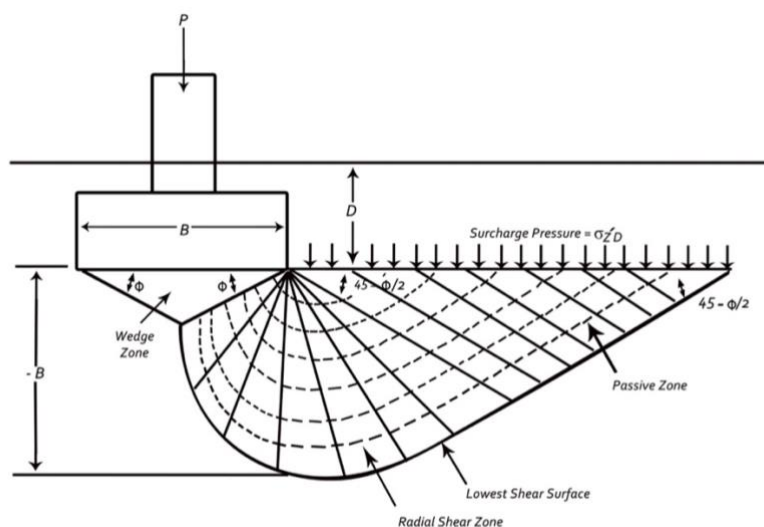
Ruver (2005) explica que os métodos teóricos obtêm os valores para a capacidade de carga em fundações utilizando os princípios da mecânica dos solos a partir das diversas características e propriedades do solo (como compressibilidade, peso específico, coesão) e do formato geométrico da fundação em questão.

Um dos primeiros autores a apresentar fórmulas para o cálculo de capacidade de carga para fundações rasas e profundas foi Terzaghi (1925). Posteriormente contribuíram também Meyerhof (1951), Vesic (1973, 1975), Hanses (1961, 1970), entre outros (Velloso e Lopes, 2004, p.64).

5.2.1.1. Teoria de Terzaghi

O método de Terzaghi (1925) assume as seguintes condições, de acordo com Coduto (2001, p. 176): a profundidade da fundação é menor ou igual a sua largura; não ocorre deslizamento entre o solo e o fundo da fundação; o solo abaixo da fundação é massa homogênea semi-infinita, ou seja, é profundo o suficiente e com propriedades uniformes ao longo de sua extensão; a fundação é muito mais rígida que o solo. Além disso, o autor descreve que Terzaghi define três zonas no solo, que são mostradas na figura 6.

Figura 6 – Zonas do solo em análise de capacidade de carga de fundações superficiais



Imediatamente abaixo da fundação está a *Wedge Zone* (Zona de cunha) que permanece intacta e move-se para baixo junto com a fundação. Logo após vem a *Radial Shear Zone* (zona de cisalhamento radial) que assume planos de cisalhamento sob o formato de espirais logarítmicas. Por último, vem a *Linear Shear Zone* (zona de cisalhamento linear) na qual ocorre o cisalhamento ao longo de planos lineares (Coduto, 2001, p. 177).

Dessa forma, no método de Terzaghi, conforme Velloso e Lopes (2004, p. 58), a resistência ao cisalhamento do solo (s) é dada pela equação de Coulomb definida pelo produto da tensão normal pela tangente do ângulo de atrito somada com a coesão do solo (Eq 1).

$$s: c + \sigma \operatorname{tg}(\phi) \quad (1)$$

A partir disso, Terzaghi desenvolve seu método para fundações contínuas (corridas), ou seja, que possuem um elevado coeficiente largura/base. Essa é a maneira mais simples por se tratar de um problema bidimensional (Coduto, 2001, p. 177). A seguir, é representada, pela equação 2, a equação geral de capacidade de carga (Q_{ult}) de acordo com a Teoria de Terzaghi.

$$Q_{ult}: c N_c + \sigma_{zD} N_q + 0,5\gamma B N_y \quad (2)$$

Onde: c = coesão do solo

γ = peso específico do solo

B = medida da menor dimensão da base da fundação

σ_{zD} = é a resistência ao cisalhamento exatamente acima do nível da base da fundação, porém nas condições de Terzaghi, ela pode ser substituída por uma sobrecarga definida pelo produto entre o peso específico do solo e a profundidade da fundação, ou seja, $\sigma_{zD} = \gamma D$.

$N_c N_q N_y$ = são os fatores de capacidade de carga de Terzaghi, definidos em um ábaco de acordo com o ângulo de atrito interno do solo.

Cada fator de capacidade de carga é definido por uma equação própria, e tais equações surgiram também de trabalhos de Prandtl (1920) e Reissner (1924) (Velloso e

Lopes, 2004, p. 61). Entre eles, o N_c possui casos diferentes de acordo com o ângulo de atrito estudado. A seguir, são representadas as fórmulas para o N_q (Eq. 3), para o N_c (Eq. 4 e Eq. 5) e para o N_y (Eq. 6) respectivamente (Coduto, 2001, p. 178):

$$N_q : \frac{a_{\theta^2}}{2\cos^2\left(45+\frac{\phi}{2}\right)} \quad (3)$$

$$N_c : 5,7 \quad \text{Para } \phi = 0 \quad (4)$$

$$N_c : \frac{N_q - 1}{\tan(\phi)} \quad \text{Para } \phi > 0 \quad (5)$$

$$N_y : \frac{\tan(\phi)}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2\phi} - 1 \right) \quad (6)$$

Onde: $a_{\theta} = e^{\pi\left(0,75 - \frac{\phi}{360}\right)\tan(\phi)}$ (Coduto, 2001, p.178)

K_{py} = coeficiente de empuxo passivo definido por Rankine como igual a $tg^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$ (Velloso e Lopes, 2004, p. 59).

Tais fatores de capacidade carga foram tabelados de acordo com o método de Terzaghi, como pode-se ver no quadro 3.

Quadro 3 – Quadro de fatores de capacidade de carga pelo método de Terzaghi

ϕ graus	Terzaghi		
	Nc	Nq	Ny
0	5.7	1.0	0.0
1	6.0	1.1	0.1
2	6.3	1.2	0.1
3	6.6	1.3	0.2
4	7.0	1.5	0.3
5	7.3	1.6	0.4
6	7.7	1.8	0.5
7	8.2	2.0	0.6
8	8.6	2.2	0.7
9	9.1	2.4	0.9
10	9.6	2.5	1.0
11	10.2	3.0	1.2

ϕ graus	Terzaghi		
	Nc	Nq	Ny
21	18.9	8.3	5.1
22	20.3	9.2	5.9
23	21.7	10.2	6.8
24	23.4	11.4	7.9
25	25.1	12.7	9.2
26	27.1	14.2	10.7
27	29.2	15.9	12.5
28	31.6	17.4	14.6
29	34.2	20.0	17.1
30	37.2	22.5	20.1
31	40.4	25.3	23.7
32	44.0	28.5	28.0

12	10.8	3.3	1.4	33	48.1	32.2	33.3
13	11.4	3.6	1.6	34	52.6	36.5	39.6
14	12.1	4.0	1.9	35	57.4	41.4	47.3
15	12.9	4.4	2.2	36	63.5	47.2	56.7
16	13.2	4.9	2.5	37	70.1	53.8	68.1
17	14.6	5.5	2.9	38	77.5	61.5	52.3
18	15.5	6.0	3.3	39	86.0	70.6	99.8
19	16.6	6.7	3.8	40	95.7	81.3	121.5
20	17.7	7.4	4.4	41	106.8	93.8	141.5

Fonte: Adaptado de Coduto (2001, p. 178).

Todavia, se tratando de fundações quadradas, circulares ou retangulares, é necessário aplicar um fator de correção. Dessa forma, a equação geral que considera o formato da fundação é representada pela equação 7 e os fatores de correção, determinados por Terzaghi, representados no quadro 2.

$$Q_{ult}: c N_c S_c + \sigma_{zD} N_q S_q + 0,5 \gamma B N_y S_y \quad (7)$$

Quadro 4 – Fatores de correção de formato de Terzaghi

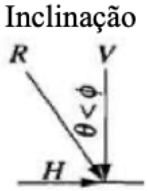
Formato da fundação	Fatores de correção		
	S_c	S_q	S_y
Contínua/Corrida	1,00	1,00	1,00
Quadrada	1,30	1,00	0,80
Retangular	1,10	1,00	0,90
Circular	1,30	1,00	0,60

Fonte: Adaptado de Cintra et al. (2003).

5.2.2.2. Teoria de Meyerhof

A teoria de Meyerhof (1951, 1963) representa um aperfeiçoamento da teoria de Terzaghi (Velloso e Lopes, 2004, p. 62). Meyerhof não desconsidera a resistência ao cisalhamento acima da base da fundação, dessa forma a região de ruptura será composta por duas zonas: a zona de cisalhamento radial e a zona de cisalhamento mista. A figura 9 a seguir representa um comparativo entre as zonas propostas pela teoria de Terzaghi e por Meyerhof.

Quadro 5 – Equações dos fatores de forma, profundidade e inclinação para Meyerhof

Fatores	Fórmula	Para
Forma	$S_c = 1 + 0.2K_p \frac{B}{L}$	Qualquer ϕ
	$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$S_q = S_\gamma = 1$	$\phi = 0^\circ$
Profundidade	$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	Qualquer ϕ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$\phi > 10^\circ$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0^\circ$
Inclinação 	$i_c = i_q = (1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ})^2$	Qualquer ϕ
	$i_\gamma = (1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ})^2$	$\phi > 0^\circ$
	$i_\gamma = 0 \text{ for } \theta > 0$	$\phi = 0^\circ$
$K_p = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})$		

Fonte: Bowles (1997, p. 224).

Já para os fatores de capacidade de carga N_c , N_q , N_γ , Meyerhof adota as seguintes equações 11, 12 e 13.

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) \quad (11)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (12)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4\phi) \quad (13)$$

O quadro 6, a seguir, apresenta os valores desses fatores de acordo com o ângulo de atrito, pela teoria de Meyerhof.

Quadro 6 – Fatores de capacidade de carga pela teoria de Meyerhof

ϕ (°)	N_c	N_q	N_y	ϕ (°)	N_c	N_q	N_y	ϕ (°)	N_c	N_q	N_y
0	5.14	1.00	0.00	17	12.34	4.77	1.66	34	42.16	29.44	31.15
1	5.38	1.09	0.002	18	13.10	5.26	2.00	35	46.12	33.30	37.15
2	5.63	1.20	0.01	19	13.93	5.80	2.40	36	50.59	37.75	44.43
3	5.90	1.31	0.02	20	14.83	6.40	2.87	37	55.63	42.92	53.27
4	6.19	1.43	0.04	21	15.82	7.07	3.42	38	61.35	48.93	64.07
5	6.49	1.57	0.07	22	16.88	7.82	4.07	39	67.87	55.96	77.33
6	6.81	1.75	0.11	23	18.05	8.66	4.82	40	75.31	64.20	93.69
7	7.16	1.88	0.15	24	19.32	9.60	5.72	41	83.86	73.90	113.99
8	7.53	2.06	0.21	25	20.72	10.66	6.77	42	93.71	85.38	139.32
9	7.92	2.25	0.28	26	22.25	11.85	8.00	43	105.11	99.02	171.14
10	8.35	2.47	0.37	27	23.94	13.20	9.46	44	118.37	115.31	211.41
11	8.80	2.71	0.47	28	25.80	14.72	11.19	45	133.88	134.88	262.74
12	9.28	2.97	0.60	29	27.86	16.44	13.24	46	152.10	158.51	328.73
13	9.81	3.26	0.74	30	30.14	18.40	15.67	47	173.64	187.21	414.32
14	10.37	3.59	0.92	31	32.67	20.63	18.56	48	199.26	222.31	526.44
15	10.98	3.94	1.13	32	35.49	23.18	22.02	49	229.93	265.51	674.91
16	11.63	4.34	1.38	33	38.64	26.09	26.17	50	266.89	319.07	873.84

Fonte: Das (2009).

5.2.2. Métodos semi-empíricos

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019) os métodos semi-empíricos

São métodos que relacionam resultados de ensaios (tais como o SPT, CPT etc.) com tensões admissíveis ou tensões resistentes de cálculo. Devem ser observados os domínios de validade de suas aplicações, bem como as dispersões dos dados e as limitações regionais associadas a cada um dos métodos. (NBR 6122, ABNT, 2019).

Nesse sentido, os métodos semi-empíricos são mais recomendados como ponto de partida para pré-dimensionamentos e ponto de referência de cálculo uma vez que são estimativas práticas utilizadas como ponto de partida para desenvolvimento de projetos (Berberian, 2017, p. 134).

Vários autores desenvolveram métodos para o cálculo das tensões admissíveis de fundações superficiais Berberian (2017, p. 135) recomenda que seja adotado uma média abrangendo a maior quantidade de métodos a fim de aumentar a precisão do resultado e também oferecer uma melhor sustentação jurídica nos casos de litígios judiciais.

Antes de discutir os métodos de cálculo, é importante definir os conceitos de tensões de ruptura e tensões admissíveis. Conforme Berberian (2017, p. 132) a tensão de ruptura (σ_r) é a tensão que leva o solo a ruptura e está diretamente relacionada com

o valor de deformação de ruptura, sendo que pesquisas apontam que a tensão de ruptura é alcançada quando os valores de recalque atingem de 10% a 30% do valor da dimensão da sapata (seu menor lado ou seu diâmetro). A NBR 6122 complementa que a tensão de ruptura é quando a tensão aplicada ao solo pela fundação prejudica seu desempenho e compromete sua segurança. Já as tensões admissíveis (σ_a) são tensões que produz somente recalques que a estrutura consegue suportar, ou seja, ela não provoca a ruptura do solo e não produz recalques inadmissíveis à estrutura (Berberian, 2017, p. 134). A NBR 6122 complementa essa definição explicando que a tensão admissível é a tensão adotada em projeto que atende aos coeficientes de segurança e aos estados limites últimos (ruptura) e de serviço (recalques, vibrações).

5.2.2.1. Recomendações da Norma Brasileira (NBR 6122)

A norma brasileira dá uma indicação geral, todavia dentro dos fatores de segurança ideais, sobre os valores de pressões básicas (admissíveis) em variados tipos de solo considerando uma largura de 2 metros para a fundação (devem ser modificados quando houver dimensões e profundidades diferente). O quadro 7 a seguir, complementado por Berberian (2017, p. 137) apresenta as tensões admissíveis nos solos associados a faixa de valores do ensaio SPT.

Quadro 7 – Tensões admissíveis da NBR 6122 com SPT relativo complementado por Berberian

Classe	Descrição	SPT	σ_a (MPa)	σ_a (Kg/cm ²)
1	Rocha sã, maciça, sem laminações ou sinais de decomposição	-	3,0	30
2	Rochas estratificadas com pequenas fissuras	-	1,5	15
3	Rochas alteradas ou em decomposição	Conforme a NBR 6122, deve ser realizado estudo quanto a natureza e o grau de alteração/decomposição		
4	Solos granulares concrecionado, conglomerado	-	1,0	10
5	Solo pedregulhoso compacto a muito compacto	19 a 40	0,6	6
6	Solo pedregulhoso fofo	<4	0,3	3
7	Areia muito compacta	9	0,5	5

8	Areia compacta	19	0,4	4
9	Areia medianamente compacta	>40	0,2	2
10	Argila dura	>21	0,3	3
11	Argila rija	11	0,2	2
12	Argila média	6	0,1	1
13	Silte duro (muito compacto)	> 21	0,3	3
14	Silte rijo (compacto)	11	0,2	2
15	Silte médio (medianamente compacto)	6	0,1	1

Fonte: adaptado de Berberian (2017)

Berberian (2017, p. 134) adota os valores médios do SPT em uma camada abaixo da base da fundação até 1,5 vezes o tamanho do seu menor lado. O quadro 5 é uma versão resumida do estudo de Berberian, pois ele associa os valores de SPT às tensões admissíveis através de interpolação determinando os valores de tensões admissíveis para qualquer resultado do ensaio SPT.

5.2.2.2. Recomendações de Berberian (2010)

As recomendações de Berberian (2010) servem para todos os solos sendo que as tensões admissíveis são calculadas pela razão entre o valor do SPT médio (N_{72} – SPT brasileiro médio dentro da zona de plastificação com espessura 1,5 vezes a menor dimensão ou diâmetro da fundação abaixo da base da mesma) e o coeficiente de Berberian (K_{Berb}) (Berberian, 2017, p. 142). A equação 14 representa o cálculo da tensão admissível pela recomendação de Berberian e o quadro 8 apresenta alguns valores do coeficiente K_{Berb} obtido de acordo com o valor do SPT.

$$\sigma_a : \frac{SPT_{médio}}{K_{Berb}} \quad \text{com } \sigma_a \text{ em Kg/cm}^2 \quad (14)$$

Quadro 8 – Coeficiente de Berberian K_{Berb} de acordo com o SPT

Solo	Classe Berberian	SPT							
		5	10	15	20	25	30	35	40
Areia	S	5,21	5,16	6,03	5,51	5,94	7,17	7,69	8,01
Areia Siltosa	S5M	4,40	5,73	5,47	5,60	6,07	5,90	6,53	5,74
Areia Argilosa	S5C	5,29	5,73	5,12	5,63	5,70	5,87	5,53	5,53
Silte	M	5,45	5,63	6,00	5,70	6,19	6,49	6,76	6,00

Silte Arenoso	M5S	4,10	4,62	4,40	5,15	5,64	6,06	6,44	6,62
Silte Argiloso	M5C	5,20	5,53	5,84	5,62	6,01	5,87	6,91	6,19
Argila	C	5,53	5,57	5,72	5,52	5,90	6,09	5,78	5,78
Argila Arenosa	C5S	4,29	5,51	4,88	5,16	5,62	5,97	5,21	5,21
Argila Siltosa	C5M	4,29	5,62	4,95	5,24	5,71	6,07	5,95	6,20

Fonte: adaptado de Berberian (2017)

5.2.2.3. Método de Albiero e Cintra (1996)

O método de Albiero e Cintra pode ser aplicado em qualquer tipo de solo e definem a tensão admissível como a razão entre o SPT médio brasileiro e o coeficiente K_p , conforme a equação 15, sendo K_p igual a 5 (Kg/cm²) ou 0,05 (KPa).

$$\sigma_a = \frac{SPT_{médio}}{K_p} \quad (15)$$

5.2.2.4. Método de Terzaghi e Peck (1967)

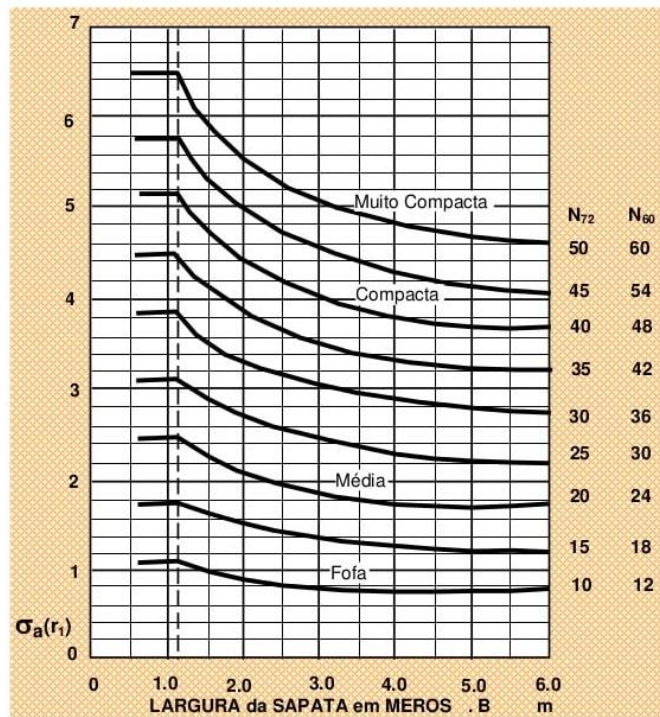
Terzaghi e Peck foram os primeiros a correlacionar o valor do ensaio SPT com a tensão admissível (Berberian, 2017, p. 144). Seu método é válido para solos arenosos considerando um recalque de 25 milímetros. A equação 16 representa o método de Terzaghi e Peck e a figura 8 representa o ábaco elaborado por Terzaghi que define a tensão admissível para que o recalque nas areias seja de 25 milímetros.

$$\sigma_a: 4,4 \frac{(SPT-3)}{10} \frac{(B+30)^2}{2B} \quad (16)$$

Onde: B = menor dimensão da fundação em centímetros.

SPT = SPT(USA) com 60% de eficiência e SPT brasileiro com 72% de eficiência.

Figura 8 – Ábaco da relação entre tensão admissível e SPT pelo método de Terzaghi para solos arenosos



Fonte: Fainor (2014)

Tratando-se de recalques diferentes de 25 milímetros, Terzaghi e Peck estipularam a equação 17 a seguir, em que r é o recalque desejado e $\sigma_a(r_1)$ é a tensão admissível para o recalque de 25 milímetros. Nota-se que tais valores podem ser encontrados no ábaco da figura 10 (Fainor, 2014, p. 3).

$$\sigma_a(r) = \frac{r}{2,5} \sigma_a(r_1) \quad (17)$$

5.2.2.5. Recomendações de Bowles(1996) e Meyerhof (1974)

Bowles e Meyerhof aprimoraram o método de Terzaghi adicionando fatores de correção e melhorando a relação com a profundidade relativa, ou seja, a razão entre a profundidade e a menor dimensão da fundação) (Berberian, 2017, p. 144). Dessa forma, o processo de cálculo é definido pelas equações 18 e 19.

Para $B \leq 152$ cm:

$$\sigma_a = \frac{SPT_{médio}}{F_1} K_d \quad (18)$$

Para $B > 152$ cm:

$$\sigma_a = \frac{SPT_{médio}}{F_2} \left(\frac{B+F_3}{B} \right)^2 K_d \quad (19)$$

Onde: B = menor dimensão da fundação em centímetros.

SPTmédio = SPT médio brasileiro.

F₁, F₂ = fatores de correção 0,04 e 0,06, respectivamente

F₃ = Penetração padrão do SPT (30cm)

K_d = Definido por Meyerhof como $1 + 0,33 (Z_f / B) \leq 1,33$, em que Z_f é a profundidade da fundação.

5.2.2.6. Recomendações de Milton Vargas (1960)

A tensão admissível pode ser obtida, de acordo com as recomendações de Milton Vargas (1960), através da equação 20, que é a razão entre o SPT médio e o coeficiente K_{mv} que é o fator empírico definido por Milton Vargas de acordo com o ábaco do quadro 9. Esse método vale para todo o tipo de solo.

$$\sigma_a = \frac{SPT_{\text{médio}}}{K_{mv}} \quad (20)$$

Quadro 9 – Fatores empíricos definidos por Vargas de acordo com o tipo de solo

K_{MV} = 5 para areias (S)	K_{MV} = 5,5 areias siltosas S3M, S4M, S5M, S6M, S7M
K_{MV} = 6 para siltes (M)	K_{MV} = 6,5 siltes argilosos M3C, M4C, M5C, M6C, M7C
K_{MV} = 7 para argilas (C)	K_{MV} = 6,0 areias argilas S3C, S4C, S5C, S6C, S7C

Fonte: Adaptado de Berberian (2017, p. 150)

5.2.2.7. Recomendações de Teixeira (1996)

As recomendações de Teixeira (1996) englobam os estudos nas argilas e areias de São Paulo. A tensão admissível é obtida - em Mpa – através da razão entre o SPT médio e o índice K_{tx} que equivale a 50 e é representada pela equação 21. Além disso, Teixeira recomenda considerar coeficiente de segurança 3 em relação a ruptura em solos argilosos. (Berberian, 2017, p. 150).

$$\sigma_a = \frac{SPT_{\text{médio}}}{K_{tx}} \quad (21)$$

5.3. Métodos de capacidade de carga de fundações profundas

De acordo com a ABNT NBR 6122 as fundações profundas são definidas como

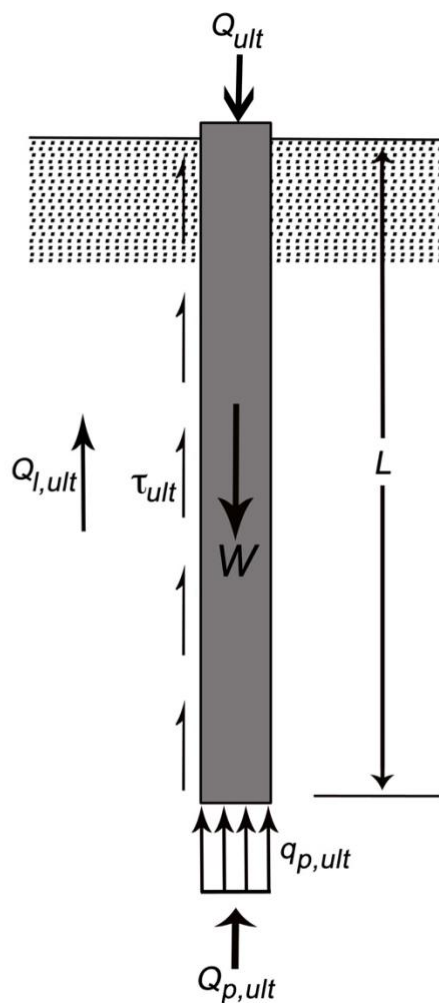
Elemento de fundação que transmitem a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, e que está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3 m, salvo justificativa. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas, os tubulões e os caixões. (NBR 6122, ABNT, 2010).

Nesse sentido, conforme Berberian (2017, p. 298), para um bom projeto de fundações profundas não pode ocorrer a ruptura nem do solo e nem do material da fundação da mesma forma que os recalques devem ser admissíveis pela estrutura. Além disso, num primeiro momento, a capacidade de carga pode ser definida como a soma das resistências máximas do atrito lateral e da ponta da fundação.

Dentre os métodos de cálculo de capacidade de carga pode-se citar os métodos dinâmicos e os métodos estáticos. Os métodos dinâmicos utilizam parâmetros obtidos no momento da cravação das estacas e o objetivo está mais centrado em controlar a qualidade de execução no campo (Berberian, 2017, p. 300). Velloso e Lopes (2004, p. complementam que os métodos dinâmicos são baseados nas leis da Física relacionadas ao estudo dos choques dinâmicos entre corpos baseando-se nos princípios da conservação de energia e as leis de choque de Newton. Há também as soluções envolvendo o estudo da onda de tensão propagada no momento da cravação que está sujeita a atenuação pelo próprio solo.

Já os métodos estáticos utilizam soluções teóricas de capacidade de carga e parâmetros do solo e se baseiam nos resultados de ensaios de penetração (SPT e CPT) (Velloso e Lopes 2004, p. 75). Nos métodos estáticos, segundo Velloso e Lopes (2004, p. 75) imagina-se um equilíbrio entre o peso próprio da estaca, a carga aplicada e a resistência oferecida pelo solo, tal qual a figura 9.

Figura 9 – Comportamento de estaca quando submetida a carregamento



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2004, p. 75)

Essa imagem representa a equação 22 a seguir, Q_{ult} é a capacidade de carga da estaca, w é o peso próprio e $Q_{p,ult}$ e $Q_{l,ult}$ são, respectivamente a capacidade de carga da ponta e a capacidade de carga do fuste (Velloso e Lopes, 2004, p. 75).

$$Q_{ult} + w : Q_{p,ult} + Q_{l,ult} \quad (22)$$

Os métodos estáticos podem ser subdivididos em métodos racionais, que utilizam a teoria da Mecânica dos Solos e parâmetros geotécnicos para obter a capacidade de carga; métodos paramétricos, que utilizam correlações e parâmetros através dos ensaios de penetração; e métodos semi-empíricos que utilizam correlação dos ensaios de penetração com retroanálise de provas de carga reais e também as características das

camadas de solo e o tipo de fundação (Berberian, 2017, p. 301). A seguir serão discutidos os métodos semi-empíricos comumente utilizados nas análises de capacidade de carga de fundações profundas.

5.3.1. Método Aoki e Velloso

O método de Aoki e Velloso (1975) para determinação da capacidade de carga em estacas foi desenvolvido através da comparação do SPT com resultados de ensaios de prova de carga, sendo que tal método pode ser utilizado para os resultados obtidos no ensaio CPT inclusive. (Velloso e Lopes, 2002, p. 115).

A expressão desenvolvida pelos autores determina que a capacidade de carga é a soma da resistência de ponta da estaca e do atrito lateral da mesma, representada pela equação 23.

$$Q_{ult} : U \sum (r_1 + \Delta l) + r_p A_p \quad (23)$$

Onde: U = perímetro da seção transversal da estaca

r_1 = atrito lateral unitário

Δl = comprimento da estaca na camada do solo

r_p = resistência de ponta unitária

A_p = área da seção transversal da estaca

A primeira parte da equação trata-se da obtenção da resistência do atrito lateral. Para definir o atrito lateral unitário (r_1) utiliza-se a equação 24.

$$r_1 : \frac{\alpha K SPT}{F_2} \quad (24)$$

Os parâmetros α e K são tabelados de acordo com cada tipo de solo por Aoki e Velloso de acordo com o quadro 10.

Quadro 10 – Fatores α e K de Aoki e Velloso

Tipo de Solo	k (Kgf/cm²)	α (%)
Areia	10	1,4
Areia siltosa	8	2
Areia siltoargilosa	7	2,4
Areia argilossiltosa	5	2,8
Areia argilosa	6	3
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte Aarenoargiloso	4,5	2,8
Silte	4	3
Silte argiloarenoso	2,5	3
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila arenossiltosa	3	2,8
Argila siltoarenosa	3,3	3
Argila siltosa	2,2	4
Argila	2	6

Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2002, p. 116)

Já o fator F_2 da equação 24 é determinado conforme o tipo de estaca. A figura 14 a seguir representa o quadro com os fatores F_1 e F_2 sendo que o fator F_1 será utilizado na equação 25 que determina a resistência de ponta unitária (r_p).

$$r_p : \frac{K N_p}{F_1} \quad (25)$$

Onde: K = fornecido pelo quadro 10.

F_1 = fornecido pelo quadro 11.

N_p = número de golpes do ensaio SPT na camada de solo da região da ponta da estaca

Quadro 11 – Fatores F_1 e F_2 de Aoki e Velloso

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,5	5
Metálica	1,75	3,5
Premoldada de concreto	1,75	3,5
Escavada	3	6

Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2002, p. 116)

5.3.2. Método Décourt e Quaresma

Décourt e Quaresma apresentaram em 1982 um método para determinar a capacidade de carga a partir do SPT em qualquer solo. Tal método se encaixa nos métodos semi-empíricos/ estatísticos (Berberian, 2017, p. 320).

A expressão proposta pelos autores é representada pela equação 26.

$$Q_{ult} : \alpha r_p + \beta r_l \quad (26)$$

O parâmetro r_p representa a resistência de ponta e o r_l representa a resistência devida ao atrito lateral. As expressões que definem tais parâmetros são, respectivamente a equação 27 e a equação 28.

$$r_p : C SPT_p A_p \quad (27)$$

$$r_l : 10 \left(\frac{SPT_l}{3} + 1 \right) U L \quad (28)$$

Para a equação 27, C é o coeficiente característico do solo, de acordo com o quadro da figura 15, a seguir. SPT_p é o número de golpes na região da ponta da estaca e A_p é a área da ponta. Para a equação 28, o SPT_l é o SPT considerando o comprimento da estaca, U é o perímetro da seção transversal da estaca e L é o comprimento da estaca. r_p representa a resistência de ponta e o r_l representa a resistência devida ao atrito lateral. (Gomes, 2021, p. 18)

Para determinar os coeficientes α e β da equação 26, que são fatores que correlacionam o tipo de estaca empregada e o tipo de solo, utilizam-se os quadros 12, 13 e 14.

Quadro 12 – Fator C de acordo com o tipo de solo para Décourt e Quaresma

Tipo de solo	C (KPa)
Argila	120
Silte argiloso	200
Silte arenoso	250
Areia	400

Fonte: Velloso e Lopes (2002, p. 120)

Quadro 13 – Fator α de acordo com Décourt e Quaresma

Tipo de Solo	Tipo de Estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,00*
Solos Intermediários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,00*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,00*

Fonte: Velloso e Lopes (2002, p. 125)

Quadro 14 – Fator β de acordo com Décourt e Quaresma

Tipo de Solo	Tipo de Estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,80*	0,90*	1,00*	1,50*	3,00*
Solos Intermediários	0,65*	0,75*	1,00*	1,50*	3,00*
Areias	0,50*	0,60*	1,00*	1,50*	3,00*

Fonte: Velloso e Lopes (2002, p. 125)

5.3.3. Método Berberian

A expressão elaborada por Berberian também se baseia num somatório da capacidade de carga da ponta e capacidade de carga lateral da estaca, representada pela equação 29 a seguir (Berberian, 2017, p. 324).

$$Q_{ult} : \frac{K_p SPT_p \text{ médio}}{F_s F_p} A_p + \frac{K_l SPT_l}{F_s F_l} A_l \quad (29)$$

Onde: A_p e A_l = são, respectivamente, a área da ponta e a área lateral da estaca

F_s = é o fator de segurança recomendado por Berberian, sendo igual a 2,00

K_p = é o coeficiente de correlação para o cálculo de parcela de ponta

K_l = é o fator de correlação entre a resistência do ensaio de cone (*deep sounding*) com a resistência lateral e o tipo de solo.

$SPT_p \text{ médio}$ = é a média do número de golpes para a região da ponta

SPT_l = número de golpes necessários a cravação dos últimos 30 centímetros conforme os procedimentos e resultados do ensaio SPT brasileiro

O quadro 15 representa alguns dos valores de K_p e K_l propostos por Barberian para resolução da equação (29) de capacidade de carga nas estacas.

Quadro 15 – Valores K_p e K_l para o método de Barberian

Solo	Classe Barberian	Classe Barberian	K_p (tm/m ²)	K_l (tm/m ²)
Areia	S	1	100	1,40
Areia Siltosa	S5M	4	80	1,60
Areia Argilosa	S5C	9	60	1,80
Silte	M	12	40	1,20
Silte Arenoso	M5S	15	55	1,20
Silte Argiloso	M5C	20	23	0,78
Argila	C	23	40	1,20
Argila Arenosa	C5S	26	70	0,84
Argila Siltosa	C5M	31	44	0,88

Fonte: adaptado de Barberian (2017)

5.4. Métodos de determinação de recalques em fundações superficiais

Segundo Berberian (2017, p. 217) o recalque é um deslocamento vertical ou uma inclinação devido à diminuição dos vazios no solo de apoio das fundações. O autor complementa que todas as obras sofrem recalque, porém são recalques admissíveis para a estrutura. Essa definição é complementada pela NBR 6122 (ABNT, 2010) em que o recalque é um movimento vertical descendente de um elemento estrutural, no caso, um elemento de fundação.

Fellenius (2017, p. 87) descreve que o recalque ocorre a partir da diminuição do volume do solo devido ao aumento da tensão efetiva dos elementos de fundação. Nesse sentido a fundação, ao ser carregada, sofre recalques instantâneos e/ou recalques ao longo do tempo (Velloso e Lopes, 2004, p. 85).

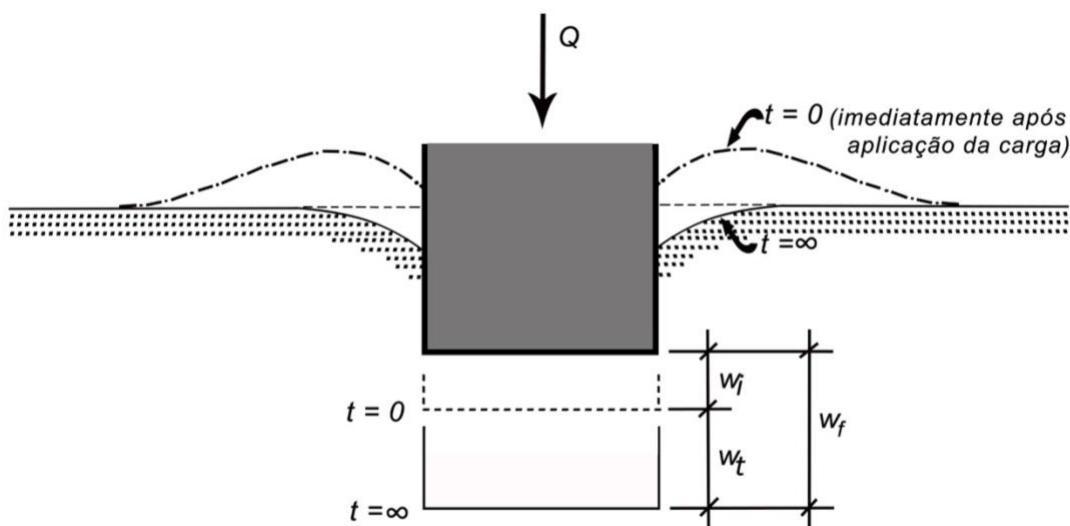
Dessa forma, Das (2007, p. 205) divide o recalque em duas categorias: o recalque imediato e o recalque de consolidação. Para o autor, o recalque imediato ocorre durante ou imediatamente após a construção da estrutura. Berberian (2017, p. 218) complementa que o recalque imediato em boa parte das vezes é suportado pela estrutura e pode

acontecer pelo ajuste do solo ou pela deformação elástica de seu esqueleto sólido, bem como pela saída de gases.

O recalque de consolidação possui 2 fases: primário e secundário (Das, 2007, p. 205). Berberian (2017, p. 218) explica que o recalque primário pode levar a ruína por ser um dos maiores recalques ocorrendo devido ao adensamento (saída de água do solo). Já o recalque secundário, segundo o mesmo autor, ocorre pelo rearranjo e pela reorientação das partículas do solo e acontece após o recalque primário. Das (2007, p. 205) discorre que o recalque primário é mais significativo em argilas inorgânicas e solos siltosos enquanto que o recalque secundário é mais significativo em solos orgânicos.

Nesse sentido, o recalque final total (w_f) de uma fundação é a soma do recalque imediato (w_i) com o recalque de consolidação (w_t) (Velloso e Lopes, 2004, p. 85). Tal afirmação é representada pela figura 10.

Figura 10 – Recalque em fundações superficiais



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2004, p. 85)

Dentre os métodos mais comuns de cálculo de recalques pode-se citar os métodos semi-empíricos, os métodos baseados na compressão elástica, os métodos de ensaio de placa e os métodos baseados na compressibilidade oedométrica (Berberian, 2017, p. 218). A seguir serão explicados os métodos semi-empíricos e os baseados na compressão elástica.

5.4.1. Métodos semi-empíricos

Os métodos semi-empíricos trabalham correlacionando os parâmetros de deformabilidade com os modelos teóricos de previsão de recalque. Os parâmetros de deformabilidade são obtidos através dos ensaios de penetração (Velloso e Lopes, 2004,

p. 89). Berberian (2017, p. 219) ressalta que a análise semi-empírica depende da dispersão de banco de dados e das semelhanças dos solos catalogados com as áreas de projeto para que as correlações sejam eficazes.

Dentre os autores que elaboraram tais métodos, pode-se destacar Berberian (1992), Décourt (1992) e Shultze e Sherif (1973).

5.4.1.1. Método de Décourt (1992)

Décourt elaborou uma equação para calcular o recalque imediato S (cm) a partir do SPT e da pressão σ_a (MPa) aplicada pela fundação analisando métodos de extrapolação de recalques em relação a largura B (m) da menor dimensão da fundação (Berberian, 2007, p. 220). É representada pela equação 23 a seguir.

$$S : \frac{27\sigma_a B^{0.7}}{SPT} \quad (23)$$

5.4.1.2. Método de Berberian (1992)

O método de Berberian, proposto em 1992, é um método semi-empírico que considera dados e informações das obras mais comuns em sapatas e serve para todos os tipos de solo. A expressão proposta por Berberian é representada pela equação 24 a seguir. (Berberian, 2017, p. 220)

$$S : \frac{20\sigma_a F_B F_F F_S F_H F_T F_Z F_{OCR}}{SPT.ISE} \quad (24)$$

Onde: σ_a = é a pressão aplicada pela fundação

F_B = é o fator de influência da largura da sapata (Quadro 16)

F_S = é o fator que leva em conta o tipo de solo (Quadro 17)

F_F = é o fator de adequação da forma (Quadro 18)

F_H = fator de correção da espessura da camada compressível (figura 11)

F_T = é o fator que leva em conta o tempo no recalque (Quadro 19)

F_Z = é o fator de correção de profundidade da sapata

F_{OCR} = é o fator que leva em conta a trajetória de tensões (Quadro 21)

SPT = é o resultado do ensaio SPT brasileiro

ISE = é o fato que leva em conta a interação solo-estrutura (Quadro 20)

A definição de todos os fatores F e do parâmetro ISE se dá através das figuras a seguir.

Quadro 16 – Fator de influência de largura da sapata F_B

B(m)	Fp	B(m)	Fp
1	0,615		
1,5	0,807	3	1,328
2	1	3,5	1,476
2,5	1,164	≥	1,625

Fonte: Adaptado de Berberian (2017, p. 221)

Quadro 17 – Fator do tipo de solo F_s

Berb.	USCS	Solo	Fs
S	S	Areia grossa pura	0,9
S	S	Areia média e fina	1
S6M/S6C	SM/SC	Areia muito siltosa ou argilosa	1,7
S5M/S5C	SM/SC	Areia siltosa ou argilosa	1,6
S4M/S4C	SM/SC	Areia pouca siltosa ou argilosa	1,3
S3M/S3C	SM/SC	Areia muito pouco siltosa ou argilosa	1,1
CM	CM	Argila e siltes porosos	1,8
C6S/C6M	CS/CM	Argila e siltes muito arenosos	1,4
C5S/C5M	CS/CM	Argila e siltes arenosos	1,5
C4S/C4M	CS/CM	Argila e siltes pouco arenosos	1,7
Kf	-	Argilas silt. Porosas leterítica meta estáveis	1,6

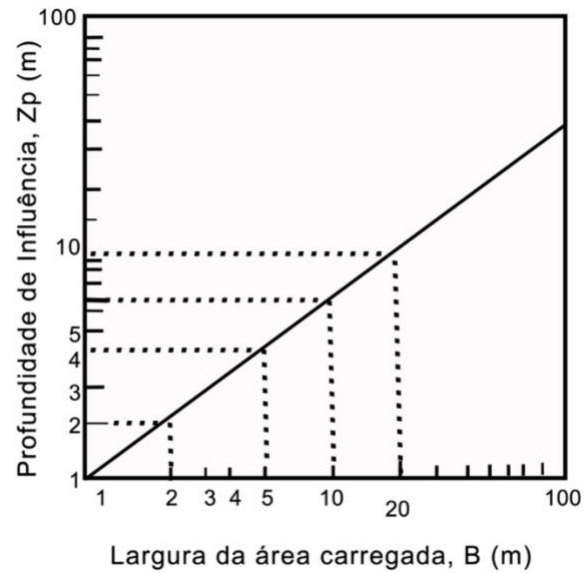
Fonte: Adaptado de Berberian (2017, p. 222)

Quadro 18 – Fator de adequação de forma F_F

Tipo da Placa	Rígida		Semi-Rígida Por a 80%			Flexível		
			Centro	Borda ou Canto	Média	Centro	Borda ou Canto	Média
Circulas		0,75	0,88	0,78	0,82	1	0,84	0,85
Quadrada		1	1,04	0,8	0,92	1,11	0,58	0,78
Retangular	LB = 1,5	1,05	1,12	1	1,08	1,36	0,67	1,15
	LB = 2,0	1,17	1,2	1,16	1,23	1,62	0,75	1,3
	LB = 3,0	1,48	1,84	1,34	1,49	1,78	0,88	1,52
	LB = 5,0	1,66	1,86	1,62	1,74	2,1	1,05	1,83
	LB = 10	2	2,22	2	2,11	2,54	1,27	1,9

Fonte: Adaptado de Berberian (2017, p. 222)

Figura 11 – Ábaco para determinar o fator de correção da espessura da camada compressível F_H



Fator de correção da espessura da camada compressível F_H

H/Z_p	F_H
1	1
0,75	0,937
0,5	0,75
0,25	0,35

Fonte: Adaptado de Berberian (2017, p. 223)

Quadro 19 – Ábaco para determinar o fator de influência do tempo F_T

Tempo	Cargas Estáticas	Cargas Repetitivas
3 anos	1,00	1,00
8 anos	1,05	1,15
9 anos	1,10	1,30
12 anos	1,15	1,45
15 anos	1,22	1,80
20 anos	1,30	1,90
30 anos	1,40	2,20

Fonte: Adaptado de Berberian (2017, p. 226)

Quadro 20 – Ábaco para determinar o fator de interação solo-estrutura ISE

Estruturas muito flexíveis	1
Estruturas pouco flexíveis até 2 pontos isostáticos	1,2
Estruturas hiperestáticas até 5 pontos	1,3
Estruturas hiperestáticas acima de 5 pontos	1,4

Fonte: Adaptado de Berberian (2017, p. 224)

Quadro 21 – Ábaco para determinar o fator de interação solo-estrutura F_{OCR}

CCR = 3 a 4	areia bastante pré-adensadas	Fccr = 0,25
CCR = 2,0	areias pré-adensadas	Fccr = 0,50
CCR = 1,0	areias normalmente adensadas	Fccr = 1,00
CCR = 0,5	areias envelhecidas	Fccr = 2,00

Fonte: Adaptado de Berberian (2017, p. 223)

5.4.1.3. Shultze e Sherif (1973)

Shultze e Sherif realizaram uma retro-análise de recalques em 48 obras juntamente com informações acerca dos ensaios SPT. Norteados pela base teórica da elasticidade elaboraram a seguinte expressão, representada pela equação 25, para determinar o recalque em solos arenosos (Berberian, 2017, p. 225).

$$S : \frac{\sigma_a F}{(1,2SPT)^{0,87} (1+0,4\frac{Z_F}{B})} \quad (25)$$

Onde: σ_a = é a tensão admissível

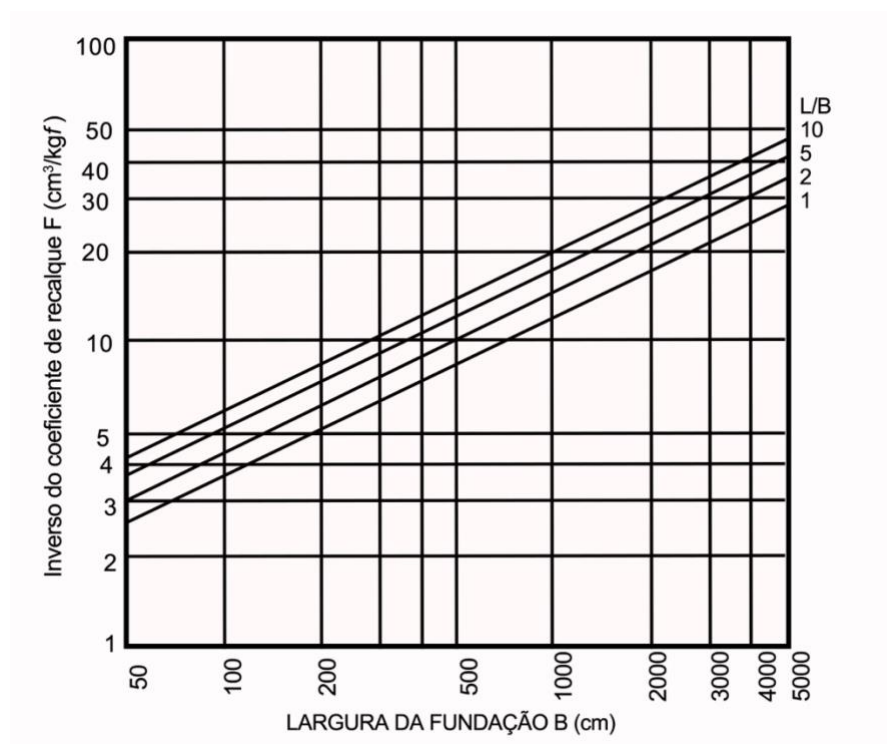
F = é o inverso do coeficiente de recalque, determinado pelo ábaco da figura 12.

SPT = resultado do ensaio de penetração brasileiro

Z_F = profundidade da sapata

B = largura da sapata

Figura 12 – Inverso do coeficiente de recalque pelo método de Shultze e Sherif



Fonte: Berberian (2017, p. 226)

5.4.2. Métodos baseados na compressão elástica

De acordo com Berberian (2017, p. 228), os métodos baseados na compressão elástica utilizam a teoria da elasticidade como modo aproximado para se obter o recalque imediato em fundações superficiais. Tais métodos, no entanto, consideram uma fundação perfeitamente flexível e posicionada na superfície do terreno, numa camada compressível com resultados de SPT menores ou iguais a 40.

Dentre os autores que estabeleceram metodologias baseadas na compressão elástica, pode-se destacar Harr (1966) e Jambu (1956).

5.4.2.1. Harr (1966)

A expressão de Harr é um modelo matemático que tem embasamento na teoria da elasticidade, porém, considerando que a fundação deve ser posicionada ao menos a 1,5 metros de profundidade (Berberian, 2017, p. 218). A equação 26 representa tal expressão, que possui parâmetros cuja obtenção pode ser feita através dos ábacos do método de Berberian.

$$S : \sigma_a B \frac{(1-\nu^2)}{E} F_F F_H F_Z \quad (26)$$

Em que: σ_a = é a tensão aplicada pela sapata;

B = é a menor dimensão da sapata;

ν = é o coeficiente de Poisson;

E = é o módulo de elasticidade obtido na região de influência do recalque;

F_F = é o fator de forma e rigidez, obtido pela figura 16;

F_H = é o fator de espessura da camada mole compressível, obtido pela figura 17;

F_Z = é o fator de embutimento da fundação, obtido pela figura 18.

5.4.2.2. Jambu (1956)

Jambu propôs um método para avaliar o recalque imediato em argilas saturadas (Berberian, 2017, p. 228). A expressão desenvolvida pelo mesmo é representada pela equação 27.

$$S : \frac{(\sigma_a B)}{E} F_H F_Z \quad (27)$$

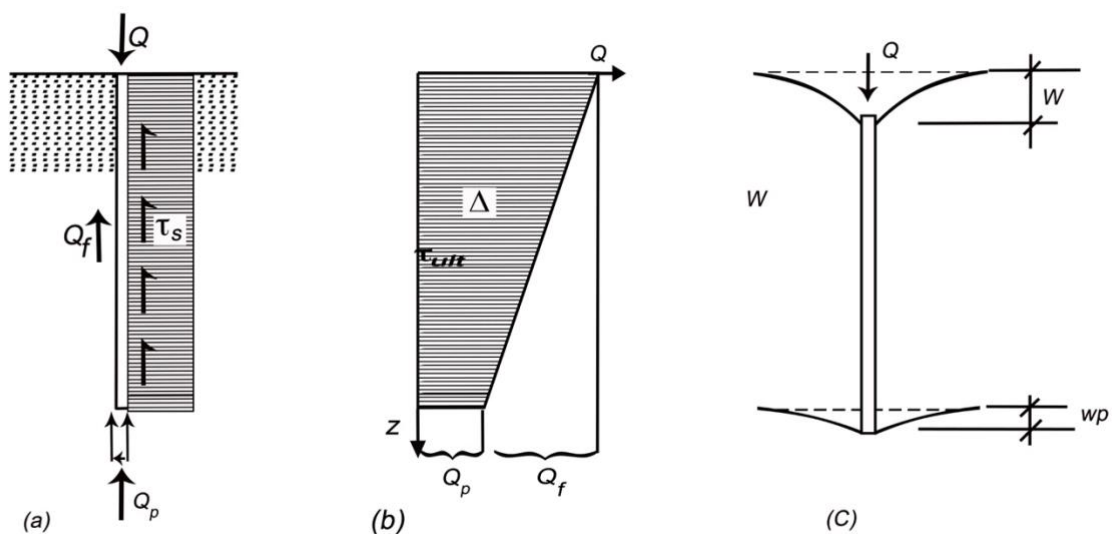
Os parâmetros σ_a , B e E são, respectivamente, a tensão aplicada pela sapata, a menor dimensão e o módulo de elasticidade da região de influência do recalque, tal como o método de Harr. Já F_H e F_Z são o fator de espessura da camada mole compressível e o fator de embutimento, obtidos respectivamente nos ábacos da figura 17 e 18.

5.5. Métodos de determinação de recalques em fundações profundas

Os estudos para a determinação de recalques em fundações profundas são baseados no comportamento das estacas no início do carregamento até a ruptura analisando o processo de transferência da carga da estaca para o solo, denominado interação estaca-solo (Velloso e Lopes, 2002, p. 179).

A figura 13 representa os processos dessa interação. Inicialmente tem-se a aplicação de carga e a reação do solo proveniente desta, que gera tensões cisalhantes na ponta e nas laterais da estaca. A partir da resultante das tensões é possível obter as cargas na estaca, as quais geram deslocamentos no início e na ponta da estaca (Velloso e Lopes, 2002, p. 179).

Figura 13 – Representação da interação estaca-solo



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2002, p. 180)

Vários autores elaboraram métodos para realizar o cálculo do recalque em fundações profundas norteados pelos métodos numéricos, pela Teoria da Elasticidade e por funções de transferência de carga. O trabalho a seguir exemplificará o método numérico de Poulos e Davis (1974), e o de Cintra e Aoki (2010).

5.5.1. Poulos e Davis (1966)

Poulos e Davis realizaram algumas considerações para elaborar seu método de determinação de recalque. Os autores dividiram a estaca em elementos uniformemente carregados e com esforços cisalhantes uniformes ao longo do elemento. Dessa forma, o recalque é obtido relacionando os deslocamentos da estaca e do solo adjacente (Barros, 2012, p. 53). A expressão elaborada por Poulos e Davis é representada pela equação 28.

$$d : \frac{Ql}{E_s D} \quad (28)$$

Em que: Q = é a carga aplicada na sapata;

B = é a menor dimensão da sapata;

E_s = é o módulo de deformabilidade do solo;

D = diâmetro da estaca;

$I = I_0 R_K R_H R_V R_B$;

I_0 = é o fator de influência entre o diâmetro da base da estaca e o diâmetro da estaca;

R_K = fator de correção para a compressibilidade da estaca;

R_H = fator de correção para a espessura de solo compressível;

R_V = fator de correção para o coeficiente de Poisson do solo;

R_B = fator de correção para a ponta em solo mais rígido, que considera o módulo de Young do solo na base da estaca;

Os valores dos fatores de correção R_K, R_H, R_V e R_B bem como o módulo de deformabilidade do solo E_s são obtidos através de ábacos elaborados pelos autores a partir de um estudo avaliando resultados de provas de carga correlacionados com propriedades de deformação (Velloso e Lopes, 2002, p. 187).

5.5.2. Aoki e Cintra (2010)

Aoki elaborara um método para determinação do recalque através dos princípios do encurtamento elástico, levando em consideração a capacidade de carga e o esforço normal da estaca (Pronunciati et al, 2017, p. 4).

Dessa forma, o encurtamento elástico na estaca pode ser obtido pela equação 29, na qual é aplicada a Lei de Hooke.

$$p_e : \frac{1}{E_c A} \sum (P_i L_i) \quad (29)$$

Em que: p_e = é o encurtamento elástico da estaca;

A = é a área da seção transversal do fuste;

E_c = é o módulo de deformabilidade do concreto;

P_i = é o esforço normal médio da camada “i”;

L_i = é o comprimento da camada “i”;

Portanto, uma vez que a estaca aplica cargas ao solo pela ponta e pelo contato com a lateral, para calcular o recalque é necessário determinar as parcelas de influência da ponta e do fuste (lateral da estaca). Assim, Aoki elabora as equações de acréscimo de tensões devido a esses dois elementos (Pronunciati et al. 2017, p. 5).

A expressão para determinar o acréscimo de tensões devido a carga de ponta é representada pela equação 30, enquanto que o acréscimo de tensões devido ao contato lateral é representada pela equação 31.

$$\sigma_p : \frac{4 P_p}{\pi(D+h+\frac{H}{2})^2} \quad (30)$$

Em que: σ_p = é o acréscimo de tensões;

D = é o diâmetro da base da estaca;

P_p = é a reação de ponta;

H = é a espessura da camada adjacente;

h = é a distância do ponto de aplicação da carga até o topo de H;

$$\sigma_i : \frac{4 R_{Li}}{\pi(D+h+\frac{H}{2})^2} \quad (31)$$

Em que: σ_i = é o acréscimo de tensões;

D = é o diâmetro do fuste da estaca;

R_{Li} = é a resistência de atrito lateral;

H = é a espessura da camada adjacente;

h = é a distância do ponto de aplicação da carga até o topo de H;

Dessa forma, o recalque pode ser calculado considerando a variação de tensões com as deformações de forma linear, tendo como base a Teoria da Elasticidade (Cintra e Aoki, 2010, p. 220).

A expressão para determinar o recalque pelo método de Aoki e Cintra é representada pela equação 32.

$$d : \sum \left(\frac{\Delta \sigma}{E_s} H \right) \quad (32)$$

Em que: d = é o recalque devido ao solo;

$\Delta \sigma$ = é a soma das tensões devido a ponta e ao fuste da estaca;

E_s = é o módulo de deformabilidade da camada de solo;

H = é a espessura da camada adjacente;

5.6. Confiabilidade e probabilidade de ruína

A utilização de margens de segurança e adoção de suposições conservadoras nos cálculos são os métodos mais tradicionais utilizados para garantir a segurança de um sistema. Tais métodos têm como objetivo assegurar uma mínima resistência capaz de suportar as maiores solicitações previstas (Ang & Tang, 1984, p. 321).

No entanto, considerando a grande volubilidade tanto nas propriedades e características geotécnicas dos materiais que compõem os maciços dos solos quanto nos materiais dos elementos estruturais de fundação, infere-se que as obras de engenharia estão sujeitas a variabilidade das solicitações de carga e das resistências relativas a mesma o que pode acarretar incertezas em relação a segurança e confiabilidade do sistema estrutural de fundação (Barros, 2012, p. 68).

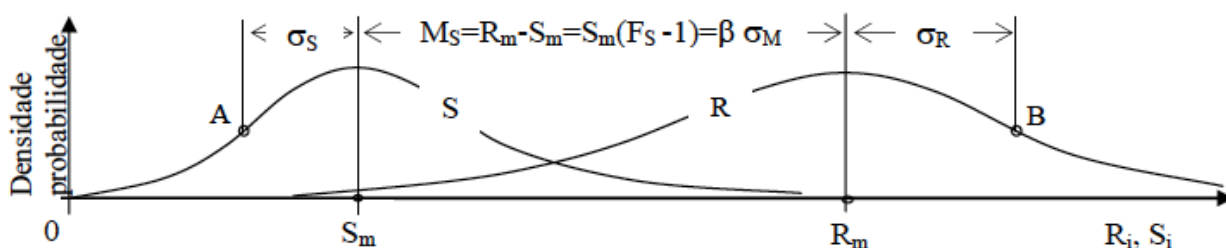
Nesse sentido, Aoki (2008, p 8) elucida que a flutuação das cargas (incertezas e variabilidades das condições de carregamento), as incertezas nos cálculos das solicitações e a variabilidade dos limites de resistência das camadas de solo e dos materiais da fundação são fatores que influenciam a probabilidade de ruína.

Portanto, Aoki e Cintra (2008, p. 10) determinam que a confiabilidade da fundação depende das curvas de probabilidade de ocorrência das solicitações e resistências as quais uma obra está sujeita, estabelecendo valores médios e analisando os desvios padrões e coeficientes de variação presentes nas curvas.

Os valores de solicitação são relativos à carga do estado limite último (ruptura). Já os valores de resistência são obtidos pela capacidade de carga do elemento isolado de fundação, calculadas conforme os métodos explicitados anteriormente. (Aoki, 2006, p.3). Desta forma, para determinar a segurança e confiabilidade de uma fundação é necessário estudar as curvas de distribuição estatística de solicitação S e de resistência R dos elementos isolados de fundação que compõem o sistema.

A figura 14 exemplifica as curvas de distribuição e dispersão da solicitação S e da resistência R sendo os valores médios como o valor mais provável de cada variável assim como os pontos A e B representam os desvios padrões e os pontos de inflexão das curvas (Benjamim e Cornell, 1970).

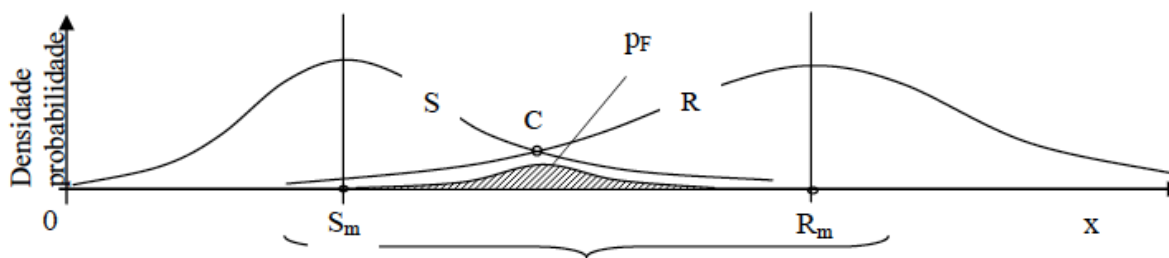
Figura 14 – Curvas estatísticas de Solicitação e Resistência



Fonte: Aoki e Cintra (2008, p. 3)

Na figura 14, a distância entre S_m e R_m é definida por M_s que, de acordo com Ang & Tang (1985, p. 562) está diretamente relacionada à confiabilidade da fundação, ou seja, quanto maior essa distância maior será a confiabilidade e segurança do elemento estrutural de fundação.

Com base nas mesmas curvas da figura 15, Ang & Tang (1985, p. 562) estabelecem que convolução das curvas entre o S_m e R_m representa a probabilidade de ruína P_f . A hachura presente na figura 16 representa a probabilidade de ruína, que se encontra na superposição das curvas S e R . Quanto maior a área hachurada maior a probabilidade de ruína, ou seja, menor a confiabilidade da fundação (Aoki e Cintra, 2008, p. 5).

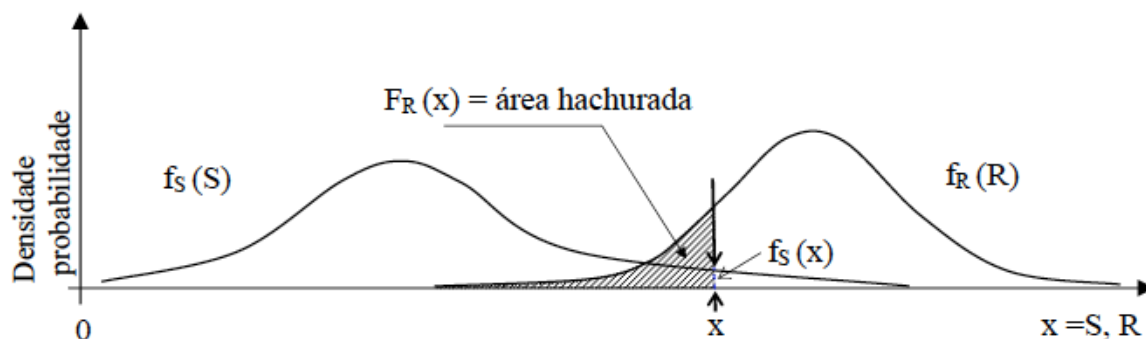
Figura 15 – Representação da probabilidade de ruína na superposição das curvas S e R 

Fonte: Ang & Tang apud Aoki e Cintra (2008, p. 5)

Ang & Tang (1985, p. 562) estabelecem a equação para o cálculo da probabilidade de ruína, sendo esta igual a integral do produto das funções $f_R(x)$ e $f_S(x)$, tal que, conforme Aoki e Cintra (2008, p. 5), para $x=R$ os valores de resistências R devem ser iguais ou inferiores aos valores das solicitações S . O valor $f_S(x)$ corresponde à ordenada

da curva de solicitação S para $x=S$. A Figura 16 representa os valores de $F_R(x)$ e $f_S(x)$ e a equação 24 o cálculo da probabilidade de ruína.

Figura 16 – Valores de $F_R(x)$ e $f_S(x)$ conforme as curvas de S e R



Fonte: Ang & Tang apud Aoki e Cintra (2008, p. 6)

$$Pf : \int_0^{\infty} F_r(x) f_s(x) dx \quad (24)$$

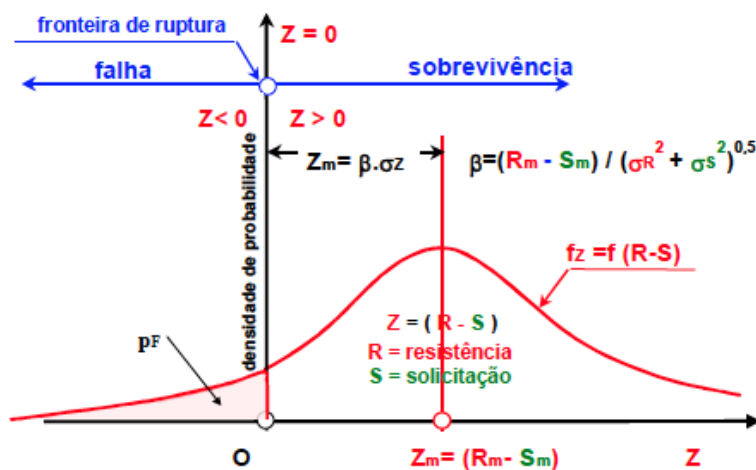
Aoki (2006, p. 11) realiza uma análise considerando que as distribuições estatísticas de solicitação e resistência são distribuições normais. Dessa forma, faz-se a transformação $Z = (R - S)$, sendo que Z representa a função da margem de segurança. Dessa forma a ruína ocorre quando $R = S$, ou seja, quando $Z = 0$.

Nesse sentido, a probabilidade de ocorrer valores que se encontram no intervalo $Z = 0$ e $Z = Z_m$ (valor médio mais provável) representam uma medida de confiabilidade da fundação. Assim é estipulado o índice de confiabilidade β representado pela equação 25 que utiliza os valores médios da solicitação S e da resistência R bem como os respectivos desvios-padrão σ_r e σ_s . (Aoki, 2006, p. 11)

$$\beta = \frac{(R_m + S_m)}{(\sigma_r^2 + \sigma_s^2)^{0,5}} \quad (25)$$

A figuras 17 a seguir apresenta a análise da transformação $Z = (R-S)$, apresentando o eixo das ordenadas ($Z = 0$) que define a margem de segurança, sendo que quando $Z > 0$ a fundação é considerada confiável e dentro dos padrões de segurança e quando $Z < 0$ a fundação está dentro da probabilidade de ruína.

Figura 17 – Gráfico do índice de confiabilidade através da transformação $Z = (R-S)$



Fonte: Aoki e Cintra (2008, p. 11)

“Na área da engenharia de fundações considera-se aceitável um valor de $\beta = 3$, que conduz a uma área de $1,34 \times 10^{-3}$, ou seja, cerca de uma e meia possibilidade de ruína em mil eventos” (Aoki e Cintra, 2008, p. 13).

5.7. Análises numéricas

De acordo com Vendruscolo (1996, p. 30) os métodos numéricos têm sido amplamente utilizados para solucionar problemas de engenharia. Estes métodos envolvem a resolução de diversas equações complexas elaboradas para compreender o comportamento de estruturas em diversos sentidos e, com o avanço de tecnologias e o desenvolvimento de computadores e softwares capazes de resolver tais equações tem-se verificado um considerável crescimento de sua utilização.

Araújo (2017) complementa que as análises numéricas, através de algoritmos, formulam e resolvem problemas matemáticos utilizando operações aritméticas. Dessa forma, elas “idealizam e concebem métodos para “aprovar” de forma eficiente as soluções de problemas expressados matematicamente”.

Vendruscolo (1996, p. 30) salienta que seu uso permite soluções e análises aceitáveis tecnicamente e com menor custo principalmente nos problemas de interação do solo com a estrutura. Do mesmo modo, tais métodos permitem prever comportamentos assim como assistem na busca de explicações para problemáticas no contexto da engenharia, em rupturas de obras, por exemplo.

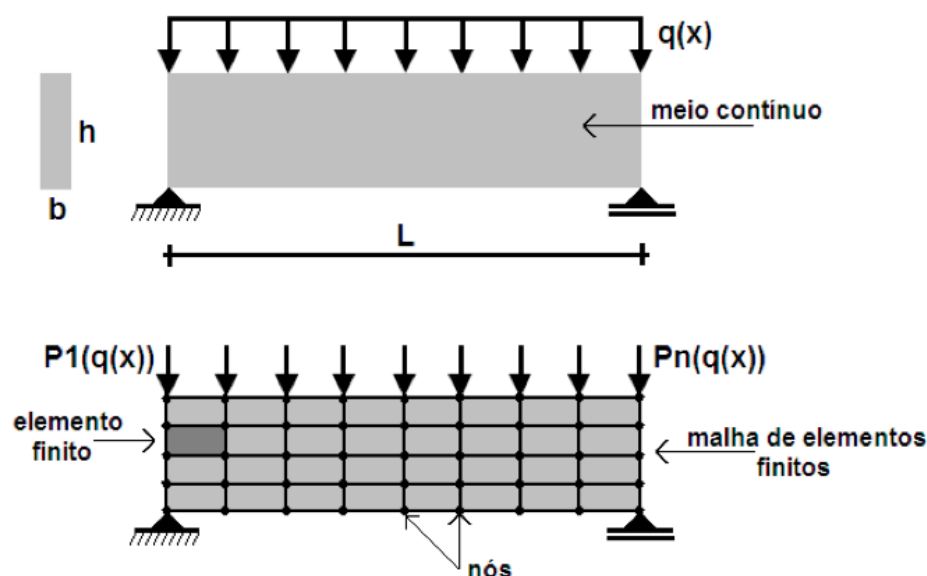
O Método dos Elementos Finitos (MEF) é um dos métodos mais utilizados se tratando de análises numéricas, sendo que boa parte dos softwares de engenharia, como o Plaxis 3D, o empregam nos memoriais de cálculo e processamento de dados. É um método numérico adequado para tratar problemas com geometrias, carregamentos e propriedades de materiais complexos (Araújo, 2017).

5.7.1. Métodos dos elementos finitos (MEF)

De acordo com La Rovere (2001, p) o Método dos Elementos Finitos (MEF) é um método aproximado e numérico que possui aplicação em diversas áreas da engenharia independentemente do formato da estrutura e das condições de carregamento. O autor elucida que o método MEF divide o corpo de análise em um domínio de integração, ou seja, o converte em uma malha de elementos de pequenas dimensões finitas, denominada malha de elementos finitos.

Como complementa Paliga et al (2007, p. 2) inicialmente o MEF divide a estrutura analisada em pequenos elementos (os elementos finitos) que são conectados entre si através de pontos nodais, que são considerados como as variáveis da análise. Tal análise então considera as deformações e deslocamentos aos quais os pontos nodais estão sujeitos e a partir daí é feito o processamento em relação ao comportamento da estrutura como um todo, estabelecendo relações para determinar as tensões no elemento estudado. A figura 18 a seguir representa a divisão de um sistema em uma malha de elementos finitos.

Figura 18 – Malha de elementos finitos



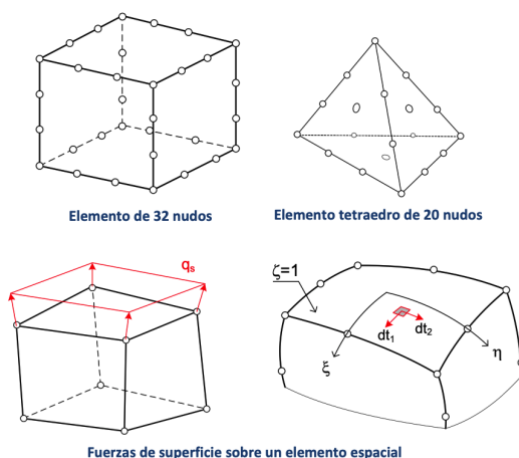
Vendruscolo (1996, p. 31) elucida que com a subdivisão do elemento estudado em um número finito de regiões e a escolha de pontos nodais interpelando tais regiões é possível estabelecer um sistema de interpolação com as variáveis e elaborar um conjunto de equações diferenciais e algébricas.

Nesse sentido, dentro do contexto da engenharia, esta análise de equações do MEF tem como objetivo principal determinar os estados de tensão e deformação de um sólido geométrico qualquer sujeito a ações externas (Azevedo, 2003, p. 11). Concomitante a isso, como explicita Vaz (2011, p. 10) o MEF é capaz de formular problemas em análise de estruturas reticuladas, bidimensionais e tridimensionais verificando o comportamento linear e não linear elástico de estruturas e até mesmo o comportamento dinâmico destas.

A crescente aplicação de tal método nos estudos e casos práticos dentro da engenharia tem favorecido a evolução e ampliação das análises para as áreas da geotecnia, da interação fluido-mecânica e das interações de fluxo térmico e hidráulico. (Vaz, 2011, p. 11).

Alguns autores explicitam os processos que permitem o MEF estabelecer as equações diferenciais de análise. Vendruscolo (1996, p. 32) por exemplo, explica que a divisão dos elementos finitos ocorre conforme as características de formato do sistema estudado, sendo que comumente triângulos e quadriláteros são utilizados em análises unidimensionais e bidimensionais; e tetraedros e hexaedros utilizados em análises tridimensionais. A figura 19 a seguir exemplifica a adoção de pontos nodais para análises bidimensionais em quadriláteros, tridimensionais em tetraedros e esforços superficiais em elementos tridimensionais.

Figura 19 – Pontos nodais em quadriláteros e tetraedros e esforços superficiais em figuras espaciais.



A partir disso, são determinadas as incógnitas do sistema, sendo que estas podem ser escalares, vetoriais ou tensoriais. Estas variáveis gerarão sistemas matriciais das quais serão deduzidas as equações do sistema. De posse destas, haverá a montagem do sistema global de equações que buscará representar o comportamento das regiões estudadas. Por fim, a etapa final da análise é propriamente a resolução das equações para determinar o valor das incógnitas nos pontos nodais. A partir disso é possível estabelecer as mais diversas análises, como de deslocamento e variações de tensão e deformação (Vendruscolo, 1996, p. 32).

Já Assan (2003) explica as formulações do MEF através de modelos sendo que há o modelo de deslocamentos (ou modelo da rigidez) no qual as funções e incógnitas são em função dos deslocamentos nodais; o modelo das forças (ou modelo da flexibilidade) no qual as funções e incógnitas são as tensões e esforços internos nodais; e o modelo misto no qual as equações são definidas em termos de deslocamento, forças internas e tensões.

Com a crescente adoção de análises de modelagem computacional e análises numéricas que envolvem o método dos elementos finitos, vários autores realizaram estudos na área, os quais serão discutidos a seguir.

5.7.2. Trabalhos na área

Dentro da geotecnia, o método dos elementos finitos tem auxiliado a resolver problemas de alta complexidade envolvendo meios não-homogêneos, materiais de comportamento não linear e com descontinuidades, entre outros. (Vendruscolo, 1996, p. 35)

Frank (1991), realizou estudos na previsão de recalques de fundações superficiais. O autor salienta que o MEF permitiu modelar o solo de forma contínua permitindo calcular deformações em duas e três dimensões além de descrever a heterogeneidade microscópica do solo e o comportamento dos elementos diante de cargas progressivas.

Iyer e Sam (1995) estudaram de forma tridimensional o comportamento de blocos de concreto armado sobre quatro estacas. Considerando a não linearidade física do concreto os autores analisaram as forças aplicadas e deslocamentos, bem como sua influência nas deformações das armaduras, formação de fissuras e a ruína em si. Iyer & Sam concluíram que em baixas intensidades de forças os blocos se comportam como

vigas, já em altas intensidades de força, a estabilidade foi garantida pela ação da biela. A ruptura ocorrer por punção nas regiões do pilar e das estacas.

Pruffier e Mahler (1989) realizaram estudos sobre o desempenho de fundações superficiais submetidas a esforços de tração. Concluíram que, uma vez que os deslocamentos, a carga e a forma de ruptura, analisadas pelo método dos elementos finitos, se aproximaram dos resultados de ensaio de prova de carga, o mesmo é uma ferramenta que pode ser utilizada como base para a elaboração dos projetos de fundações.

Lopes e Gusmão (1991) utilizaram o método dos elementos finitos para verificar a interação solo-estrutura em relação aos recalques diferenciais. Considerando a rigidez relativa solo-estrutura, o número de andares e dimensões em planta, os autores determinaram que a rigidez estrutural é um elemento fundamental em relação a diminuição e redução de recalques diferenciais.

Schnaid et al (1995) modelou elementos de fundações superficiais em solos não saturados, submetidos a esforços de tração e compressão. Utilizando o método dos elementos finitos, o autor elaborou uma previsão das curvas pressiométricas do solo e comparou com os ensaios pressiométricas reais, obtendo para ambos valores relativamente próximos que permitem a adoção de curvas pressiométricas experimentais na análise de depósitos naturais não saturados.

Vendruscolo (1996) realizou simulações e modelagens numéricas em solos melhorados, tratados com estratificação, compactação, adição cimentícia e estabilização físico-química. De posse da curva carga x recalque real dos solos, obtida através do resultado do ensaio de prova de carga, o autor compara com as análises numéricas pelo método dos elementos finitos. Dessa forma ele concluiu que devido a concordância entre o resultado dos ensaios e a análise numérica é possível utilizar o método dos elementos finitos para obter o comportamento completo da curva carga x recalque de solos.

6. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

6.1. Classificação e planejamento da pesquisa

A seguinte pesquisa pode ser classificada como um estudo de caso pois analisará os comportamentos e fenômenos relativos à área da geotecnia e estrutura de fundações em uma obra específica, procurando compreendê-los.

Em relação ao objeto, trata-se de uma pesquisa explicativa uma vez que, com os dados coletados, serão aplicados métodos experimentais e matemáticos para explicar causas e efeitos de um determinado fenômeno.

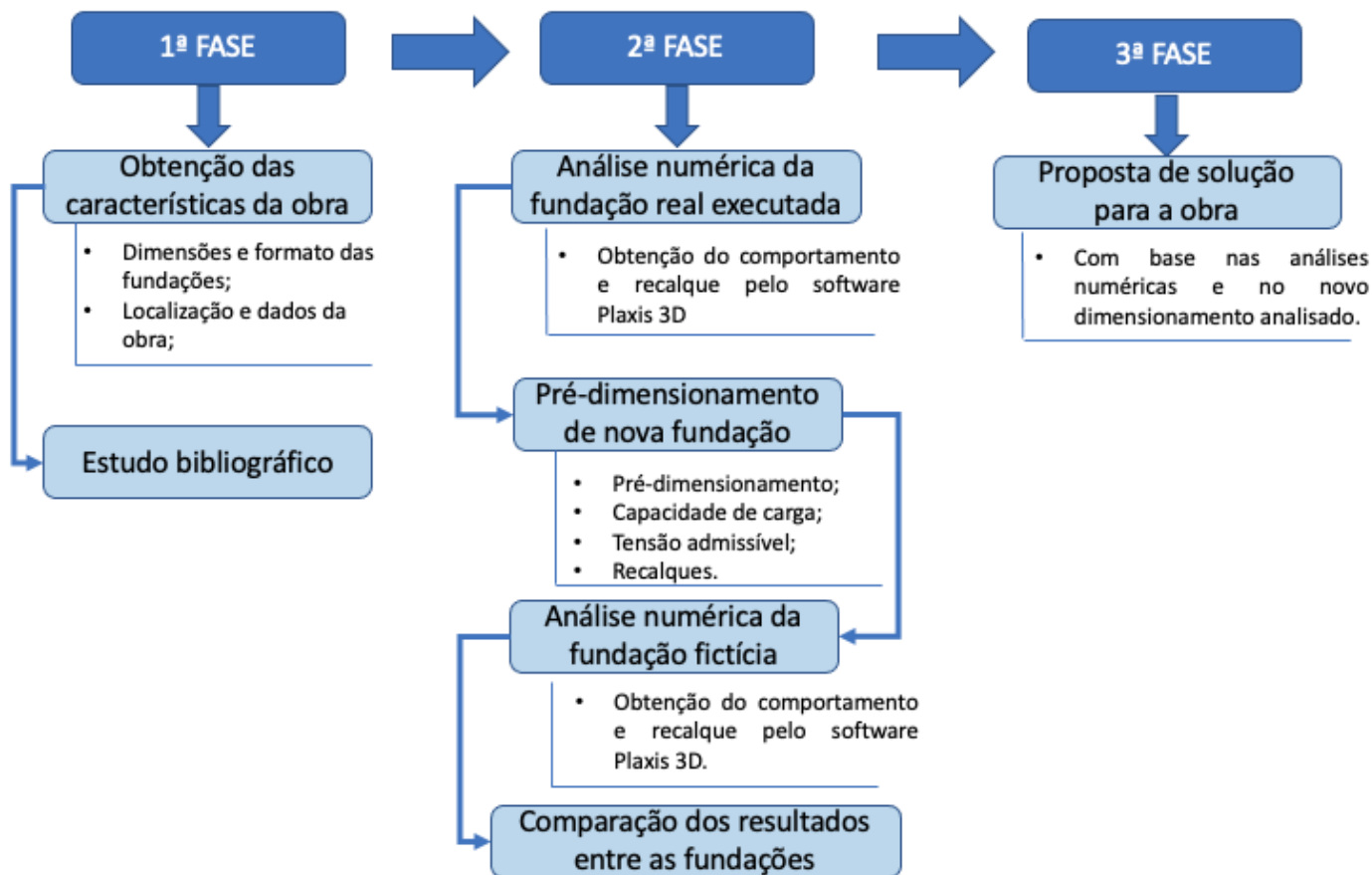
Quanto a abordagem, esta é quantitativa pois os fenômenos serão analisados através da quantificação de dados, realizando explicações numéricas e matemáticas para a compreensão do comportamento destes.

Tratando-se do planejamento da pesquisa esta será dividida em três fases. Na primeira fase, serão obtidos os dados e as características da obra analisada, principalmente as relacionadas com o projeto de fundação: como a composição do terreno, as dimensões e o formato das sapatas e a planta de carga solicitante nas mesmas. Além disso, será feito um estudo bibliográfico para embasar as análises, englobando dissertações, livros, artigos, teses, etc. envolvendo temas relacionados à importância das investigações geotécnicas e às metodologias de investigação; aos procedimentos de cálculo teóricos de capacidade de carga e recalque em fundações; às análises de confiabilidade e probabilidade e ruína e por fim aos conceitos, procedimentos e aplicações envolvendo análises numéricas.

Na segunda fase, de posse das características da fundação executada na obra estudada, será feita a análise numérica utilizando o software Plaxis 3D para se obter o comportamento da fundação em relação ao recalque. Concomitante a isso, será realizado um dimensionamento com base nos resultados do ensaio SPT (que foi realizado após a execução da obra, que já vinha apresentando problemas estruturais e de recalque), na composição do solo no local e na planta de carga solicitante. Tal dimensionamento seguirá o procedimento de cálculo que envolve a seguinte sequência: pré-dimensionamento; determinação da capacidade de carga e tensão admissível; e a determinação do recalque. Findados tais procedimentos, a fundação dimensionada também será analisada numericamente no software Plaxis 3D para que a mesma seja comparada com o comportamento da fundação executada originalmente.

Por fim, na terceira fase será proposta uma solução para a obra com base no estudo realizado e nos resultados das análises numéricas diante do comportamento das fundações principalmente em relação ao recalque. A figura 20 exemplifica o planejamento da pesquisa.

Figura 20 – Planejamento da pesquisa



Fonte: Autor (2021)

6.2. O software Plaxis 3D

O Plaxis 3D é um software desenvolvido pela Bentley®. Ele é utilizado para realizar análises de deformação e estabilidade relacionadas a engenharia geotécnica e mecânica de solos em elementos tridimensionais, utilizando o método dos elementos finitos. Dentre suas principais aplicações, pode-se citar escavações, fundações, aterros, túneis, minas e dragagem.

São diversos recursos, procedimentos de cálculos e análises que o Plaxis 3D possibilita. Juntamente com os métodos dos elementos finitos, o software conta com funções de extrusão, combinação e matriz, utilizadas para analisar efeitos de vibração no solo, deslocamentos e deformação de fluxo nos projetos que envolvem a engenharia geotécnica. Além disso, o programa conta com recursos de desenho semelhantes ao do AutoCAD (um dos mais conhecidos softwares de desenho assistido por computador, desenvolvido pela Autodesk®).

Através do programa, é possível simular também condições que envolvem solos saturados e insaturados, bem como analisar as influências do nível do lençol freático. Nesse sentido o software analisa o comportamento de solos lineares e não lineares ao longo do tempo sendo capaz de prever o comportamento da interação solo-estrutura.

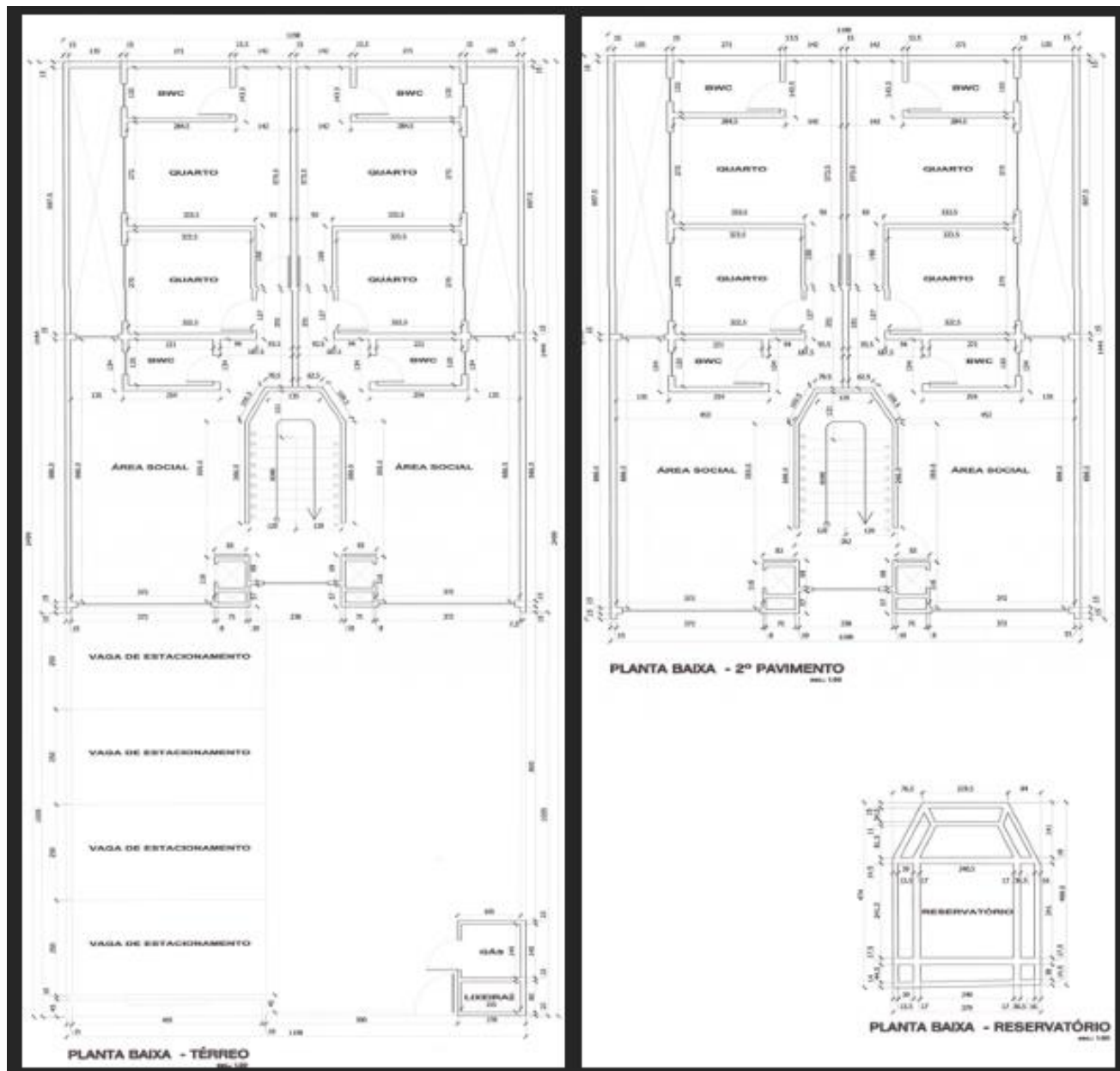
Dessa forma, com a obtenção das características das fundações executadas na obra estudada bem como das fundações propostas pelo dimensionamento desta pesquisa, estas serão modeladas e simuladas no Plaxis 3D. Assim, tais elementos serão comparados em relação a capacidade de carga e em relação aos recalques tendo como base o comportamento dos mesmos obtidos através do programa.

6.3. Apresentação da área de estudo

A obra analisada trata-se de um edifício residencial de dois pavimentos, com área total construída de 448,29 m² localizado na cidade de Camboriú-SC. A obra foi executada entre 2015 e 2016 sendo concebida na tipologia de fundação rasa, especificamente sapatas isoladas. A estrutura é em concreto armado com vedação em blocos cerâmicos. A figura 20 representa a fachada da edificação.

Em relação às características arquitetônicas, a edificação possui quatro apartamentos (dois em cada andar), caixa de escada, reservatório superior, terraço descoberto, quatro vagas para estacionamento e central de gás e lixeira. Os detalhes arquitetônicos podem ser observados na figura 22 a seguir.

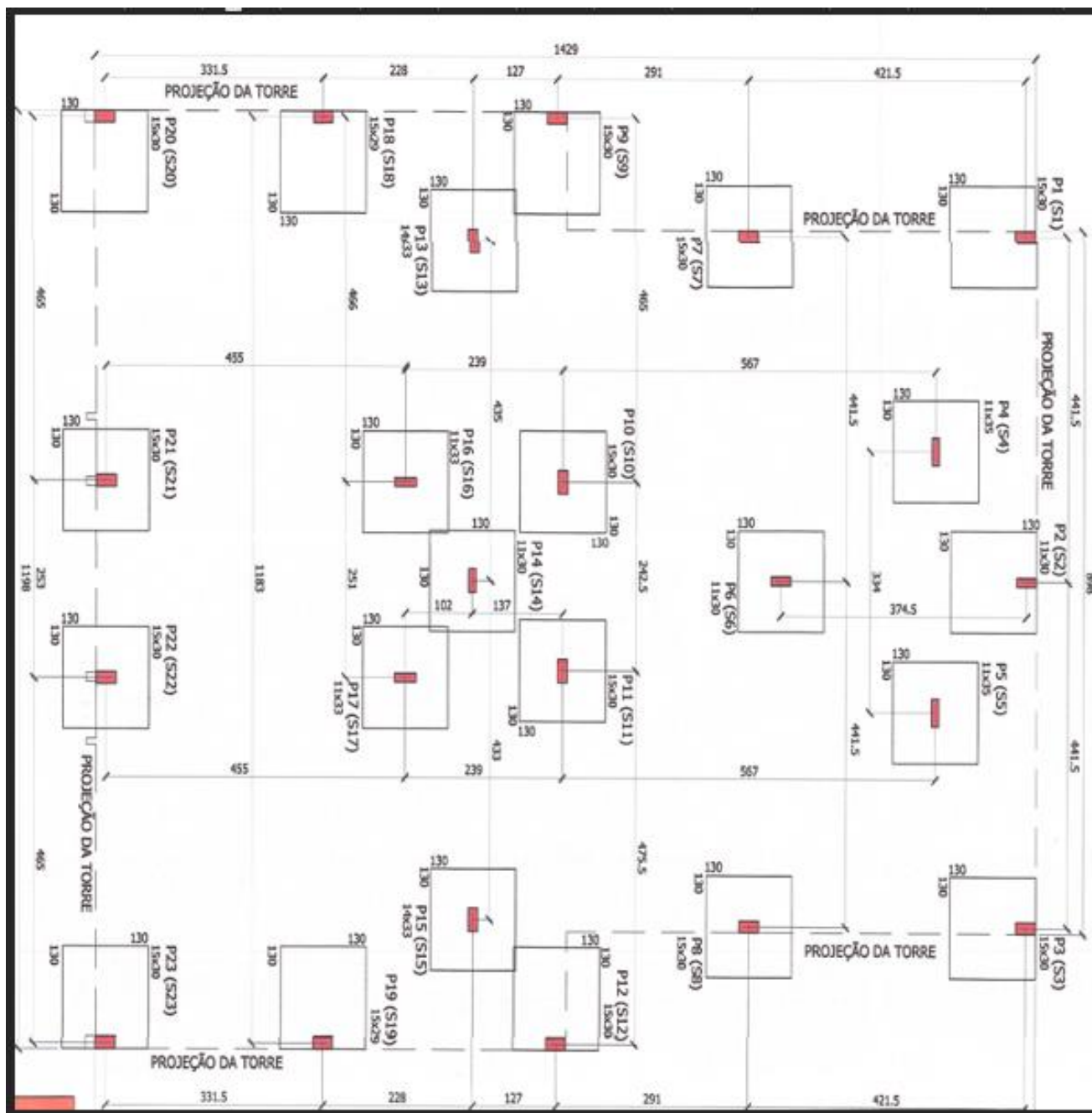
Figura 22 – Arquitetura do pavimento térreo



Fonte: Adaptado de Ventura (2019)

A figura 23 a seguir exemplifica o detalhamento das fundações executadas no local. Ao todo, a edificação possui 23 sapatas isoladas com formato quadrado e nota-se que todas as sapatas possuem as mesmas dimensões (130 cm x 130 cm).

Figura 23 – Detalhamento das fundações da edificação

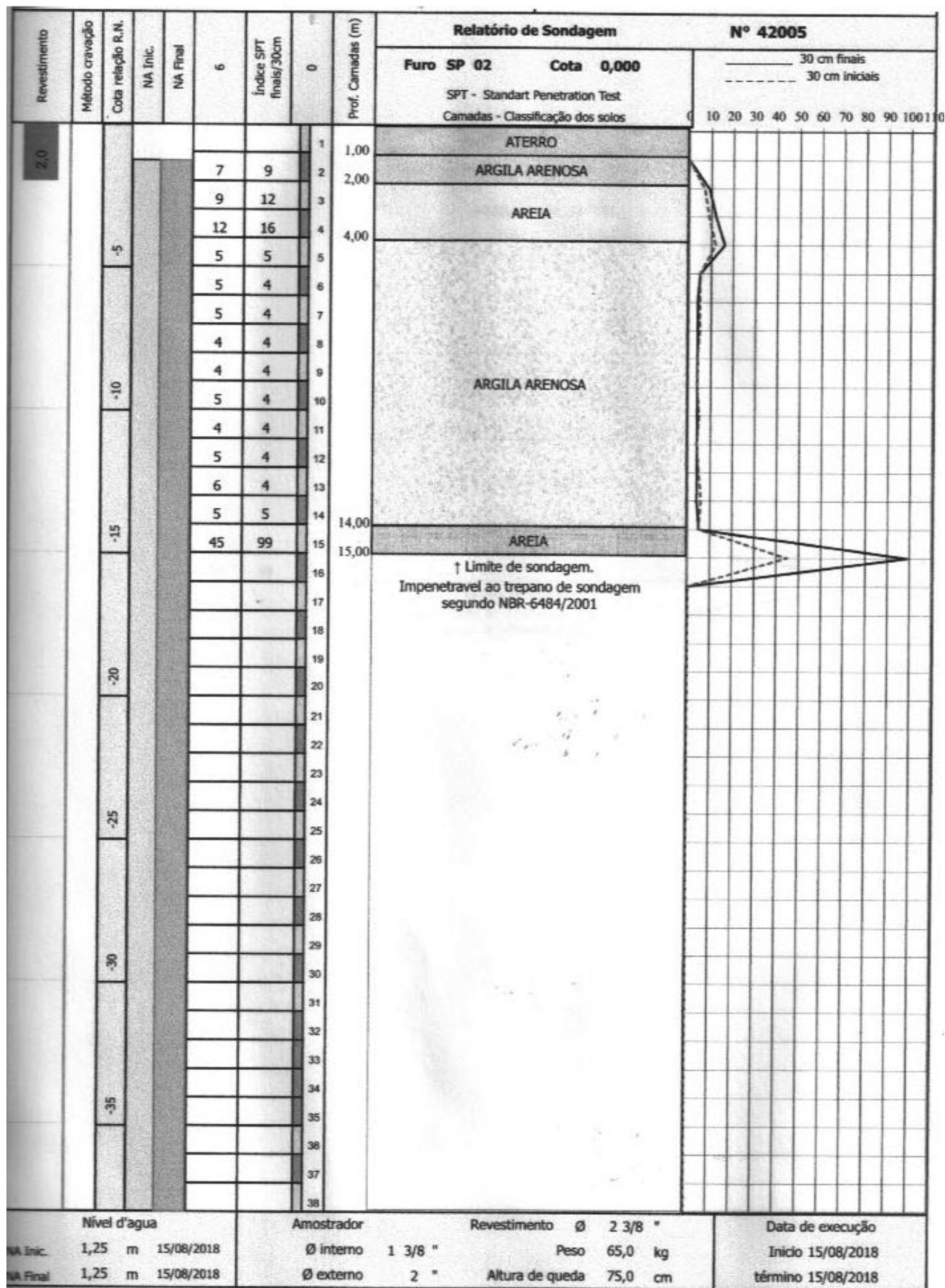


Fonte: Adaptado de Ventura (2019)

Salienta-se que a edificação foi concebida sem um prévio estudo geotécnico, adotando sistemas construtivos baseados na experiência dos responsáveis pela obra de projetos anteriores com características semelhantes. Dessa forma, o empreendimento passou a apresentar diversas patologias decorrentes principalmente de recalques diferenciais, indicando um subdimensionamento das fundações.

Nesse sentido, para embasar um diagnóstico e entender o comportamento anômalo do sistema estrutural da edificação, foram escolhidos dois pontos no

Figura 25 – Sondagem SPT relativa ao segundo furo



O quadro 22 representa a solicitação de cargas dos pilares nas fundações correspondentes.

Quadro 22 – Cargas solicitantes mínimas e máximas nas sapatas

PILAR	SEÇÃO PILAR (cm)	SAPATA	CARGA MÍNIMA (tf)	CARGA MÁXIMA (tf)
P1	15X30	S1	9,50	11,40
P2	12X30	S2	13,30	15,80
P3	15X30	S3	9,50	11,40
P4	12X30	S4	9,20	11,70
P5	12X30	S5	9,10	11,70
P6	15X30	S6	16,20	18,70
P7	12X30	S7	25,30	29,70
P8	15X30	S8	16,10	18,70
P9	15X30	S9	7,10	8,90
P10	15X30	S10	16,90	21,90
P11	15X30	S11	17,90	23,20
P12	15X30	S12	7,20	8,90
P13	14X33	S13	12,80	15,90
P14	12X30	S14	9,30	10,90
P15	14X33	S15	13,00	16,10
P16	12X30	S16	23,40	27,80
P17	12X30	S17	23,40	27,80
P18	15X29	S18	10,30	12,30
P19	15X29	S19	10,30	12,30
P20	15X30	S20	9,40	11,60
P21	15X30	S21	19,80	23,00
P22	15X30	S22	19,80	23,00
P23	15X30	S23	9,40	11,60

Fonte: Autor (2021)

6.4. Procedimentos de cálculo

A seguir é detalhado o procedimento de cálculo citado no fluxograma 1, para posterior dimensionamento da fundação de acordo com as características do solo obtidos no ensaio SPT (figura 24 e 25) e no quadro de cargas solicitantes dos pilares na fundação (quadro 8). Tal processo de cálculo engloba: pré-dimensionamento; determinação da capacidade de carga e tensão admissível; e determinação do recalque.

6.4.1. Pré-dimensionamento

Para o pré-dimensionamento das sapatas, serão utilizados os procedimentos de cálculo recomendados por Bastos (2019, p. 19) norteados pelas normas NBR 6118 (projeto de estruturas de concreto – procedimento) e NBR 6122 (projeto e execução de fundações).

A estimativa das dimensões procura obter momentos fletores solicitantes e armaduras de flexão uniformes para as duas dimensões da sapata, dessa forma, os balanços serão iguais ou semelhantes.

Será determinada a área de apoio ou a base da sapata utilizando a expressão que relaciona as cargas verticais permanentes e variáveis, o coeficiente majorador das cargas verticais (que estima o peso próprio da sapata e do solo sobre a sapata; Campos recomenda utilizar 1,05) e a tensão admissível do solo. A partir da área de apoio determinar-se-á os lados das sapatas adotando as recomendações de Bastos (2019, p.19) tanto para sapatas com balanços iguais quanto para sapatas com balanços diferentes utilizando procedimentos de cálculo que relacionam as medidas da sapata com a área de apoio da mesma.

6.4.2. Capacidade de carga

A capacidade de carga, como já discutido anteriormente, é o carregamento no qual a fundação atinge seu limite de resistência (ponto de ruptura). Para realizar o cálculo de capacidade de carga das fundações superficiais em questão, considerando os dados geotécnicos do ensaio SPT e o quadro de cargas solicitantes dos pilares na fundação, será determinada a média entre as capacidades de carga para fundações superficiais determinadas pelos métodos teóricos de Terzaghi (1925), Meyerhof (1951) e Vèsic (1973, 1975) e pelos métodos semi-empíricos da NBR 6122 (2010), de Berberian (2010), de Albiero e Cintra (1996), de Terzaghi e Peck (1967), de Bowles (1996) e Meyerhof (1974), de Vargas (1960) e de Teixeira (1996).

6.4.3. Tensão admissível

As tensões admissíveis serão obtidas através da aplicação do fator de segurança recomendado pela NBR 6122 (corresponde ao valor 3,00) nos valores de capacidade de carga que serão determinadas pelos métodos já citados anteriormente.

6.4.4. Recalque

Conforme discutido anteriormente, o recalque é o deslocamento vertical devido a diminuição dos vazios do solo submetidos aos carregamentos e tensões provenientes da fundação. Dessa forma, para o cálculo do recalque serão utilizados os métodos semi-empíricos propostos por Berberian (1992), Décourt (1992) e Shultze e Sherif (1973); e os métodos baseados na compressão elástica propostos por Harr (1966) e Jambu (1956).

6.4.5. Análise numérica e proposta de solução para a obra

Conforme dito anteriormente, as fundações serão modeladas e analisadas no software Plaxis 3D. Inicialmente serão modeladas as sapatas isoladas que foram executadas na obra de acordo com o detalhamento destas (figura 23). Dessa forma, através do software, os elementos serão analisados principalmente em relação aos recalques imediatos que sofreram e a capacidade de carga.

Num segundo momento, serão modeladas também as fundações calculadas por esta pesquisa considerando os dados do ensaio SPT (figuras 24 e 25) e as cargas solicitantes nas sapatas (quadro 8). Também serão analisados o comportamento das fundações relacionado ao recalque e estes serão comparados com as fundações reais executadas na edificação.

De posse de todas as informações de comportamento dos sistemas de fundação através da análise numérica, será proposto então uma possível solução para o empreendimento.

7. RESULTADO E DISCUSSÕES

Serão agora apresentados os resultados e discussões conforme as etapas descritas no fluxograma da figura 20, iniciando com a etapa de lançamento da fundação real no software Plaxis 3D e observação dos recalques, seguido de um redimensionamento de fundação conforme as normativas e lançamento desta fundação proposta no Plaxis 3D a fim de comparar os recalques com a fundação real e propor intervenções para a edificação.

7.1. Lançamento das fundações reais da edificação no Plaxis 3D

A seguir serão descritos e apresentados os procedimentos executados no lançamento das fundações reais executadas no software Plaxis 3D para observar o comportamento desta fundação no maciço de solo em que se encontra.

7.1.1. Dados do maciço do solo

A primeira etapa a ser feita no programa é o lançamento do maciço do solo do local. Para isso são necessários obter parâmetros e propriedades de cada tipo de solo presente para permitir que o programa realize os cálculos desejados. Tais dados podem ser obtidos experimentalmente através de ensaios específicos utilizando amostras do solo. No entanto, como tais ensaios não foram realizados, serão utilizadas relações paramétricas que relacionam os resultados do ensaio SPT com os parâmetros do solo, através de valores tabelados recomendados por diversos autores. Dessa forma, para a análise a seguir foi considerado o maciço do ensaio SPT do primeiro furo, conforme a figura 24, pois este apresenta uma situação mais desfavorável nas primeiras camadas de solo. Os parâmetros obtidos foram: compactidade e o ângulo de atrito das areias e a consistência das argilas pelas recomendações de Alonso (2010); o módulo de Young das areias foi obtido através das recomendações de Bowles (2001); já o peso específico, o módulo de Young das argilas, o coeficiente de Poisson e a coesão das argilas foram obtidos pelas recomendações de Berberian (1972). O quadro 23 representa os parâmetros obtidos de cada tipo de solo para o maciço adotado.

Quadro 23 – Parâmetros do solo obtidos através do ensaio SPT

PARÂMETROS DO SOLO PARA ANÁLISE NO PLAXIS OBTIDOS ATRAVÉS DE RELAÇÕES PARAMÉTRICAS COM O SPT							
Camada (m)	0 -- 1	1 -- 2	2 -- 4	4 -- 8	8 -- 11	11 -- 14	14 -- 16
Tipo de solo	Aterro	Argila arenosa com mat. orgânico	Argila arenosa	Argila	Argila Arenosa com mat. orgânico	Argila arenosa	areia
NSPT médio	8,00	8,00	9,50	5,75	4,67	6,00	56,50
Compactidade	-	-	-	-	-	-	Muito compacta
Consistência	Média	Média	Rija	Média	Mole	Média	-
Peso específico KN/m ³	17	17	17	15	15	17	20
Peso específico saturado	18	18	18	16	16	18	21
Módulo de young KN/m ²	15000	20000	36350	23975	20401	24800	202750

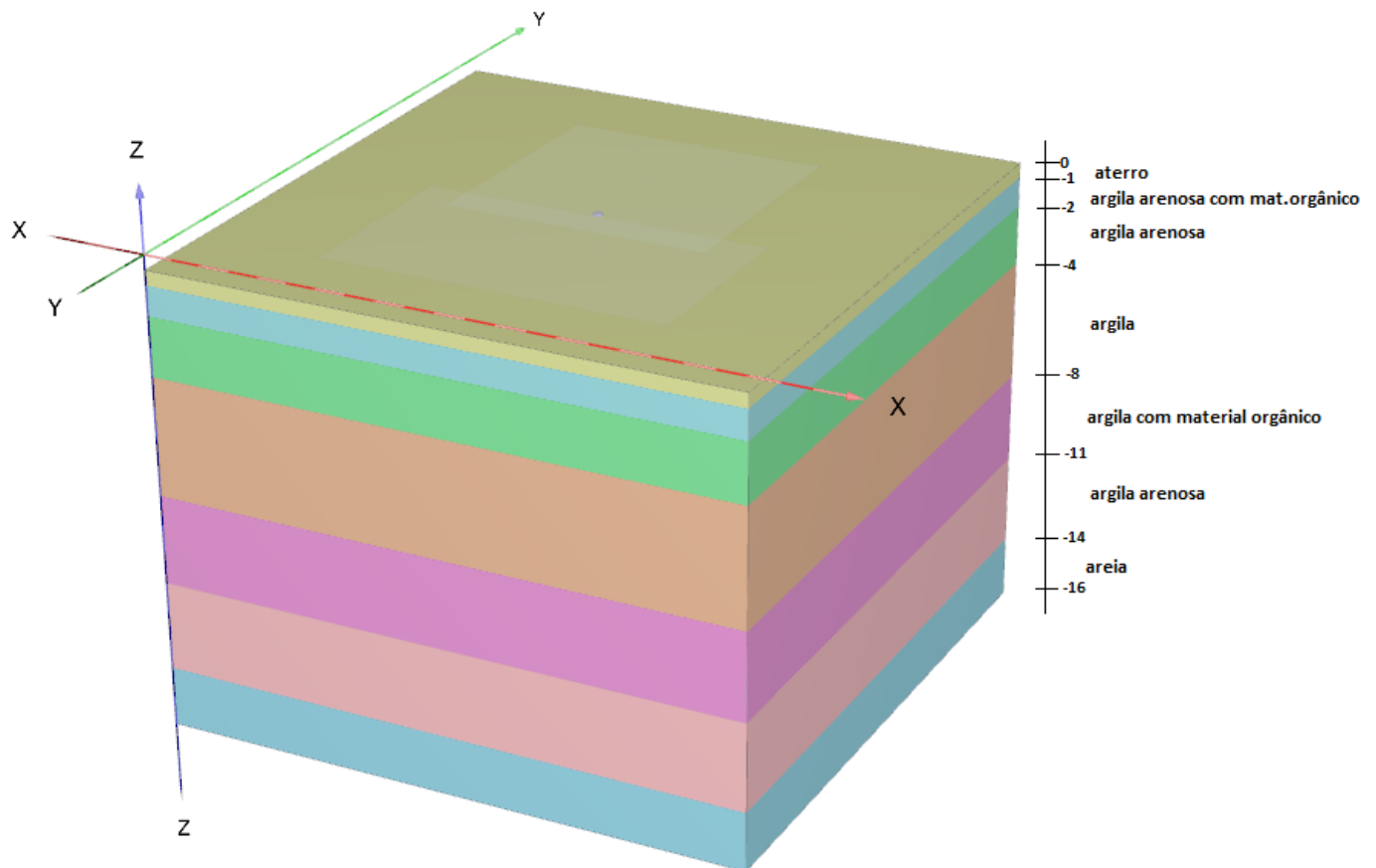
Coef. De Poisson	0,3	0,3	0,3	0,4	0,4	0,3	76 0,3
Coesão kn/m2	50	50	60	35	28	37	0
Ângulo de atrito °	0	0	0	0	0	0	45

Fonte: Autor (2021).

7.1.2. Lançamento do maciço do solo no Plaxis 3D

Após a obtenção dos dados e parâmetros do solo, o mesmo foi lançado no software Plaxis 3D conforme a figura 26. Para a análise foi considerado um terreno quadrado com 20 metros de lado para compreender em sua região central a edificação, que possui 12 metros na fachada e 15 metros no comprimento. Para as análises do solo, o programa Plaxis utilizou o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, conjuntamente com a teoria da elasticidade. O comportamento do solo foi definido como não drenado ou drenado em curto prazo, no qual a rigidez é definida pelas propriedades efetivas e a resistência é a resistência ao cisalhamento na condição não drenada.

Figura 26 – maciço do solo analisado no Plaxis 3D



Fonte: Autor (2021).

7.1.3. Lançamento da estrutura no Plaxis 3D

Para lançar a estrutura no software, foi necessário estabelecer as coordenadas das sapatas, dos pilares e dos eixos das cargas solicitantes. Tais coordenadas foram obtidas com auxílio do programa AutoCad, no qual foi criado a área quadrada da seção do maciço com os pontos iniciais dos eixos correspondendo aos eixos determinados no Plaxis e utilizando as medidas de distância para se determinar as coordenadas de cada vértice das sapatas, pilares e o ponto central da aplicação das cargas. O quadro 24, 25, 26, 27, 28 e 29 representam as coordenadas das sapatas, pilares e os eixos de cada pilar.

Quadro 24 – coordenadas para a sapata 1 a 4

	s1		s2		s3		s4	
	x	y	x	y	x	y	x	y
Coordenadas da sapata	4.9625	15.6950	9.3500	15.6950	13.7375	15.6950	7.7075	15.0150
	6.2625	15.6950	10.6500	15.6950	15.0375	15.6950	9.0075	15.0150
	6.2625	16.9950	10.6500	16.9950	15.0375	16.9950	9.0075	16.3150
	4.9625	16.9950	9.3500	16.9950	13.7375	16.9950	7.7075	16.3150
Coordenadas da seção do pilar	5.5375	16.9950	9.9250	16.9950	14.3125	16.9950	8.2075	15.7400
	5.6875	16.9950	10.0750	16.9950	14.4625	16.9950	8.5075	15.7400
	5.6875	16.6950	10.0750	16.6950	14.4625	16.6950	8.5075	15.5900
	5.5375	16.6950	9.9250	16.6950	14.3125	16.6950	8.2075	15.5900
Eixo do Pilar	5.6125	16.8450	10.0000	16.8450	14.3875	16.8450	8.3575	15.6650

Fonte: Autor (2021).

Quadro 25 – coordenadas para a sapata 5 a 8

	s5		s6		s7		s8	
	x	y	x	y	x	y	x	y
Coordenadas da sapata	10.9925	15.0150	9.3500	12.4500	5.5375	12.1300	13.1625	12.1300
	12.2925	15.0150	10.6500	12.4500	6.8375	12.1300	14.4625	12.1300
	12.2925	16.3150	10.6500	13.7500	6.8375	13.4300	14.4625	13.4300
	10.9925	16.3150	9.3500	13.7500	5.5375	13.4300	13.1625	13.4300
Coordenadas da seção do pilar	11.4925	15.7400	9.9250	13.2500	5.5375	12.9300	14.3125	12.9300
	11.7925	15.7400	10.0750	13.2500	5.6875	12.9300	14.4625	12.9300
	11.7925	15.5900	10.0750	12.9500	5.6875	12.6300	14.4625	12.6300
	11.4925	15.5900	9.9250	12.9500	5.5375	12.6300	14.3125	12.6300
Eixo do Pilar	11.6425	15.6650	10.0000	13.1000	5.6125	12.7800	14.3875	12.7800

Fonte: Autor (2021).

Quadro 26 – coordenadas para a sapata 9 a 12

	s9		s10		s11		s12	
	x	y	x	y	x	y	x	y
Coordenadas da sapata	4.0375	9.2200	8.0375	9.3450	10.6625	9.3450	14.6625	9.2200
	5.3375	9.2200	9.3375	9.3450	11.9625	9.3450	15.9625	9.2200
	5.3375	10.5200	9.3375	10.6450	11.9625	10.6450	15.9625	10.5200
	4.0375	10.5200	8.0375	10.6450	10.6625	10.6450	14.6625	10.5200
Coordenadas da seção do pilar	4.0375	10.0200	8.5325	10.0750	11.1625	10.0700	15.8125	10.0200
	4.1875	10.0200	8.8325	10.0750	11.4625	10.0700	15.9625	10.0200
	4.1875	9.7200	8.8325	9.9250	11.4625	9.9200	15.9625	9.7200
	4.0375	9.7200	8.5325	9.9250	11.1625	9.9200	15.8125	9.7200
Eixo do Pilar	4.1125	9.8700	8.6825	10.0000	11.3125	9.9950	15.8875	9.8700

Fonte: Autor (2021).

Quadro 27 – coordenadas para a sapata 13 a 16

	s13		s14		s15		s16	
	x	y	x	y	x	y	x	y
Coordenadas da sapata	5.0200	7.9750	9.3500	7.9750	13.6800	7.9750	8.0375	6.9550
	6.3200	7.9750	10.6500	7.9750	14.9800	7.9750	9.3375	6.9550
	6.3200	9.2750	10.6500	9.2750	14.9800	9.2750	9.3375	8.2550
	5.0200	9.2750	9.3500	9.2750	13.6800	9.2750	8.0375	8.2550
Coordenadas da seção do pilar	5.2200	8.7000	9.8500	8.7000	14.1800	8.7000	8.6125	7.7550
	5.5200	8.7000	10.1500	8.7000	14.4800	8.7000	8.7625	7.7550
	5.5200	8.5500	10.1500	8.5500	14.4800	8.5500	8.7625	7.4550
	5.2200	8.5500	9.8500	8.5500	14.1800	8.5500	8.6125	7.4550
Eixo do Pilar	5.3700	8.6250	10.0000	8.6250	14.3300	8.6250	8.6875	7.6050

Fonte: Autor (2021).

Quadro 28 – coordenadas para a sapata 17 a 20

	s17		s18		s19		s20	
	x	y	x	y	x	y	x	y
Coordenadas da sapata	10.6625	6.9550	4.0375	5.6700	14.6625	5.6700	4.0375	2.5050
	11.9625	6.9550	5.3375	5.6700	15.9625	5.6700	5.3375	2.5050
	11.9625	8.2550	5.3375	6.9700	15.9625	6.9700	5.3375	3.8050
	10.6625	8.2550	4.0375	6.9700	14.6625	6.9700	4.0375	3.8050
Coordenadas da seção do pilar	11.2375	7.7550	4.0375	6.4700	15.8125	6.4700	4.0375	3.3050
	11.3875	7.7550	4.1875	6.4700	15.9625	6.4700	4.1875	3.3050
	11.3875	7.4550	4.1875	6.1700	15.9625	6.1700	4.1875	3.0050
	11.2375	7.4550	4.0375	6.1700	15.8125	6.1700	4.0375	3.0050
Eixo do Pilar	11.3125	7.6050	4.1125	6.3200	15.8875	6.3200	4.1125	3.1550

Fonte: Autor (2021).

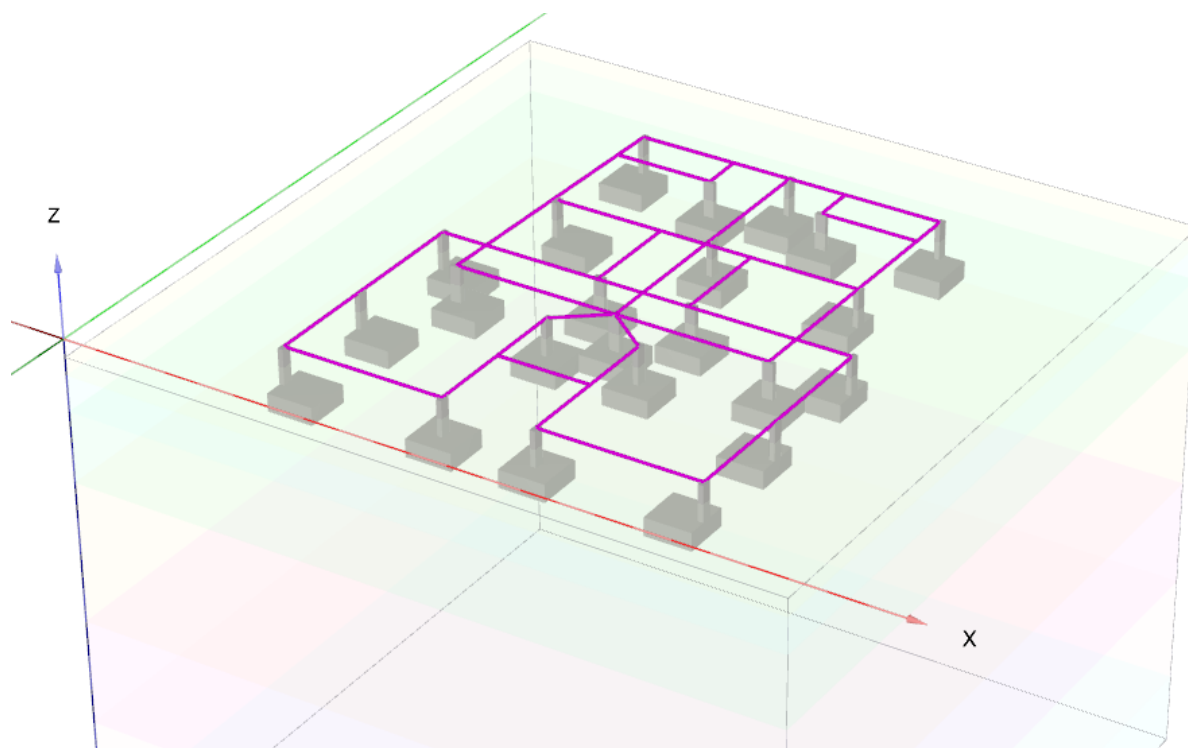
Quadro 29 – coordenadas para a sapata 20 a 23.

	s21		s22		s23	
	x	y	x	y	x	y
Coordenadas da sapata	8.0375	2.5050	10.6625	2.5050	14.6625	2.5050
	9.3375	2.5050	11.9625	2.5050	15.9625	2.5050
	9.3375	3.8050	11.9625	3.8050	15.9625	3.8050
	8.0375	3.8050	10.6625	3.8050	14.6625	3.8050
Coordenadas da seção do pilar	8.6125	3.3050	11.2375	3.3050	15.8125	3.3050
	8.7625	3.3050	11.3875	3.3050	15.9625	3.3050
	8.7625	3.0050	11.3875	3.0050	15.9625	3.0050
	8.6125	3.0050	11.2375	3.0050	15.8125	3.0050
Eixo do Pilar	8.6875	3.1550	11.3125	3.1550	15.8875	3.1550

Fonte: Autor (2021).

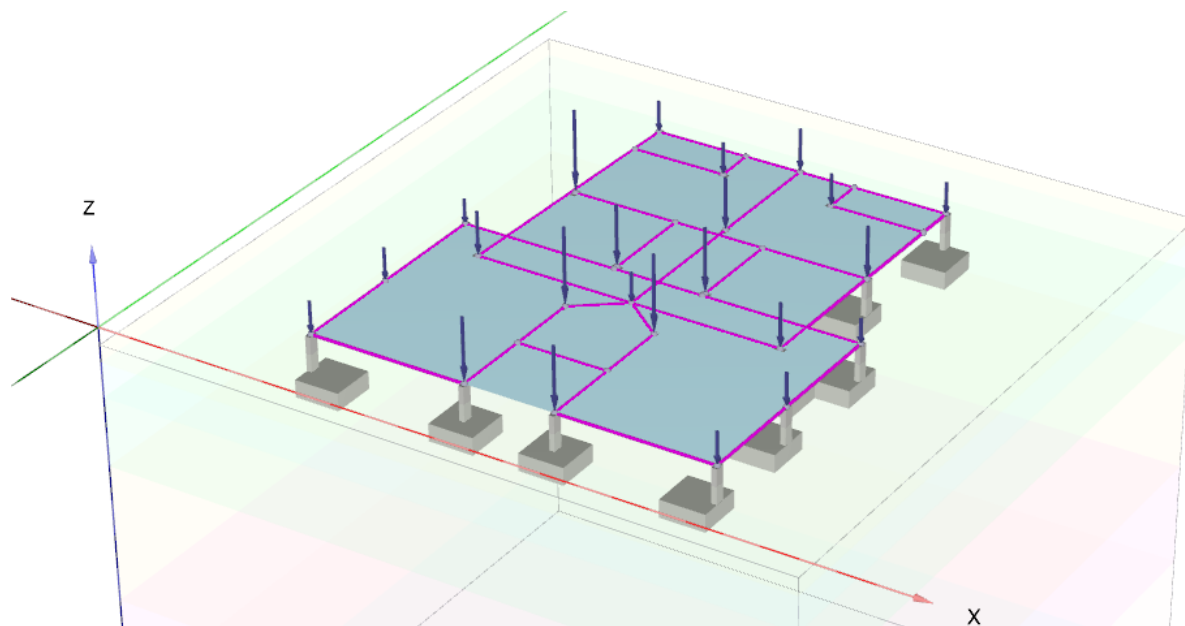
Com a determinação das coordenadas dos elementos estruturais, realizou-se o lançamento dos elementos de fundação e das vigas baldrame conforme a figura 27. As vigas baldrame foram obtidas do projeto de formas e possuem medidas uniformes em todo o projeto com seção 15cm x 40cm. Em seguida foram lançadas as lajes com espessura de 8cm e as cargas pontuais nos eixos dos pilares, como mostra a figura 28, assim não foram consideradas eventuais excentricidades. Tal lançamento se faz necessário pela contribuição das vigas baldrame na rigidez do sistema de fundação.

Figura 27 – Lançamento das Sapatas e Vigas baldrame no Plaxis 3D



Fonte: Autor (2021).

Figura 28 – Lançamento das Lajes e Cargas Solicitantes

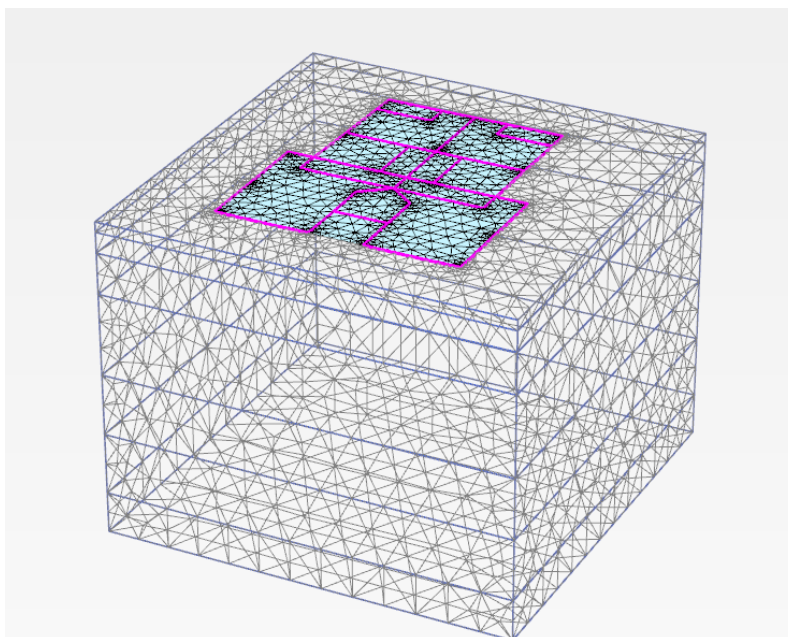


Fonte: Autor (2021).

7.1.4. Determinação da malha de elementos finitos

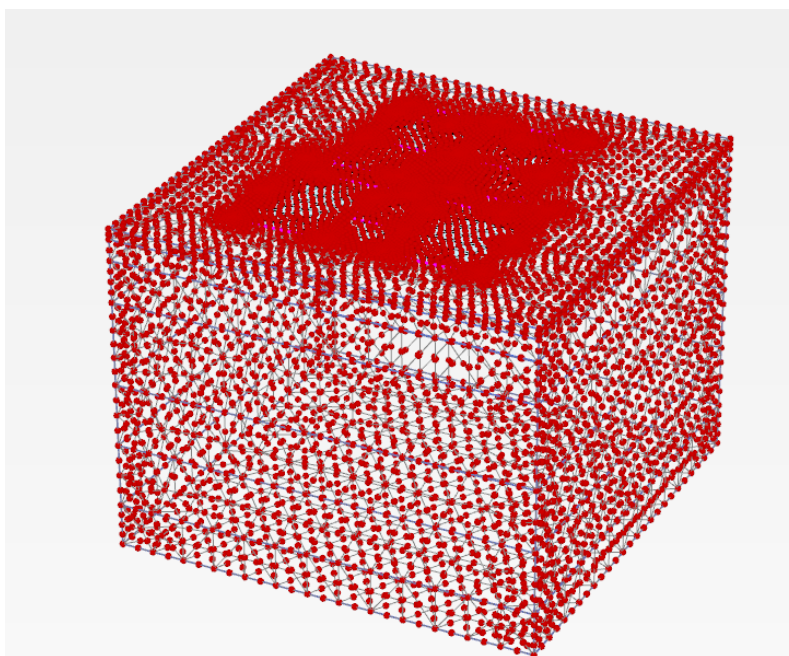
Com o maciço de solo definido e a estrutura lançada, é necessário determinar a malha de elementos finitos do sistema analisado. O Plaxis 3D modelou os domínios de sólidos na forma triangular com quinze nós permitindo uma interpolação de quarta ordem e de doze pontos de avaliação de tensões. O software, então determinou uma malha com 28116 elementos e 42385 pontos nodais, representada pelas figuras 29 e 30.

Figura 29 – Malha de elementos finitos



Fonte: Autor (2021)

Figura 30 – Pontos nodais

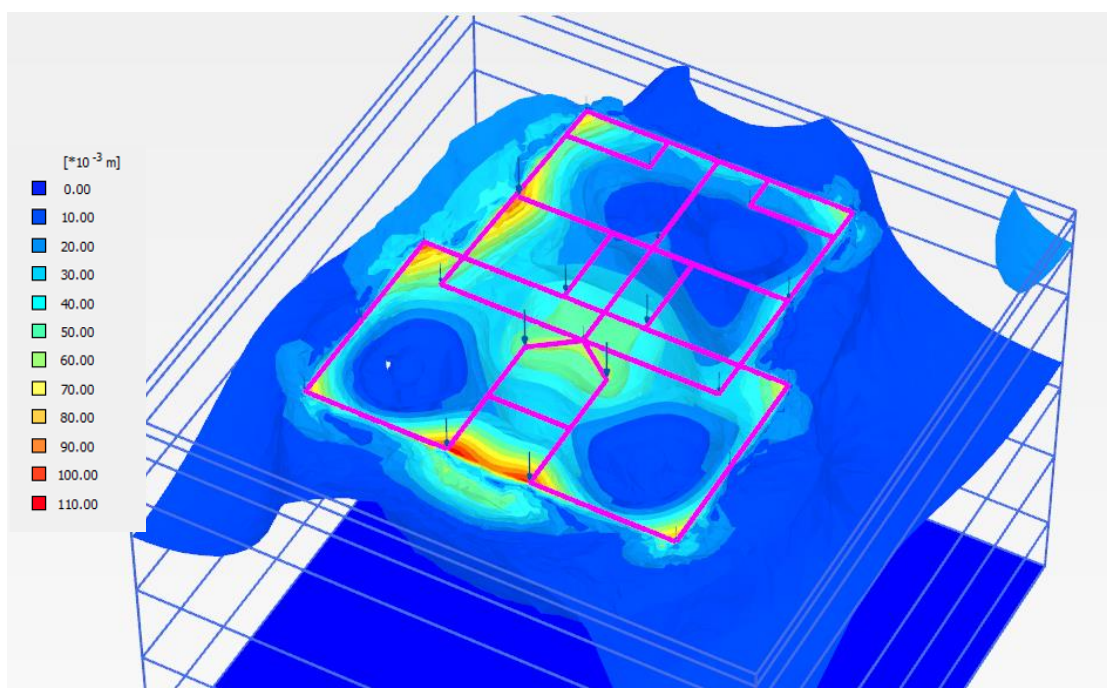


Fonte: Autor (2021)

7.1.5. Resultados da Análise da fundação real executada

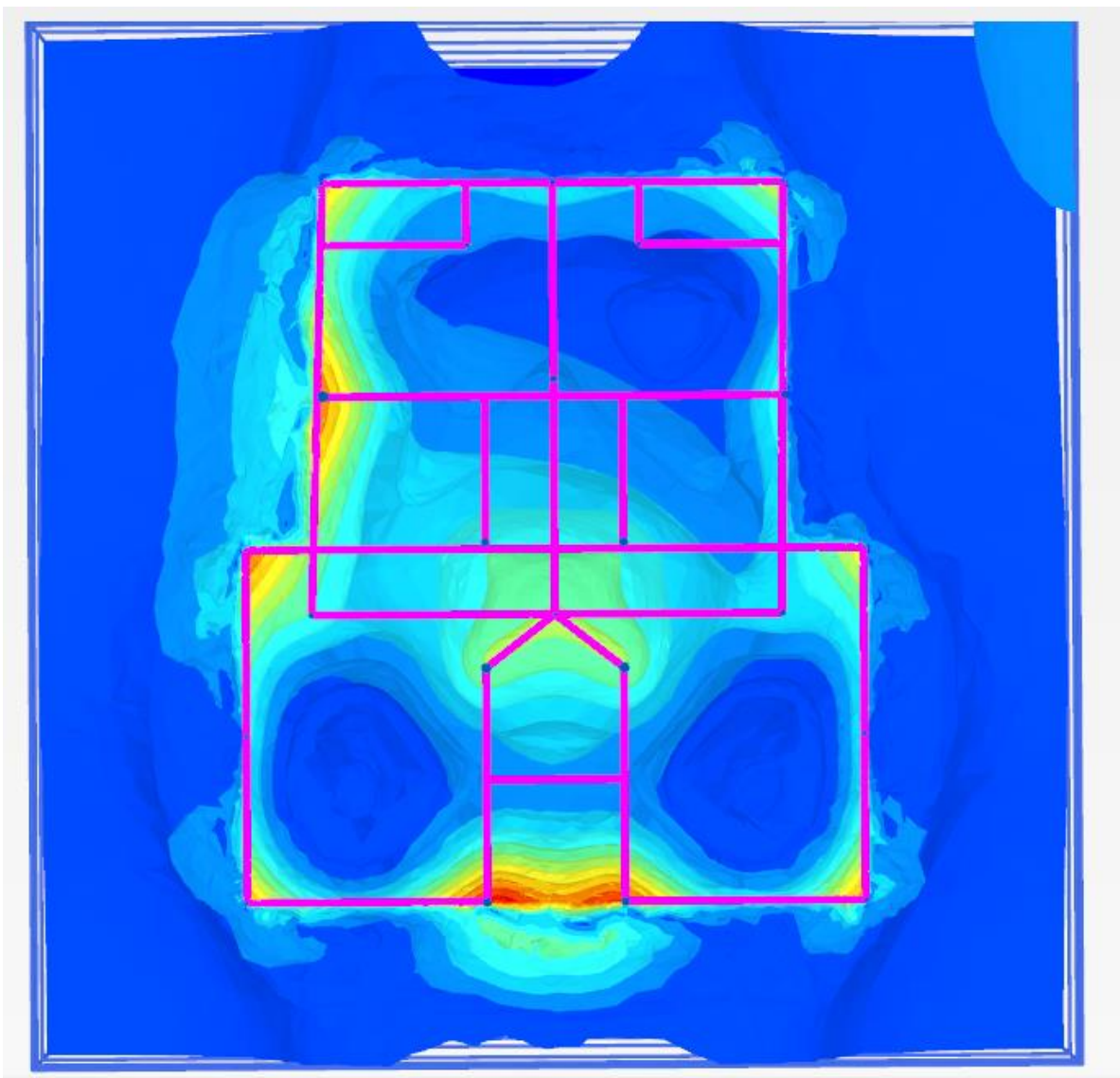
As seguintes figuras representam os resultados das análises no Plaxis 3D em relação aos recalques ocorridos na estrutura.

Figura 31 – Análise gráfica dos deslocamentos – vista diagonal



Fonte: Autor (2021).

Figura 32 – Análise gráfica dos deslocamentos – vista superior

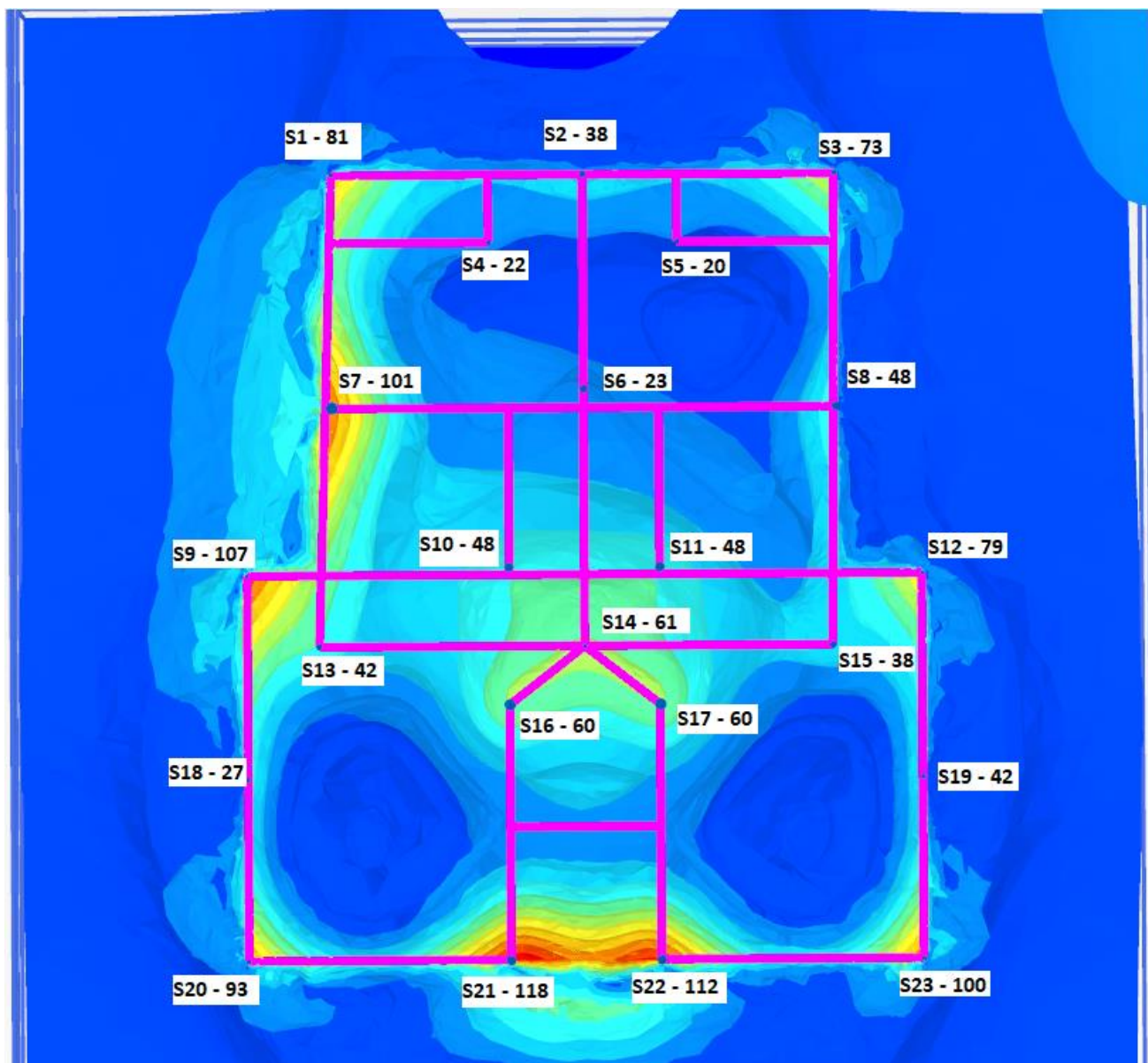


Fonte: Autor (2021).

Através das figuras 31 e 32 pode-se perceber que não há uniformidade nos deslocamentos, com regiões específicas possuindo deslocamentos superiores a outras, uma vez que há locais com deslocamentos próximos a 110 milímetros e regiões com deslocamentos na casa dos 20 milímetros. Além disso, o pórtico da extremidade esquerda da edificação apresentou graficamente uma tendência de deslocamento superior ao pórtico da extremidade direita da mesma forma que o pórtico da extremidade frontal apresentou uma tendência de deslocamento superior ao pórtico da extremidade do fundo da edificação. Tais fatos inferem a possibilidade de ocorrência de recalque diferencial.

A figura 33 e o quadro 30 apresentam os recalques ocorridos em cada sapata.

Figura 33 – Recalques nas Sapatas



Fonte: Autor (2021)

Quadro 30 – Recalques nas sapatas

RECALQUES EM MILÍMETROS NAS SAPATAS												
SAPATA	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11	S12
RECALQUES	81	38	73	22	20	23	101	48	107	48	48	79
SAPATA	S13	S14	S15	S16	S17	S18	S19	S20	S21	S22	S23	
RECALQUES	42	61	38	60	60	27	42	93	118	112	100	

Fonte: Autor (2021)

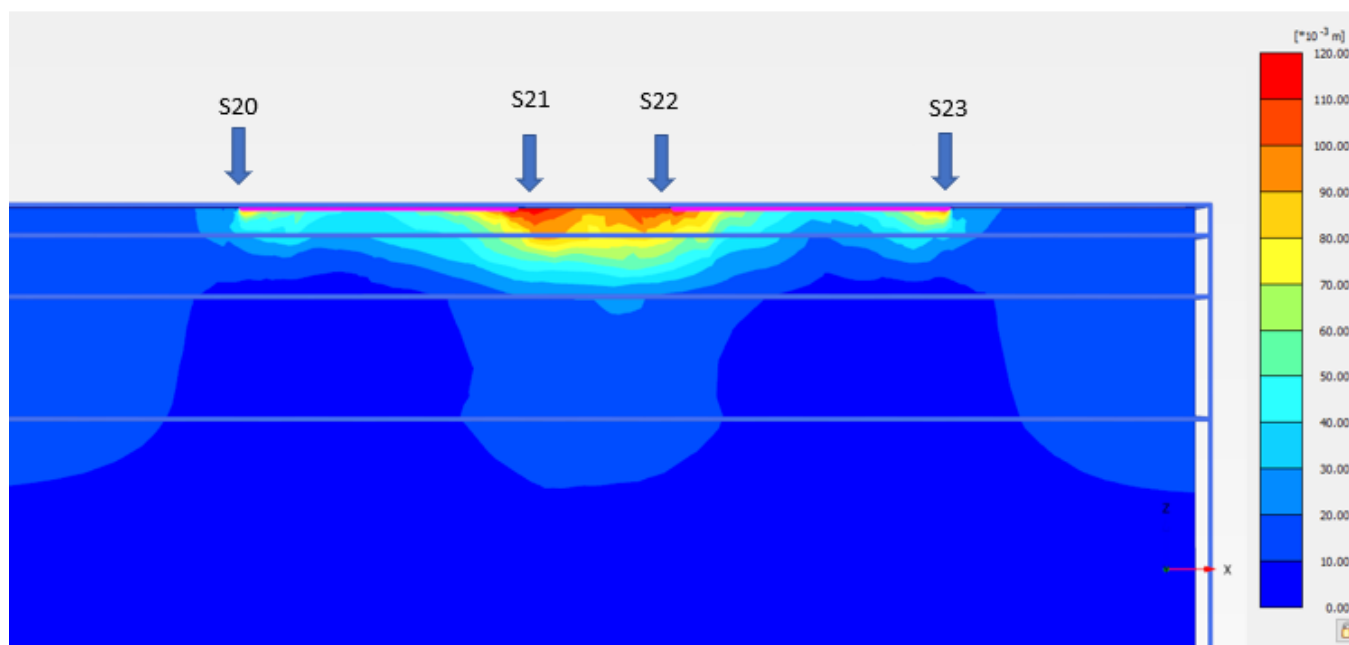
Burland et. al. (1977) admite que para as sapatas isoladas assentes em argila é tolerável um recalque de até 65 milímetros no intuito de evitar recalques diferenciais.

Nota-se pelos resultados da análise que as sapatas S1, S3, S7, S12, S20, S21, S22 e S23 apresentaram recalques superiores a 65 milímetros, sendo as sapatas S21, S22 e S9 com os maiores valores de recalque.

7.1.6. Resultados da análise dos deslocamentos no pórtico entre S20 e S23

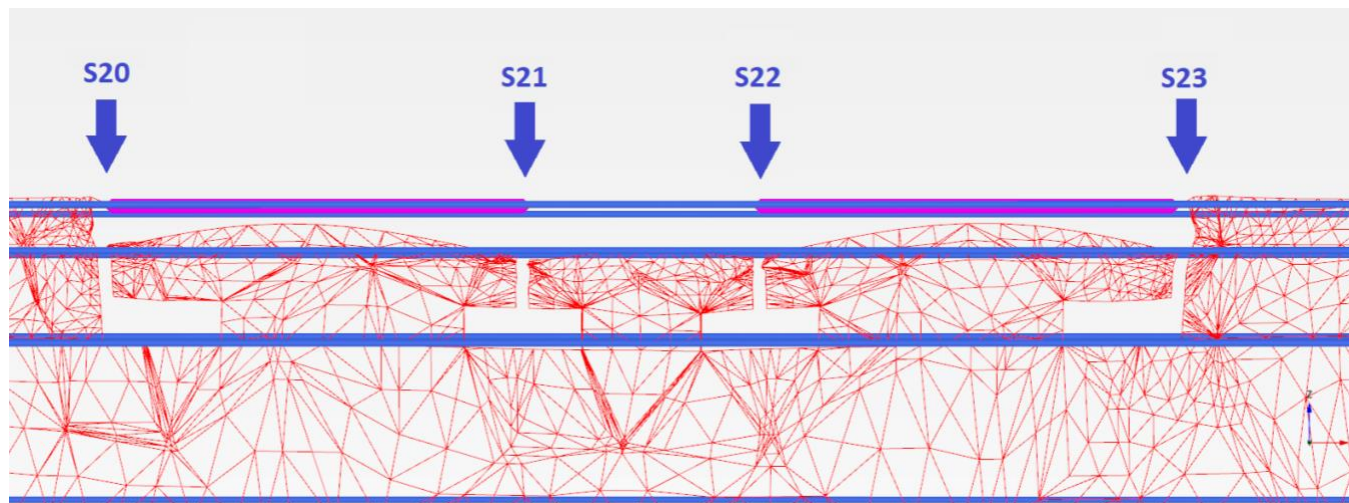
As figuras a seguir representam os cortes transversais da análise no programa, apresentando os recalques nas sapatas, as linhas de tendência de deslocamento e as flechas de tensão aplicadas no solo na região do pórtico entre as sapatas S20 e S23.

Figura 34 – Corte na região do pórtico entre S20 e S23



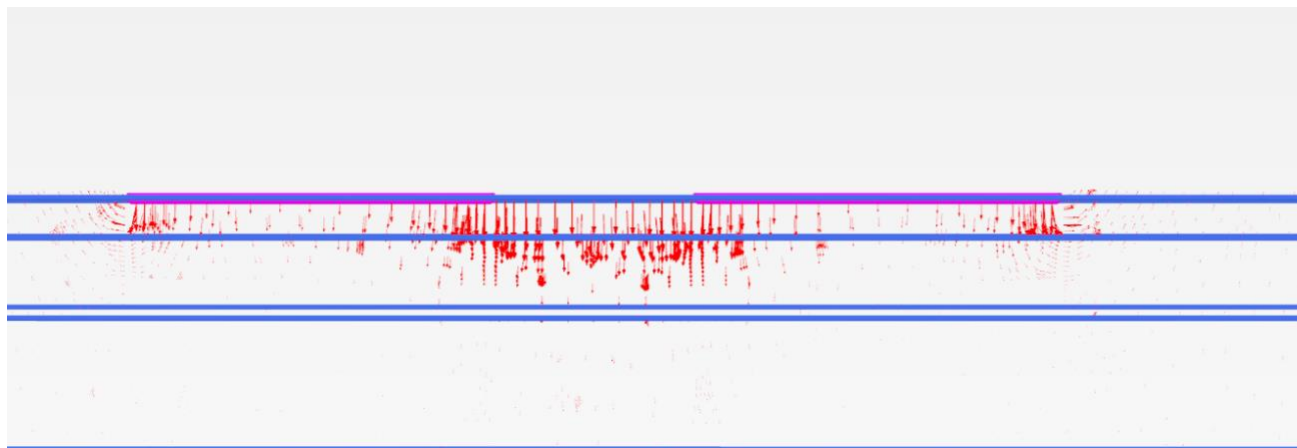
Fonte: Autor (2021).

Figura 35 – Linha de deslocamento no pórtico entre S20 e S23



Fonte: Autor (2021).

Figura 36 – Flechas de tensão aplicada sobre o solo no pórtico entre S20 e S23



Fonte: Autor (2021).

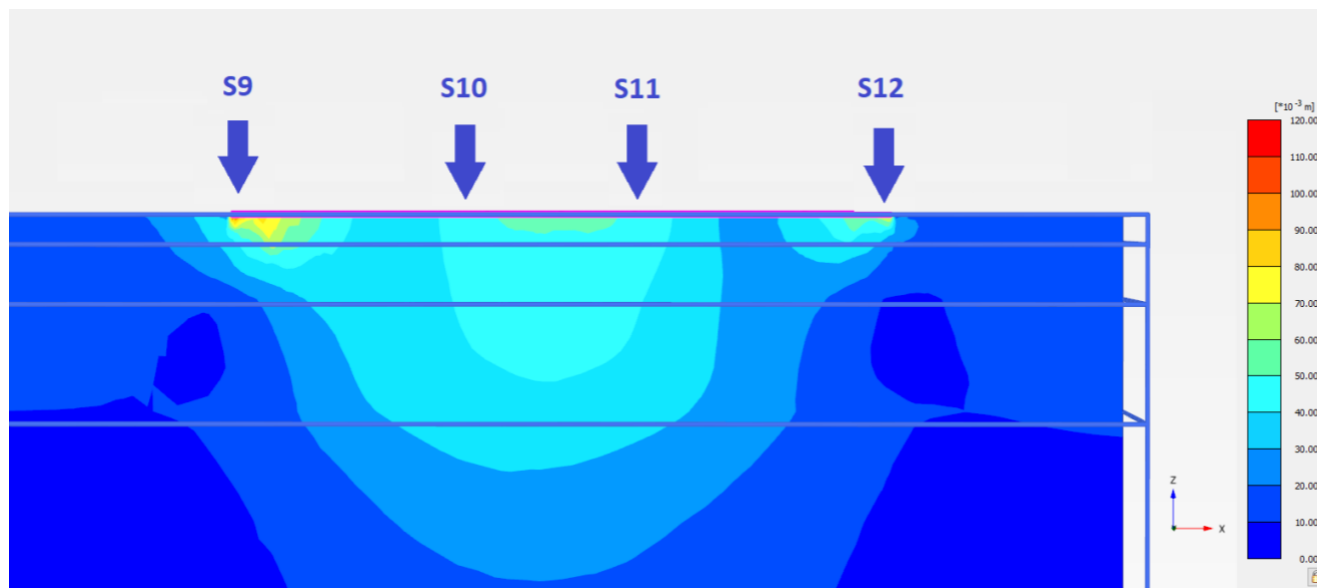
A região do pórtico entre as sapatas S20 e S23 foi a que sofreu os maiores deslocamentos. Um dos fatores que pode justificar tal ocorrido é que essa região é um dos apoios para o reservatório, então as cargas solicitantes são superiores comparadas ao restante da edificação. Além disso, entre as sapatas S21 e S22 não há uma viga de travamento, o que poderia auxiliar para combater os recalques.

Através das figuras acima e do quadro 31, nota-se que as sapatas centrais S21 e S22 possuem recalques maiores que as sapatas da extremidade S20 e S23, o que indica um recalque côncavo. Esse tipo de recalque favorece o aparecimento de fissuras diagonais principalmente na alvenaria do primeiro pavimento.

7.1.7. Resultados da análise dos deslocamentos no pórtico entre S9 e S12

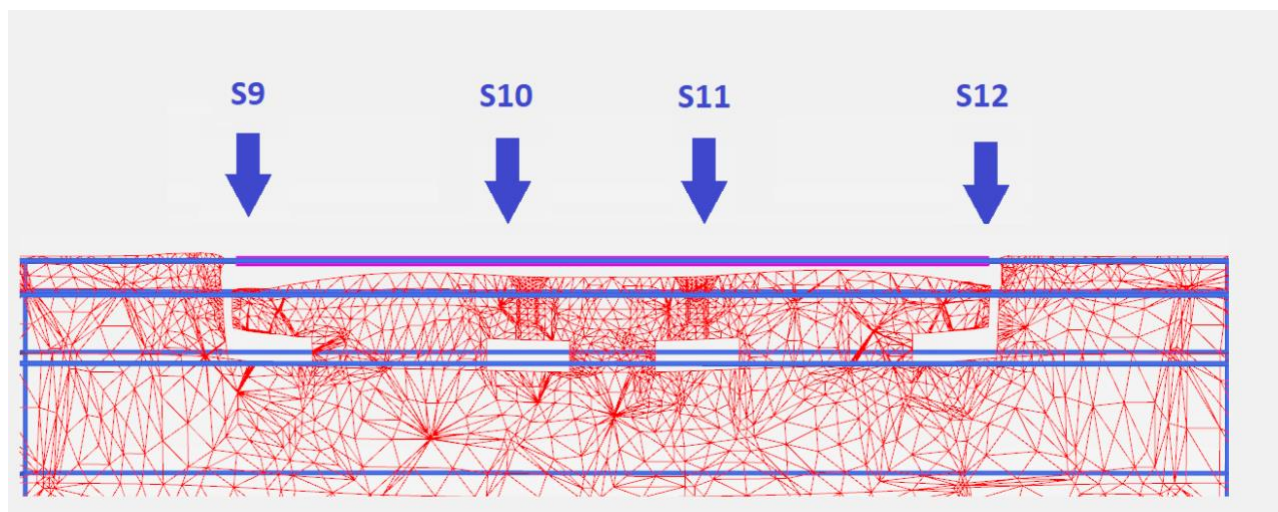
As figuras a seguir representam os cortes transversais da análise no Plaxis 3D, apresentando os recalques nas sapatas e as linhas de tendência de deslocamento na região do pórtico entre as sapatas S9 e S12.

Figura 37 – Corte na região do pórtico entre S9 e S12



Fonte: Autor (2021).

Figura 38 – Linha de deslocamento no pórtico entre S9 e S12



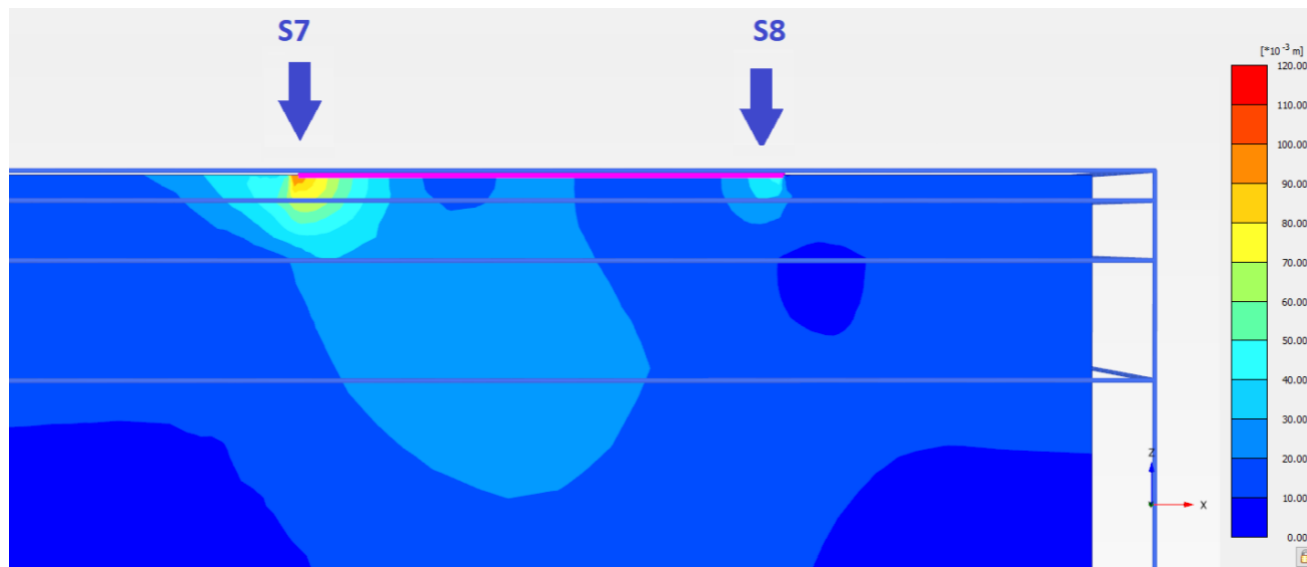
Fonte: Autor (2021).

A região do pórtico entre as sapatas S9 e S12 apresenta um deslocamento convexo nos quais as sapatas da extremidade apresentam maiores deslocamentos em relação as sapatas centrais. No pórtico em questão, na sapata S9 houve um deslocamento de 107 milímetros, enquanto nas sapatas S10 e S11 apresentaram deslocamentos de 48 milímetros. Já a sapata S12 apresentou deslocamento de 79 milímetros. O deslocamento convexo favorece o surgimento de fissuras diagonais nos pavimentos superiores.

7.1.8. Resultados da análise dos deslocamentos no pórtico entre S7 e S8

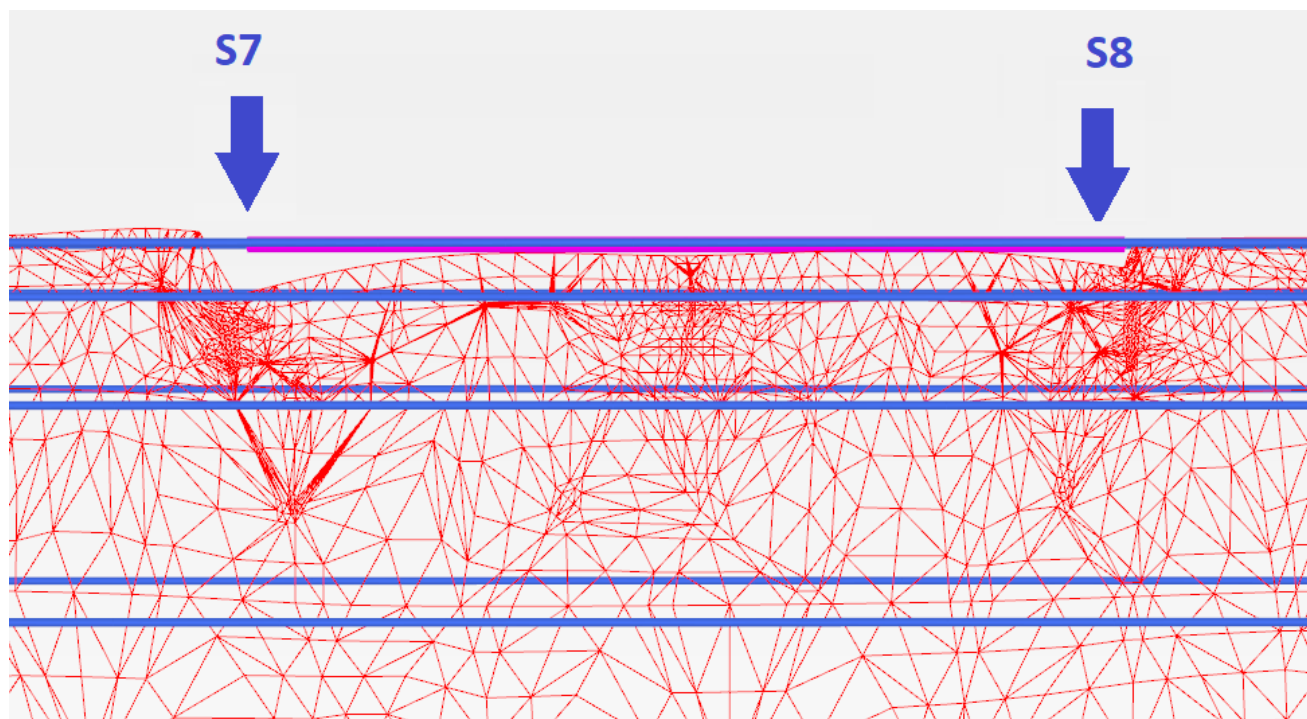
As figuras a seguir representam os cortes transversais da análise no Plaxis 3D, apresentando os recalques nas sapatas, as linhas de tendência de deslocamento e as flechas de tensão na região do pórtico entre as sapatas S7 e S8.

Figura 39 – Corte na região do pórtico entre S7 e S8



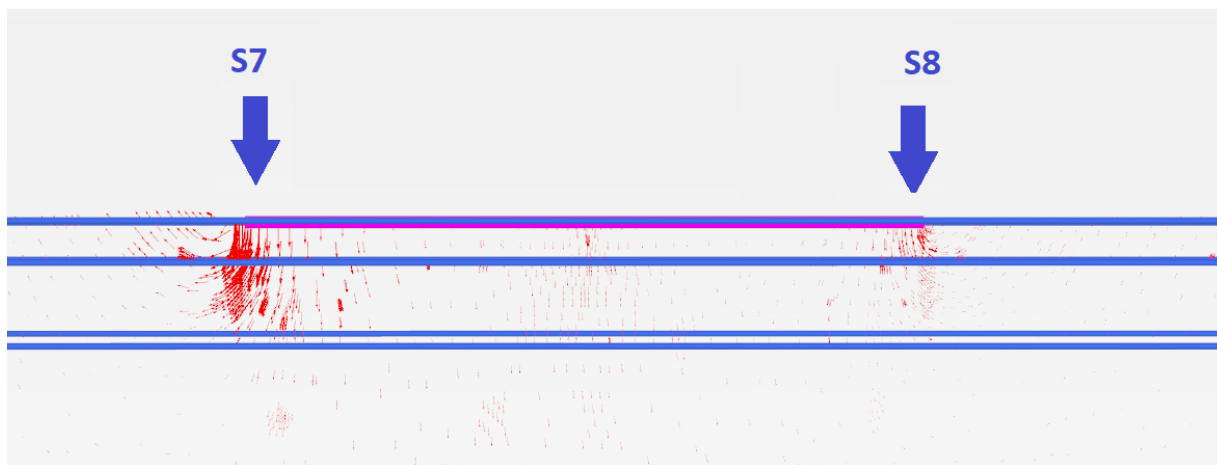
Fonte: Autor (2021).

Figura 40 – linha de tendência de deslocamento entre S7 e S8



Fonte: Autor (2021).

Figura 41 – Flechas de tensão aplicada sobre o solo no pórtico entre S7 e S8



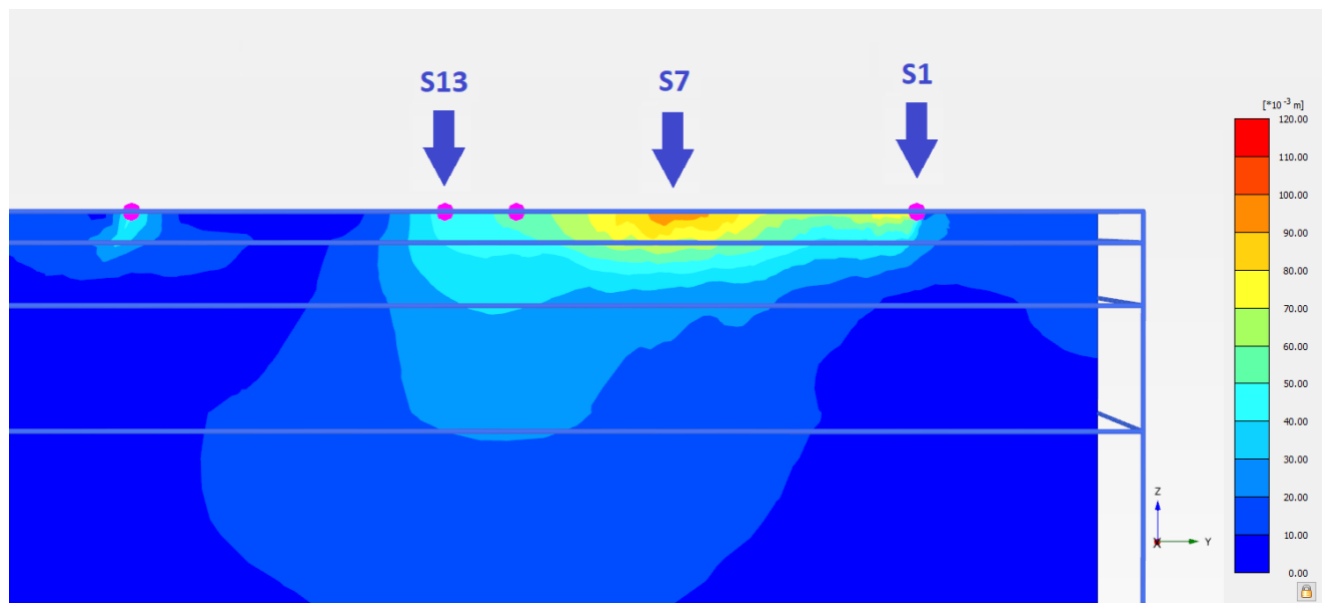
Fonte: Autor (2021).

A região do pórtico entre as sapatas S7 e S8 apresenta um deslocamento convexo nos quais as sapatas da extremidade apresentam maiores deslocamentos em relação ao centro. O centro desse pórtico sofre influência da sapata S6, com deslocamento de apenas 23 milímetros comparado ao deslocamento de 107 milímetros da sapata S7 e 48 milímetros da sapata S9. Entre a região central e a sapata S7 há uma diferença de deslocamento de 84 milímetros. Tais deslocamentos favorecem o aparecimento de fissuras no piso do primeiro pavimento e fissuras diagonais no pavimento superior.

7.1.9. Resultados da análise dos deslocamentos no pórtico entre S1 e S20

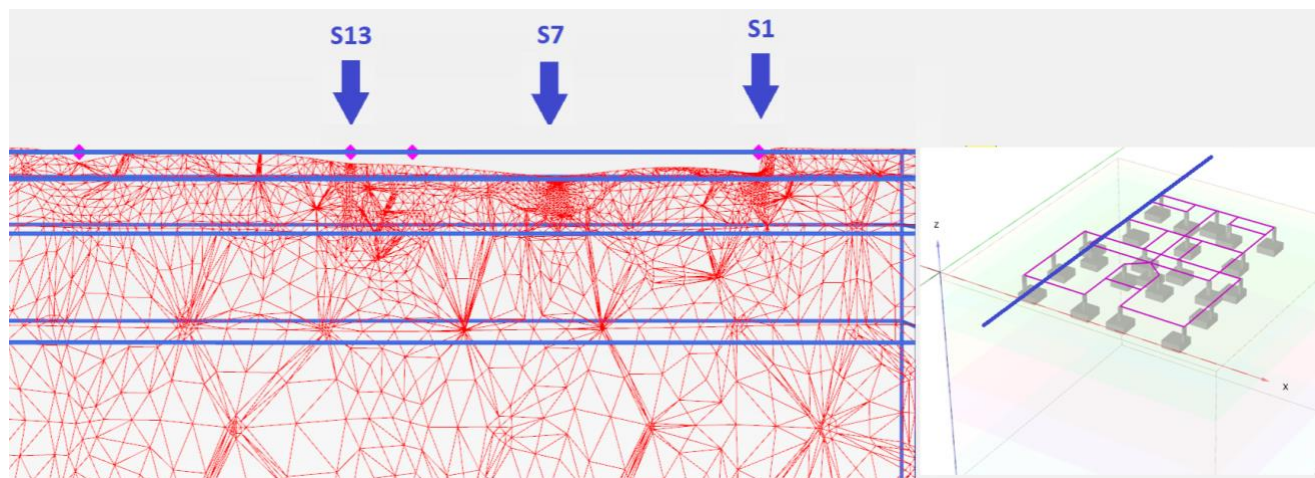
As figuras a seguir representam os cortes longitudinais da análise no Plaxis 3D, apresentando os recalques nas sapatas e as linhas de tendência de deslocamento na região do pórtico entre as sapatas S1 e S20.

Figura 42 – Corte na região do pórtico entre S1 e S20



Fonte: Autor (2021).

Figura 43 – linha de tendência de deslocamento no pórtico entre S1 e S20



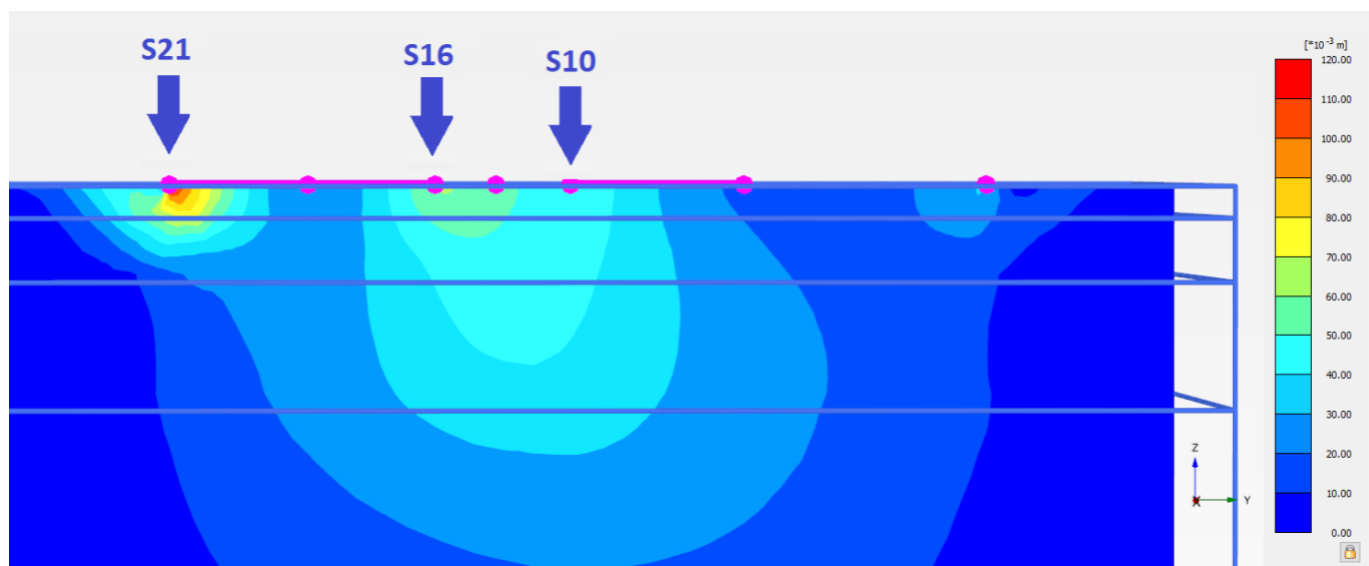
Fonte: Autor (2021).

A região do pórtico entre as sapatas S1 e S20 apresenta um deslocamento de 81 mm na sapata S1, 101 mm na sapata S7, 42mm na sapata S13 e 40mm na viga entre as sapatas S20 e S21. As regiões entre S7 e S13 é mais crítica pois apresenta diferença de 59mm de recalque diferencial, o que pode favorecer no aparecimento de fissuras diagonais no primeiro pavimento.

7.1.10. Resultados da análise dos deslocamentos no pórtico entre S21 e S2

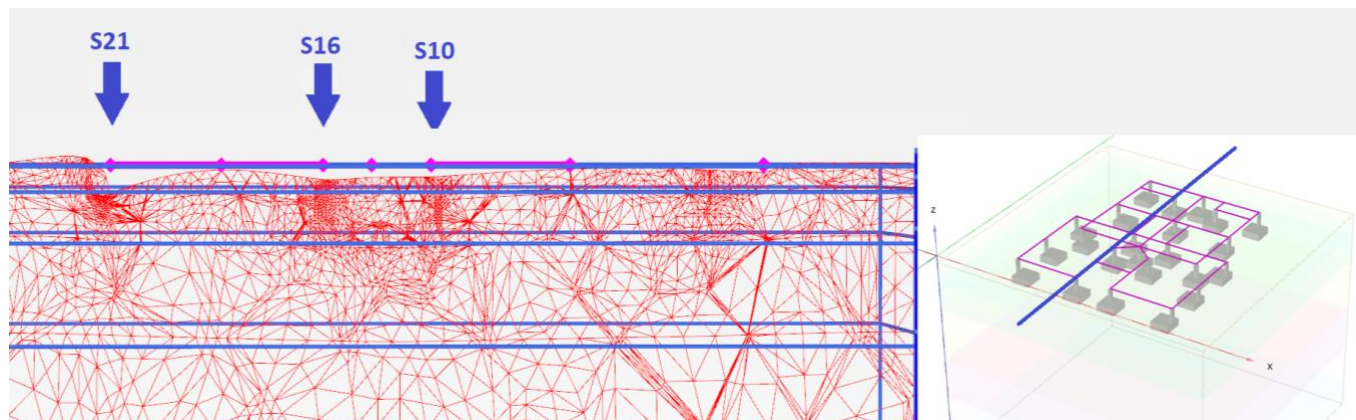
As figuras a seguir representam os cortes longitudinais da análise no Plaxis 3D, apresentando os recalques nas sapatas e as linhas de tendência de deslocamento na região do pórtico entre as sapatas S21 e S2.

Figura 44 – Corte na região do pórtico entre S21 e S2



Fonte: Autor (2021).

Figura 45 – linha de tendência de deslocamento no pórtico entre S21 e S2



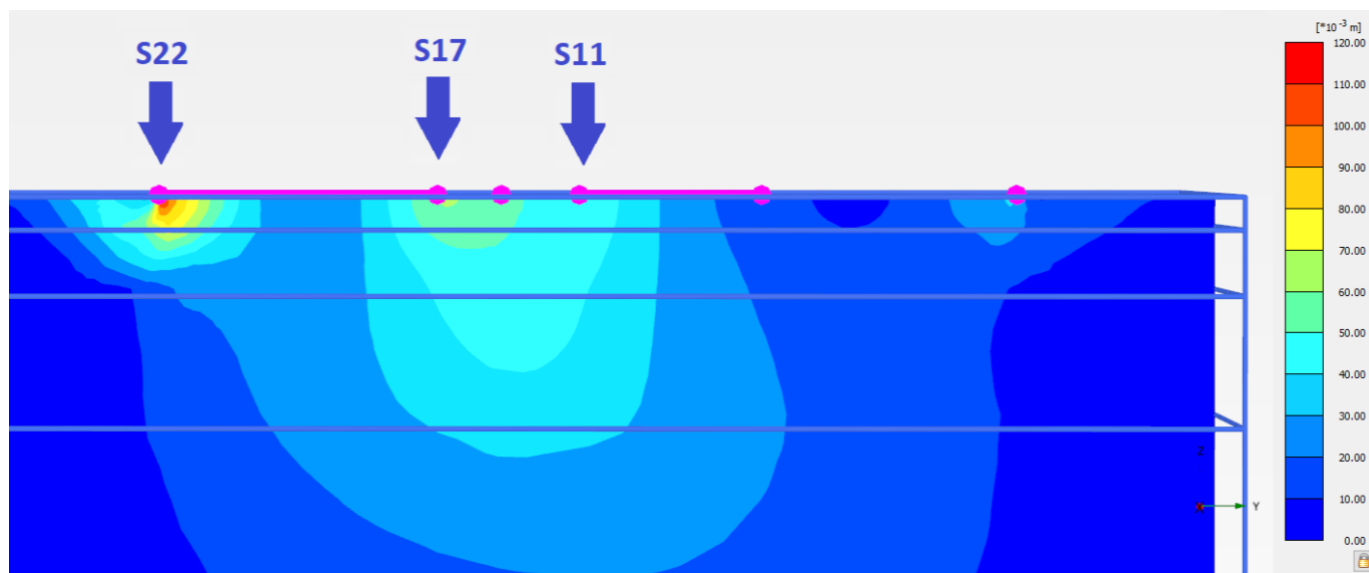
Fonte: Autor (2021).

A região do pórtico entre as sapatas S21 e S2 apresenta um deslocamento de 118 mm na sapata S21, 60 mm na sapata S16, 48mm na sapata S10 e 40mm na viga entre as sapatas S1 e S2. As extremidades do pórtico apresentam diferença de deslocamento de 78 mm de recalque diferencial, o que pode favorecer no aparecimento de fissuras diagonais no primeiro pavimento e fissuras no piso.

7.1.11. Resultados da análise dos deslocamentos no pórtico entre S22 e S2

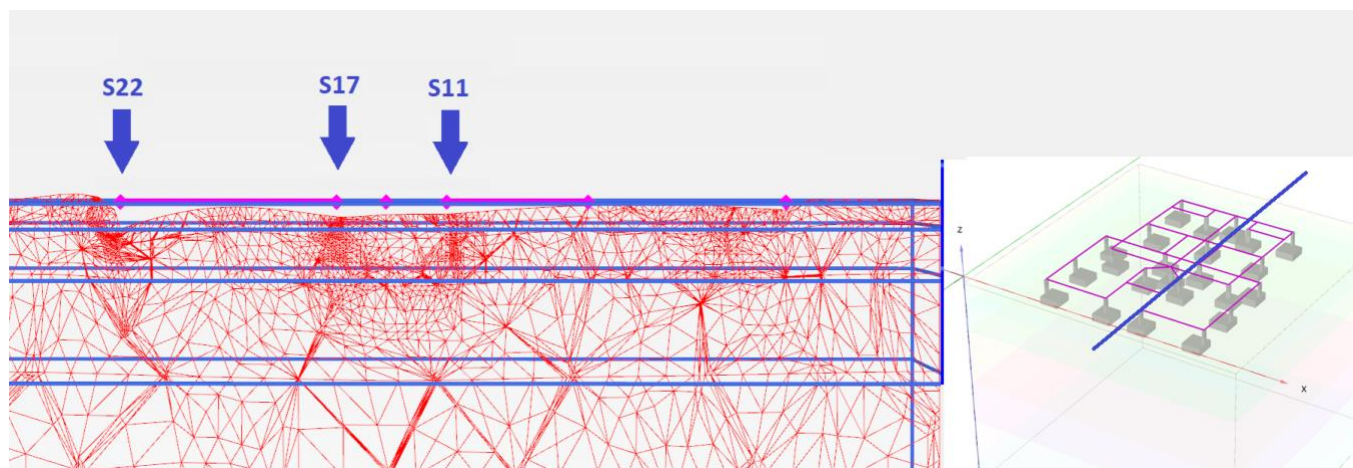
As figuras a seguir representam os cortes longitudinais da análise no Plaxis 3D, apresentando os recalques nas sapatas e as linhas de tendência de deslocamento na região do pórtico entre as sapatas S22 e S2.

Figura 46 – Corte na região do pórtico entre S21 e S2



Fonte: Autor (2021).

Figura 47 – Linha de tendência de deslocamento na região do pórtico entre S21 e S2



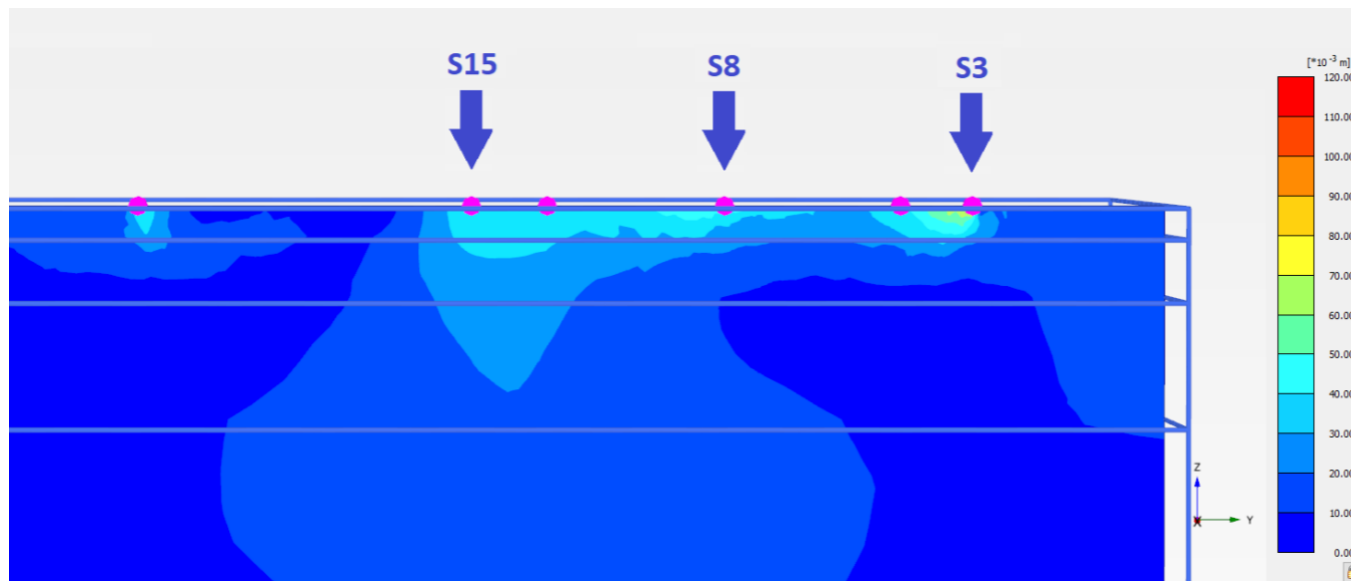
Fonte: Autor (2021).

A região do pórtico entre as sapatas S22 e S2 apresenta um deslocamento de 112 mm na sapata S22, 60 mm na sapata S17, 48mm na sapata S11 e 40mm na viga entre as sapatas S1 e S2. As extremidades do pórtico apresentam diferença de deslocamento de 72 mm de recalque diferencial, o que pode favorecer no aparecimento de fissuras diagonais no primeiro pavimento e fissuras no piso.

7.1.12. Resultados da análise dos deslocamentos no pórtico entre S3 e S23

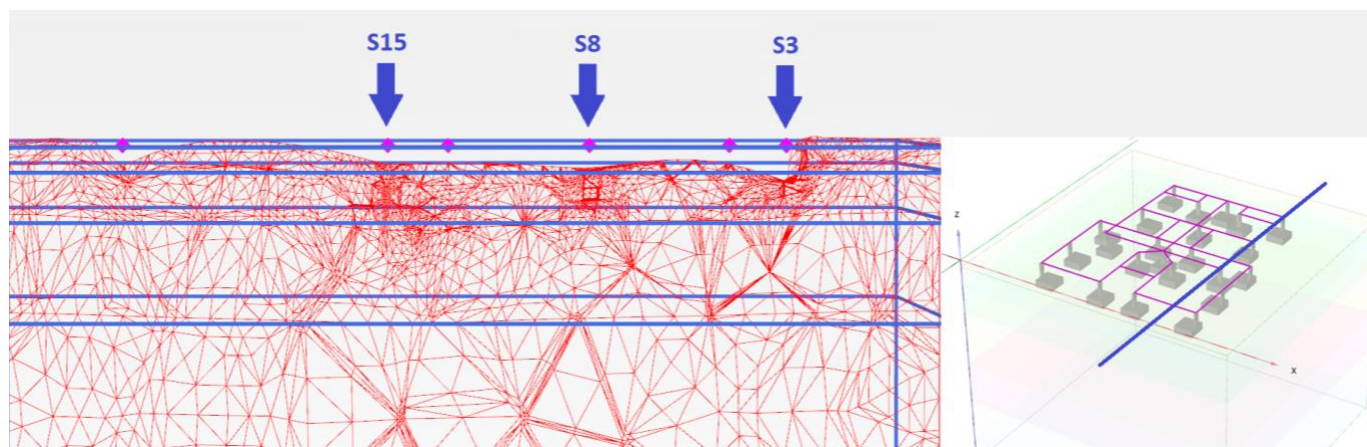
As figuras a seguir representam os cortes longitudinais da análise no Plaxis 3D, apresentando os recalques nas sapatas e as linhas de tendência de deslocamento na região do pórtico entre as sapatas S3 e S23.

Figura 48 – Corte na região do pórtico entre S3 e S23



Fonte: Autor (2021).

Figura 49 – Linha de tendência de deslocamento na região do pórtico entre S3 e S23



Fonte: Autor (2021).

A região do pórtico entre as sapatas S3 e S23 apresenta um deslocamento de 73 mm na sapata S3, 48 mm na sapata S8, 38mm na sapata S15 e 80mm na viga entre as sapatas S22 e S23. Tal recalque apresenta características de deslocamento convexo no qual as extremidades possuem maiores deslocamentos que o centro. Dessa forma favorece o surgimento de fissuras diagonais nos pavimentos superiores da edificação.

7.2. Dimensionamento de fundação de acordo com as normativas

A etapa a seguir descreve o dimensionamento de fundações seguindo as normativas e os procedimentos descritos na metodologia compreendendo o pré-dimensionamento, a obtenção da capacidade de carga e tensão admissível, o dimensionamento geométrico e a obtenção dos recalques.

7.2.1. Pré-dimensionamento, capacidade de carga e tensão admissível

Para o pré-dimensionamento e obtenção da capacidade de carga e tensão admissível foram adotados que as fundações seriam sapatas assentes em 2 metros abaixo da cota 0 do terreno, sobre o solo de tipo argilo-arenoso conforme o ensaio SPT do furo 1. Foram adotados lados de 1,5 metros como medida inicial para realização dos cálculos. Para obtenção da capacidade de carga e tensão admissível foram utilizados os métodos de Terzaghi (1925), de Meyerhof (1951), de Berberian (2010), de Albiero e Cintra (1996), de Terzaghi e Peck (1967), de Bowles (1996) e Meyerhof (1974), de Vargas (1960) e de Teixeira (1996). Os resultados estão representados na tabela 1, sendo considerado o valor final como a média entre os métodos apresentados.

Tabela 1 – Capacidade de Carga e Tensão Admissível

	CAPACIDADE DE CARGA (KN/m ²)	TENSÃO ADMISSÍVEL (KN/m ²)
TERZAGHI	319.00	106.33
MEYERHOF	291.00	97.00
BERBERIAN	542.65	180.88
ALBIERO E CINTRA	442.50	147.50
BOWLES	735.66	245.22
MILTON VARGAS	368.75	122.92
TEIXEIRA	442.50	147.50
MÉDIA (KN/M2)	448.87	149.62
MÉDIA (MPA)	0.4489	0.1496

Fonte: Autor (2021)

7.2.2. Dimensionamento geométrico e comparação com as sapatas executadas

Para o dimensionamento das sapatas, foram utilizados os procedimentos de cálculo recomendados por Bastos (2019, p. 19) norteados pelas normas NBR 6118 (projeto de estruturas de concreto – procedimento) e NBR 6122 (projeto e execução de fundações) a partir dos resultados da capacidade de carga e tensão admissível da tabela 1. Além disso as sapatas dimensionadas foram comparadas com as sapatas reais executadas em relação a área da seção das mesmas. Os resultados obtidos estão representados na tabela 2.

Tabela 2 – Dimensionamento das sapatas e comparação com as sapatas executadas

SAPATA	Capacidade de Carga (MPa)	Tensão Admissível (Mpa)	SPT médio	Área da seção (m2)	Lado A (m)	Lado B (m)	Área das sapatas executadas (m2)	Acréscimo de área (%)
S1	0.4489	0.1496	8.5	1.8200	1.30	1.40	1.69	7.69%
S2	0.4489	0.1496	8.5	2.5500	1.50	1.70	1.69	50.89%
S3	0.4489	0.1496	8.5	1.8200	1.30	1.40	1.69	7.69%
S4	0.4489	0.1496	8.5	1.8850	1.30	1.45	1.69	11.54%
S5	0.4489	0.1496	8.5	1.8850	1.30	1.45	1.69	11.54%
S6	0.4489	0.1496	8.5	2.9700	1.65	1.80	1.69	75.74%
S7	0.4489	0.1496	8.5	4.7250	2.10	2.25	1.69	179.59%
S8	0.4489	0.1496	8.5	2.9700	1.65	1.80	1.69	75.74%
S9	0.4489	0.1496	8.5	1.4375	1.30	1.40	1.69	7.69%
S10	0.4489	0.1496	8.5	3.5100	1.80	1.95	1.69	107.69%
S11	0.4489	0.1496	8.5	3.7000	1.85	2.00	1.69	118.93%
S12	0.4489	0.1496	8.5	1.4375	1.30	1.40	1.69	7.69%
S13	0.4489	0.1496	8.5	2.5575	1.55	1.65	1.69	51.33%
S14	0.4489	0.1496	8.5	1.7500	1.25	1.40	1.69	3.55%
S15	0.4489	0.1496	8.5	2.5575	1.55	1.65	1.69	51.33%
S16	0.4489	0.1496	8.5	4.4075	2.05	2.15	1.69	160.80%
S17	0.4489	0.1496	8.5	4.4075	2.05	2.15	1.69	160.80%
S18	0.4489	0.1496	8.5	1.9575	1.35	1.45	1.69	15.83%
S19	0.4489	0.1496	8.5	1.9575	1.35	1.45	1.69	15.83%
S20	0.4489	0.1496	8.5	1.8850	1.30	1.45	1.69	11.54%
S21	0.4489	0.1496	8.5	3.7000	1.85	2.00	1.69	118.93%
S22	0.4489	0.1496	8.5	3.7000	1.85	2.00	1.69	118.93%
S23	0.4489	0.1496	8.5	1.8850	1.30	1.45	1.69	11.54%

Fonte: Autor (2021).

De acordo com a tabela 2 nota-se que as sapatas calculadas apresentam uma área de seção necessária maior do que as sapatas executadas, inclusive com áreas superiores ao dobro das áreas de seção real, como se pode perceber nas sapatas S7, S10, S11, S16, S17, S21 e S22. Tais diferenças nas dimensões das sapatas indicam que

cada região da estrutura deve apresentar um sistema específico para resistir as solicitações existentes. Dessa forma se minimiza a incidência do recalque diferencial.

7.2.3. Recalques nas sapatas dimensionadas

Considerando as dimensões calculadas, expostas na tabela 2, para o cálculo do recalque foram utilizados os métodos semi-empíricos propostos por Berberian (1992), Décourt (1992) e Shultze e Sherif (1973); e os métodos baseados na compressão elástica propostos por Harr (1966) e Jambu (1956). Os quadros 31 e 32 representam os resultados obtidos para os recalques, sendo adotado o valor final como a média dos resultados. Nota-se que todos os valores estão dentro dos limites de tolerância de recalques recomendados.

Quadro 31 – Determinação dos recalques para as sapatas S1 a S12

DETERMINAÇÃO DO RECALQUE NAS SAPATAS ISOLADAS (mm)												
MÉTODOS	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11	S12
DECOURT QUARESMA	23.90	26.14	23.90	23.69	23.69	28.39	33.56	28.39	21.68	29.90	30.63	21.68
BERBERIAN	8.63	11.21	8.63	8.63	8.63	11.39	15.70	11.39	8.13	10.75	10.80	8.13
SHULTZE E SHERIF	25.70	26.78	25.70	25.47	25.47	28.11	30.12	28.11	24.20	28.63	29.02	24.20
HARR	8.64	9.86	8.64	8.56	8.56	11.02	14.01	11.02	7.55	11.92	12.31	7.55
JAMBU	16.80	19.17	16.80	16.64	16.64	21.43	27.23	21.43	14.69	23.17	23.93	14.69
MÉDIA	16.73	18.63	16.73	16.60	16.60	20.07	24.1383	20.07	15.25	20.87	21.34	15.25

Fonte: Autor (2021).

Quadro 32 – Determinação dos recalques para as sapatas S13 a S23

DETERMINAÇÃO DO RECALQUE NAS SAPATAS ISOLADAS (mm)											
MÉTODOS	S13	S14	S15	S16	S17	S18	S19	S20	S21	S22	S23
DECOURT QUARESMA	26.83	23.12	27.17	33.11	33.11	24.62	24.62	23.48	30.37	30.37	23.48
BERBERIAN	10.71	8.18	8.26	13.47	13.40	10.82	8.25	8.08	10.71	10.71	8.08
SHULTZE E SHERIF	27.18	25.17	27.52	30.07	30.07	26.15	26.15	25.25	28.77	28.77	25.25
HARR	8.64	8.26	10.35	13.72	13.72	9.00	9.00	8.49	12.20	12.20	8.49
JAMBU	16.80	16.06	20.13	26.67	26.67	17.50	17.50	16.50	23.72	23.72	16.50
MÉDIA	18.03	16.16	18.69	23.41	23.40	17.62	17.10	16.36	21.15	21.15	16.36

Fonte: Autor (2021).

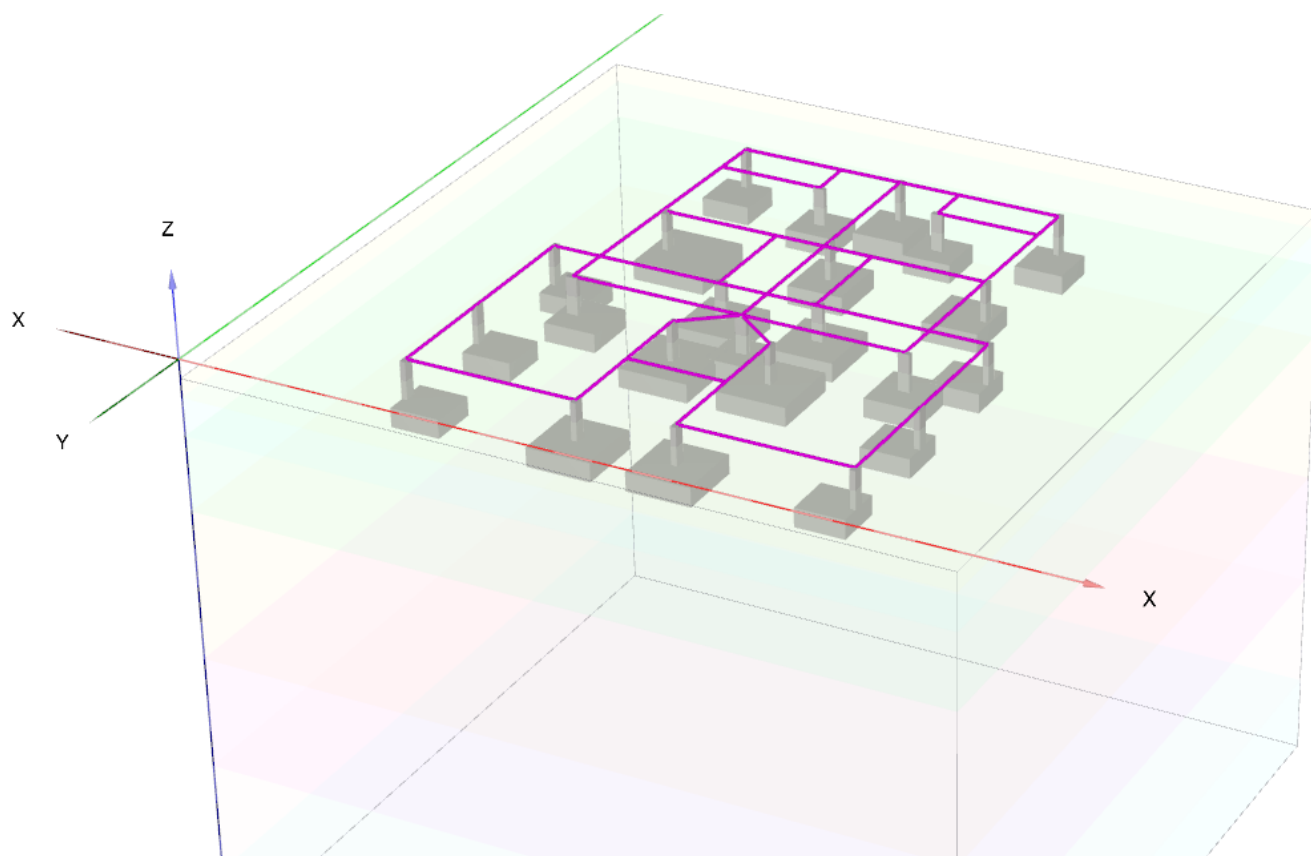
7.3. Análise numérica da fundação dimensionada

Após o dimensionamento das sapatas, as mesmas foram lançadas no Plaxis 3D seguindo as mesmas condições iniciais das fundações reais executadas. O maciço do

solo está representado na figura 26 e os parâmetros dos tipos de solo estão representados no quadro 23. As fundações estão assentes na cota de 2 metros abaixo da cota 0 do terreno. As coordenadas das sapatas foram reajustadas para que suas áreas e dimensões fossem equivalentes às que foram dimensionadas na tabela 2. Já as vigas baldrame permaneceram com as condições iniciais executadas na obra, com seção de 15x40cm.

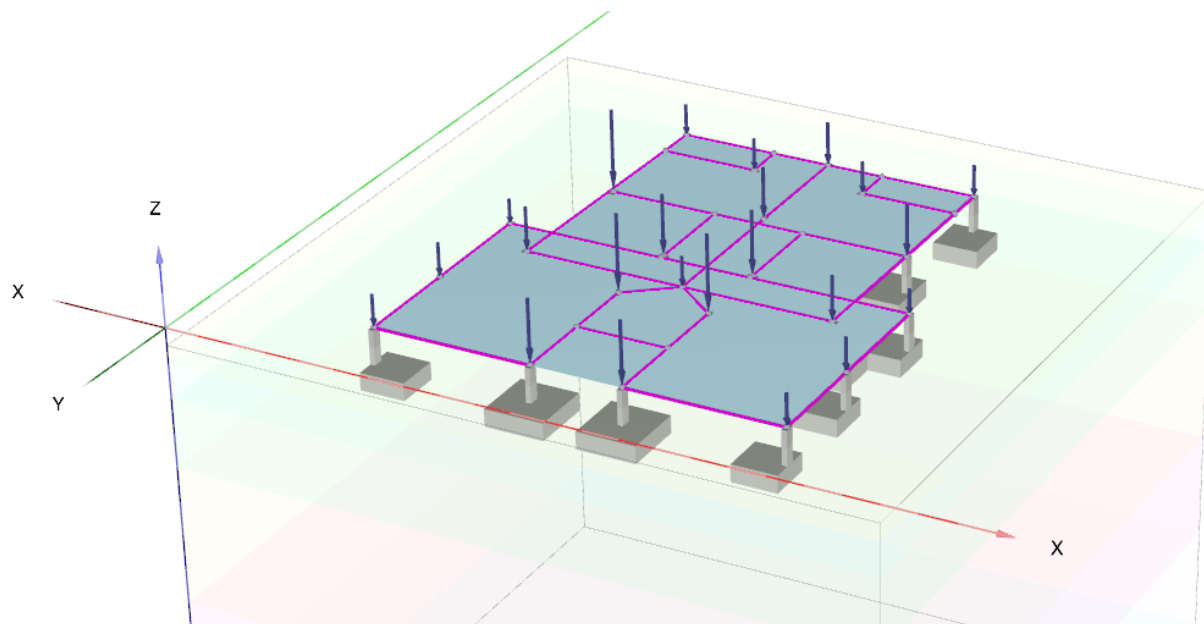
Dessa forma, as sapatas e vigas baldrame foram lançadas no software conforme a figura 50. As lajes e cargas solicitantes foram lançadas e estão representadas pela figura 51.

Figura 50 – Lançamento das Sapatas e Vigas baldrame no Plaxis 3D



Fonte: Autor (2021).

Figura 51 – Lançamento das Lajes e Cargas Solicitantes

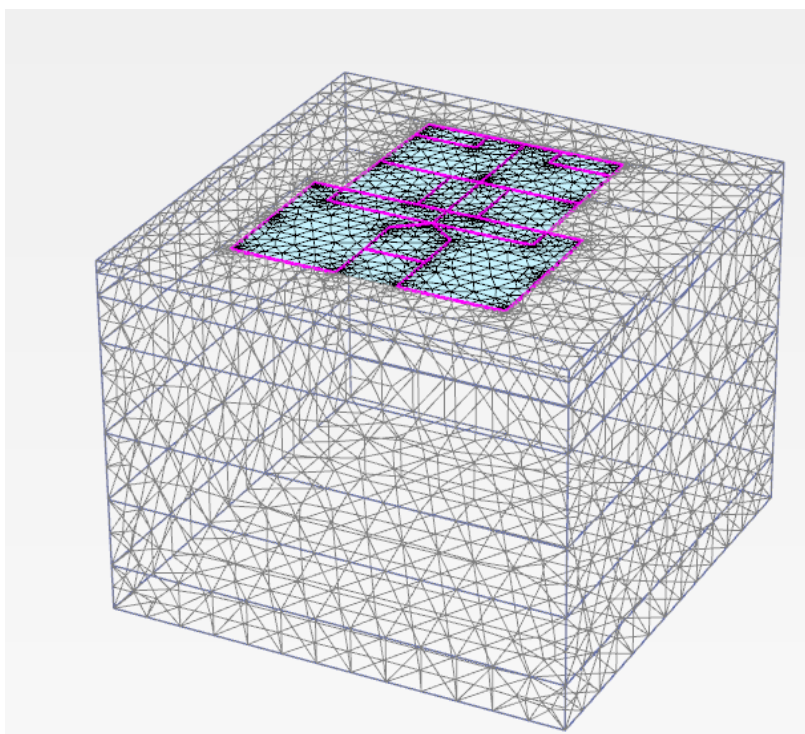


Fonte: Autor (2021).

7.3.1. Determinação da malha de elementos finitos

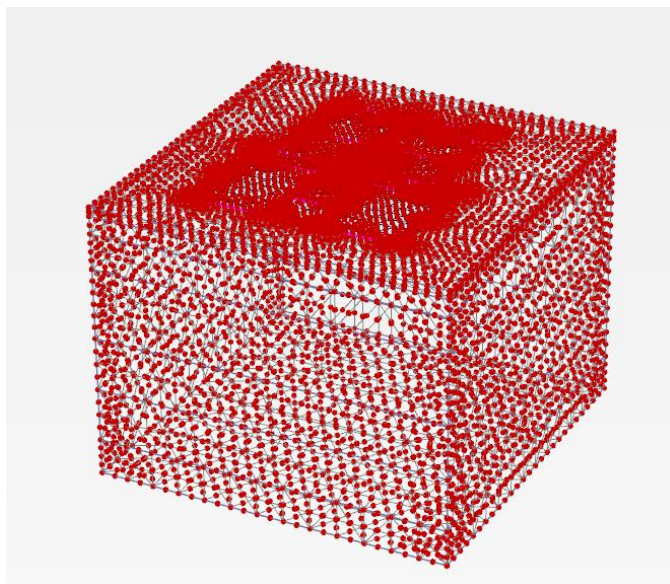
Com o maciço de solo definido e a estrutura lançada, é necessário determinar a malha de elementos finitos do sistema analisado. O software determinou uma malha com 26498 elementos e 40204 pontos nodais, representada pelas figuras 52 e 53.

Figura 52 – Malha de elementos finitos



Fonte: Autor (2021)

Figura 53 – Pontos nodais

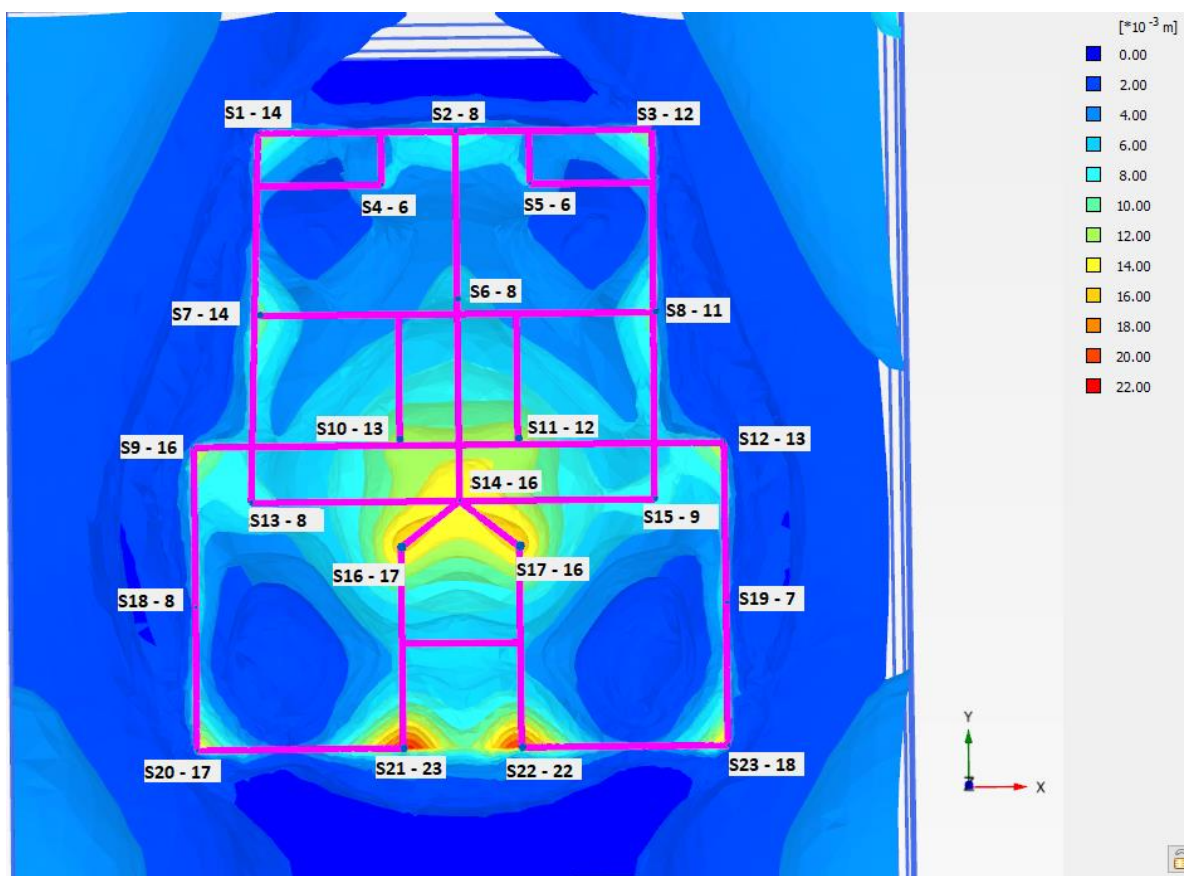


Fonte: Autor (2021)

7.3.2. Resultados da Análise da fundação dimensionada

As seguintes figuras representam os resultados das análises no Plaxis 3D em relação aos recalques para as sapatas dimensionadas

Figura 54 – Análise gráfica dos deslocamentos – vista superior



Fonte: Autor (2021).

Através da figura 54 pode-se perceber que há uma uniformidade nos deslocamentos. Apesar de existirem deslocamentos diferentes principalmente comparando as sapatas S21 e S22 com o restante da estrutura, tais recalques não possuem uma diferença relevante a ponto de causar danos para a estrutura. Analisando o maior valor de deslocamento (na sapata S21) de 23 milímetros com o menor deslocamento (na sapata S4 e S5) de 6 milímetros, obtém-se uma diferença de 17 milímetros. Os deslocamentos no pórtico frontal da estrutura ainda são maiores que os do pórtico ao fundo da estrutura, já os deslocamentos no pórtico da extremidade esquerda e da extremidade direita possuem valores semelhantes.

O quadro 33 apresentam os recalques ocorridos em cada sapata.

Quadro 33 – Recalques nas sapatas

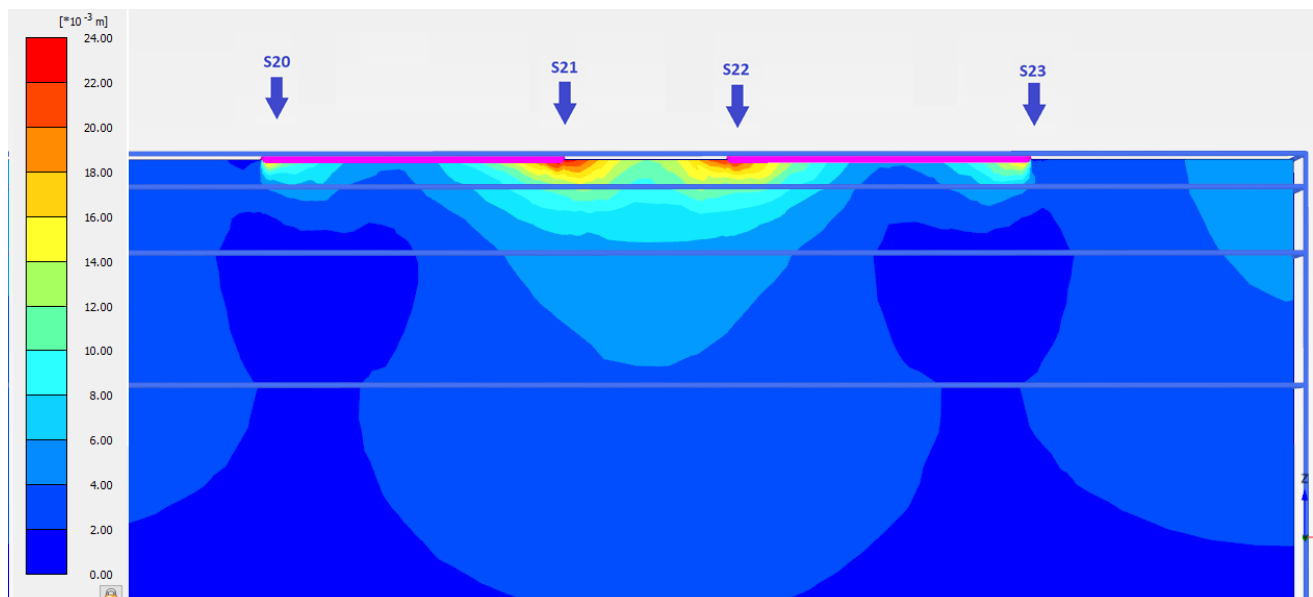
RECALQUES EM MILÍMETROS NAS SAPATAS												
SAPATA	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11	S12
RECALQUES	14	8	12	6	6	8	14	11	16	13	12	13
SAPATA	S13	S14	S15	S16	S17	S18	S19	S20	S21	S22	S23	
RECALQUES	5	16	9	17	16	8	7	17	23	22	18	

Fonte: Autor (2021)

7.3.3. Resultados da análise dos deslocamentos no pórtico entre S20 e S23

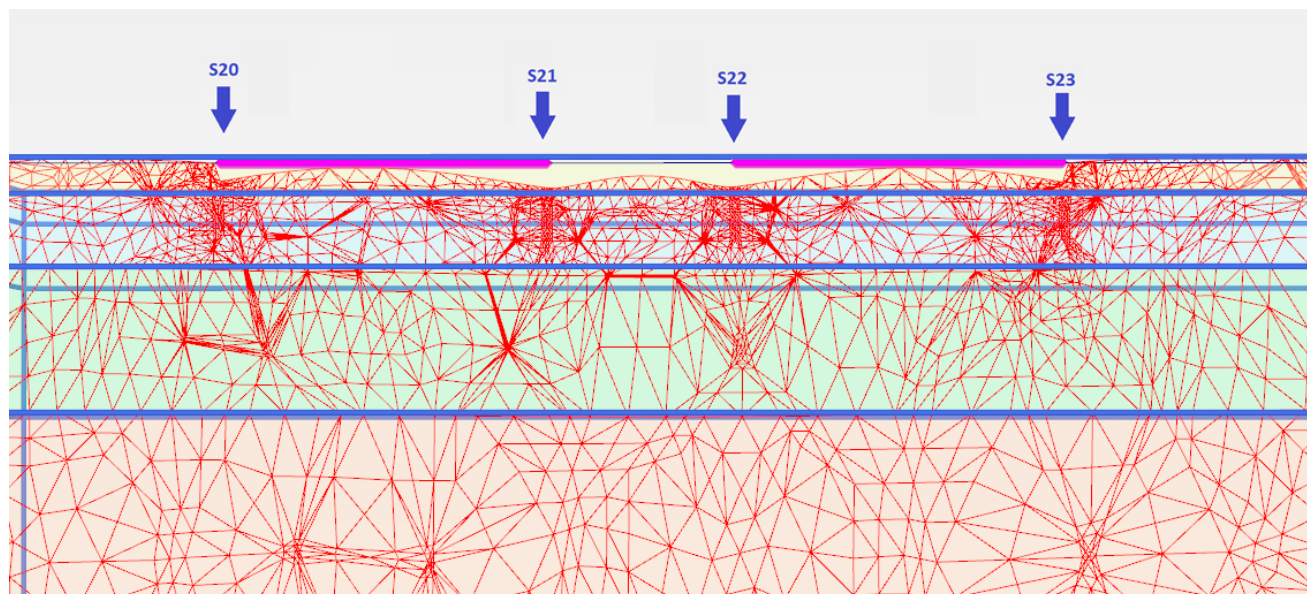
As figuras a seguir representam os cortes transversais da análise no programa, apresentando os recalques nas sapatas, as linhas de tendência de deslocamento e as flechas de tensão aplicadas no solo na região do pórtico entre as sapatas S20 e S23.

Figura 55 – Corte na região do pórtico entre S20 e S23



Fonte: Autor (2021).

Figura 56 – Linha de deslocamento no pórtico entre S20 e S23



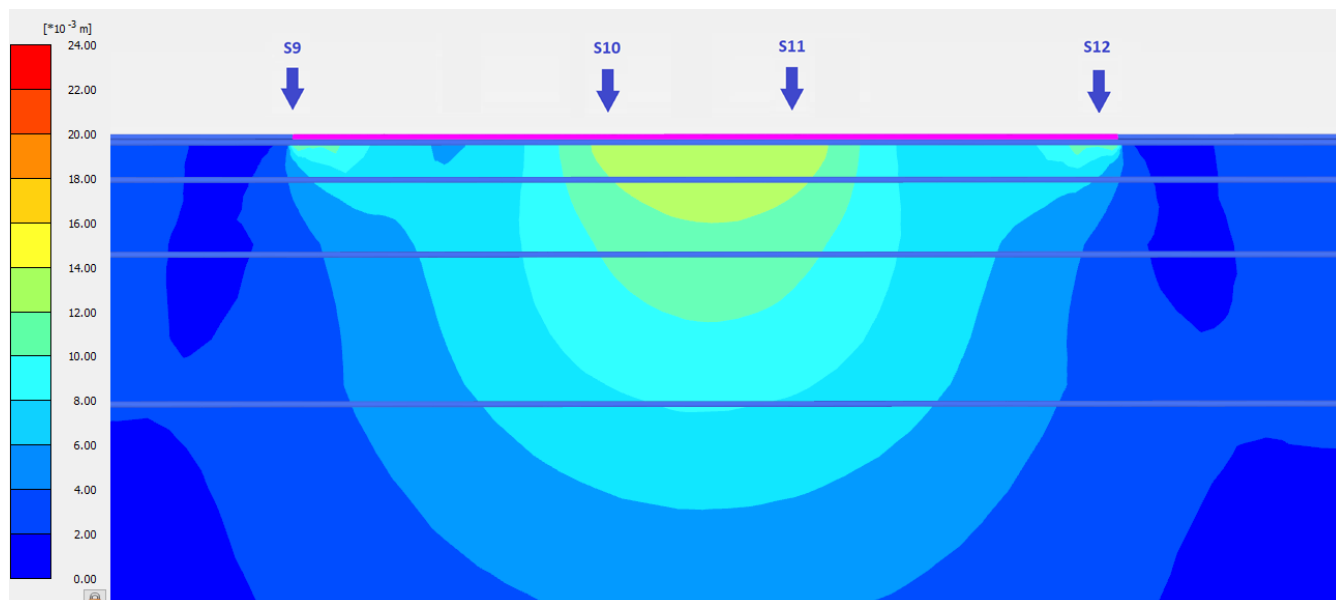
Fonte: Autor (2021).

A região do pórtico entre as sapatas S20 e S23 sofreu os maiores deslocamentos na análise, sendo 17 milímetros para a sapata S20; 23 milímetros para a sapata S21; 22 milímetros para a sapata S22 e 18 milímetros para a sapata S23. Tais recalques estão dentro dos limites toleráveis recomendados e a diferença entre o maior deslocamento e o menor deslocamento é de 6 milímetros, não prejudicando a estabilidade da estrutura.

7.3.4. Resultados da análise dos deslocamentos no pórtico entre S9 e S12

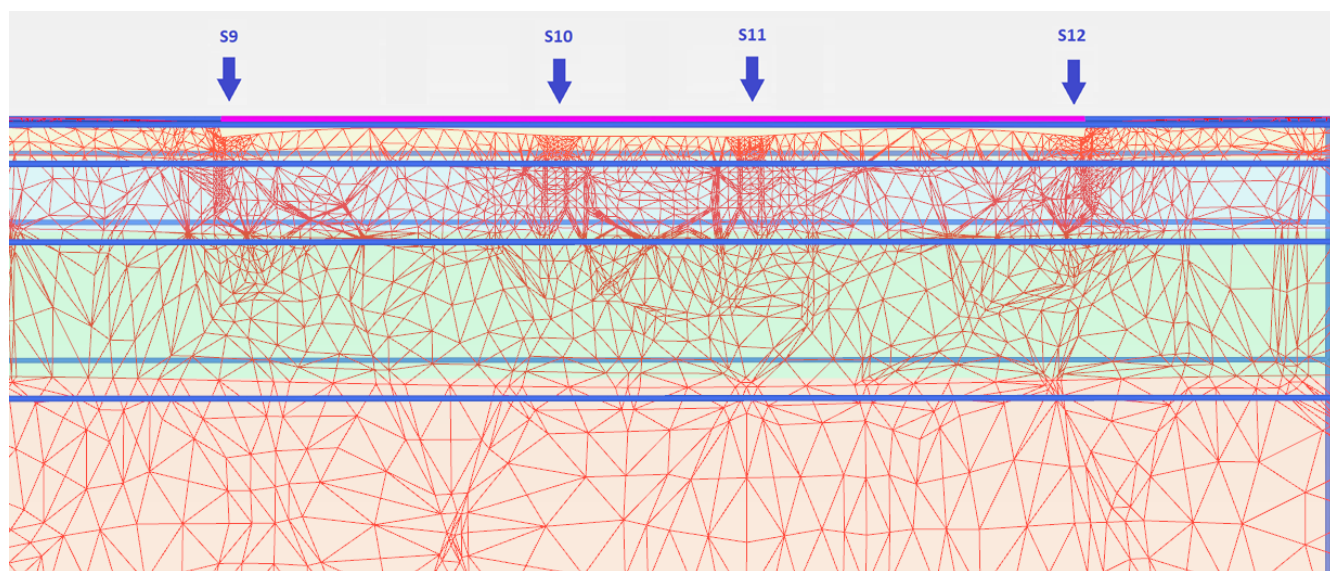
As figuras a seguir representam os cortes transversais da análise no Plaxis 3D, apresentando os recalques nas sapatas e as linhas de tendência de deslocamento na região do pórtico entre as sapatas S9 e S12.

Figura 57 – Corte na região do pórtico entre S9 e S12



Fonte: Autor (2021).

Figura 58 – Linha de deslocamento no pórtico entre S9 e S12



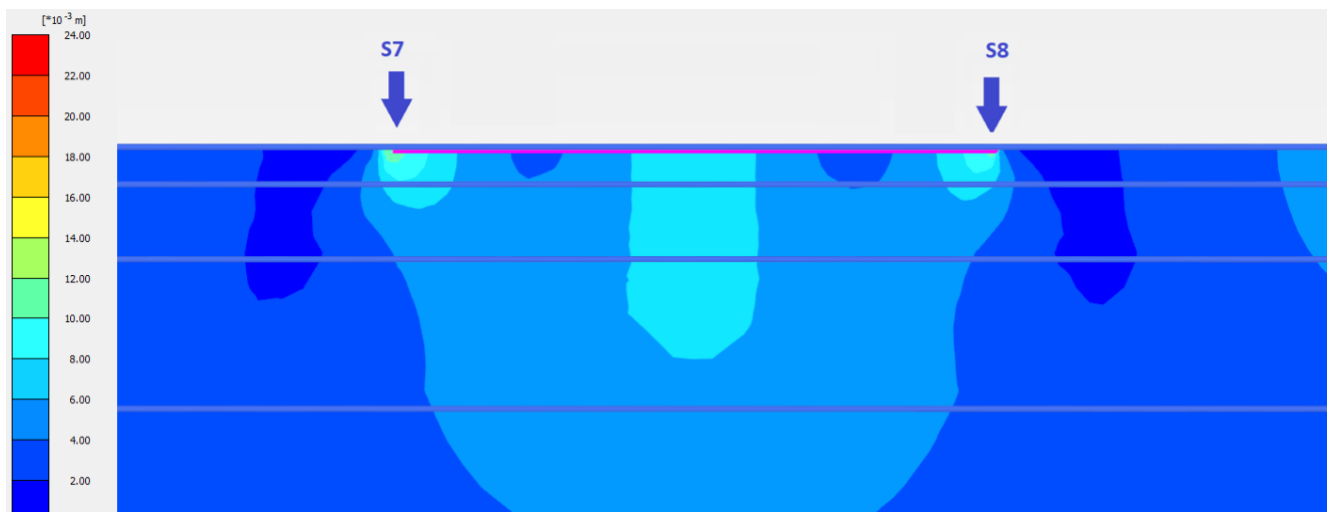
Fonte: Autor (2021).

A região do pórtico entre as sapatas S9 e S12 sofreu deslocamentos de 16 milímetros para a sapata S9; 12 milímetros para a sapata S10; 13 milímetros para a sapata S11 e 12 milímetros para a sapata S12. Tais recalques estão dentro dos limites toleráveis recomendados e a diferença entre o maior deslocamento e o menor deslocamento no pórtico é de 4 milímetros, não prejudicando a estabilidade da estrutura.

7.3.5. Resultados da análise dos deslocamentos no pórtico entre S7 e S8

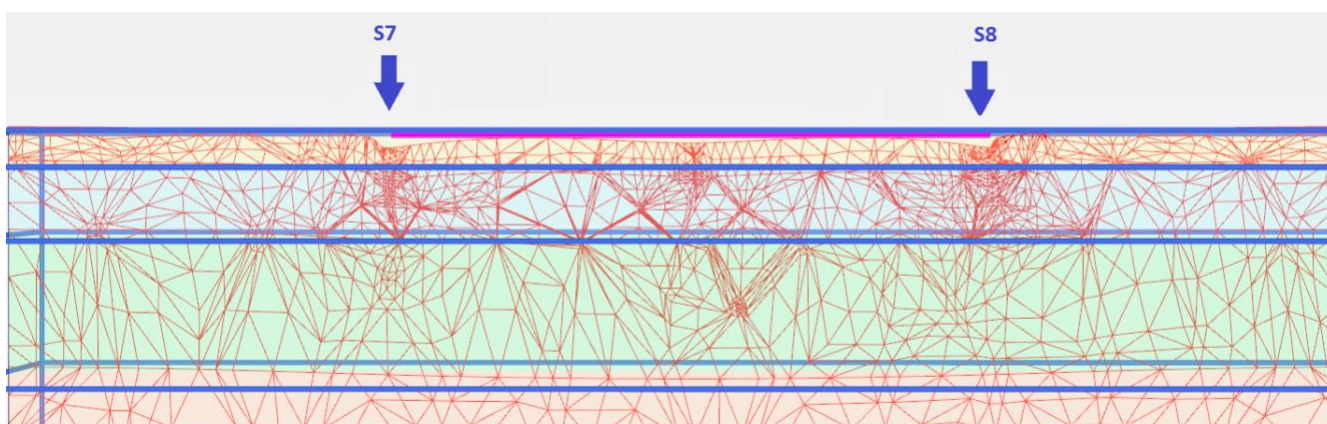
As figuras a seguir representam os cortes transversais da análise no Plaxis 3D, apresentando os recalques nas sapatas, as linhas de tendência de deslocamento e as flechas de tensão na região do pórtico entre as sapatas S7 e S8.

Figura 59 – Corte na região do pórtico entre S7 e S8



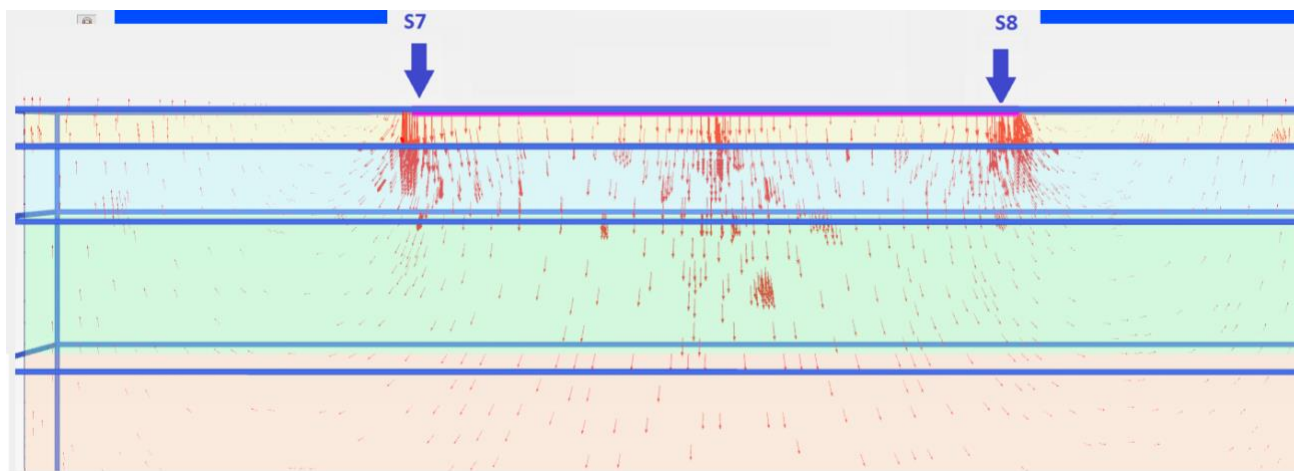
Fonte: Autor (2021).

Figura 60 – linha de tendência de deslocamento entre S7 e S8



Fonte: Autor (2021).

Figura 61 – Flechas de tensão aplicada sobre o solo no pórtico entre S7 e S8



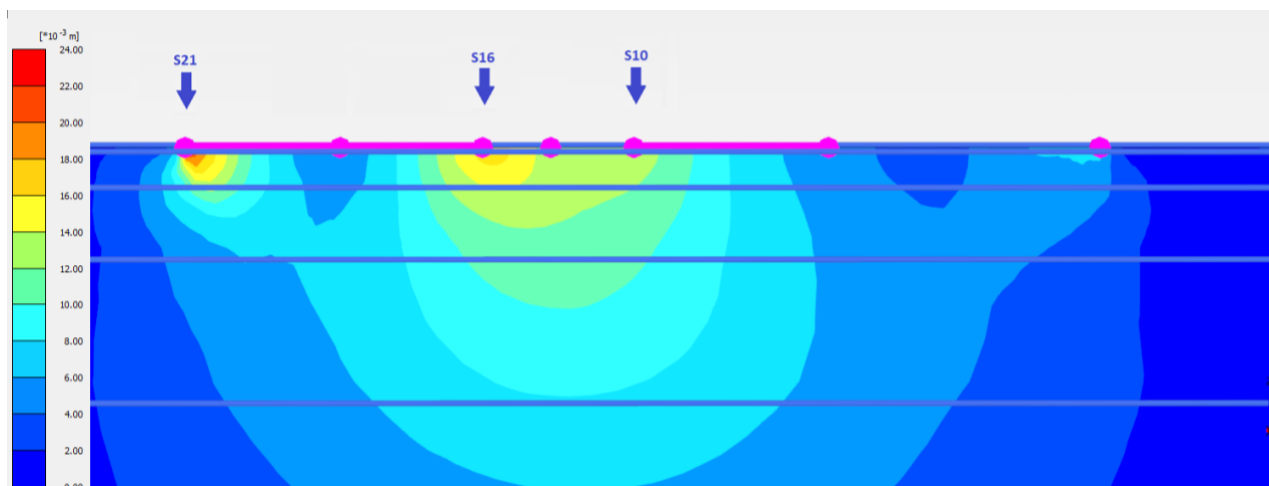
Fonte: Autor (2021).

A região do pórtico entre as sapatas S7 e S8 apresenta um deslocamento de 14 milímetros na sapata S7, 11 milímetros na sapata S8 e também sofre influência da sapata S6 que desloca 8 milímetros. Tal influência se pode observar nas linhas de tensão da figura 61, na região central. A diferença máxima de deslocamento é de 6 milímetros, portanto nota-se uma uniformidade de deslocamentos, diferentemente da situação executada, evidenciada pela figura 40, no qual a diferença de deslocamento é de 84 milímetros.

7.3.6. Resultados da análise dos deslocamentos no pórtico entre S21 e S2

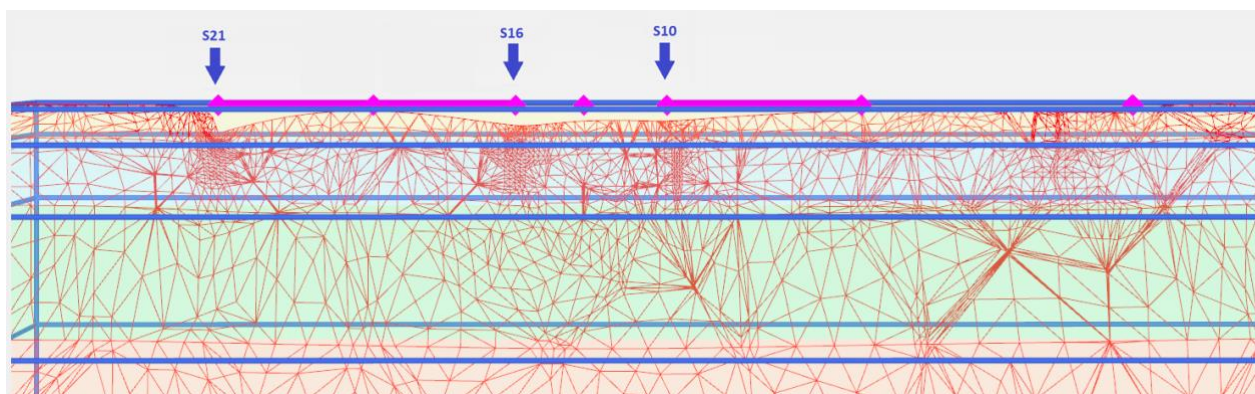
As figuras a seguir representam os cortes longitudinais da análise no Plaxis 3D, apresentando os recalques nas sapatas e as linhas de tendência de deslocamento e as flechas de tensão na região do pórtico entre as sapatas S21 e S2.

Figura 62 – Corte na região do pórtico entre S21 e S2



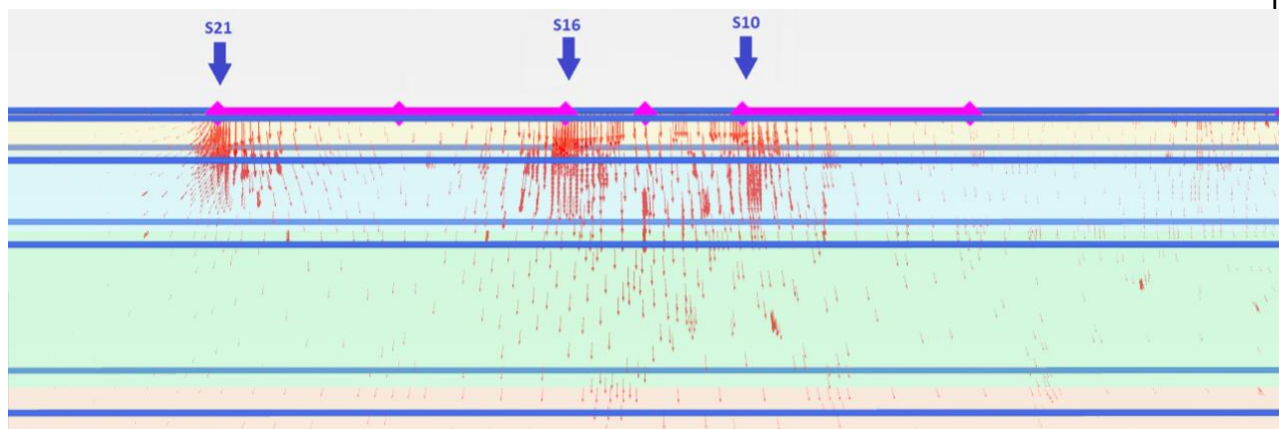
Fonte: Autor (2021).

Figura 63 – linha de tendência de deslocamento no pórtico entre S21 e S2



Fonte: Autor (2021).

Figura 64 – Flechas de tensão aplicada sobre o solo no pórtico entre S21 e S2



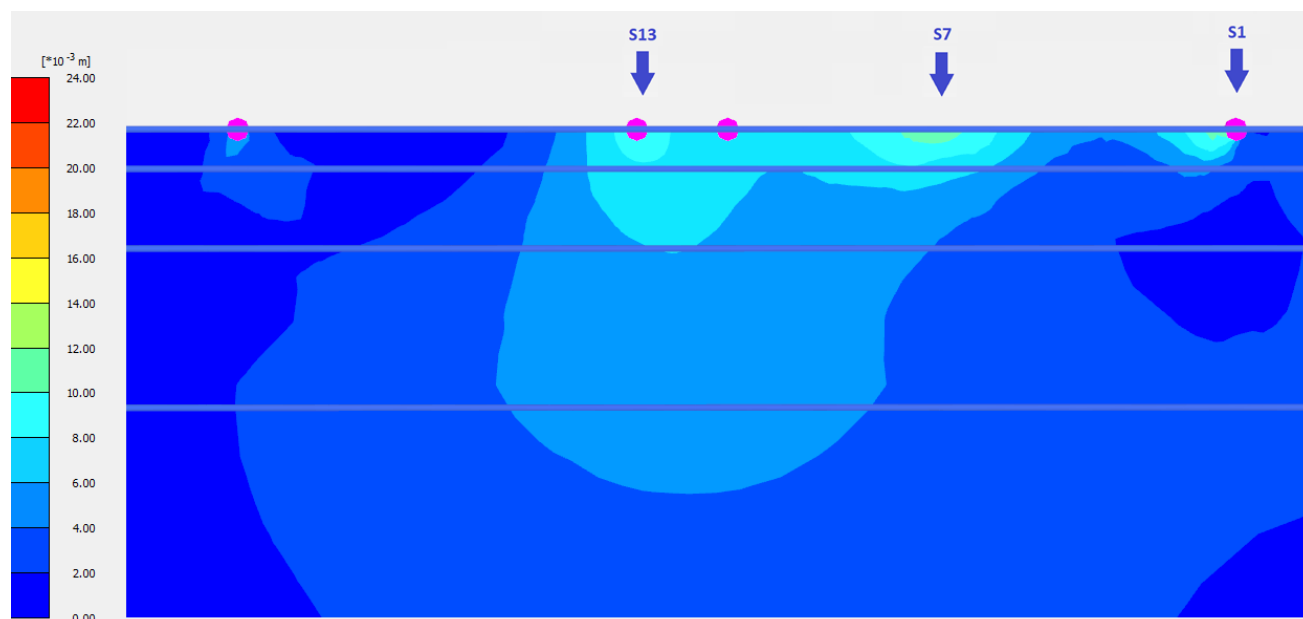
Fonte: Autor (2021).

A região do pórtico entre as sapatas S21 e S2 apresenta um deslocamento de 23 mm na sapata S21, 17 mm na sapata S16, 13 mm na sapata S10 e 8 mm na viga entre as sapatas S1 e S2. Observa-se uma diferença máxima de deslocamento de 15 mm, comparado com 78 mm na situação real executada.

7.3.7. Resultados da análise dos deslocamentos no pórtico entre S1 e S20

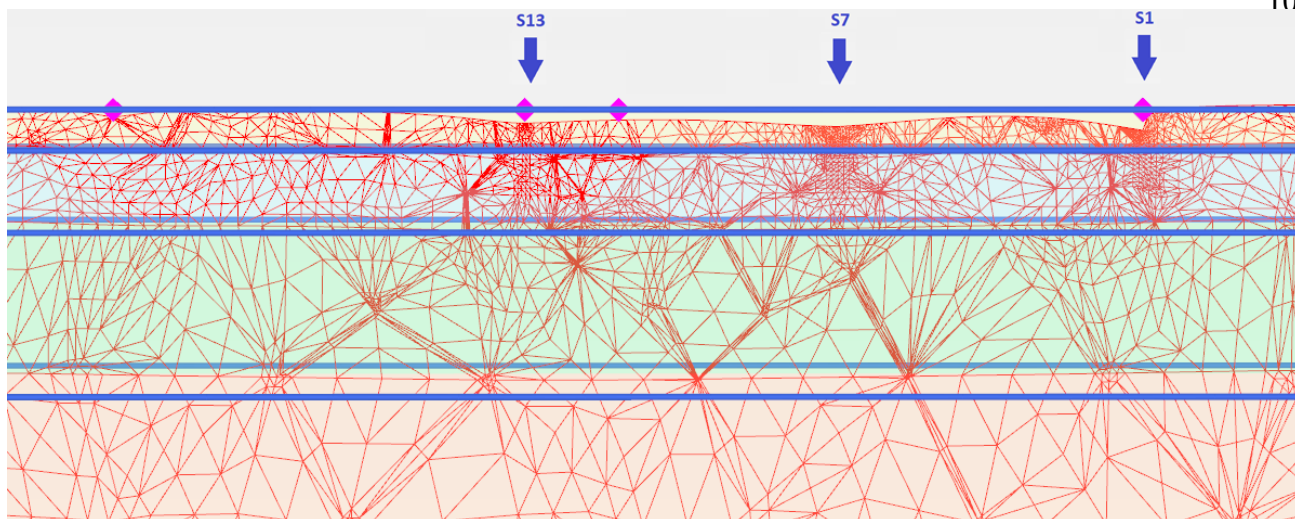
As figuras a seguir representam os cortes longitudinais da análise no Plaxis 3D, apresentando os recalques nas sapatas, as linhas de tendência de deslocamento e as flechas de tensão na região do pórtico entre as sapatas S1 e S20.

Figura 65 – Corte na região do pórtico entre S1 e S20



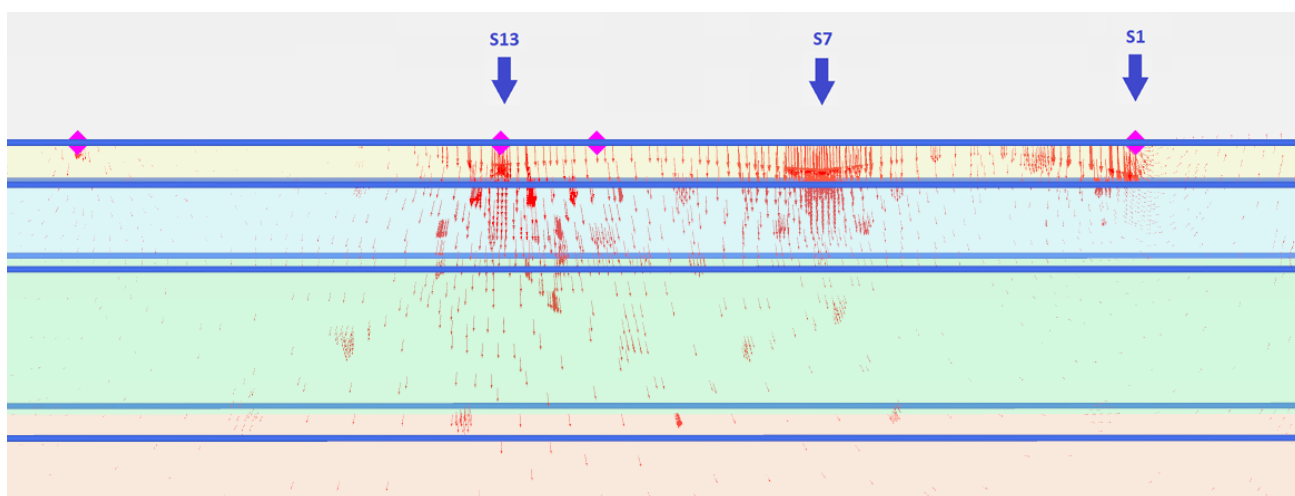
Fonte: Autor (2021).

Figura 66 – linha de tendência de deslocamento no pórtico entre S1 e S20



Fonte: Autor (2021).

Figura 67 – Flechas de tensão aplicada sobre o solo no pórtico entre S1 e S20



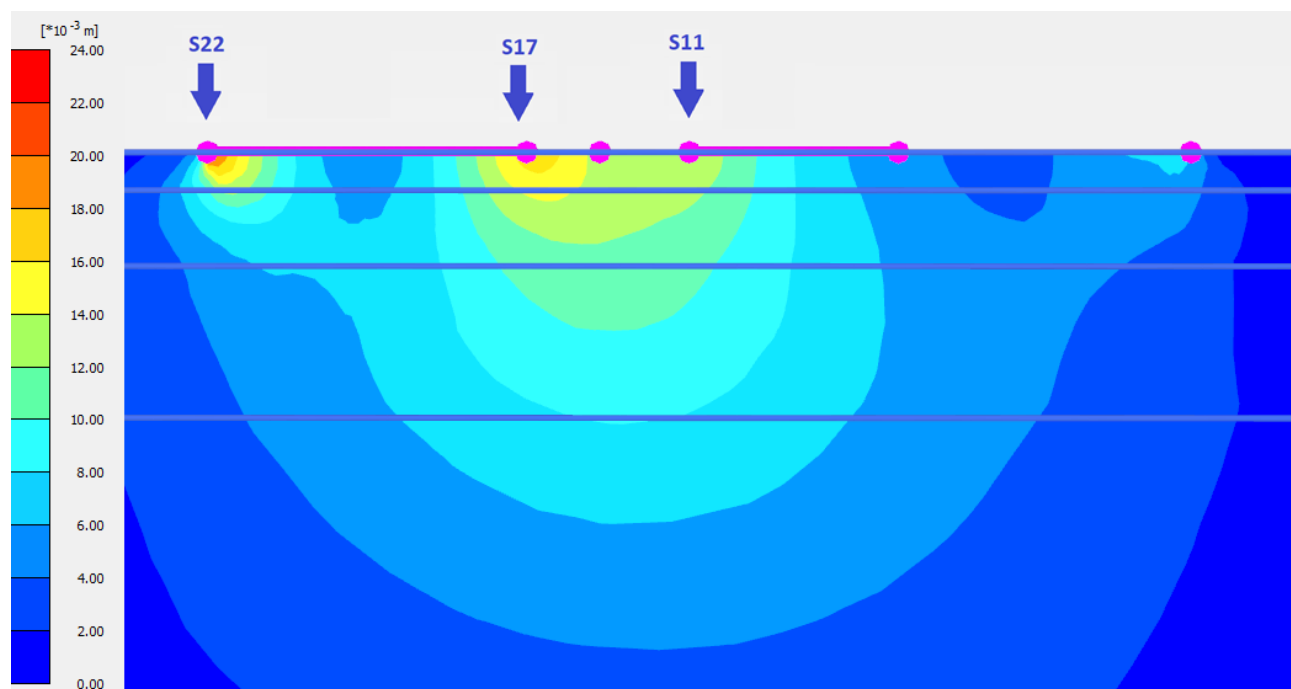
Fonte: Autor (2021).

A região do pórtico entre as sapatas S1 e S20 apresenta um deslocamento de 14 mm na sapata S1, 14 mm na sapata S7, 8mm na sapata S13 e 10mm na viga entre as sapatas S20 e S21. A diferença máxima de deslocamento é de 6 milímetros, comparado a 59mm do sistema real executado.

7.3.8. Resultados da análise dos deslocamentos no pórtico entre S22 e S2

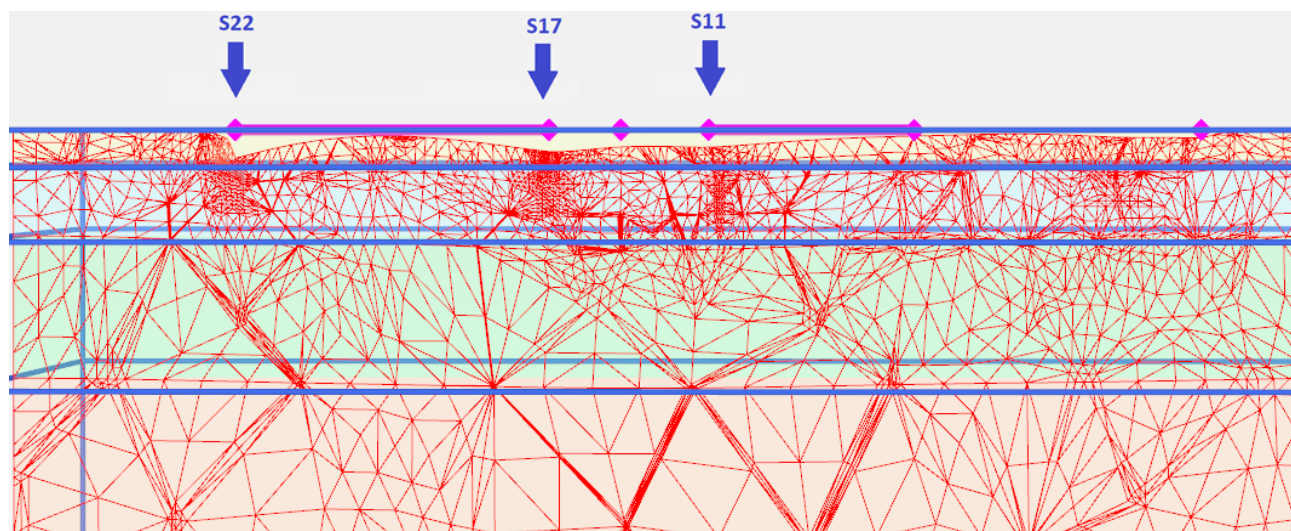
As figuras a seguir representam os cortes longitudinais da análise no Plaxis 3D, apresentando os recalques nas sapatas, as linhas de tendência de deslocamento e as flechas de tensão na região do pórtico entre as sapatas S22 e S2.

Figura 68 – Corte na região do pórtico entre S22 e S2



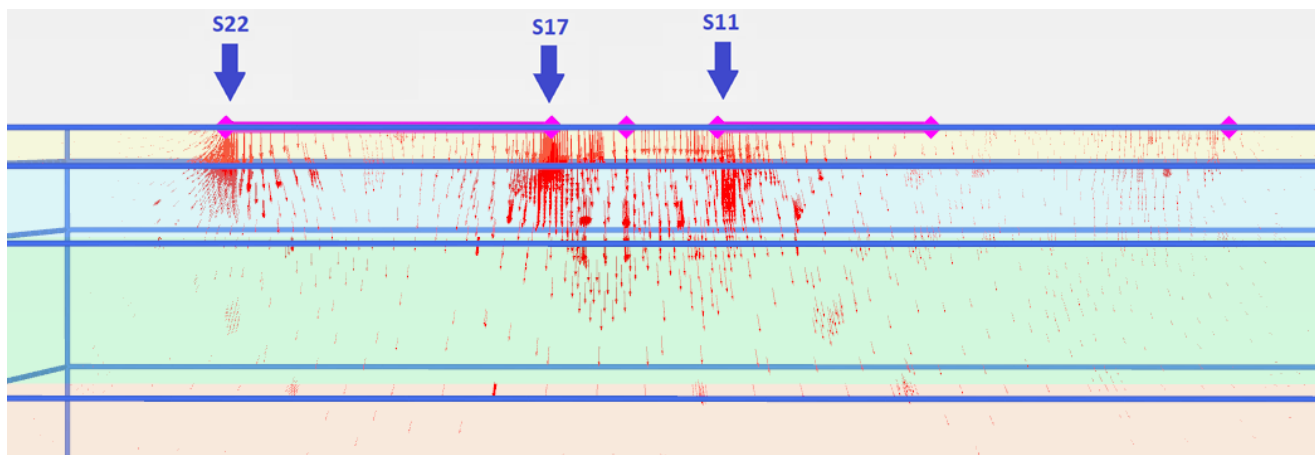
Fonte: Autor (2021).

Figura 69 – Linha de tendência de deslocamento na região do pórtico entre S22 e S2



Fonte: Autor (2021).

Figura 70 – Flechas de tensão aplicada sobre o solo no pórtico entre S22 e S2



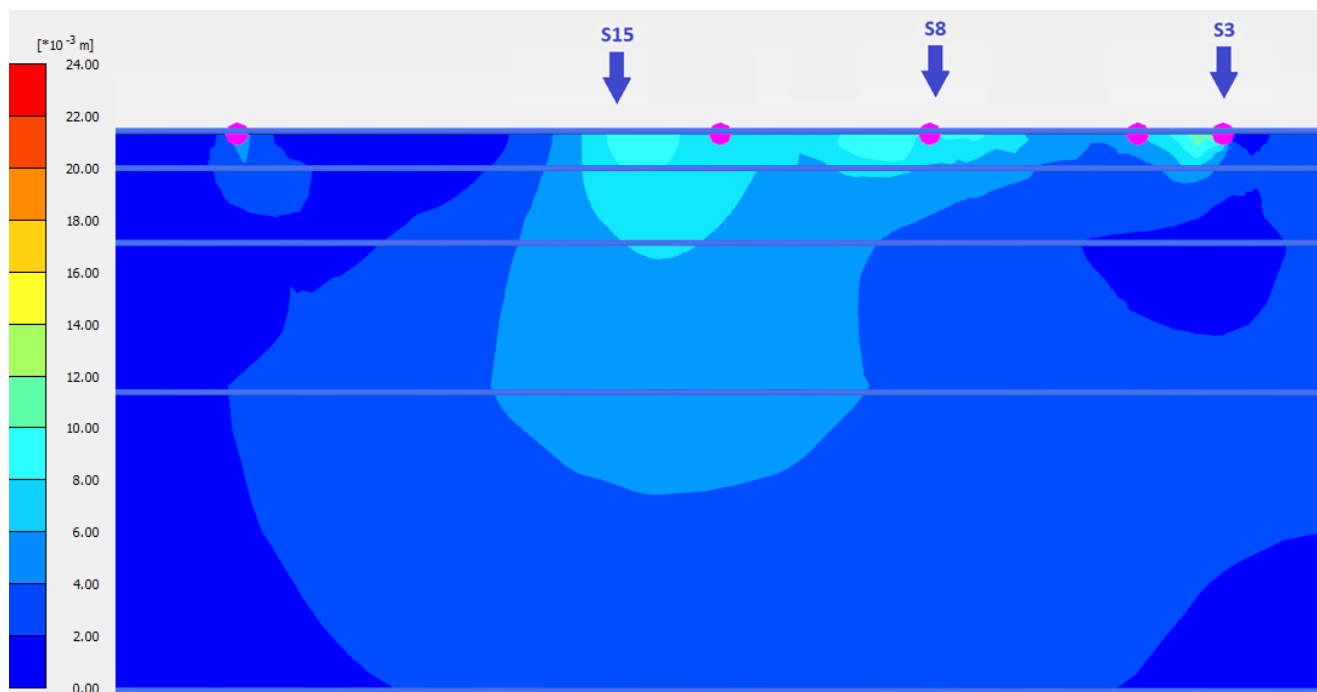
Fonte: Autor (2021).

A região do pórtico entre as sapatas S22 e S2 apresenta um deslocamento de 22 mm na sapata S22, 16 mm na sapata S17, 12mm na sapata S11 e 8mm na viga entre as sapatas S1 e S2. A diferença máxima de deslocamento é de 14 mm comparado com 72mm na estrutura executada.

7.3.9. Resultados da análise dos deslocamentos no pórtico entre S3 e S23

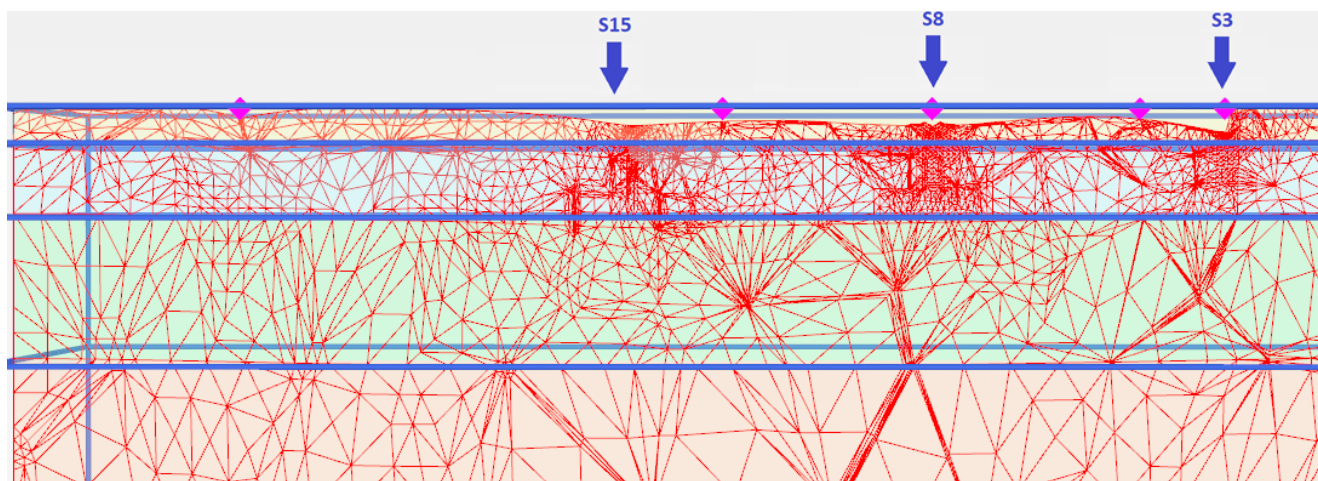
As figuras a seguir representam os cortes longitudinais da análise no Plaxis 3D, apresentando os recalques nas sapatas, as linhas de tendência de deslocamento e as flechas de tensão na região do pórtico entre as sapatas S3 e S23.

Figura 71 – Corte na região do pórtico entre S3 e S23



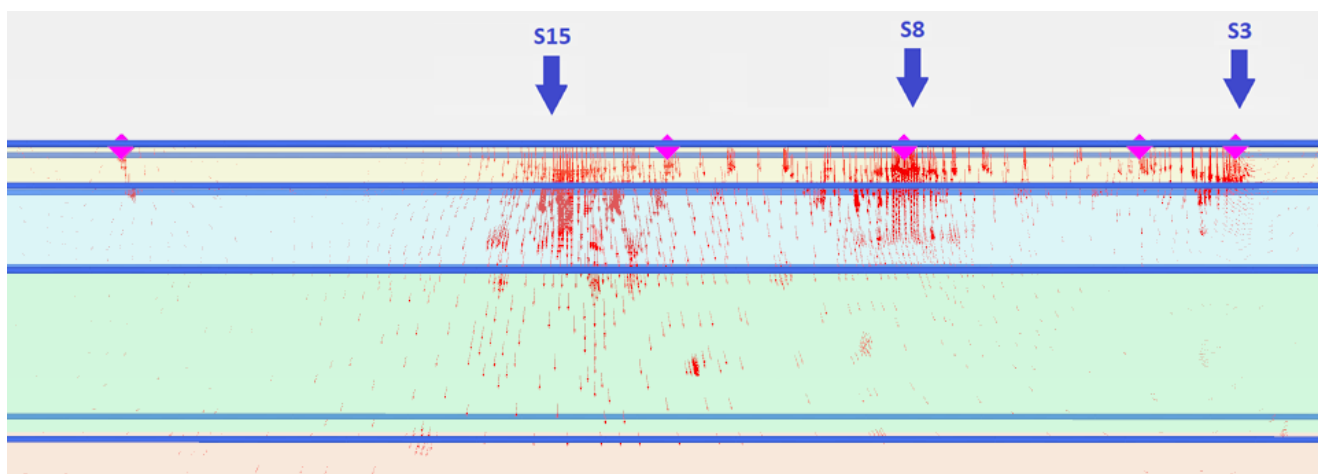
Fonte: Autor (2021).

Figura 72 – Linha de tendência de deslocamento na região do pórtico entre S3 e S23



Fonte: Autor (2021).

Figura 73 – Flechas de tensão aplicada sobre o solo no pórtico entre S3 e S23



Fonte: Autor (2021)

A região do pórtico entre as sapatas S3 e S23 apresenta um deslocamento de 12 mm na sapata S3, 11 mm na sapata S8, 9mm na sapata S15 e 10mm na viga entre as sapatas S22 e S23. A diferença máxima de deslocamento é de 3 milímetros comparado a 42 milímetros do sistema de fundação executado.

7.4. Comparação dos recalques das fundações executadas com as fundações dimensionadas

O quadro 34 representa uma comparação entre a geometria das fundações reais executadas na obra com as fundações dimensionadas bem como a comparação entre os recalques obtidos na análise numérica pelo Plaxis 3D entre os dois sistemas.

Quadro 34 – Comparação geométrica e de recalques entre as sapatas

SAPATA	Sapatas executadas			Sapatas dimensionadas			Comparação		
	Lado A (m)	Lado B (m)	Área da Sapata (m ²)	Lado A (m)	Lado B (m)	Área da Sapata (m ²)	Acréscimo de área (%)	Recalques Sapatas executadas (mm)	Recalques Sapatas dimensionadas (mm)
S1	1,30	1,30	1,69	1,30	1,40	1,82	7,69%	81	14
S2	1,30	1,30	1,69	1,50	1,70	2,55	50,89%	38	8
S3	1,30	1,30	1,69	1,30	1,40	1,82	7,69%	73	12
S4	1,30	1,30	1,69	1,30	1,45	1,885	11,54%	22	6
S5	1,30	1,30	1,69	1,30	1,45	1,885	11,54%	20	6
S6	1,30	1,30	1,69	1,65	1,80	2,97	75,74%	23	8
S7	1,30	1,30	1,69	2,10	2,25	4,725	179,59%	101	18
S8	1,30	1,30	1,69	1,65	1,80	2,97	75,74%	48	11
S9	1,30	1,30	1,69	1,30	1,40	1,82	7,69%	107	16
S10	1,30	1,30	1,69	1,80	1,95	3,51	107,69%	48	13
S11	1,30	1,30	1,69	1,85	2,00	3,7	118,93%	48	12
S12	1,30	1,30	1,69	1,30	1,40	1,82	7,69%	79	13
S13	1,30	1,30	1,69	1,55	1,65	2,5575	51,33%	42	8
S14	1,30	1,30	1,69	1,25	1,40	1,75	3,55%	61	16
S15	1,30	1,30	1,69	1,55	1,65	2,5575	51,33%	38	9
S16	1,30	1,30	1,69	2,05	2,15	4,4075	160,80%	60	17
S17	1,30	1,30	1,69	2,05	2,15	4,4075	160,80%	60	16
S18	1,30	1,30	1,69	1,35	1,45	1,9575	15,83%	27	8
S19	1,30	1,30	1,69	1,35	1,45	1,9575	15,83%	42	7
S20	1,30	1,30	1,69	1,30	1,45	1,885	11,54%	93	17
S21	1,30	1,30	1,69	1,85	2,00	3,7	118,93%	118	23
S22	1,30	1,30	1,69	1,85	2,00	3,7	118,93%	112	22
S23	1,30	1,30	1,69	1,30	1,45	1,885	11,54%	100	18

Fonte: Autor (2021).

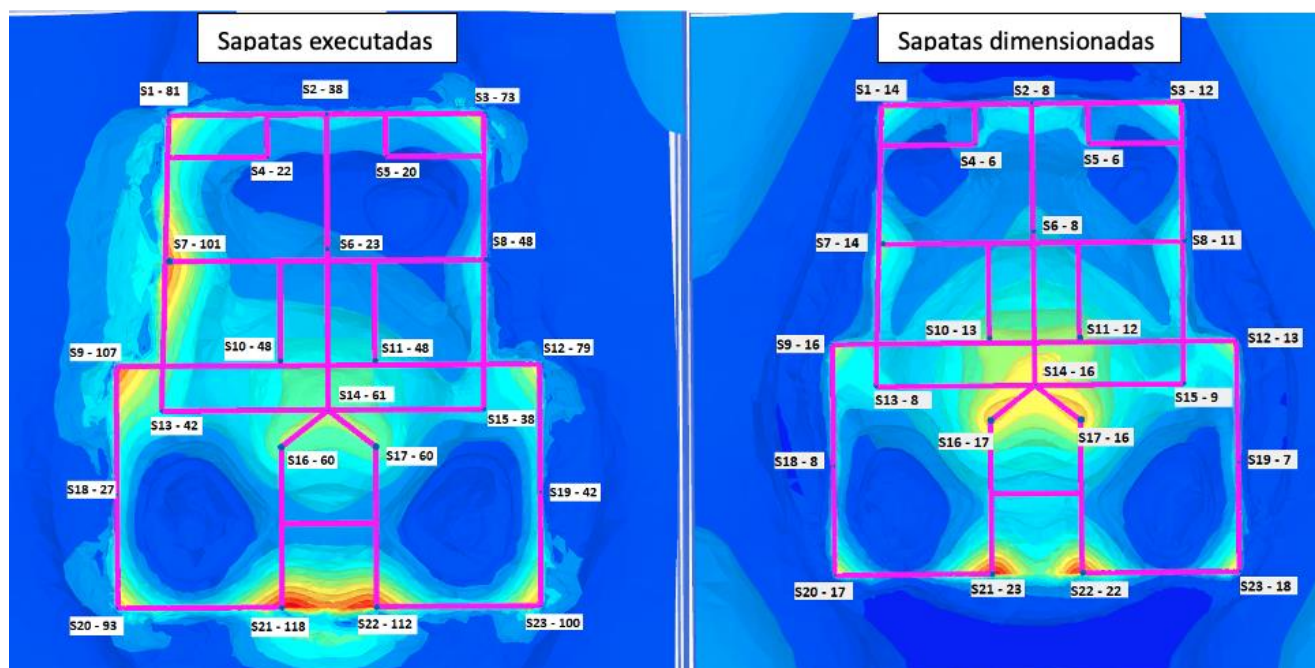
Através do quadro 34, nota-se que todas as sapatas estão com dimensões geométricas inferiores às dimensões ideais necessárias para tolerar os recalques máximos indicados pelas normativas. Uma vez que todas as sapatas foram executadas com as mesmas dimensões, considerando que não há como garantir uma uniformidade na distribuição das cargas solicitantes da estrutura nas fundações, além das incertezas geotécnicas sobre o maciço de solo, contribui para que os deslocamentos ocorram de forma desigual, o que caracteriza um recalque diferencial.

Nas sapatas dimensionadas, nota-se uma diferença entre as dimensões de cada uma, de forma que cada uma trabalhe de acordo com a solicitação sobre a mesma. Isso

garante que o deslocamento ocorra uniformemente e evite o surgimento de recalques diferenciais. Tal fato pode ser observado no quadro pelos recalques calculados pelo software, que, além de serem inferiores aos recalques máximos toleráveis, apresentam diferenças muito pequenas entre os mesmos, inferindo uma uniformidade de deslocamento que garante a estabilidade da estrutura.

A figura 74 realizará uma comparação entre os dois sistemas de fundação dentro do Plaxis 3D.

A figura 74 – Comparação gráfica entre os sistemas de fundações no Plaxis 3D



Fonte: Autor (2021).

A figura 74 evidencia como há uma uniformidade de deslocamentos nas sapatas dimensionadas em relação as sapatas executadas. Tal fator, inclusive, infere a possibilidade de que haja uma contribuição do bulbo de tensões desta obra na obra vizinha, principalmente na extremidade esquerda, uma vez que na região em questão as edificações estão concebidas muito próximas umas das outras. Tal contribuição pode gerar recalques nas edificações vizinhas.

7.5. Propostas de intervenção para a edificação

Existem várias metodologias no que diz respeito ao controle do recalque diferencial em fundações superficiais. Dentre os métodos mais empregados pode-se citar o aumento da área de apoio das sapatas; o rebaixamento da cota de apoio da fundação; o reforço através de estaca-raiz; o reforço através da cravação de estacas laterais; o

reforço com injeção de cimento ou microcimento no solo; reforço de fundação com silicatização; a utilização de estacas mega; e o reforço através de macaco hidráulico.

Para determinar qual deve ser a metodologia empregada é necessário realizar estudos de viabilidade. Tais estudos devem observar as condições do solo, os equipamentos necessários para realizar o reforço, o espaço disponível no terreno, as condições do entorno, principalmente com as edificações vizinhas entre outros fatores relevantes.

Dessa forma, considerando os métodos de reforço de fundação citados anteriormente e analisando as condições da edificação, uma das opções que apresentam maior viabilidade são o reforço através da utilização de estacas mega.

O reforço através de estacas mega constitui na inserção justaposta de diversos tubos de concreto simples ou armado cravados verticalmente logo abaixo da fundação superficial deficitária. Esses tubos são vazados e possuem diâmetros de 20 a 40 centímetros e comprimento de 50 centímetros, sendo cravados no solo com o auxílio de um macaco hidráulico (Marinho, 2018, p. 110). A figura 75 exemplifica a execução de estacas mega.

Figura 75 – Esquematisação da execução de Estacas Mega



Fonte: Adaptado de Marinho (2018, p.110)

A adoção desta metodologia é viável pois sua execução é possibilitada mesmo em locais de difícil acesso ou terrenos com pouco espaço, como é o caso da edificação estudada, na qual só há livre o espaço no estacionamento. Além disso, tal manutenção ocorre de forma segura e estável uma vez que a cravação não gera vibrações no solo.

Dessa forma, foi calculado o número de estacas mega, o diâmetro e a profundidade das mesmas para as sapatas executadas que apresentam tensão aplicada superior a tensão admissível no solo. Com a tensão aplicada excedente, foram dimensionadas as estacas mega necessárias para o reforço da fundação seguindo as normativas de cálculo correspondentes. Com o objetivo de facilitar o processo de execução, para o dimensionamento buscou-se uniformizar o diâmetro dos segmentos e a quantidade de estacas necessárias, variando somente a altura conforme a necessidade. Portanto, calculou-se uma estaca mega por sapata com segmentos de 30 centímetros de diâmetro vazados em 12 centímetros com armação composta por 6 barras de 10 milímetros de diâmetro espaçadas em 15 centímetros (Figura 77). Para alcançar o desempenho para o reforço necessário, as estacas devem atingir camadas de solo com resistência suficiente para suportar as tensões aplicadas, que serão regiões mais profundas considerando os resultados obtidos nos ensaios SPT das figuras 24 e 25. Portanto, a tabela 3 representa o dimensionamento das estacas mega para as sapatas que necessitam de reforço e a figura 76 e 77 representam a disposição e o detalhamento das estacas mega no projeto das fundações executadas.

Tabela 3 – Dimensionamento das estacas mega para reforço das sapatas

Sapatas	Área das Sapatas (M2)	Tensão Admissível (KN/m2)	Tensão na sapata (KN/m2)	Tensão excedente (KN/m2)	Número de Estacas Mega	Diâmetro das Estacas Mega (cm)	Cota das Estacas em relação ao nível do terreno (m)	Cota das Estacas em relação à base das sapatas (m)
S2	1,69	149,62	186,98	37,36	1	30	10,0	8,0
S7	1,69	149,62	351,48	201,86	1	30	15,0	13,0
S9	1,69	149,62	221,30	71,68	1	30	14,0	12,0
S10	1,69	149,62	259,17	109,55	1	30	14,0	12,0
S11	1,69	149,62	274,56	124,93	1	30	13,0	11,0
S13	1,69	149,62	188,17	38,54	1	30	10,0	8,0
S15	1,69	149,62	190,53	40,91	1	30	10,0	8,0
S16	1,69	149,62	328,99	179,37	1	30	15,0	13,0
S17	1,69	149,62	328,99	179,37	1	30	15,0	13,0
S20	1,69	149,62	260,20	110,58	1	30	14,0	12,0
S21	1,69	149,62	272,19	122,57	1	30	15,0	13,0
S22	1,69	149,62	272,19	122,57	1	30	15,0	13,0
S23	1,69	149,62	260,20	110,58	1	30	14,0	12,0

Figura 76 – Projeção das estacas mega no projeto das fundações executadas

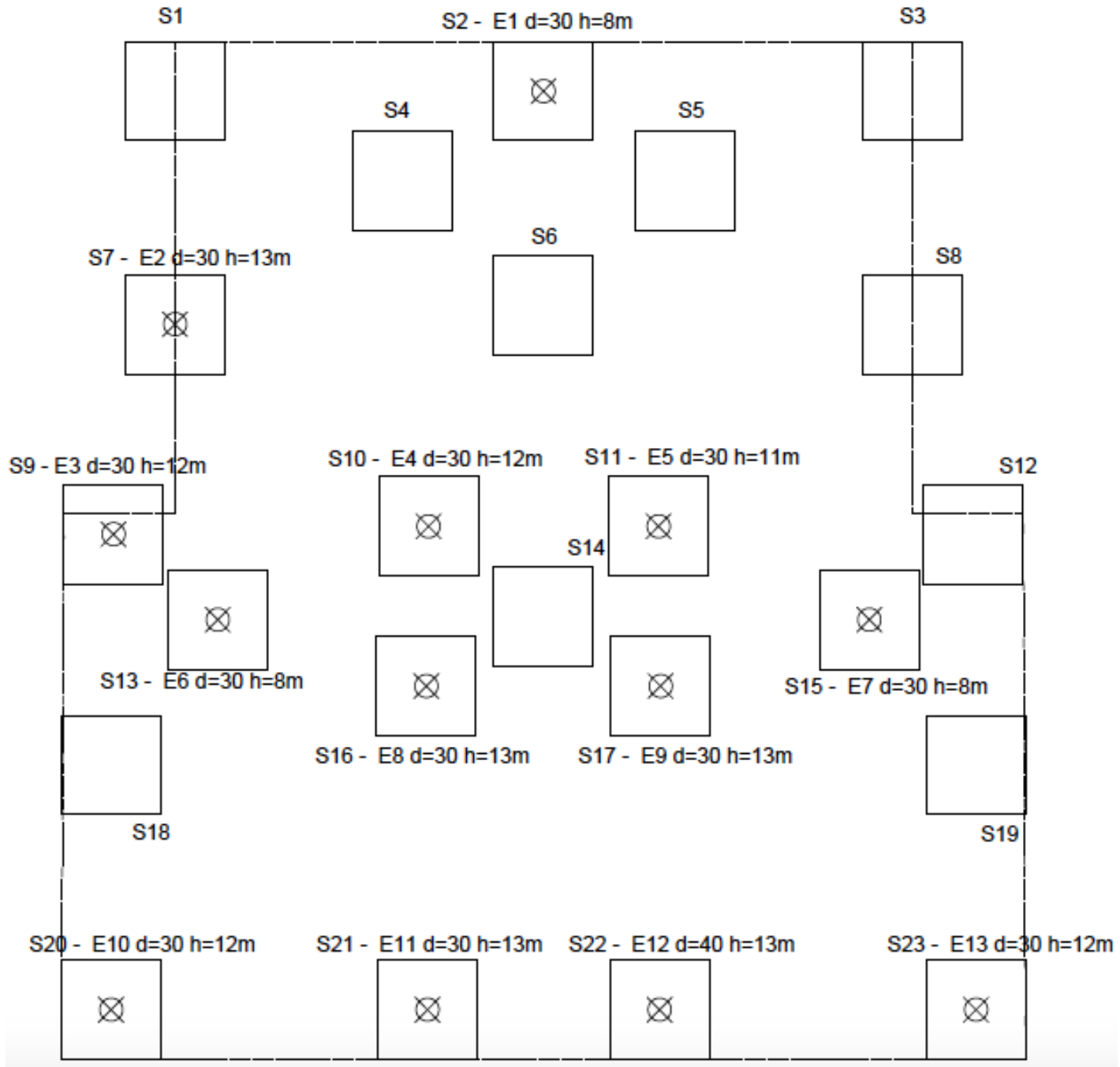
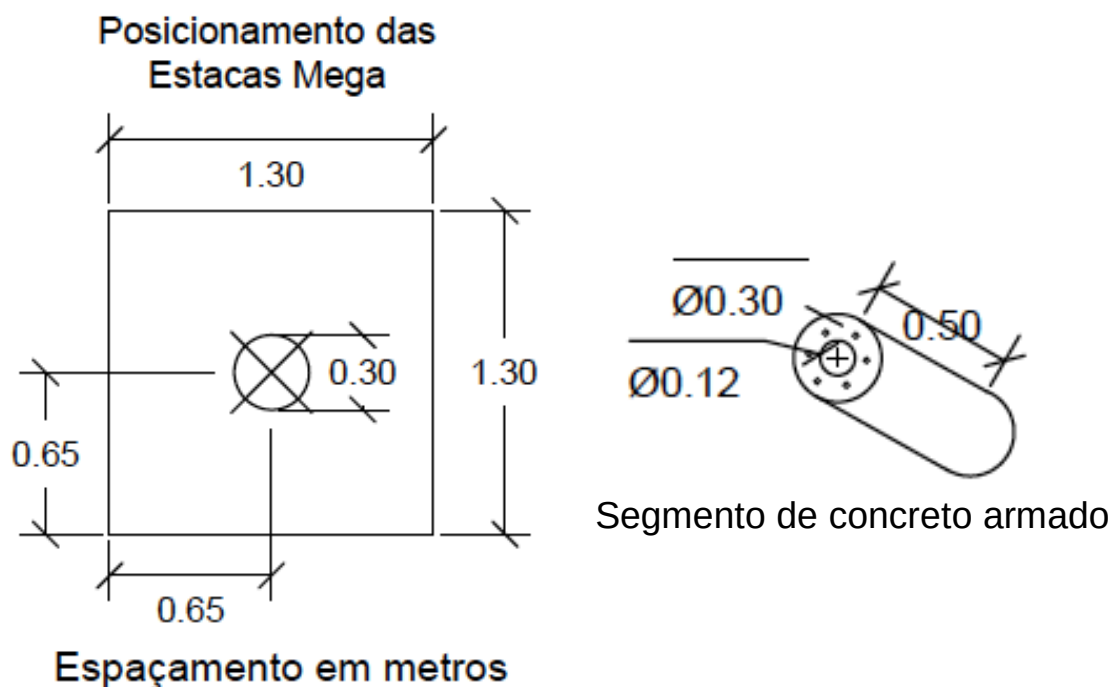


Figura 77 - Detalhamento e disposição dos segmentos em cada sapata



Fonte: Autor (2021)

Através da figura 77, observa-se que as estacas mega para as sapatas que necessitam de reforço serão centralizadas tendo como referência a projeção geométrica da base das sapatas.

Conforme a Associação Brasileira de Engenharia de Fundações e Geotecnia (ABEF, 2012), para a execução das estacas mega é necessário escavar uma vala de dimensões mínimas de 1,00 x 1,50 metros com profundidade suficiente para a inserção dos equipamentos e do colaborador responsável pela execução. Considerando o comprimento de 50 centímetros dos segmentos que compõem a estaca mega e o comprimento de 55 centímetros do macaco hidráulico comumente utilizado na execução das estacas, conforme Silva (p. 50, 2015) a profundidade da vala abaixo da sapata para execução das estacas varia entre 1,0 e 1,20 metros. Dessa forma, realizada a escavação, são posicionados o segmento da estaca no solo e o macaco hidráulico entre o segmento e a base da sapata, como mostra a figura 78. A cravação do segmento é realizada a partir da prensagem provocada pelo pistão que reage contra a estrutura da sapata. Durante a prensagem, podem ser utilizados calços metálicos para auxiliar a cravação dos segmentos.

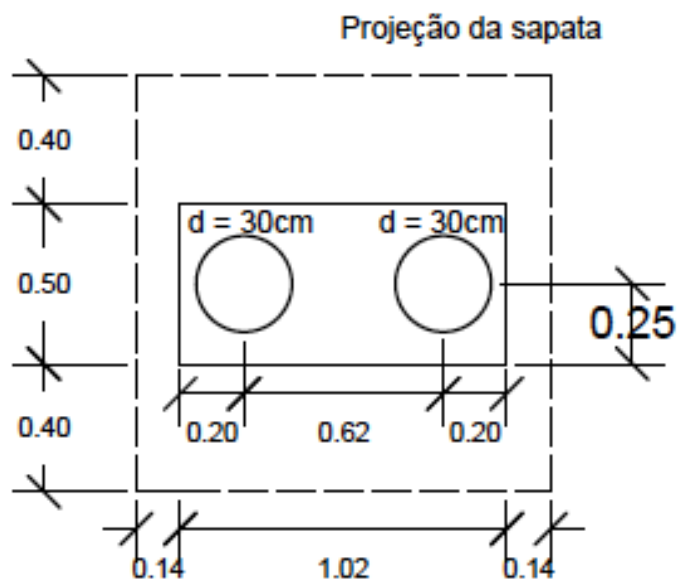
Figura 78 – Execução de estacas mega através da prensagem por pistão



Fonte: Silva (2015, p. 50)

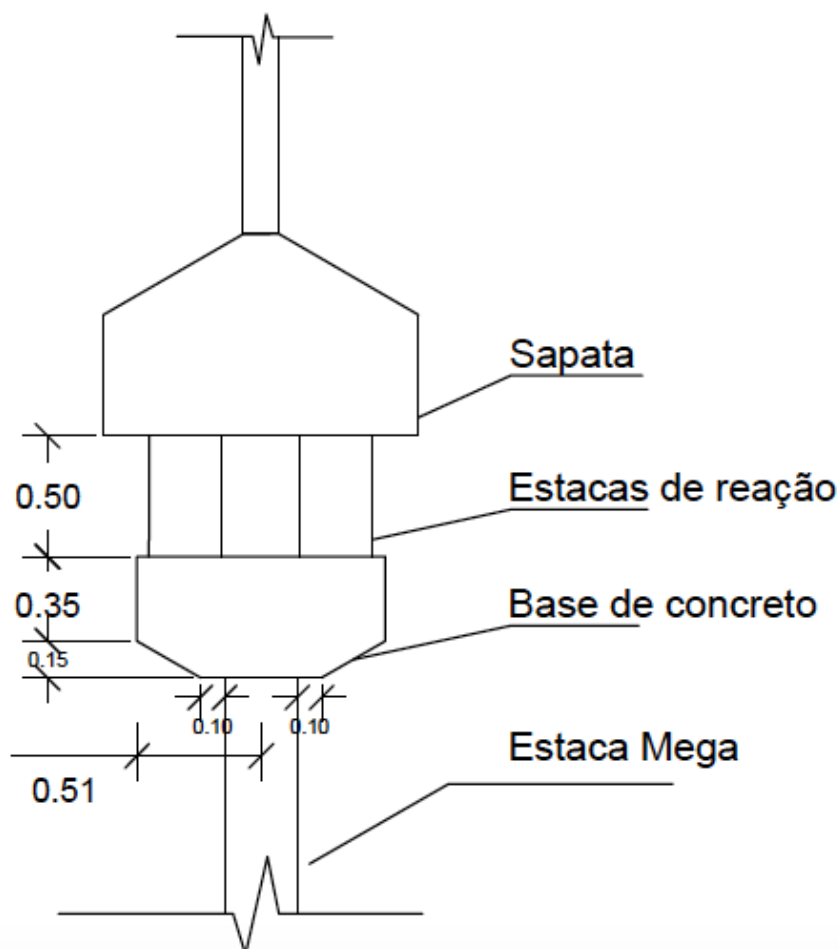
Para garantir a uniformidade e verticalidade da cravação, entre cada segmento é colocado um anel metálico. É comum também a utilização de barras de aço posicionadas entre as regiões vazadas dos segmentos de concreto. Após a colocação do último segmento, é necessário realizar a ligação entre a estaca e a sapata na região a qual será retirado o macaco hidráulico. Essa ligação se dá através de um console de concreto e de estacas de reação. A figura 79 representa o detalhamento da ligação entre a estaca mega e a sapata.

Figura 79 – Detalhamento do console e das estacas de reação (vista superior)



Fonte: Autor (2021).

Figura 80 – Detalhamento do console e das estacas de reação (vista lateral)



Fonte: Autor (2021)

Nota-se pela figura 79 que o console de concreto possui formato trapezoidal e está centralizado em relação à estaca mega e à projeção da sapata. As estacas de reação possuem as mesmas dimensões e armação dos segmentos das estacas mega, com 30 centímetros de diâmetro e 50 centímetros de comprimento. No encontro entre a base da sapata com as estacas de reação podem ser utilizadas cunhas metálicas (ABEF, 2012). Findado o processo de execução das estacas mega e da ligação das mesmas com as sapatas, a região da vala pode ser preenchida com concreto (Silva, 2015).

Por fim, observando a figura 77 nota-se que as sapatas reforçadas tendem a estabilizar as regiões com os maiores deslocamentos, observados no Plaxis 3D pela figura 33. Apesar disso, é importante ressaltar que a proposta de reforço deve ser analisada por empresa capacitada tecnicamente na área. É fundamental realizar novos ensaios geotécnicos no solo para adquirir os parâmetros reais de coesão, ângulo de atrito e módulo de elasticidade além de estudar as edificações vizinhas para analisar a sobreposição do bulbo de tensões no solo. Da mesma forma, deve ser realizado um

estudo das condições estruturais, obtendo as cargas reais em cada pilar através de ensaios de prova de carga juntamente com a verificação da estabilidade da edificação acima da fundação, pois concomitantemente ao reforço na fundação, pode ser necessário realizar reforços na supraestrutura, uma vez que a edificação já passa por problemas patológicos devido ao recalque diferencial.

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho realizou um estudo de um sobrado de 2 pavimentos, na cidade de Camboriú – SC, analisando os possíveis recalques ocorridos na edificação através da aplicação da análise numérica pelo software Plaxis 3D, uma vez que tal obra apresentava manifestações patológicas que indicavam a presença de recalques diferenciais.

Constatado que não haviam sido feitas investigações geotécnicas para a elaboração dos projetos e execução da edificação, procurou-se evidenciar a necessidade e responsabilidade de realizar tais estudos uma vez que a geotecnia envolve muitas incertezas que dependem de características específicas de cada maciço de solo.

Dessa forma, o sistema de fundação foi lançado no software Plaxis 3D para que fosse analisado numericamente, com o método dos elementos finitos, estudando o comportamento da edificação sob o maciço de solo em que estava assente. Notou-se que houve deslocamentos não homogêneos, o que caracteriza um recalque diferencial, sendo que houveram deslocamentos superiores aos limites de tolerância recomendados para recalques em sapatas isoladas assentes sob a argila, de 60 milímetros, em pelo menos 10 das 23 sapatas analisadas. A estrutura apresentou deslocamentos maiores na extremidade esquerda e na parte frontal, indicando uma tendência de inclinação para a esquerda, com o maior deslocamento ocorrendo na sapata S21 com 118 milímetros.

Dessa forma, foi dimensionado um sistema de fundações conforme as normativas e procedimentos de cálculo recomendados por renomados autores. O sistema calculado apresentou diferenças geométricas em relação ao sistema executado, sendo que praticamente todas as sapatas do sistema calculado apresentaram área superior às áreas das sapatas executadas, inclusive com algumas sapatas com áreas superiores ao dobro das que foram executadas.

As diferenças geométricas também ocorreram entre as próprias sapatas calculadas, o que não ocorreu nas sapatas executadas. Todas as sapatas executadas apresentam as mesmas dimensões e isso contribui para que os deslocamentos não

aconteçam de forma uniforme, já que a distribuição de cargas ao longo da edificação é diferente.

As sapatas calculadas então foram analisadas no software Plaxis 3D para observar o comportamento e os recalques das mesmas e compará-los com os recalques do sistema executado. Observou-se que os recalques ocorridos no sistema proposto estavam dentro dos limites toleráveis além de ocorrerem de forma uniforme, diminuindo a tendência de recalques diferenciais.

A proposição de uma solução para a edificação em questão depende de vários outros estudos, como a superposição do bulbo de tensão das edificações vizinhas; a obtenção de mais parâmetros reais do solo; e a análise da estabilidade da supraestrutura. No entanto é possível inferir que, diante do contexto da edificação e das possibilidades existentes, o reforço através de estacas mega apresenta-se como metodologia viável para conter os recalques diferenciais na estrutura pois tal método pode ser empregado em locais com difícil acesso para pessoas e equipamentos além de manter a estabilidade do solo no momento da execução, uma vez que não há vibração no processo. Ainda assim, se necessário, juntamente com o reforço das fundações deve ser realizado um reforço análogo na supraestrutura para garantir o controle das manifestações patológicas.

Por fim, salienta-se através desse estudo a relevância da contribuição das análises numéricas utilizando-se de softwares computacionais para replicar condições reais e entender o comportamento de elementos por meio da simulação dos mesmos, permitindo uma melhor dinâmica quando comparadas a ensaios e averiguações reais, principalmente quando se trata de elementos como o maciço de solo.

9. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Realizar averiguação da sobreposição do bulbo de tensões das edificações vizinhas e observar as influências que as mesmas têm uma sobre as outras em relação aos recalques.
- Realizar estudo de viabilidade das diversas metodologias para recuperação de recalques diferenciais em sapatas superficiais em solos argilosos.
- Realizar um programa de monitoramento de deslocamentos de fundações em regiões de solos com baixa resistência, como a região da orla de Palmas-TO, comparando com sistemas simulados em softwares de análise numérica.
- Comparar os parâmetros do solo obtidos com as relações paramétricas com o ensaio SPT com os parâmetros reais obtidos através dos ensaios normatizados.

Referências Bibliográficas

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15575: edifícios habitacionais – desempenho. Rio de Janeiro, 2018.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: solo - sondagem de simples reconhecimento com SPT – método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9603: sondagem a trado. Rio de Janeiro, 2015.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9604: abertura de poço e trincheira em solo, com retiradas de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro, 2016.

ALBUQUERQUE, P. J. R.; PENAA, A. S. D.; FILHO, A. Q. **Investigação de campo**: São Paulo/SP. Notas de Aula. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – ABMS. São Paulo. 2018.

ALMEIDA, J. G. R. **Amostragem e preparação dos solos**: NBR 9604 e 6457. Notas de aula. Pontifícia Universidade Católica de Goiás. 2014.

ANG, A.H-S.; TANG, W.H. **Probability concepts in engineering planning and design**. John Wiley & Sons, New York, v. 2, Decision, risk and reliability, 562 p.

AOKI, N. **Dogma do fator de segurança**. *In*: Engenharia de fundações - passado recente e perspectivas: homenagem ao Prof. Nelson Aoki[S.l: s.n.], 2009.

AOKI, N. **Segurança e confiabilidade de fundações profundas**. Congresso de Pontes e Estruturas. Rio de Janeiro, 2005.

AOKI, N.; MENEGOTTO, M. L.; CINTRA, J. C. A. **Probabilidade de ruína como critério para definir o coeficiente de segurança a ser usado na previsão da carga admissível de fundações por estaca**. Research Gate, 2002. Disponível em: <https://www.researchgate.net/profile/Mauro-Menegotto/publication/242365114>. Acesso em: 15 jul. 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA - ABEF. **Manual de execução de fundações e geotecnia**: práticas recomendadas. 1. ed. São Paulo: PINI, 2012. 499 p.

AZEVEDO, F. M. A. **Método dos Elementos Finitos**. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto-Portugal. 1. ed. Abril/2003. Disponível em: http://www.alvaroazevedo.com/publications/books/livro_mef_aa_1ed/doc/livro_mef_aa.pdf. Acesso em: 10 ago. 2021

BARROS, N. B. F. **Previsão de racalque e análise de confiabilidade de fundações em estacas hélice contínua**. Orientador: Professora Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha. Dissertação (Mestre em Ciências) – Escola de Engenharia de São Carlos – USP. São Paulo, 2012. p. 53.

BENJAMIN, J. L.; CORNELL, C. A. **Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers**. Dover Publications. 1970. ISBN 978-04-86796-09-3.

BERBERIAN, D. **Engenharia de Fundações**: passo-a-passo. 3. ed. Brasília: Editora Infrasolo – Technical Séries, 2017. p. 134 – xxx. ISBN 978-85-85848-00-2.

BOWLES, J. E. **Foundation analysis and design**. 5. ed. Singapore: McGraw-Hill Science, 1996. p. 223. ISBN 0-07-912247-7.

BURGOS, P. **Métodos de investigação geotécnica**. Notas de aula. Universidade do estado da Bahia, 2015. Disponível em: <https://pt.scribd.com/document/489701337/UNEB-Fundacoes-Metodos-Investigacao-Geotecnica-2>. Acesso em: 9 ago. 2021.

CHIOSSI, N. **Geologia de engenharia**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2013. p. 18-132.

CINTRA, J. C. A., AOKI, N. **Fundações por Estacas**. 1. ed., Editora Oficina de Texto, São Paulo, 2010.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão admissível em fundações diretas**. RiMa Editora São Carlos, 2003. 134p.

CODUTO, P. D. **Foundation Design**: Principles and Practices. 2. ed. New Jersey: Library of Congress Cataloging-in-Publication Data, 2001. p. 176 – xxx. ISBN 0-13-589706-8.

DAS, B. M. **Principles of Foundation Design**. 6. ed. Toronto: Thomson Canada Limited, 2009, p. 205. ISBN 0-495-08246-5.

FELLENIUS, B. H. **Basics of Foundation Design**. Eletronic Edition. British Columbia. 2017, 464p.

FRANK, R. **Some recent developments on the behavior of shallow foundation**. In: European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1991, Florence. Proceedings... Rotterdam: A.A. Balkema, 1991, V.1, p. 1-28.

GUERRA, R. S. T. **Tipos de soluções – reforços de fundações**. [S. l.], 2020. Disponível em: <http://www.clubedoconcreto.com.br/2014/01/tipos-de-solucoes-reforco-de-fundacoes.html>. Acesso em: 8 ago. 2021.

IYER, P. K.; SAM, C. **Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete four-pile caps**. International Journal of Structures, v. 15, n. 1, p. 18- 34. 1995.

KEAREY, P.; BROOKS, M.; HILL, I. **Geofísica de exploração**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2009. p. 18.

LA ROVERE, H. L. **Utilização do Método dos Elementos Finitos em Projetos de Estruturas**: Apostila do Curso de Especialização em Projeto de Estruturas. Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 2001.

LIZARZA, J. T. C. **Método de los Elementos Finitos para Análisis Estructural**. 1. ed. Espanha: UNICOPIA C.B., 2000. ISBN: 84-921970-2-1.

LOOK, B. G. **Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables**. 1. ed. London: Taylor & Francis/Balkema, 2007. p. 26. ISBN 978-0-415-43038-8.

LOPES, F. R.; GUSMÃO, A. D. **On the influence of soil-structure interaction in the distribution of foundation engineering**. In: European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1991, Florence. Proceedings... Rotterdam: A.A.Balkema, 1991.

MANFRIN, F. K.; PEROTONI, M. B.; PAIVA, C. F. E. **Emprego de um sistema autônomo de medição da resistividade (condutividade) do solo** - Sonda Geofísica. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica Geotecnia e Desenvolvimento Urbano – COBRAMSEG. Bahia, 2018. p. 2.

MARINHO, F. A. M. **Investigação geotécnica para quê?**. COBRAE – Vol. 2. São Paulo, 2005. p. 2.

MARINHO, F. A. M. **Geotecnia de Fundações e Obras de Terra: fundações profundas**. Disponível em: <<https://www.ufjf.br/nugeo/files/2017/07/GEF05-Fundações-Profundas-2018-1.pdf>>. Acesso em: 18 nov. 2021.

MAYNE, P. W.; CHRISTOPHER, B. R.; DEJONG, J. **Subsurface Investigations: geotechnical site characterization**. 1. ed. Washington: U.S. Department of transportation. National Highway Institute. 2002. p. 44.

MILITITSKY, J. **Patologia das fundações**. In: SIMPÓSIO DE PATOLOGIA DAS EDIFICAÇÕES: PREVENÇÃO E RECUPERAÇÃO, Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1989.

OLIVEIRA, A. M.; BRITO, S. N. A. **Geologia da Engenharia**. ABGE. CNPq/FAPESP, 587p. 1998. p. 163.

PALIGA, C. M.; FILHOS, A. C.; REAL, M. V. **Modelo de elementos finitos para análise numérica de estruturas de concreto armado reforçadas**. Ibracon Strucutral Journal. Vol. 3, n. 2. São Paulo, 2007.

PRONUNCIATI, P. L.; GARCIA, J. R.; RODRIGUES, T. G. **Recalques em fundações profundas** – Análise em estacas hélice contínua. Revista Eletrônica de Engenharia Civil - REEC, n. 1, vol. 14. 2017. p. 112-123

PRUFFIER, A. P.; MAHLER, C. F. **Finite elements analysis of plates and foundations**. In: International Conference Soil Mechanics and Foundations Engineering, 12.1989, Rio de Janeiro. Proceedings... Rotterdam: A.A.Balkema, 1989, v.2, p.1209-1212.

RODRIGO, J. **Investigação geotécnica**. Notas de Aula. Universidade do Vale do Taquari – Univates. Lajeado. 2015. p. 6.

RODRIGUES, J. L. M. **Investigação geotécnica com penetrômetro leve de energia variável panda 2 no campo experimental da escola de engenharia civil e ambiental da UFG**. Orientador: Prof. Dr. Renato Resende Angelim. Monografia (Bacharel em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Goiás. Goiânia, 2018. p. 14.

RUVER, C. A. **Determinação do comportamento carga-recalque de sapatas em solos residuais a partir de ensaios SPT**. Dissertação (mestrado em engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, 2005.

SCHNAID, F.; CONSOLI, N. C.; MANTARAS, F. M. **O uso do ensaio pressiométrico na determinação de parâmetros de solos não saturados**. Solos e Rochas, São Paulo, 1996.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. p. 18. ISBN 978-85-7975-059-5.

SILVA, V. C. **Análise do uso de estacas mega como reforço de fundações superficiais**: estudo de caso no município de Arcos/MG. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em engenharia Civil). Centro Universitário de Formiga. UNIFOR. Formiga, 2015.

SIMONS, N.; MENZIES, B.; MATTHEWS, M. **A shourt course in geotechnical site investigation**. 1. ed. London: Thomas Telford Publishing, 2001. p. 3. ISBN 07277-2948-9.

VAZ, L. E. **Método dos elementos finitos em análise de estruturas**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2011. Disponível em: https://www.academia.edu/36830963/Metodo_Dos_Elementos_Finitos_Em_Luiz_Eloy. Acesso em: 11 ago. 2021.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**: Volume 1. Oficina de textos. São Paulo, 2004.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**: Volume 2. COPPE-UFRJ. Rio de Janeiro, 2002.

VENDRUSCOLO, M. A. **Análise numérica e experimental do comportamento de fundações superficiais assentes em solos melhorados**. Orientador: Professor Nilo Cesar Consoli. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1996. p. 30.

VENTURA, G. J.; FALLER, R.; **Laudo técnico edifício geminado**. GSNM, Camboriú. 2019.