



Ministério da Educação
Universidade Federal da Integração Latino-Americana
Instituto Latino-Americano de Tecnologia, Infraestrutura e Território
Centro Interdisciplinar de Tecnologia e Infraestrutura
Engenharia Civil de Infraestrutura

ANALISE DE RECALQUE EM RADIER SOBRE SOLOS ARGILOSOS: ESTUDO DE CASO DE UM HOSPITAL EM HUANCANÉ - PERU

CRISTIAN BAUDILIO PAQUI SERAQUIVE

Foz do Iguaçu, PR
Julho de 2026

**Ministério da Educação**

Universidade Federal da Integração Latino-Americana
Instituto Latino-Americano de Tecnologia, Infraestrutura e Território

Centro Interdisciplinar de Tecnologia e Infraestrutura
Engenharia Civil de Infraestrutura

ANALISE DE RECALQUE EM RADIER SOBRE SOLOS ARGILOSOS: ESTUDO DE CASO DE UM HOSPITAL EM HUANCANÉ - PERU

CRISTIAN BAUDILIO PAQUI SERAQUIVE

Trabalho de conclusão de Curso apresentado ao instituto Latino-Americano de Tecnologia, Infraestrutura e Território da Universidade Federal da Integração Latino-Americana, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura.

Orientador: Profº. M.Sc. Julio Cesar Bizarreta Ortega

Foz do Iguaçu, PR

Julho de 2026

CRISTIAN BAUDILIO PAQUI SERAQUIVE

ANALISE DE RECALQUE EM RADIER SOBRE SOLOS ARGILOSOS: ESTUDO DE CASO DE UM HOSPITAL EM HUANCANÉ - PERU

Trabalho de conclusão de Curso apresentado ao instituto Latino-Americano de Tecnologia, Infraestrutura e Território da Universidade Federal da Integração Latino-Americana, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura.

BANCA EXAMINADORA

Orientador: Prof. M.Sc. Julio Cesar Bizarreta Ortega
UNILA

Prof. Dra. Gisele Suhett Helmer
UNILA

Prof. Dr. Ulises Bobadilla Guadalupe
UNILA

Foz do Iguaçu, 10 de julho de 2026.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço profundamente a Deus pela sabedoria, oportunidade e pela força nos momentos difíceis que me permitiu chegar até aqui.

Agradeço à minha família, em especial, à minha mãe, Maria, por todo o apoio, cuidado e amor incondicional que sempre depositou em mim. Agradeço pelo incentivo contínuo, pela compreensão nos momentos de ausência e por estar ao meu lado em cada etapa desta caminhada. Sem você, mãe, eu não teria alcançado tudo o que conquistei. Sua força, dedicação e amor foram fundamentais para que eu chegasse até aqui. Com profunda gratidão e imensa satisfação, dedico este trabalho a você.

Agradeço a todo o corpo docente do curso de Engenharia Civil de Infraestrutura e técnicos do laboratório por todo o conhecimento, ensinamentos e experiências compartilhados ao longo desses anos. Em especial, agradeço ao meu orientador, Prof.M. Sc. Julio Ortega, pela dedicação, paciência e disponibilidade, bem como por todo o auxílio e orientação ao longo do desenvolvimento deste trabalho. Seus conhecimentos e contribuições foram fundamentais para a realização desta etapa

Aos professores da banca examinadora, agradeço pelas contribuições e pela atenção dedicada a avaliação deste trabalho.

Aos meus amigos, que estiveram ao meu lado ao longo desta caminhada e tornaram os desafios mais leves, deixo minha eterna gratidão. Cada conversa, cada momento de estudo e cada palavra de incentivo contribuíram para que eu chegasse até aqui. Esta conquista também carrega um pouco de cada um de vocês. Sou imensamente grato por ter compartilhado essa etapa tão importante da minha vida ao lado de pessoas tão especiais. Amo vocês!

RESUMO

Este estudo avalia o comportamento dos recalques em uma fundação do tipo radier projetada para o Hospital Lucio Aldazábal Pauca, localizado na cidade de Huancané (Puno – Peru), com dimensões de 50.25 metros x 84.85 metros. Considerando que a profundidade da fundação em relação a superfície de terreno é de 2,9 m e transmite uma sobrecarga de 51 kPa. A análise dos recalques torna-se de vital importância devido à presença de solos de origem lacustre, associados ao antigo paleolago boliviano (atual Lago Titicaca), caracterizados por alta compressibilidade e baixa permeabilidade, consequentemente são propensos a deformações significativas e lentas ao longo do tempo. A metodologia deste trabalho fundamentou-se na estimativa de recalques por meio de métodos analíticos (modelos tradicionais) e métodos numéricos, utilizando o software PLAXIS 2D. Nos modelos considera-se os efeitos da fundação compensada (Alívio de tensão) e a presença do nível freático a 12m de profundidade, com parâmetros obtidos a partir da integração de ensaios de campo (SPT), ensaios de laboratório (adensamento unidimensional) e sondagens geofísicas (LRS, MASW e HVSR). Tanto nas formulações analíticas quanto na modelagem numérica, computou-se o efeito do alívio de tensões gerado pela escavação prévia. Os resultados demonstram que a consideração do alívio de tensões resultou em uma redução nos recalques calculados. Por fim, conclui-se que os recalques totais e as distorções angulares estimados atendem estritamente aos critérios de desempenho e segurança estabelecidos pela norma técnica peruana E.050, não superando os limites regulamentares exigidos

Palavras-chave: Calculo de recalque, fundação tipo radier, Plaxis 2D, fundação compensada

RESUMEN

Este estudio evalúa el comportamiento frente a asentamientos de una cimentación tipo losa diseñada para el Hospital Lucio Aldazábal Pauca, ubicado en la ciudad de Huancané (Puno, Perú), con unas dimensiones de 50,25 m por 84,85 m. La cimentación se sitúa a una profundidad de 2,9 m bajo la superficie del terreno y transmite una sobrecarga de 51 kPa. El análisis de asentamientos es de vital importancia debido a la presencia de suelos lacustres —asociados al antiguo paleolago boliviano (actual lago Titicaca)—, los cuales se caracterizan por una alta compresibilidad y baja permeabilidad, lo que los hace propensos a deformaciones significativas y lentas a lo largo del tiempo. La metodología del estudio se basó en la estimación de asentamientos utilizando tanto métodos analíticos (modelos tradicionales) como métodos numéricos mediante el software PLAXIS 2D. Los modelos consideran los efectos de una cimentación compensada (alivio de esfuerzos) y un nivel freático a 12 m de profundidad, empleando parámetros derivados de una combinación de ensayos de campo (SPT), ensayos de laboratorio (consolidación unidimensional) y estudios geofísicos (LRS, MASW y HVSR). Tanto las formulaciones analíticas como el modelado numérico incorporaron el efecto de alivio de esfuerzos resultante de la excavación inicial. Los resultados muestran que considerar el alivio de esfuerzos condujo a una reducción de los asentamientos calculados. Finalmente, el estudio concluye que los asentamientos totales y las distorsiones angulares estimados cumplen estrictamente con los criterios de desempeño y seguridad establecidos por la norma técnica peruana E.050, manteniéndose dentro de los límites normativos exigidos.

Palabras clave: Cálculo de asentamientos, cimentación tipo losa, Plaxis 2D, cimentación compensada

ABSTRACT

This study evaluates the settlement behavior of a raft foundation designed for the Lucio Aldazábal Pauca Hospital, located in the city of Huancané (Puno, Peru), with dimensions of 50.25 m by 84.85 m. The foundation is situated at a depth of 2.9 m below the ground surface and transmits a surcharge of 51 kPa. Settlement analysis is of vital importance due to the presence of lacustrine soils—associated with the ancient Bolivian paleolake (now Lake Titicaca)—which are characterized by high compressibility and low permeability, making them prone to significant, slow deformation over time. The study methodology was based on estimating settlement using both analytical methods (traditional models) and numerical methods via PLAXIS 2D software. The models account for the effects of a compensated foundation (stress relief) and a groundwater table at a depth of 12 m, using parameters derived from a combination of field tests (SPT), laboratory tests (one-dimensional consolidation), and geophysical surveys (LRS, MASW, and HVSR). Both the analytical formulations and the numerical modeling incorporated the stress relief effect resulting from the initial excavation. The results show that accounting for stress relief led to a reduction in calculated settlement. Finally, the study concludes that the estimated total settlements and angular distortions strictly meet the performance and safety criteria established by the Peruvian technical standard E.050, remaining within the required regulatory limits.

Keywords: Settlement calculation, raft foundation, Plaxis 2D, compensated foundation

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Estrutura e composição do solo	10
Figura 2 - Estrutura de solos lacustres	12
Figura 3 - Etapas na execução de sondagem a percussão: (a) avanço da sondagem por desagregação e lavagem; (b) ensaio de penetração dinâmica (SPT).....	14
Figura 4 - (a) Diagrama esquemático do equipo triaxial; (b) Prova não adensada não drenada; (c) Sequencia de aplicação de esforço de prova triaxial	16
Figura 5 – Ensaio de consolidação unidimensional. A) Equipamento utilizado no ensaio; b) Comportamento da variação de e vs $\log \sigma'$	18
Figura 6 - Ondas sísmicas.....	21
Figura 7 - Procedimento de aquisição de dados MASW	23
Figura 8 - Esquema de distribuição dos eletrodos tipo Schlumberger.....	25
Figura 9 - Execução de fundação tipo radier	26
Figura 10 - Radiers: (a) lisos, (b) com pedestais, (c) nervurados, (d) em caixão	27
Figura 11 - Radier Liso	28
Figura 12 - Radier com pedestal	29
Figura 13 - Radier com nervuras	29
Figura 14 - Radier tipo caixão perdido.....	30
Figura 15 - a) Grupo de estacas b) Radier estaqueado	30
Figura 16 - Fundações superficiais.....	31
Figura 17 - Calculo de esforço efetivo	33
Figura 18 - Esforço baixo de uma área retangular	35
Figura 19 - Recalque de uma fundação superficial	39
Figura 20 – Recalque provocado pelo adensamento unidimensional	43
Figura 21 - Relação hiperbólica tensão - deformação em relação a primeira fase (drenado).....	47

Figura 22 - Fatores de redução Rinter.....	48
Figura 23 - Localização do estudo no mapa.....	50
Figura 24 – Localização do projeto.....	50
Figura 25 – Execução do Hospital a) ano 2023; b) ano 2023, c) junho de 2026, d) Projeto render.....	52
Figura 26 - Ensaios executados na fundação radier	53
Figura 27 - Ensaios SPT executados; a) SPT-01, b) SPT-02, c) SPT-03, d) SPT-04.	55
Figura 28 - Perfil geotécnico na fundação radier	56
Figura 29 - Localização das linhas de refração sísmica, MASW e HVSR.....	58
Figura 30 - Gráfico de velocidade de onda Vs.....	59
Figura 31 - Perfil sísmico a) LRS 02 e b) LRS 03.....	60
Figura 32 - Relação do modulo de elasticidade.....	67
Figura 33 – SPT- 01 (a) e SPT -02 (B).....	68
Figura 34 - Curva de compreensibilidade unidimensional, a) Shelby-02, B) Shelby-01	69
Figura 35 - Identificação dos ensaios SPT considerados.....	71
Figura 36 - Modelos usados no plaxis (a) Deformação plana e (b) Assimetria.....	78
Figura 37 - Elemento triangular de 15 nós (a) Pontos de deslocamento e (b) Pontos de tensão.....	78
Figura 38 – Condições de contorno.....	79
Figura 39 - Fluxograma de análise elástico no software PLAXIS 2D	80
Figura 40 - Propriedades do projeto para o modelo geotécnico PLAXIS 2D	81
Figura 41 - Parâmetros de emalhado, condições de fluxo e etapa de construção. ..	82
Figura 42 - Fluxograma de análise por consolidação no software PLAXIS 2D	83
Figura 43 - Propriedades do projeto para o modelo geotécnico PLAXIS 2D	84

Figura 44 - (5) Malha de elementos finitos, (6) condições de fluxo e (7) etapa de construção.....	85
Figura 45 - (a) Malha gerada pelo modelo, (b), Deformação devido a carga (c), Bulbo de deformações.....	91
Figura 46 - (a) Malha gerada pelo modelo, (b) configuração da malha após a sobrecarga, (c) bulbo de deformações sem sobrecarga, (d) bulbo de deformações nos 2 dias, (e) bulbo de deformações aos 365 dias	92

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Limite das frações de solo pelo tamanho dos grãos.....	10
Tabela 2 - Características dos depósitos lacustres.....	11
Tabela 3 - Solos coesivos e não coesivos	12
Tabela 4 - Estados de capacidade e resistência.....	14
Tabela 5 - Correlações empíricas do índice de compressão, C_c	19
Tabela 6 – Características dos ensaios geofísicos	21
Tabela 7 - Propriedade elásticas dinâmicas do solo deduzidas por métodos geofísicos	24
Tabela 8 - Características principais dos radiers	27
Tabela 9 - Intervalo aproximado de ascensão capilar nos solos	34
Tabela 10 - Modulo de Poisson	40
Tabela 11 – Valores de alfa	41
Tabela 12 – Valores de K considerando o tipo de solo.....	41
Tabela 13 - Ensaios de penetração estándar	54
Tabela 14 - Peso específico da argila e silte.....	56
Tabela 15 - Peso específico da areia.....	57
Tabela 16 - resultados dos ensaios MASW E LRS.....	61
Tabela 17 - Parâmetros medidos.....	61
Tabela 18 - Ensaio da sondagem elétrico vertical (SEV).....	62
Tabela 19 - Ensaios realizados no laboratório	63
Tabela 20 - Resumo dos ensaios de compressão triaxial UU.....	63
Tabela 21 - Ensaio de resistência de corte direto	64
Tabela 22 - Classificação física dos solos	64
Tabela 23 - Peso específico do solo saturado	65
Tabela 24 - Resultado do modulo de elasticidade	66

Tabela 25 - Resumo do ensaio de consolidação unidimensional	69
Tabela 26 - Peso específico do solo saturado e solo normal.....	74
Tabela 27 - Resultado dos recalques elásticos.....	87
Tabela 28 - Recalque por adensamento primário	88
Tabela 29 - Recalque total acumulado	89
Tabela 30 - Recalque diferencial total.....	89
Tabela 31 - Resumo dos resultados de recalque elástico	91
Tabela 32 - Resumo de recalque por consolidação no centro da fundação	93
Tabela 33 : Resumo de recalque total no centro da fundação	94
Tabela 34 - Resumo comparativo do recalque elástico	95
Tabela 35 : Resumo comparativo do recalque por adensamento.....	95

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA	7
1.1 JUSTIFICATIVA	8
2 OBJETIVOS	8
2.1 OBJETIVO GERAL	8
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	8
3 REVISÃO DA LITERATURA	9
3.1 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	9
3.1.1 Solos lacustres	11
3.1.2 Ensaio de percussão SPT	13
3.1.3 Ensaio de caracterização mecânica no laboratório	15
3.1.3.1 <i>Ensaio de compressão triaxial UU</i>	15
3.1.3.2 <i>Ensaio de resistência de corte</i>	16
3.1.3.3 <i>Ensaio de consolidação unidimensional</i>	17
3.1.4 Ensaio Geofísico	20
3.1.4.1 <i>Prospecção sísmica mediante Lineas de refração sísmica – LRS.</i>	21
3.1.4.2 <i>Ensaio Multichannel Analysis of Surface Waves MASW</i>	22
3.2 FUNDAÇÕES RADIER	26
3.2.1 Tipos de Radier	26
3.2.1.1 <i>Radier liso</i>	28
3.2.1.2 <i>Radier com pedestais</i>	28
3.2.1.3 <i>Radier nervurados</i>	29
3.2.1.4 <i>Radier em caixaõ</i>	29
3.2.1.5 <i>Radier estaqueado</i>	30
3.3 CALCULO DE TENSÕES NO SOLO	31
3.3.1 Tensões geostáticas	32

3.3.2 Tensões geostáticas por capilaridade	33
3.3.3 Incremento de tensão	35
3.3.4 Fundações compensadas	37
3.4 RECALQUE EM RADIER SOBRE SOLO ARGILOSO	37
3.4.1 Recalque imediato por deformação elástica	39
3.4.2 Recalque por consolidação primária	41
3.4.3 Métodos numéricos	44
3.5 RECALQUE EM RADIER SOBRE SOLO ARGILOSO USANDO PLAXIS 2D	45
3.5.1 Modelagem numérica PLAXIS 2D	45
4 METODOLOGIA	49
4.1 CARACTERISTICAS DA AREA DE ESTUDO	49
4.1.1 Localização	49
4.1.2 Aspectos geográficos e geológicos	51
4.1.3 Aspectos climáticos	51
4.1.4 Objeto de estudo	51
4.2 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICA	53
4.2.1 Ensaio de campo	53
4.2.1.1 <i>Ensaio Standard Penetration Test (SPT)</i>	53
4.2.1.2 <i>Refração sísmica (LRS)</i>	57
4.2.1.3 <i>Ensaio MASW</i>	57
4.2.1.4 <i>Sondagem elétrico vertical (SEV)</i>	61
4.2.2 Ensaio de laboratório	63
4.2.2.1 Consolidação unidimensional	67
4.2.2.2 Ensaio triaxial UU	69
4.2.2.3 Ensaio de resistência de corte direto	69

4.3 CALCULO DO RECALQUE PELO METODO ANALITICO	70
4.3.1 Recalque imediato por deformação elástica.....	71
4.3.2 Recalque por consolidação primaria	75
4.4 CALCULO DE RECALQUE PELO METODO NUMERICO, CONSIDERANDO O SOFTWARE PLAXIS 2D	78
4.4.1 Recalque imediato por deformação elástica.....	79
4.4.2 Recalque por consolidação primaria	82
5 RESULTADOS E DISCUSÕES	86
5.1 ANALISE DE RECALQUE PELO METODO ANALITICO.....	86
5.1.1 Analise do recalque imediato por deformação elástica	86
5.1.2 Analise de recalque por adensamento primário	87
5.2 ANALISE DOS RECALQUES COM O SOFTWARE PLAXIS 2D (METODO NUMERÉRICO).....	90
5.2.1 Analise de recalque imediato	90
5.2.2 Analise de recalque por consolidação primaria	91
5.3 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS Do METODO ANALÍTICO E METODO NUMERICO (PLAXIS 2D)	94
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	96
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	98

1 INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA

As fundações desempenham um papel crucial na engenharia geotécnica, sendo responsáveis por transmitir as cargas da edificação ao maciço de solo de forma segura, respeitando os critérios de estabilidade e de deformabilidade (Velloso; Lopes, 2010). Caso a transição dessas cargas não ocorra de maneira adequada, o desempenho estrutural pode ser severamente afetado, ocasionando patologias como fissuras, trincas, perda de funcionalidade e em casos extremos, o colapso total da edificação (Terzaghi; Peck; Mesri, 1996). Nesse cenário, as fundações do tipo radier, destacam-se por sua elevada rigidez e a capacidade de distribuir as cargas da superestrutura de maneira uniforme sobre o solo (Bowles, 1996).

Portanto, a previsão de recalques constitui uma das etapas mais importantes do projeto. Esses deslocamentos verticais são provenientes de deformações por diminuição de volume ou mudança de forma do maciço de solo, sendo compostos majoritariamente pelas parcelas de recalque imediato e recalque por adensamento primário (Cintra; Aoki; Albiero, 2010). Entretanto, estimar esses valores representa um grande desafio devido à heterogeneidade e à não-linearidade do comportamento dos solos. Diante disso, os métodos analíticos tradicionais, fundamentados na teoria da elasticidade e no adensamento unidimensional, podem apresentar limitações severas quando aplicados a geometrias complexas e perfis estratificados (Das, 2012).

Este trabalho corrobora a importância fundamental de realizar uma análise e um estudo geotécnico preliminar criterioso para determinar as magnitudes de recalque elástico (imediato) e por adensamento primário nas fundações do tipo radier.

Para tanto o objetivo geral deste trabalho fundamentasse no análise de recalque de uma fundação tipo radier analisando a influência dos parâmetros de compreensibilidade do solo, no análise considerou-se as características físicas e as propriedades elásticos do solo, que foram desenvolvidas mediante ensaios de campo e laboratório, a investigação fundamenta-se em um análise comparativo entre métodos analíticos clássicos e métodos numéricos avançados, utilizando o software PLAXIS 2D. Essa ferramenta computacional baseada no Método dos Elementos

Finitos (MEF), ferramenta que permite simular de forma real o processo executivo e o comportamento do maciço de solo diante os efeitos de alívio de tensões causados pela escavação (PLAXIS2D, 2025). Por fim, os cenários simulados são rigorosamente avaliados conforme estabelecido pela norma técnica peruana E.050 Solos e Cimentações.

1.1 JUSTIFICATIVA

A fundação do tipo radier para o complexo hospitalar está em fase de execução. Devido ao porte da estrutura e às características do local, a obra exige uma avaliação detalhada do perfil geotécnico por meio de ensaios e estudos específicos.

A relevância de um estudo fundamenta-se na relevância de garantir segurança estrutural e estabilidade funcional no caso do Hospital Lucio Aldazabal Paucar, é uma estrutura que opera com equipamentos de alta sensibilidade cujas tolerâncias a recalque totais e distorções angulares são rigorosamente restritas.

Porem estruturas de grandes geometrias com dimensões de 50.25 metros x 84.85 metros utilizado na fundação do hospital, gera bulbos de tensões de alto alcance até uma profundidade de aproximadamente $1.5B$ até dissipar completamente o bulbo de deformações que atende as camadas mais profundas, facilitando assim a presença de recalque por adensamento primário que ocorre ao longo do tempo devido a presença do nível freático.

Técnicas como remoção de solo nas primeiras camadas torna-se uma solução que permite diminuir a magnitude do recalque provocado pela implementação de uma estrutura, porem o estudo do comportamento da fundação compensada é crucial para garantir melhorias nos analyses geotécnicos.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Avaliar o recalque de uma fundação do tipo radier na modelagem numérica e analítica, analisando a influência dos parâmetros de compressibilidade no solo, considerando suas características físicas e propriedades elásticas para o cálculo do recalque elástico e por adensamento unidimensional.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- a) Analisar os ensaios físicos, mecânicos e geofísicos executados em campo
- b) Definição e caracterização dos parâmetros geotécnicos
- c) Estimar os parâmetros elásticos e mecânicos para determinar o recalque imediato e por adensamento primário
- d) Analisar numericamente e analiticamente o recalque elástico e por adensamento primário mediante métodos tradicionais e através do uso do software PLAXIS 2D

3 REVISÃO DA LITERATURA

Na engenharia civil conhecer as propriedades físicas e mecânicas do solo é importante pois todas as estruturas dependem de uma fundação sólida sustentada na maioria dos casos no solo. Apresentando assim uma característica do solo provocando recalque, que são os responsáveis pela deformação quando submetidos a carregamentos, comprometendo assim afundamentos nas edificações, trincas, fissuras e rachaduras.

De acordo com Coduto, Kitch e Yeung (2016), as fundações devem ser capazes de transmitir as cargas superestruturais ao terreno de maneira segura. Para isso, torna-se indispensável compreender a origem e a natureza desses carregamentos, uma vez que as fundações interagem diretamente com o solo, influenciando seu comportamento mecânico. Com foco nessa análise a fundação exige uma abordagem integrada que contemple tanto os aspectos da engenharia geotécnica quanto os da engenharia estrutural.

Nos próximos capítulos serão abordados temas que ajudam ao entendimento do estudo geotécnico, geofísico e comportamento do solo devido a sobrecargas aplicadas.

3.1 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Segundo Sousa Pinto (2006). Os solos se originam da decomposição das rochas que constituíam inicialmente a crosta terrestre, ocorrido principalmente pela decomposição e ação dos agentes físicos e químicos. Contribuindo assim a presença da flora e fauna produzindo uma reação química, através da hidratação, hidrólise, lixiviação, troca de cátions, carbonatação, etc. atuando principalmente nos climas quentes do que climas frios, levando assim a formação dos solos.

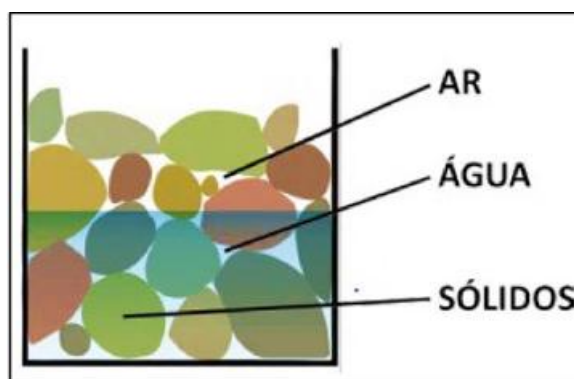
Uma das primeiras características da formação do solo são o tamanho das partículas que os compõem, segundo ASTM D422 / D6913 determina-se os tamanhos dos grãos para cada tipo de solo, ilustra-se na **tabela 1**.

Tabela 1 - Limite das frações de solo pelo tamanho dos grãos.

Fração	Limite definidos pela ASTM
Matacão	Maior que 300 mm
Pedra	75 mm a 300 mm
Brita	4.75 mm a 19 mm
Areia grossa	2 mm a 4,75 mm
Areia meia	0,42 mm a 2 mm
Areia fina	0,075 mm a 0,42
Silte	Menor que 0.075mm
Argila	Inferior a 0,005 mm

Fonte: ASTM D422

Para Souza e Bastos (2015) “O solo é um material natural e heterogêneo e por ser formado pela aglomeração de minerais, os quais na desintegração das rochas passam a formar os solos, formam um sistema de três fases” indicado na **figura 1**

Figura 1 – Estrutura e composição do solo

Fonte: Souza e Basto (2015)

3.1.1 Solos lacustres

Conforme apontado por Arrunategui et al., (2022). Os solos lacustres consistem essencialmente em sedimentos de granulometria fina, com predominância de siltes e argilas. O teor de matéria orgânica nesses depósitos pode ser significativamente elevado em zonas pantanosas, definindo-se o termo lacustre a partir de sua relação direta com ambientes de lagos.

A formação desses solos ocorre primordialmente por meio dos processos sequenciais de erosão, transporte, deposição e subsequente adensamento (ou consolidação) sob o efeito do peso próprio dos sedimentos. Complementarmente autores como Barona, Fernández e Salinas (2012) caracterizam o ambiente deposicional lacustre pela dominância de correntes hídricas mansas ou moderadas em corpos de água continentais, os quais podem apresentar características doces ou salgadas.

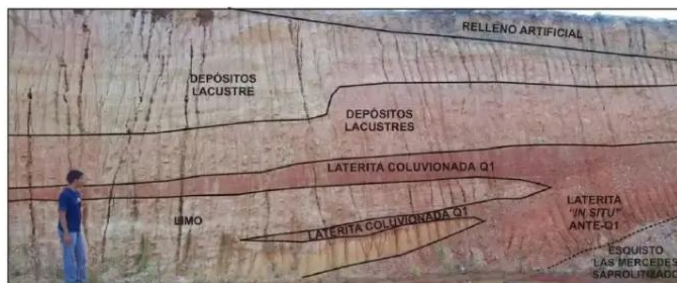
No caso de lagos de água doce, o ambiente propicia a deposição química de carbonatos e o acúmulo de matéria orgânica. Por outro lado, em sistemas de águas salgadas sujeitos à evaporação intensa, ocorre a precipitação química de minerais evaporativos, como a halita. Na **tabela 2** apresenta as características dos depósitos lacustres.

Tabela 2 - Características dos depósitos lacustres

Tipologia	Arenista de grão finos com intercalações de calcário (caliça)
Mineralógica	Variável, com dominância de frações finas (silte e argila)
Granulometria	Matriz fina contendo lentes de areia moderadamente bem selecionadas
Geometria das camadas	Depósitos estruturados em camadas predominantemente delgadas
Cor	Variável conforme a profundidade: tons cinza-escuros em zonas profundas e tons amarelados ou esbranquiçados na superfície e margens lacustres.

Fonte: Fernandez e Salina (2012)

A estrutura do solo apresenta mediante lâmina em niveles finos conforme a **Figura 2**

Figura 2 - Estrutura de solos lacustres

Fonte: Arrunategui et. Al (2022)

Nos lagos a sedimentação tem predominância por processos físicos, químicos e biológicos. A sedimentação física predomina em lagoas de altas latitudes e de montanha, cenários nos quais o dinamismo biogeoquímico é reduzido, além de bacias hidrográficas e leitos lacustres que apresentam relevo acentuado, os quais potencializam os processos erosivos e o consequente transporte de sedimentos. (Rust, 1982)

As diferentes características e comportamentos dos diversos tipos de solos permitem estimar o provável comportamento do solo ou encaminhar uma orientação que permita prever uma adequada análise de problema.

De acordo com Coduto et al., (2016) os solos podem ser divididos em dois tipos: sem coesão e coesivos. Conforme a **tabela 3**. Nos solos sem coesão interagem principalmente por meio de atrito de deslizamento, no caso da areia limpa. Nos solos coesivos estão sujeitos a uma alta coesão entre as partículas principalmente por forças intermoleculares agindo para que as partículas fiquem juntas.

Tabela 3 - Solos coesivos e não coesivos

Solo coesivo		Solo sem coesão	
CL	Argila de baixa plasticidade	GW	Cascalho bem graduado
CH	Argila de alta plasticidade	GP	Cascalho mal graduado
ML	Silte de baixa plasticidade	GM	Cascalho com silte

Solo coesivo		Solo sem coesão	
Plástico		SW	Areia bem graduada
MH	Silte de alta plasticidade	SP	Areia mal graduada
SC	Areia com argila	SM	Areia com silte
GC	Cascalho com argila	Não plástico	
		ML	Silte de baixa plasticidade

Fonte: Coduto et al. (2016)

3.1.2 Ensaio de percussão SPT

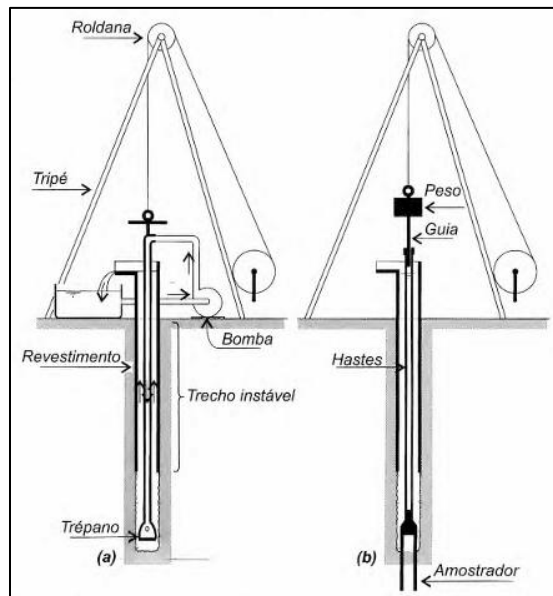
Segundo Velloso e Lopes (2011) As sondagens de percussão são perfurações de atravessar solo relativamente compactos ou duros além são capazes de ultrapassar o nível de água.

O Ensaio de Penetração dinâmica (Standard Penetration Test - SPT) consiste no método de investigação geotécnica mais difundido na prática da engenharia civil, no Brasil é normatizado pela (ABNT NBR 6484, 2020).

- Determinação do nível do lençol freático,
- Identificação da estratigrafia do subsolo,
- Coleta de amostras de para identificação tátil-visual
- Obtenção de parâmetros de resistência do solo por meio do índice de resistência à penetração (N_{spt})

O procedimento operacional é definido pela ASTM D1586-11. O ensaio consiste na cravação de um martelo padronizado de 63.5 kg. A norma estabelece que os ensaios sejam realizados em intervalo de aproximadamente 1,5 m caindo livremente de 76 cm. A penetração total prevista é de aproximadamente 45 cm com registro a cada 15 cm. A **figura 3** detalha a execução in loco e os equipamentos utilizados

Figura 3 - Etapas na execução de sondagem a percussão: (a) avanço da sondagem por desagregação e lavagem; (b) ensaio de penetração dinâmica (SPT)



Fonte: Velloso e Lopes (2011, pag.38)

Segundo a ABNT NBR 6484 (2020), o ensaio de penetração padrão deve ser executado seguindo rigorosamente os critérios normativos estabelecidos a fim de garantir a confiabilidade dos resultados.

A correlação existente entre o índice N_{spt} e os estados de consistência para solos coesivos, bem como de compactidade para solos granulares é amplamente utilizado na classificação do subsolo (CINTRA; AOKI, 2010). Na **tabela 4** apresenta os tipos de consistência e compactidade do solo em função do número de golpes, conforme os parâmetros rigorosamente estabelecidos no Anexo A da norma NBR 6484 (2020)

Tabela 4 - Estados de capacidade e resistência

Solo	Índice de resistência a penetração N	Designação ^a
	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole

Solo	Índice de resistência a penetração N	Designação ^a
Argila e siltes Argilosos	6 a 10	Media(o)
	11 a 19	Rija (o)
	20 a 30	Muito rija (o)
	> 30	Dura (o)
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	>40	Muito compacta(o)

^a A designação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.) são referências a deformabilidade e a resistência do solo do ponto de vista de fundações

Fonte: ABNT NBR 6484:2020.

3.1.3 Ensaios de caracterização mecânica no laboratório

Os ensaios de laboratório visam reproduzir as condições de carregamento e o estado de tensões de campo sob condições controladas por meio dos equipamentos. Essa abordagem permite obter parâmetros deformacionais e de resistência com maior precisão. A seguir, apresentam-se os ensaios mecânicos executados para a caracterização do subsolo deste estudo.

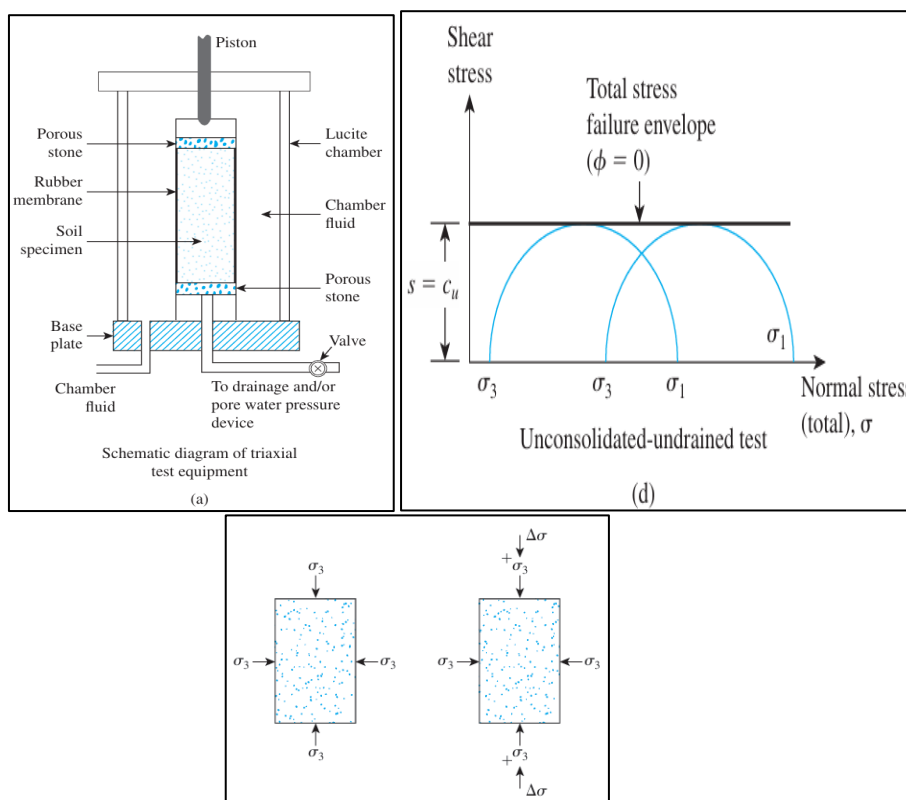
3.1.3.1 Ensaio de compressão triaxial UU

O ensaio de compressão triaxial constitui um dos métodos mais confiáveis para a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos. Segundo Das (2016), este procedimento pode ser aplicado tanto em materiais granulares (areias) quanto em solos coesivos (argilas). No presente capítulo, aborda-se especificamente a análise do ensaio triaxial do tipo Não Consolidado Não Drenado (UU) realizado em solo argiloso. A configuração esquemática deste ensaio é detalhada na **Figura 4**, segundo Das (2026) descreve a execução do ensaio cujo procedimento consiste na introdução de uma amostra cilíndrica de solo, geralmente com 36 mm de diâmetro e 76 mm de altura, induzida no interior de uma câmara de confinamento preenchida com fluido (geralmente água ou glicerina). Inicialmente, o

corpo de prova é submetido a uma pressão de confinamento hidrostática (σ_3) ao seu redor e, subsequentemente aplica-se uma tensão axial desviadora ($\Delta\sigma$) até que se induza a ruptura do material, conforme ilustrado na **Figura 4**

Durante a execução do ensaio não é permitida a drenagem de corpo de prova do solo. O corpo de prova é cisalhado até a ruptura aplicando a tensão desviadora, na norma Americana é executado conforme a ASTM D 2850.

Figura 4 - (a) Diagrama esquemático do equipo triaxial; (b) Prova não adensada não drenada; (c) Sequencia de aplicação de esforço de prova triaxial



Fonte: Braja M. Das (2016)

3.1.3.2 Ensaio de resistência de corte

Segundo Das, 2012 a resistência ao cisalhamento de um solo pode-se definir como a tensão cisalhante máxima que o solo consegue resistir ao longo do plano de ruptura antes do colapso. Autores como Pinto (2006) as resistências baseiam-se no

acoplamento mecânico entre as partículas sólidas, considerando o atrito interno das partículas com a superfície de contato, e no caso de solos finos pelas forças de coesão e no caso das areias depende puramente dos mecanismos físicos e geométricos entre o contato entre as partículas.

Na análise considera-se o critério de ruptura de Mohr Coulomb. Expressada pela a seguir.

$$\tau = c' + \sigma'_n \cdot \tan(\phi')$$

Onde:

τ Tensão de cisalhamento no plano de ruptura

c' Coesão

σ'_n Tensão normal efetiva atuante no plano

ϕ' Ângulo de resistência ao cisalhamento

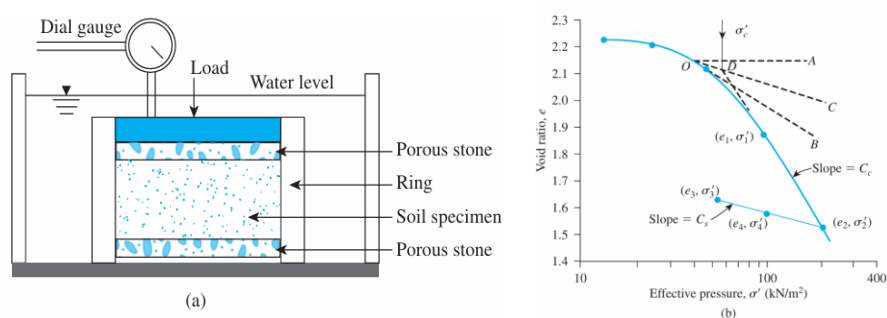
3.1.3.3 *Ensaio* de consolidação unidimensional

Conforme o autor Das (2011), o ensaio de adensamento unidimensional foi originalmente sugerido por Terzaghi, cujo arranjo esquemático do equipamento é ilustrado na **Figura 5 (a)**. Esse ensaio, atualmente padronizado pela ABNT NBR 16853 (2020), e ASTM D2435 visa simular o processo de adensamento de solos finos saturados ao restringir completamente a deformação lateral e permitir unicamente o fluxo e a deformação na direção axial, a partir da aplicação de incrementos sucessivos de carga vertical simulando assim o comportamento do solo quando são induzidas cargas.

Com base nos dados obtidos em laboratório, constrói-se o gráfico da relação de vazios (e) em função do esforço vertical efetivo (σ') em escala logarítmica. **A Figura 5 (b)** exemplifica o comportamento típico da variação de e vs $\log \sigma'$ para uma amostra de solo argiloso. Adicionalmente, após o corpo de prova atingir a tensão máxima de consolidação programada, pode-se realizar o estágio de descarga, permitindo quantificar a expansão da amostra.

O ensaio permite determinar parâmetros fundamentais de compressibilidade, tais como a pressão de pré-adensamento (σ'_c), o índice de compressão (C_c) índice de recompressão (C_r) e o coeficiente de adensamento (c_v)

Figura 5 – Ensaio de consolidação unidimensional. A) Equipamento utilizado no ensaio; b) Comportamento da variação de e vs $\log \sigma'$



Fonte: Braja M. Das (2016)

Autores como Casagrande (1936) sugeriu um método para determinar a pressão de pre-adensamento a partir do gráfico obtido no laboratório $e - \log \sigma' vs \sigma'$. O procedimento compreende de cinco passos conforme mostra-se na **figura 5 (b)**

1. Estabelecer o ponto O na curva $e - \log \sigma'$ na curva mais pronunciada (raio mínimo de curvatura)
2. Desenhe uma linha horizontal OA
3. Desenhe a linha OB tangente em O
4. Desenhe a linha OC, bissetriz do ângulo AOB
5. Projete a parte da linha reta da curvatura $e - \log \sigma'$ para interceptar a linha OC em D, a abscissa do ponto D é a pressão de pré-adensamento σ'_c

Segundo a equação definida por Terzaghi, para determinar o índice de compressão C_c calcula-se a partir da linha reta localizado na parte final da curva de carga no ponto O, conforme a **equação 1**.

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log \sigma'2 - \log \sigma'1} = \frac{e_1 - e_2}{\log \left(\frac{\sigma'2}{\sigma'1} \right)} \quad (\text{Equação 1})$$

Onde:

c_c Índice de compressão

e_1 Índice de vazios inicial correspondente ao estágio de tensão $\sigma'1$

e_2 Índice de vazio final correspondente ao estágio de tensão $\sigma'2$

$\sigma'2$ Tensão efetiva final

$\sigma'1$ Tensão efetiva inicial

Correlações empíricas foram definidas para determinar o valor de C_c segundo Skempton (1944) sugeriu algumas equações empíricas baseados em dados experimentais nas argilas no estado natural (indeformadas). Apresentadas na **tabela 5**.

Tabela 5 - Correlações empíricas do índice de compressão, C_c

Equação	Referencia	Aplicabilidade
$C_c = 0.009(LL-10)$	Skempton (1944)	Argila amolgadas
$C_c = 1.15 (e_0-0.27)$	Nishida ((1956)	Todas as argilas
$C_c = 0.30(e_0-0.27)$	Hough (1957)	Solo coesivo inorgânico
$C_c = 0.141 G_s^{1.2} \left(\frac{1 + e_0}{G_s} \right)^{2.38}$	Rendon – Herrero (1983)	Argilas
$C_c = 0.2343 \left[\frac{LL (\%)}{100} \right] G_s$	Nagaraj e Maurty (1985)	Solo argiloso

Fonte: Braja M. Das (2011)

Segundo Terzaghi define que o índice expansão C_s é a pendente da parte de descarga da curva $e - \log \sigma'$ conforme mostra-se na **figura 5 (b)** o parâmetro de expansão pode-se determinar a partir da **equação 2**.

$$C_s = \frac{e_3 - e_4}{\log \left(\frac{\sigma'4}{\sigma'3} \right)} \quad (\text{Equação 2})$$

Onde:

$c_s =$ Índice de re-compressão

$e_3 =$ Índice de vazios inicial correspondente ao estágio de tensão $\sigma'3$

$e_4 =$ Índice de vazio final correspondente ao estágio de tensão $\sigma'4$

$\sigma'4 =$ Tensão efetiva final

$\sigma'_3 =$ Tensão efetiva inicial

Segundo Das (2016) O índice de expansão é um valor menor do que o valor de índice de compressão. Na maioria dos casos o índice de expansão é $\frac{1}{4} a \frac{1}{5} C_c$ a determinação do ensaio é importante para estimar o assentamento por consolidação.

De forma geral dado o gráfico de deformação do corpo de prova em função do tempo para um dado incremento de carga, conforme a **figura 5 (b)**. Pode-se observar distintos estágios.

Estagio I: Compressão inicial causada por pre-carregamentos

Estagio II: Adensamento primário, na qual ocorre a expulsão de água dos poros

Estagio III: Compressão secundária, ocorre após a dissipação de poro pressão, quando ocorre reajustes plásticos da estrutura do solo.

3.1.4 Ensaio Geofísico

Conforme Das (2011). Os ensaios de exploração geofísica permitem determinar as características do subsolo a partir de métodos indiretos de exploração geotécnica permitindo determinar o perfil estratificado, os parâmetros elásticos, compacidade, condutividade elétrica, conteúdo de umidade e o nível freático.

Nos ensaios geofísicos são obtidos parâmetros dinâmicos. Devido que o nível de deformações é relativamente baixo ε^{-4} , os parâmetros dinâmicos representam valores maiores que os estáticos, variando tipicamente de 7 a 10 vezes. Essa diferença fica evidente ao confrontar os valores obtidos no Módulo de Elasticidade obtido pelo ensaio SPT e ensaio geofísico. (DNER-ME 045/95.)

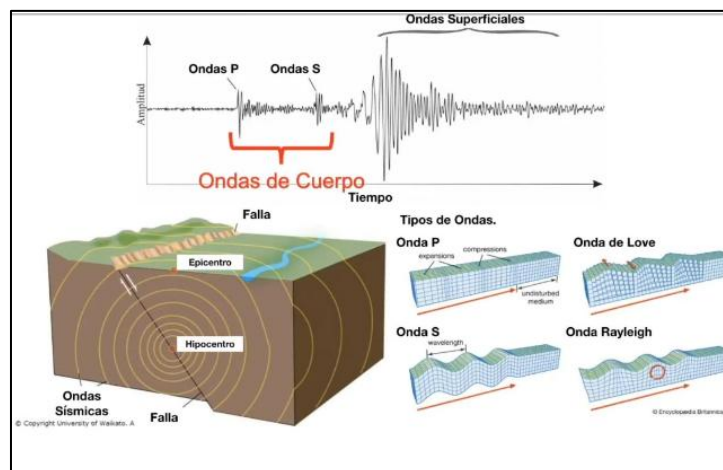
Na **tabela 6** apresenta-se as principais características dos ensaios geofísicos o campo de força que é utilizado para execução do ensaio e as propriedades físicas induzidas na determinação dos parâmetros geotécnicos.

Tabela 6 – Características dos ensaios geofísicos

Método	Campo de força	Propriedade física
Magnético	Campo magnético	Suscetibilidade magnética
Gravimétrico	Campo gravitacional	Densidade
elétrico	Campo elétrico	Condutividade elétrica
Sísmico	Campo de vibração elástica	Velocidade de propagação

Fonte: Elaborador pelo autor, 2026.

Os métodos mais usados na engenharia civil consideram-se os métodos elétricos e sísmicos configurado pelas velocidades de onda longitudinal V_p e de corte V_c na **figura 6** apresenta o comportamento das ondas.

Figura 6 - Ondas sísmicas


Fonte: Dominguez (2021)

3.1.4.1 *Prospecção* sísmica mediante Lineas de refração sísmica – LRS.

O método de refração sísmica permite delimitar em profundidade, o perfil estratigráfico e as discontinuidades do subsolo com base na velocidade de propagação das ondas elásticas, ondas P (ondas de compressão plana). Essa técnica viabiliza a identificação de interfaces geológicas, a determinação da espessura de horizontes de solo ou rocha alterada e a estimativa das propriedades mecânicas do maciço investigado in situ. (Das,2012)

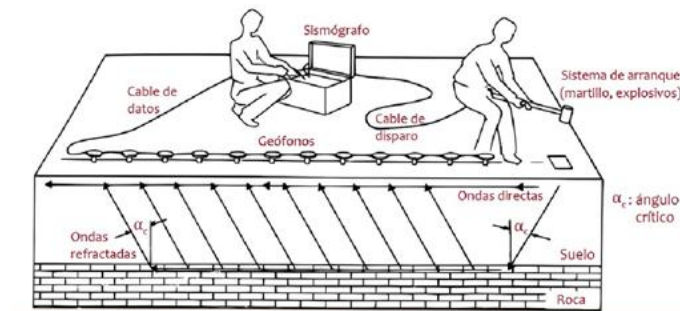
A refração sísmica classicamente é utilizada para determinação de velocidades da onda P (V_p). De acordo com JMF labcon (2024). As ondas sísmicas propagam-se radialmente a partir da fonte através do meio geológico, sendo registradas por geofones dispostos de forma linear e equidistante na superfície. O tempo de trânsito dessas ondas entre a fonte e cada receptor está diretamente condicionado às propriedades elásticas do subsolo, correlacionando-se com a rigidez do solo ou com o grau de faturamento e alteração das rochas. Dessa forma, materiais que apresentam maior rigidez mecânica resultam em velocidades de propagação consideravelmente superiores.

3.1.4.2 Ensaio Multichannel Analysis of Surface Waves MASW

O método MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) consiste na análise de ondas superficiais para o mapeamento da estratificação geofísica do subsolo, fundamentando-se no fenômeno da dispersão das ondas de Rayleigh ao se propagarem em um meio geológico heterogêneo e estratificado. Essa abordagem metodológica, proposta por Park et al., (1999) e Xia et al., (1999), utiliza fontes de impacto impulsivas (como marretas ou quedas de peso) aplicadas em um ponto externo ao arranjo linear dos geofones.

Conforme Taioli (1999), o ensaio MASW consolida-se como uma técnica sísmica eficaz para a avaliação *in situ* das velocidades de propagação das ondas cisalhantes (V_s) nas diversas camadas investigadas. O ensaio ajuda a determinar a velocidade os tempos de chegada a traves das ondas V_s e especialmente do parâmetro (V_{s30}) reconhecido como um indicador para classificar o solo. Este ensaio apresenta alta resolução nos primeiros 30 metros. O esquema típico de aquisição de dados em campo é ilustrado na **Figura 7**

Figura 7 - Procedimento de aquisição de dados MASW



Fonte: Arias Et. Al. 2017

Segundo o conhecimento dos valores de velocidade de onda P (V_p) e das ondas S (V_s) juntamente com a densidade dos materiais, permite a determinação dos parâmetros elásticos dinâmicos dos maciços: Módulo de Young, coeficiente de Poisson e módulo de rigidez ou cisalhamento (Dourado, 1984).

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad (\text{Equação 3})$$

$$v = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - 2V_s^2)} \quad (\text{Equação 4})$$

$$E = 2G_0(1 + v) \quad (\text{Equação 5})$$

$$k = \rho(V_p^2 - 4/3V_s^2) \quad (\text{Equação 6})$$

Onde:

G_0 Módulo de cisalhamento

ρ Peso específico do solo

V_s Velocidade de onda de corte

V_p Velocidade de onda longitudinal

v Coeficiente de Poisson

E Módulo de elasticidade

k Módulo de elasticidade volumétrico

Tabela 7 - Propriedade elásticas dinâmicas do solo deduzidas por métodos geofísicos

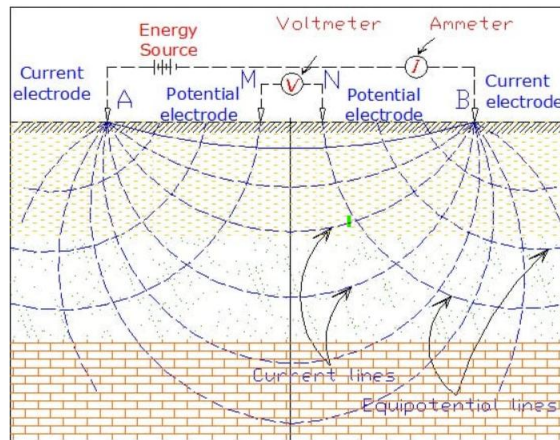
Parâmetro geotécnico	Símbolo	Equação	Importância da aplicação
Modulo de cisalhamento	G_0	$G_0 = \rho \cdot V_s^2$	Define a rigidez do solo
Coefficiente de Poisson	ν	$\nu = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - 2V_s^2)}$	Mede a deformação lateral do solo
Modulo de Elasticidade	$E = G_0$	$E = 2G_0(1 + \nu)$	Mede a rigidez linear
Modulo de elasticidade volumétrico	K	$K = \rho(V_p^2 - 4/3V_s^2)$	Avalia a resistência do material

Fonte: Elaborado pelo autor, 2026.

3.1.4.3 Sondagem elétrico verticals- SEV Tipo Schlumberger

Conforme Bokhonok et al., (2017). O método da Sondagem Elétrica Vertical (SEV), baseado no princípio da eletroresistividade, permite determinar a distribuição vertical da resistividade elétrica do subsolo sob o ponto de investigação. A aquisição dos dados da SEV é realizada utilizando o arranjo Schlumberger para obter diferentes medidas de resistividade aparente. Esse procedimento consiste em manter uma separação simétrica e progressivamente crescente entre os eletrodos de emissão de corrente (AB), e é recepcionado por eletrodos impolarizáveis (MN), esses dois parâmetros permitem calcular a resistividade aparente do solo. O esquema estrutural desse sistema é ilustrado na **Figura 8**

Figura 8 - Esquema de distribuição dos eletrodos tipo Schlumberger



Fonte: Hidrogeo S.A.S

Conforme apresentado por Lago e Elis (2005), a determinação da resistividade elétrica aparente do subsolo é realizada por meio da **equação 7** e **equação 8**.

$$\rho = \frac{K \cdot \Delta V}{I} \quad (\text{Equação 7})$$

$$K = \frac{2\pi}{\left[\left(\frac{1}{AM}\right) - \left(\frac{1}{AN}\right) - \left(\frac{1}{BM}\right) + \left(\frac{1}{BN}\right)\right]} \quad (\text{Equação 8})$$

Onde: ρ é a resistividade elétrica (ohm.m), k é o fator geométrico depende da posição dos eletrodos, ΔV é a diferença de potencial entre os eletrodos M e N e I é a intensidade da corrente que passa pelos eletrodos A e B.

Destaca-se Lago e Elis (2005) a resistividade dos solos e rochas que possuem condutividade iônica (ou eletrolítica) é afetado pelos seguintes fatores.

- Composição mineralógico
- Porosidade
- Teor de água
- quantidade e natureza dos sais dissolvidos

3.2 FUNDAÇÕES RADIER

Segundo Lima, Miranda e Pinheiros (2024). As fundações superficiais, também denominadas rasas ou diretas, são aquelas em que a base de apoio está posicionada a uma profundidade inferior ao dobro da menor dimensão da fundação. Dentro desse contexto, o radier classifica-se como um exemplo clássico de fundação rasa, na **figura 9** ilustra a fundação do tipo radier.

Velloso e Lopes (2009) os critérios considerados para analisar a execução de uma fundação tipo radier são nos seguintes casos:

- As áreas das sapatas se aproximam ou interpenetram umas das outras
- Uniformizar os recalques
- Capacidade de suporte do solo é baixo
- Quando a área total das sapatas for maior que 50% da área da construção

Figura 9 - Execução de fundação tipo radier



Fonte: Elaborado pelo autor, 2026.

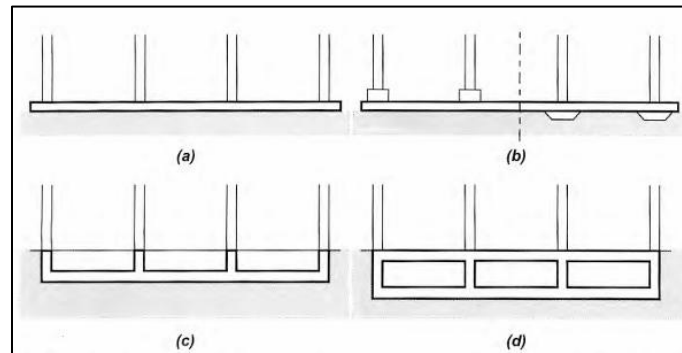
3.2.1 Tipos de Radier

Autores como Das (2012) apresenta diferentes tipologias de fundação que depende das exigências estruturais do projeto, da magnitude das cargas e das

características geotécnicas do solo, por tanto podem ser classificados quanto a forma ou sistema estrutural, conforme a **figura 10**.

- Radier lisos
- Radier com pedestais ou cogumelos
- Radier nervurados
- Radier em caixão
- Radier estaqueado

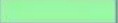
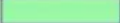
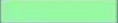
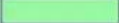
Figura 10 - Rádiers: (a) lisos, (b) com pedestais, (c) nervurados, (d) em caixão



Fonte: Velloso e Lopez (2001)

Segundo Carrazedo (2022) a fundação radier pode variar segundo o tipo e a forma de execução, apresentando um aumento gradativamente na exigência de execução e melhorando as características de resistência. Na **Tabela 8** mostra-se as principais complexidades do tipo de radier.

Tabela 8 - Características principais dos rádiers

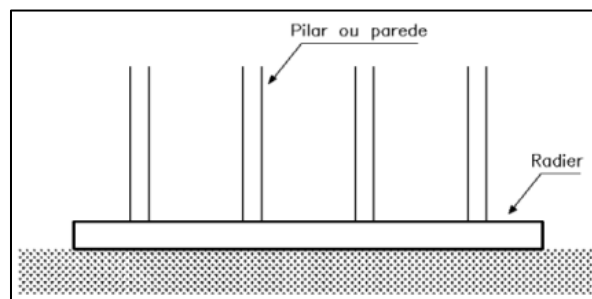
Tipo	Representação	Intensidade das forças	Resistência do solo	Rigidez do radier / controle de recalques	Resistência à punção	Custo e dificuldade de execução
Espessura uniforme						
Com capitéis ou pedestais						
Nervurado						
Em caixão						

Fonte: Carrazedo (2022)

3.2.1.1 Radier liso

Autores como Lima, Miranda e Pinheiros (2024). O radier liso tem a vantagem de ser executado de forma simples, e podem aproveitar-se como contrapiso. São aplicados para pequenas edificações residências, casa de um pavimento ou para estruturas e quando a capacidade de carga do solo supera os das cargas aplicadas sobre essa fundação, ilustra-se na **figura 11**.

Figura 11 - Radier Liso

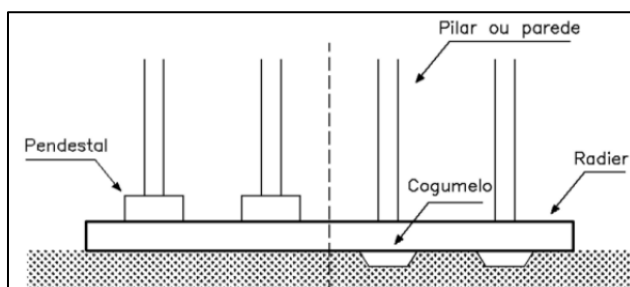


Fonte: Adaptado de Dória (2007)

3.2.1.2 Radier com pedestais

Conforme Lima, Miranda e Pinheiros (2024), o radier pode apresentar um aumento localizado de espessura na base dos pilares por meio da introdução de pedestais, visando elevar a rigidez flexional e a resistência aos esforços de cisalhamento e puncionamento. Essa geometria de engrossamento pode ser projetada tanto na face superior quanto na face inferior da laje de fundação, apresenta-se na **figura 12**.

Figura 12 - Radier com pedestal

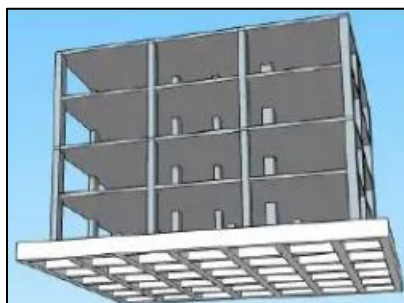


Fonte: Adaptado de Dória (2007)

3.2.1.3 Radier nervurados

Segundo Ribeiro (2017) o radier nervurado é uma fundação superficial na qual a laje de concreto é reforçada por meio de nervuras secundárias, superior ou inferiores. Destacando-se por fornecer grande rigidez alcançada principalmente pelas vigas, quanto maior a altura da viga maior rigidez do radier, detalhe ilustra-se na **figura 13**

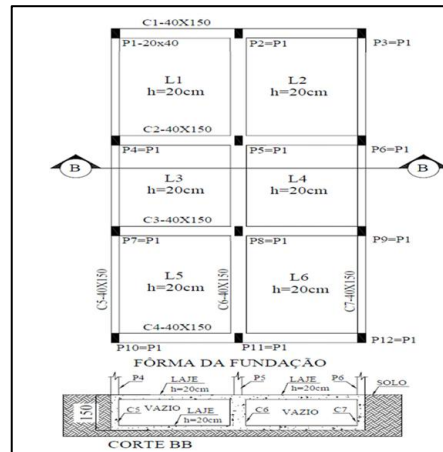
Figura 13 - Radier com nervuras



Fonte: Carrazedo (2022)

3.2.1.4 Radier em caixaão

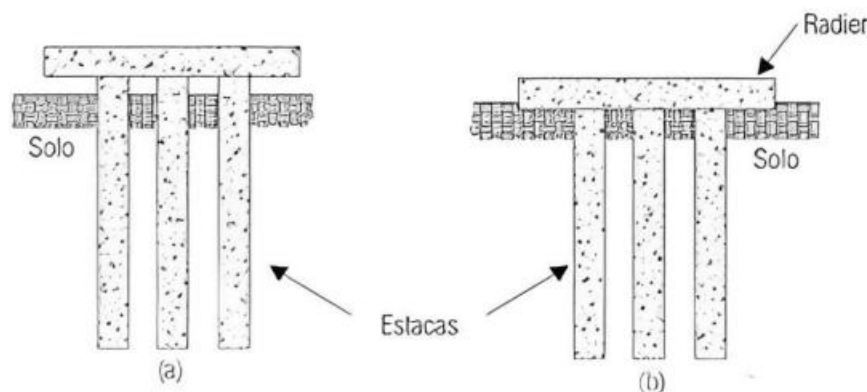
Conforme Carrazedo (2022) utiliza-se com a finalidade de ter uma maior rigidez o que pode ser utilizado na execução de edificações de múltiplos pavimentos. É aplicado em obras de grande envergadura onde o solo apresenta valores relativamente médios ou altos, mostra-se na **figura 14**

Figura 14 - Radier tipo caixão perdido

Fonte: Ribeiro (2017)

3.2.1.5 Radier estaqueado

Apresenta estrutura mista de estacas, indicada para grandes construções em locais onde o solo é de baixa resistência, facilitando a transferência da carga do radier para as estacas Lima, Miranda e Pinheiros (2024), ilustrado na **figura 15**

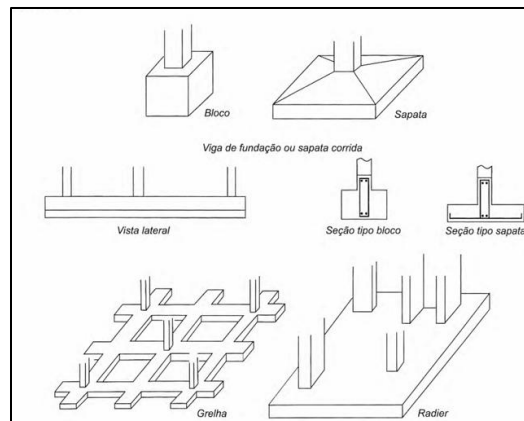
Figura 15 - a) Grupo de estacas b) Radier estaqueado

Fonte: A arte de Engenharia (2016)

Nesse contexto autores como Velloso e Lopes (2009) é adotada uma fundação radier quando as áreas das sapatas se aproximam uma das outras ou mesmo se

interpenetram, ou quando deseja-se uniformizar os recalques, nas condições praticas adota-se quando a área total das sapatas for maior que a metade das áreas da construção, fundações superficiais apresenta-se na **figura 16**.

Figura 16 - Fundações superficiais



Fonte: Fundações (2009).

Segundo Tabsh e Eleman (2014) os principais parâmetros que afetam na estrutura, são o modulo de elasticidade do concreto, modulo de elasticidade do solo, tipos de carga, geometria da superestrutura, espessura do concreto, o comprimento do vão.

3.3 CALCULO DE TENSÕES NO SOLO

Segundo Das (2012), o solo é um meio multifásico composto por partículas sólidas distribuídas aleatoriamente, cujos vazios são preenchidos por água, ar ou ambos. A distribuição de tensões ao longo do perfil geotécnico é um requisito fundamental para o cálculo da compressibilidade do solo, recalques, estimativa da capacidade de carga de fundações, avaliação da estabilidade de taludes e estruturas de contenção.

Consequentemente, a introdução de carregamentos externos por meio de obras de fundação exige a quantificação do comportamento do maciço frente aos incrementos de tensão gerados. Mediante essas considerações, torna-se indispensável avaliar o estado de tensões no solo sob duas condições distintas: o estado natural (geostático) e o cenário sob carregamento induzido

3.3.1 Tensões geostáticas

Conforme Terzaghi (1925) estabeleceu que o esforço total de uma massa de solo em um ponto determinado, relaciona-se com o peso próprio do solo incluindo o nível freático presente no solo pode-se expressar conforme a **equação 9**

$$\sigma = \sigma' + u \quad (\text{Equação 9})$$

Onde a tensão total do solo pode ser expressada como:

$$\sigma = \gamma_s h_1 + \gamma_{sat} h_2 \quad (\text{Equação 10})$$

Enquanto a poro - pressão pode ser escrita conforme a equação 11.

$$u = \gamma_w h_2 \quad (\text{Equação 11})$$

Onde

γ_w = Peso unitário da água

γ_{sat} = Peso unitário do solo saturado

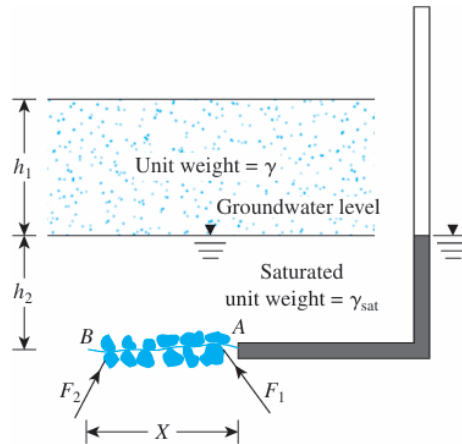
σ = Tensão total

σ' = Tensão efetiva

u = Poro-pressão da água

O esforço efetivo σ' representa uma componente vertical resultante das forças no ponto de contato entre as partículas sólidas do solo, sobre uma área de seção transversal unitária no ponto A, conforme a **figura 17**. Por tanto para realizar o cálculo em qualquer ponto

Figura 17 - Calculo de esforço efetivo



Fonte: Braja M. Das (2017)

Pela **equação 10** e **equação 11** temos:

$$\sigma' = (\gamma sh1 + \gamma_{sat}h2) - (\gamma_w h2)$$

$$\sigma' = \gamma sh1 + h2(\gamma_{sat} - \gamma_w) \quad (\text{Equação 12})$$

De maneira geral, o cálculo das tensões geostáticas verticais totais em um meio estratificado, conforme esquematizado na **Figura 19**, é obtido pelo somatório de peso próprio de cada camada conforme estabelecido pela **Equação 13**

$$\sigma' = \sum_{i=1}^n \gamma_{s(i)} iZi + Zi(\gamma_{sat(i)} - \gamma_w) \quad (\text{Equação 13})$$

3.3.2 Tensões geostáticas por capilaridade

A água presente no subsolo não se limita apenas ao fluxo gravitacional abaixo do nível freático; ela também se movimenta por forças de superfície nas zonas não saturadas, acima do nível freático. De acordo com Marinho (2020), a capilaridade é definida classicamente como a propriedade física dos fluidos de ascender ou descender por tubos de diâmetro finos. No contexto geotécnico, os vazios

intergranulares contínuos do solo, atuam de forma similar a esses tubos capilares, permitindo a migração vertical da água.

Das (2007) mostra o intervalo aproximado de ascensão capilar encontrado nos vários tipos de solos conforme sintetizado na **Tabela 8**

Tabela 9 - Intervalo aproximado de ascensão capilar nos solos

Solo	hc
Pedregulhos	Poucos centímetros
Areia	1m a 2m
Siltes	3m a 4m
argila	Dezenas de metros

Fonte: Das (2007)

Conforme Das (2007). A relação geral entre a tensão total, tensão efetiva pode ser determinada conforme a **equação 14**.

$$\sigma = \sigma' + u \quad (\text{Equação 14})$$

A poro pressão definida em um ponto do estrato do solo totalmente saturado pela ascensão capilar, assumindo como referência. Se a saturação parcial é causada pela ação capilar pode ser aproximada conforme a **equação 15**

$$u = -\left(\frac{s}{100}\right) \gamma_s h \quad (\text{Equação 15})$$

Onde

S grau de saturação porcentual.

γ_s = Peso específico do solo

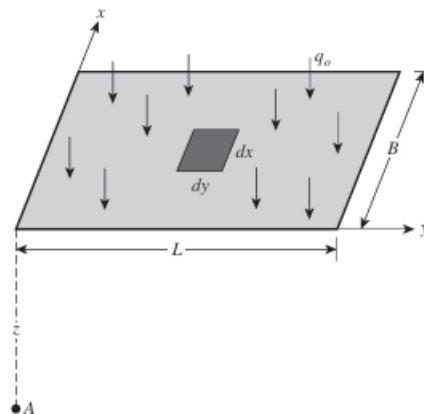
3.3.3 Incremento de tensão

Segundo Das (2011) A construção de uma fundação causa um incremento de tensões no solo onde dependerá do tipo de carga por unidade de área a qual será submetida. Para que o cálculo de tensões seja representativo da realidade, assume-se os seguintes critérios.

- Meio homogêneo: As propriedades do solo são as mesmas em qualquer ponto
- Meio isotrópico: Apresenta o mesmo comportamento elástico
- Comportamento elástico: As tensões são diretamente proporcionais as deformações.

Pela equação de boussinesq (1883) permite-se avaliar o incremento da tensão vertical no ponto A que está localizado na profundidade z abaixo do canto da área retangular flexível uniformemente carregada **figura 18**

Figura 18 - Esforço baixo de uma área retangular



Fonte: Braja M. Das (2016)

Considera-se uma área $dA = dx dy$ flexível carregada, localizada na superfície do solo e tem comprimento L e largura B . A carga uniformemente distribuída por unidade de área é igual a q_0 . Nessa área elementar pode ser dada pela **equação 16**

$$dP = q_0 dx dy \quad (\text{Equação 16})$$

Essa carga elementar dP pode ser tratado como uma carga pontual. O aumento da tensão vertical no ponto A causado por dP pode ser determinado utilizando-se a **equação 17**

$$\Delta\sigma = \frac{3P}{2\pi Z^2 \left(1 + \left(\frac{r}{Z}\right)^2\right)^{5/2}} \quad (\text{Equação 17})$$

Onde

$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$

x, y, z = coordenadas do ponto A

Entretanto precisamos substituir $dP = q_0 dx dy$ por P e $x^2 + y^2$ por r^2 . O incremento de tensão no ponto A pode ser dada pela **equação 18**

$$dP = \frac{3q_0(dx dy)z^3}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} \quad (\text{Equação 18})$$

Integrando a **equação 16** pode-se obter o aumento total da tensão $\Delta\sigma$ aplicado no ponto A pela área carregada, conforme a **equação 19**.

$$\Delta\sigma = \int_{y=0}^L \int_{x=0}^B \frac{3q_0(dx dy)z^3}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} = q_0 I \quad (\text{Equação 19})$$

$$I = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} \cdot \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} + \tan^{-1} \frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + 1 - m^2n^2} \right)$$

$$m = \frac{B}{z} = \frac{x}{z}$$

$$n = \frac{L}{z} = \frac{y}{z}$$

Da equação aplicada para determinar o incremento de tensão basta multiplicar por 4 o resultado de incremento de tensão, mostra-se na **equação 20**

$$\Delta\sigma = q_o I \quad (\text{Equação 20})$$

3.3.4 Fundações compensadas

Em depósitos de solos com compreensibilidade média, alta e muito alta e baixa capacidade de suporte são indicadas fundações compensadas. Conforme Zeevaert (1983) define-se fundação compensadas aquelas na qual procura-se reduzir o incremento de cargas neta de carga aplicada ao solo, por tanto as cimentações podem ser totalmente ou parcialmente compensada, sua diferença radica na proporção da carga do material escavado ser igual, menor (sub compensada) o maior (sobre compensada) ao peso da estrutura.

Conforme definido por Das (2012), a redução do esforço final transmitida ao solo pode ser expressa considerando q como a pressão de contato transmitida pela estrutura ao solo e σ_v o esforço total vertical da massa do solo até a profundidade de assentamento.

$$q_n = q - \sigma_v$$

Por tanto o comportamento futuro da fundação depende do processo de escavação e das condições hidráulicas controlados no subsolo. Sequencialmente devido a escavação o solo responde expandindo-se no fundo da profundidade de cimentação. Essa deformação é predominantemente elástica e governada pelo índice de recompressão / Expansão (C_r), devido ao solo apresentar uma redução da tensão atual o que resulta de um aumento imediato do valor de OCR, apresentando um comportamento no fundo da escavação como material sobre adensado. ($OCR > 1$)

3.4 RECALQUE EM RADIER SOBRE SOLO ARGILOSO

Conforme Velloso e Lopez (2011) a fundação ao ser carregada, sofre recalques que é processada em partes, imediatamente após o carregamento e ao decorrer do tempo

Segundo a abordagem de Das (2006) o aumento de tensão no solo causada pela construção de fundações, causa uma compressão nas camadas de solo. Estruturalmente, essa redução volumétrica do solo é causada pelos seguintes mecanismos.

- Deformação de partícula no solo
- Deslocamento de partículas de solo
- Expulsão de água ou do ar

Autores como Velloso e Lopes (2010) mencionam que, após a aplicação de um carregamento, o solo sofre um recalque total (St), o qual é composto por duas parcelas distintas. A primeira delas desenvolve-se imediatamente após a aplicação da carga, denominada como recalque instantâneo ou imediato (Se). A segunda parcela processa progressivamente ao longo do tempo, sendo chamada de recalque por adensamento ou recalque no tempo (Sc), fenômeno que depende diretamente da dissipação da poro-pressão e da consequente redução do índice de vazios, conforme ilustrado na **Figura 19**. Dessa forma, o recalque total é expresso pela **Equação 21**.

No caso das areias o termo St é desprezível, de modo que o recalque imediato será igual ao total ($Se=St$). Por outro lado, nos solos argilosos saturados pela baixa permeabilidade exige que ambas parcelas sejam consideradas (imediato e por adensamento)

$$St = Se + Sc \quad \text{(Equação 21)}$$

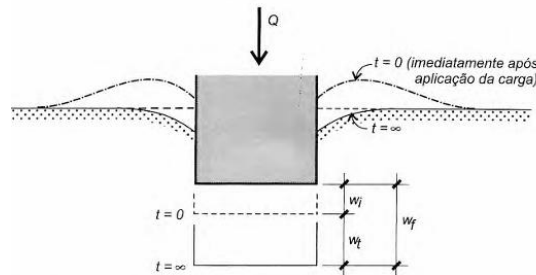
Onde

St = recalque total

Se = recalque elástico

Sc = recalque por adensamento primário

Figura 19 - Recalque de uma fundação superficial



Fonte: Velloso e Lopez (2011)

3.4.1 Recalque imediato por deformação elástica

Conforme Das (2012). O recalque imediato corresponde a deformação elástica do solo que ocorre logo após da aplicação da carga proveniente da estrutura, sem que haja dissipação significativa das pressões neutras. Esse tipo de recalque é mais pronunciado em solos granulares, como areias devido a sua elevada permeabilidade e a rápida resposta as variações de tensões no solo.

Segundo Joseph E. Bowles (1997) o recalque imediato pode ser realizado utilizando as equações da teoria de elasticidade geralmente assume um solo isotrópico e homogêneo, o recalque imediato pode ser estimado por meio da seguinte expressão pela **equação 22**

$$\Delta H = \int_0^H \epsilon dH \quad (\text{Equação 22})$$

Donde $\epsilon = \Delta q / E_s$ mas $\Delta q = (f, \text{carga})$, $E_s = f(H, \text{variação do solo})$, e H é a profundidade estimada da mudança de tensão causada pela carga da fundação.

Quando o perfil do solo é subdividido em estratos de espessuras H_i o recalque total ΔH é calculado através do somatório das deformações de cada camada. Para isso, considera-se a variação de tensão Δq_i e o módulo de elasticidade E_s específicos de cada um dos n níveis analisados, obtém-se a partir da **equação 23** complementando pela **equação 24** e **Equação 25**

$$\Delta H = \epsilon H = \sum_{Hi}^{Hi+1} \frac{\Delta q_i}{Es_i} \quad (i = 1 \text{ a } n) \quad (\text{Equação 23})$$

$$Es = \frac{(1 - u)Es, tr}{(1 + u)(1 - 2u)} \quad (\text{Equação 24})$$

Onde

ΔH = Recalque imediato do solo

H = Espessura da camada do solo

Δq_i = Incremento de tensões no solo devido ao carregamento induzido

Es = Modulo de elasticidade

ν = coeficiente de Poisson

Es, tr = Módulo de elasticidad confinado

Tabela 10 - Modulo de Poisson

Solo	ν
Areia poco compacta	0.2
Areia compacta	0.4
Silte	0.3 – 0.5
Argila saturada	0.4 – 0.5
Argila não saturada	0.1 – 0.3

Fonte: Teixeira e Godoy (1996)

Considerando outros autores para a estimativo do modulo de elasticidade (Es) das camadas do solo pode-se determinar utilizando o valor médio de N_{spt} . Conforme proposta por Teixeira e Godoy (1996) A seguir mostra-se na **equação 25** para determinar o modulo de elasticidade os parâmetros K e α são determinados pela **tabela 10 e tabela 11**.

$$E_s = \alpha * K * N_{spt} \quad (\text{Equação 25})$$

Onde

α =coeficiente adimensional dependo do tipo do solo

K=coeficiente de retro análise de fundação

N_{spt} =Índice de resistência a penetração do solo

Tabela 11 – Valores de alfa

Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: Teixeira e Godoy (1996)

Tabela 12 – Valores de K considerando o tipo de solo

Solo	K_{spt} (MPa)
Areia com pedregulhos	1.10
Areia	0.9
Areia siltosa	0.70
Areia argilosa	0.55
Silte arenoso	0.45
Silte	0.35
Argila arenosa	0.30
Silte argiloso	0.25
Argila siltosa	0.20

Fonte: Teixeira e Godoy (1996)

3.4.2 Recalque por consolidação primaria

Segundo Das (2006) para realizar o cálculo de recalque por consolidação primaria, considerando o adensamento unidimensional.

Considera-se uma camada de argila saturada de espessura H e área da seção transversal A sobre uma pressão efetiva de sobrecarga media existente,

σ'_0 . Por causa de um aumento da pressão efetiva $\Delta\sigma'$, o recalque primário será S_c ilustrado na **figura 20**. Para representar a variação de volume devido as tensões induzidas podem ser escritas conforme a **equação 26**

$$\Delta V = V_0 - V_1 = HA - (H - SC)A = S_c A \quad (\text{Equação 26})$$

Onde

V_0 =Volume inicial

V_1 =Volume final

Por tanto a variação no volume total pode ser expressado como a variação de vazios ΔV_v portanto temos descrito pela **equação 27**

$$\Delta V = S_c A = V_{vc} - V_{v1} = \Delta V_v \quad (\text{Equação 27})$$

Onde

V_{v0} =Volume inicial

V_{v1} =Volume final

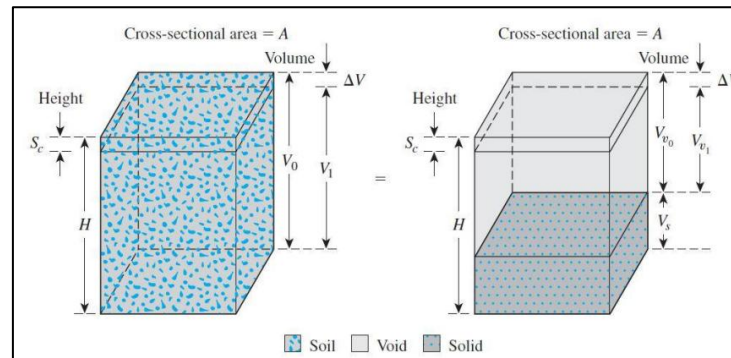
Pela definição do índice de vazios temos a **equação 28**

$$\Delta V_v = \Delta e V_s \quad (\text{Equação 28})$$

Onde

S_c =variação do índice de vazios

Figura 20 – Recalque provocado pelo adensamento unidimensional



Fonte: Braja M das (2006)

Portanto a equação pode ser escrita conforme a **equação 29**

$$V_s = \frac{V_0}{1 + e_0} = \frac{\Delta H}{1 + e_0} \quad (\text{Equação 29})$$

Onde

e_0 =Índice de vazio inicial no volume V_0

Pela **equação (28) (29)** temos **equação 30**

$$S_c = H \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (\text{Equação 30})$$

No caso das argilas normalmente adensadas pode ser expressada conforme a **equação 31**

$$\Delta e = C_c [\log(\sigma'_0 + \Delta\sigma') - \log \sigma'_0] \quad (\text{Equação 316})$$

Com valor de C_c determinado pela curva $e - \log \sigma'$ definida como o índice de compressão remanejando a **equação 30** na **equação 31**, fornece a seguinte expressão mostrada pela **equação 32**

$$S_c = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right) \quad (\text{Equação 32})$$

Onde

σ'_o = Esforço vertical médio do solo

$\Delta\sigma'$ = Incremento de carga

e_o = Índice de vazios inicial

C_c = Coeficiente de compressão

Nas argilas sobre adensadas com $\sigma'_o + \Delta\sigma' \leq \sigma'_c$ pode ser expressada pela **equação 33**

$$\Delta e = C_s [\log(\sigma'_o + \Delta\sigma') - \log \sigma'_o] \quad (\text{Equação 17})$$

Com valor de C_s =inclinação da curva $e - \log \sigma'$ na qual aproxima-se da curva de recuperação, definida como o índice de expansão; portanto remanejando a **equação 30** na **equação 33**, obtém-se a **equação 34**

$$S_c = \frac{C_s H}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \right) \quad (\text{Equação 34})$$

Para solos sobre - adensado e normalmente adensado em que $\sigma'_o + \Delta\sigma' > \sigma'_c$ pode ser escrita conforme a **equação 35**

$$S_c = \frac{H}{1 + e_o} \left[C_s \log \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} \right) + \frac{C_c}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_c} \right) \right] \quad (\text{Equação 35})$$

Onde

σ'_c = Tensão de pré – consolidação

3.4.3 Métodos numéricos

Além da análise do recalque de solos por meio de métodos analíticos, é possível analisar via métodos numéricos, com destaque no Método dos Elementos Finitos (MEF). O método consiste na transformação de um meio contínuo em um

sistema discreto, composto por um número finito de elementos interconectados por nós, permitindo a aproximação de variáveis primárias como deslocamentos e esforços (Potts e Zdravković, 1999). Atualmente, a integração e o processamento desses elementos são viabilizados por ferramentas computacionais, amplamente difundidas na geotecnia, tais como o PLAXIS 2D, o GeoStudio e o CSI SAFE.

3.5 RECALQUE EM RADIER SOBRE SOLO ARGILOSO USANDO PLAXIS 2D

3.5.1 Modelagem numérica PLAXIS 2D

Segundo Cabral (2011). O programa Plaxis 2D desenvolveu-se no ano de 1987 na universidade de Delft, Holanda. É um programa baseado na análise de elementos finitos de análise bidimensional que permite resolver problemas geotécnicos, campos como deformação, tensões e analisar estabilidade das obras geotécnicas.

Segundo definido pelo plaxis tutorial (2024) descreve que o programa permite realizar um análise avançado de elementos finitos, dinâmicos, sismos ou sismo de deformação, estabilidade de solo e rocha, além a integração da estrutura do solo, águas subterrâneas e fluxo de calor.

Para o desenvolvimento deste método utiliza-se modelos constitutivos do solo método como Mohr – Coulomb, método elástico, hardenig soild model etc, todos os modelos existentes podem-se encontrar no Plaxis tutotial, 2025.1 a seguir apresentasse os modelos usados neste estudo.

A) Modelo elástico

O modelo elástico é o método constitutivo mais simples no plaxis 2D. Baseia-se na lei de Hooke. Assume uma relação linear da tensão entre a tensão de deformação. Autores como Potts e Zdravkovic (1999). O comportamento linear é definido principalmente por dois parâmetros pelo modulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν) parâmetros que controlam a rigidez do material em relação as deformações.

$$\sigma' = M \varepsilon$$

Onde:

σ' = Vetor taxa de tensão efetiva

ε = Vetor taxa de deformação total

M = Matriz de rigidez do material

$$\begin{bmatrix} \dot{\sigma}'_{xx} \\ \dot{\sigma}'_{yy} \\ \dot{\sigma}'_{zz} \\ \dot{\sigma}'_{xy} \\ \dot{\sigma}'_{yz} \\ \dot{\sigma}'_{zx} \end{bmatrix} = \frac{E'}{(1-2\nu')(1+\nu')} \begin{bmatrix} 1-\nu' & \nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & 1-\nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & \nu' & 1-\nu' & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_{xx} \\ \dot{\varepsilon}_{yy} \\ \dot{\varepsilon}_{zz} \\ \dot{\varepsilon}_{xy} \\ \dot{\varepsilon}_{yz} \\ \dot{\varepsilon}_{zx} \end{bmatrix}$$

B) Modelo de Mohr- Coulomb (MC)

De acordo com Brinkgreve (2005). O modelo de mohr – coulomb é um modelo elástico perfeitamente plástico formada a partir da lei de hooke e da forma generalizada do critério de falha de coulomb. O modelo envolve cinco parâmetros.

- Módulo de Young (E)
- Coeficiente de Poisson (ν)
- Ângulo de atrito (ϕ)
- Coesão (c)
- Ângulo de dilatancia (ψ)

O método é utilizado para modelagem de solo de forma geral. Apresentando uma modelagem de primeira ordem (pelo menos para condições drenadas). O comportamento de rigidez do solo assume como constante. O modelo pode ser usado para obter uma primeira estimativa das deformações.

C) Hardenig Soild Model (HS)

Conforme descrito por Albaghdadi (2019). É um modelo elastoplástico para apresentar de forma mais realista o comportamento tensão- deformação dos solos. O modelo baseia-se na teoria de plasticidade com endurecimento isotrópico.

- Endurecimento por cisalhamento: Representa as deformações plásticas irreversíveis.
- Endurecimento por compressão: Representa as deformações plásticas associada a compressão primaria do solo.

Para estudar o comportamento o modelo elastoplastico, é necessário usar uma lei de endurecimento após o escoamento inicial (Schanz e Vermeer, 1999). O modelo assume que a rigidez do solo diminui à medida que as tensões cisalhantes aumentam.

Conforme descrito no tutorial Plaxis (2025.1). O modelo do solo endurecido apresenta melhores comportamentos, devido ao uso da teoria plástica, inclusão da dilatancia do solo e por incluir os limites de escoamento. Segundo as características mostradas a seguir, graficamente mostra-se na **figura 21**

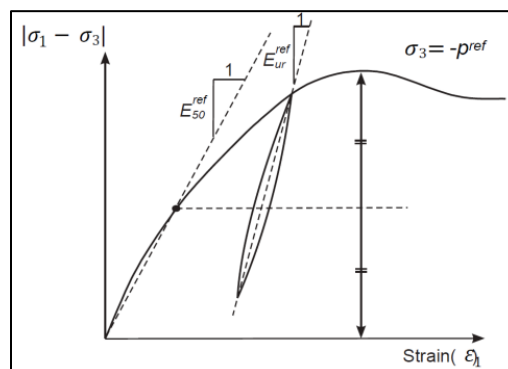
E_{50}^{ref} modulo secante, obtido no ensaio triaxial durante o carregamento primário

E_{oed}^{ref} modulo edométrico utilizado em compressão unidimensional

E_{ur}^{ref} modulo de descarregamento e recarregamento.

Falha Mohr – Coulomb: Parâmetros c' , ϕ' , ψ .

Figura 21 - Relação hiperbólica tensão - deformação em relação a primeira fase (drenado)



Fonte: Plaxis 2D tutorial, 2025.1

Além dos módulos de elasticidade parâmetros alternativos básicos podem ser considerados (Plaxis manual,2025.1)

C_c índice de compressão

C_s índice de expansão ou índice de recarga

e_0 índice de vazio inicial

Além de definir os parâmetros necessários para cada modelo é importante analisar a interação do solo estrutura (Elemento de interzaz). Conforme Velloso e Lopez (2011) a interação solo-estrutura tem por objetivo fornecer deslocamentos reais da fundação. A determinação das pressões de contato permite determinar os esforços internos da fundação, os fatores que afetam o contato dependem principalmente das características das cargas aplicadas, rigidez solo – fundação, propriedade do solo e a intensidade da carga. Segundo os autores Brinkgreave e Shen (2011) definiram os valores de redução (R_{inter}) para diferentes situações de contato, conforme mostra-se na **figura 22**

Figura 22 - Fatores de redução R_{inter}

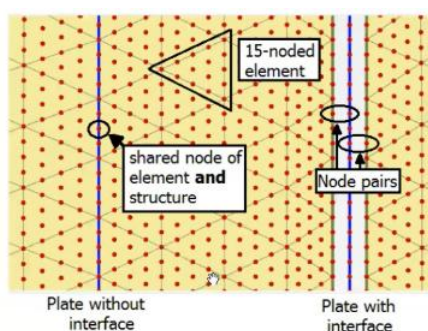


Table 2. Suggested Reduction Factors, R_{inter} (Brinkgreave and Shen, 2011)

Interaction sand/steel	= $R_{inter} \approx 0.6 - 0.7$
Interaction clay/steel	= $R_{inter} \approx 0.5$
Interaction sand/concrete	= $R_{inter} \approx 1.0 - 0.8$
Interaction clay/concrete	= $R_{inter} \approx 1.0 - 0.7$
Interaction soil/geogrid (grouted body) (interface is not necessary)	= $R_{inter} \approx 1.0$

Fonte: Brinkgreave e Shen, 2011

4 METODOLOGIA

A metodologia utilizada para realizar o análise de recalque na fundação tipo radier foi estruturada em quatro etapas: Definição e caracterização do local de estudo, Análise dos ensaios realizados em campo (caracterização geotécnica e ensaios geofísicos), determinação das tensões no maciço e determinação do recalque total e modelagem numérica.

O análise caracteriza-se como um estudo de caso, aplicado a uma fundação radier, cujos dados geotécnicos primários foram obtidos a partir de relatórios de investigações de campo e ensaios laboratoriais executados por corpo técnico pela empresa JMF (2024). Portanto, a metodologia deste trabalho concentrou-se no análise, interpretação e processamento analítico e numérico dos ensaios executados, aplicando ao dimensionamento e cálculo de recalques da fundação radier

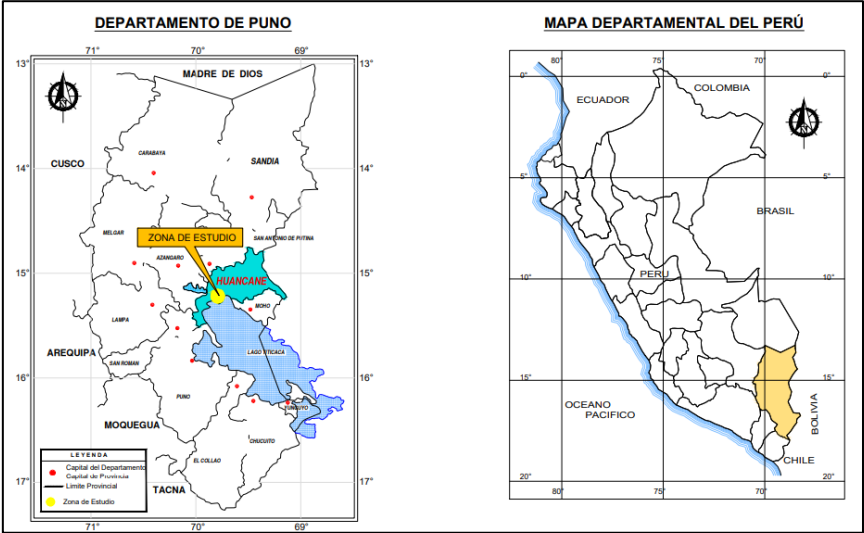
4.1 CARACTERÍSTICAS DA AREA DE ESTUDO

Este capítulo apresenta a contextualização do local onde foi realizado o estudo de caso, abordando as principais características climáticas, geográficas e geotécnicas que definem a região analisada.

4.1.1 Localização

Nesta etapa será especificada o local de estudo, o projeto está localizado no distrito de Huancané no centro urbano na região puno ao noroeste da cidade de Juliaca, ilustrado na **figura 23**, morfologicamente encontra-se no altiplano, na parte norte do lago Titicaca, compreendidas pelas coordenadas geográficas: Latitude: 15°12'15,53" S, Longitude: 69°46'58,99" W, Altitude: 3829,91 msnm com uma área de 387 km².

Figura 23 - Localização do estudo no mapa



Fonte: JMF LABCON (2024)

Figura 24 – Localização do projeto



Fonte: Google Earth (2026)

4.1.2 Aspectos geográficos e geológicos

Enquanto a geografia as altitudes do distrito huancané varia de 4000 a 4500 metros sobre o nível de mar (m s.n.m) com uma topografia moderada, ondulada a ligeiramente pronunciada próximo ao lago, a área conforma parte do altiplano do sul do Peru, com uma tendencia a apresentar rochas sedimentares, que se estende desde a era do Paleozoico inferior até o quaternário, estende-se desde a região de puno até os depósitos Lacustres do lago Titicaca.

A área de estudo está composta por rochas sedimentares paleozoicas como a formação chagrapí com lutitas a arenosos do devónico, Rochas mesozoicas também afloram, como a Formação Muni do Cretáceo, composta por limolitas roxas, areais.

Os afloramentos sofreram uma erosão e sedimentação durante o período quaternário, o que deu origem a formação depósitos de lacustres como argila orgânica, areia, grava.

4.1.3 Aspectos climáticos

A região puno caracterizado por ter um clima frio, precipitação média e uma amplitude térmica moderada. Segundo os registros durante o ano inteiro o clima mante-se frio e semiseco durante o ano inteiro, devido a sua elevada altitude que varia entre os 3287 até os 6000 (m s.n.m) em algumas zonas do departamento. Ao longo do ano em geral a temperatura, em geral varia de -4°C a 17°C e raramente é inferior a -6°C ou superior a 19°C .

Enquanto a precipitação é maior em janeiro com uma média de 64mm é menor em julho com uma média de 1mm.

4.1.4 Objeto de estudo

O objeto de estudo deste trabalho consiste na análise da fundação do Hospital Lucio Aldazábal Pauca. O complexo hospitalar será composto por vários blocos de

fundação, nos quais destaca-se uma fundação do tipo radier liso em concreto armado, que será o foco da análise. Esta fundação abrange uma área total de 4.233,56 m², apresentando geometria retangular com dimensões de 50,25 metros de largura (B) por 84,25 metros de comprimento (L) e espessura de 0,60 metros é aplicada uma sobrecarga de 51.00 KPa, com uma profundidade de assentamento da fundação de 2,90 metros, conforme ilustrado na **figura 25 b**. A estrutura inclui dissipadores sísmicos nos pilares, devido a que o local apresenta movimentos tectónicos e por representar um hospital de alto nível.

Figura 25 – Execução do Hospital a) ano 2023; b) ano 2023, c) junho de 2026, d) Projeto render

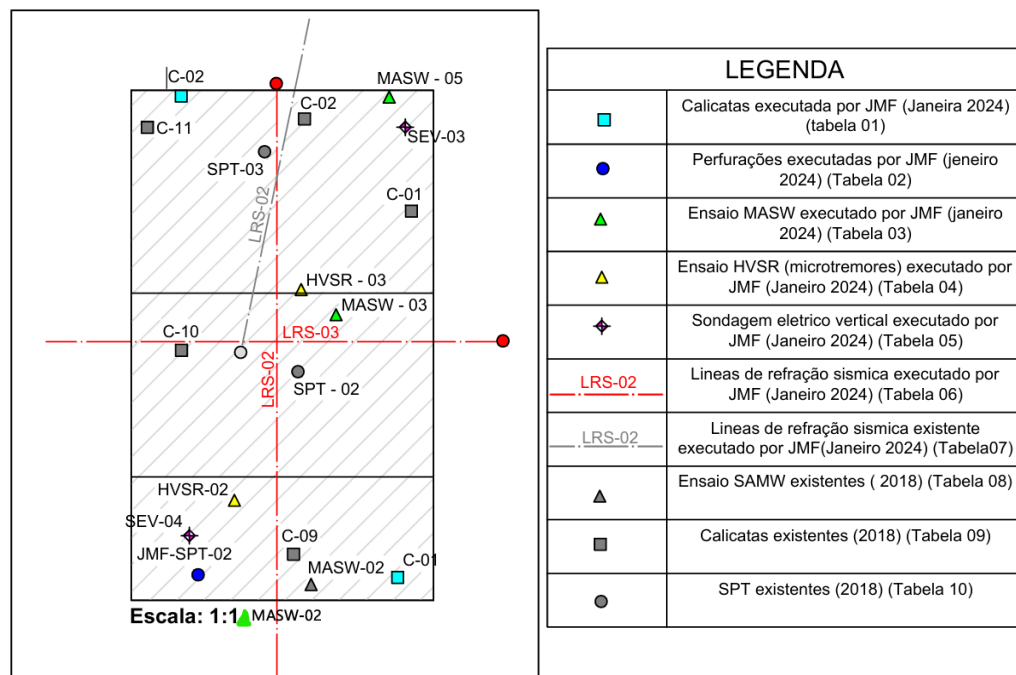


Fonte: Hospital Lucio Aldazabal Pauca (2024)

4.2 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICA

Este capítulo apresenta os principais ensaios mecânicos e geofísicos executados para a determinação dos parâmetros geotécnicos que auxiliarão nos cálculos de recalque da fundação, na **figura 26** mostra-se os principais ensaios executado, o plano de investigação completa mostrasse no **apêndice II**

Figura 26 - Ensaios executados na fundação radier



Fonte: Adaptado de JMF (2024)

4.2.1 Ensaios de campo

4.2.1.1 Ensaio Standard Penetration Test (SPT)

O ensaio SPT é o ensaio mais difundido na área da investigação geotécnica devido a sua relevância em projetos de engenharia civil reside na capacidade de fornecer dados fundamentais sobre o solo, a principal contribuição é determinar o índice de resistência a penetração denominado N_{spt} representa o número de golpes necessários para cravar os últimos 30 cm de solo, além permitindo visualizar a

classificação tátil visual, mapeamento estratificado, registrar com precisão o nível freático e a partir do índice é possível estimar o módulo de elasticidade.

Confirme o informe realizado pela empresa JMF 2024 no local onde foi realizada a fundação radier registra dos ensaios SPT (Standard Penetration Test) considera-se a norma ASTM D1586-11 o ensaio foi executado com um martelo de 62.5 Kg de peso e cai livremente de 76 cm, esse ensaio permite avaliar de forma indireta a resistência ao corte de diferentes materiais, do ensaio foi extraído mostras indeformadas que foram utilizados nos ensaios de laboratório.

Além pela empresa GRP no ano 2018 na área onde foi executado a fundação foram realizados três ensaios SPT, os ensaios executados mostrassem na **tabela 13**.

Tabela 13 - Ensaios de penetração padrão

Execução/ano	Codigo	Coord.UTM WGS 84		Porf.
		Este	Norte	
JMF/2024	SPT-01	416,333	8'317,784	15.45
	SPT-02	416,382	8'317,733	15.45
GRP/2018	SPT-01	-	-	8,30
	SPT-02	-	-	7,35
	SPT-03	-	-	7,05

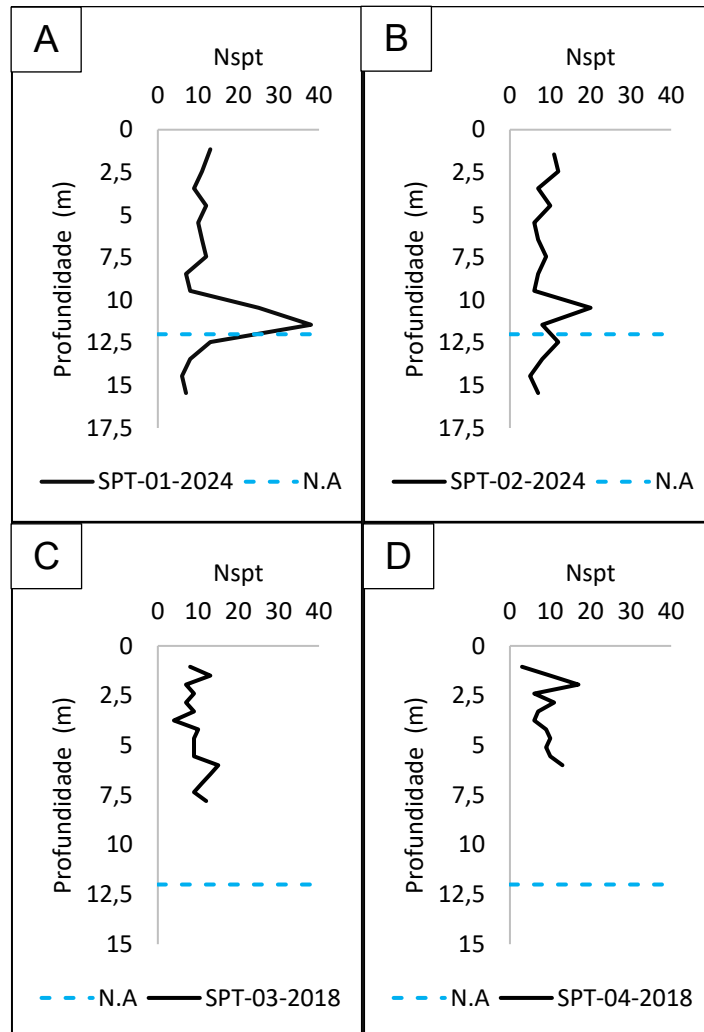
Fonte: Adaptador de JMF (2027) e GRP (2018)

Estudos complementares realizados anteriormente pela Universidad Nacional del Altiplano (2018) apresentado pela empresa GRP (2018), ilustrados nas **Figuras 27 c e d**, limitaram suas investigações nas profundidades de 6,0 m e 8,0 m, respectivamente. Embora os perfis de resistência à penetração (N_{spt}) tenham apresentado grande similaridade com os dados atuais JMF (2024), as sondagens de 2018 não identificaram a posição do nível freático. Essa ausência de dados mostra deficiência em uma análise das pressões neutras e efetivas do solo.

Em contrapartida, as investigações executadas pela empresa JMF (2024), apresentadas nas Figuras 27a e 27b, mostram um mapeamento estratigráfico mais detalhado e uma classificação precisa nas camadas solo. Além disso, foi determinado

com precisão a cota do nível freático, parâmetro indispensável para a modelagem e o cálculo do recalque por adensamento primário.

Figura 27 - Ensaios SPT executados; a) SPT-01, b) SPT-02, c) SPT-03, d) SPT-04.

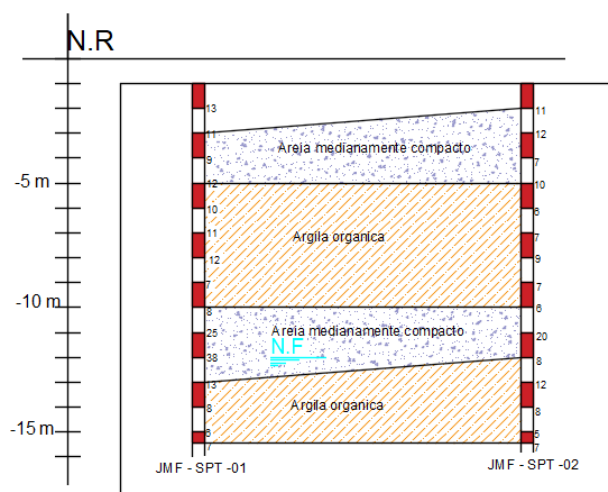


Fonte: Adaptado de JMF (2024) e GRP (2018)

Considerando os resultados realizados pela empresa JMF(2024;0 foi possível realizar o perfil geotécnico conforme ilustra a **Figura 28** apresenta o perfil geotécnico obtido a partir das sondagens SPT-01 e SPT-02, as quais encontram-se distanciadas em aproximadamente 87 m entre si. A partir da análise estratigráfica, evidencia-se uma elevada homogeneidade nas camadas de solo ao longo do perfil, sem variações significativas de. Essa uniformidade indica que os parâmetros de deformabilidade tendem a ser próximos, o que resultará em baixa variabilidade nos cálculos de

recalque entre os dois pontos. Adicionalmente, ambas as sondagens mostram o nível freático (N.A.) aos 12 m de profundidade em relação ao nível de terreno.

Figura 28 - Perfil geotécnico na fundação radier



Fonte: Elaborado pelo autor, 2026.

Apartir dos resultados do ensaio de penetração estándar (SPT): Pelo ensaio foi determinado o modulo de Elasticidade e o peso específico do solo conforme a **tabela 14** e **tabela 15**

Tabela 14 - Peso específico da argila e silte

Solo	Indice de resistência a penetração N	Peso específico do solo (KN/m ³)	Designação ^a
Argila e siltes Argilosos	≤ 2	13	Muito mole
	3 a 5	15	Mole
	6 a 10	17	Media
	11 a 19	19	Rija
	20 a 30	21	Dura

^a A designação da compacidade das areias (fofa, compacta, etc.) são referências a deformabilidade e a resistência do solo do ponto de vista de fundações

Fonte: (Godoy 1972, apud Hachich et al, 1998)

Tabela 15 - Peso específico da areia

Solo	Nspt	Peso específico (KN/m ³)			Designação
		Seca	Úmida	Saturada	
Areias e siltes arenosos	≤ 4	16	18	19	Fofa
	5 a 8	16	18	19	Pouco compacta
	9 a 18	17	19	20	Medianamente compacta
	19 a 40	18	20	21	Compacta
	>40	18	20	21	Muito compacta

^a A designação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.) são referências a deformabilidade e a resistência do solo do ponto de vista de fundações

Fonte: (Godoy 1972, apud Hachich et al, 1998)

4.2.1.2 Refração sísmica (LRS)

Pelos registros realizados pela empresa JMF (2024) na área de estudo foram executados quatro (04) ensaios de linhas de refração sísmica (LRS) com 115m de comprimento cada um, nos quais dois (02) ensaios foram executados dentro da área da fundação radier. Os valores obtidos são processados mediante o software Seislmager/2D que consegue determinar as velocidades e apresentar no formato de imagens, os responsáveis técnicos definiram os seguintes parâmetros para realizar o ensaio.

Parâmetros sísmicos de campo

Espaço entre geofonos	: 5 metros
Variável medida	: Tempo de chegada
Ganância de pre-amplificação	: 36 Db.
Filtros	: Não utilizado
Intervalo de amostra	: 0.123 milissegundos
Fonte de ativação	: 1 marreta

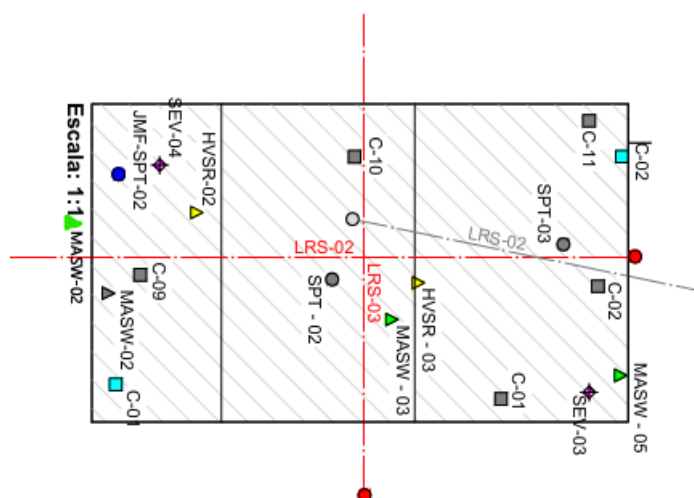
4.2.1.3 Ensaio MASW

Para a caracterização geofísica do subsolo, foram utilizados os dados de 5 (cinco) ensaios de Análise Multicanal de Ondas Superficiais (MASW), realizados pela

empresa JMF em 2024. Desse total, 2 (dois) ensaios foram locados na área da fundação em radier, enquanto os 3 (três) demais distribuíram-se pelo entorno da obra. O processamento dos sismogramas foi efetuado por meio do software SeisImager/2D, gerando as curvas de dispersão para cada ensaio e, conseqüentemente, os modelos unidimensionais (1D) da velocidade de propagação das ondas de cisalhamento (V_s) todos os ensaios foram efetuados até 30m de profundidade. Ensaio executado por uma equipe técnica da geofísica.

Ensaio realizado pela empresa JMF (2024) mostra-se a seguir **figura 29** apresenta a distribuição espacial dos ensaios geofísicos Linha de (Refração Sísmica - LRS, Multichannel Analysis of Surface Waves - MASW) e Razão Espectral H/V – HVSR), executados pela empresa JMF (2024). As coordenadas e a localização exata dos pontos de investigação mostram-se no **apêndice II**.

Figura 29 - Localização das linhas de refração sísmica, MASW e HVSR



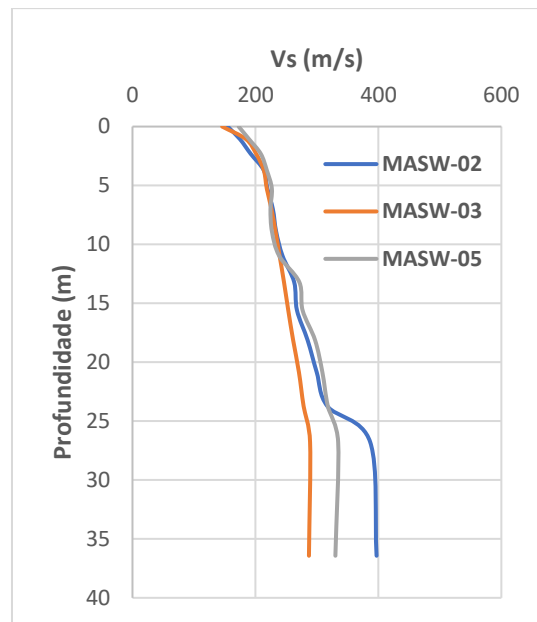
Fonte: Adaptado de JMF (2024)

A **figura 30** apresenta os perfis de velocidade de ondas de cisalhamento (V_s) obtidos por meio dos ensaios MASW-02, MASW-03 e MASW-05. Nota-se uma acentuada congruência nos valores de V_s na camada superficial, de 5m estendendo-

se até aproximadamente 12 m de profundidade. Essa sobreposição de curvas evidencia a homogeneidade lateral do horizonte superior do subsolo.

A partir dos 10m as curvas mostram uma separação devido a heterogeneidade do solo.

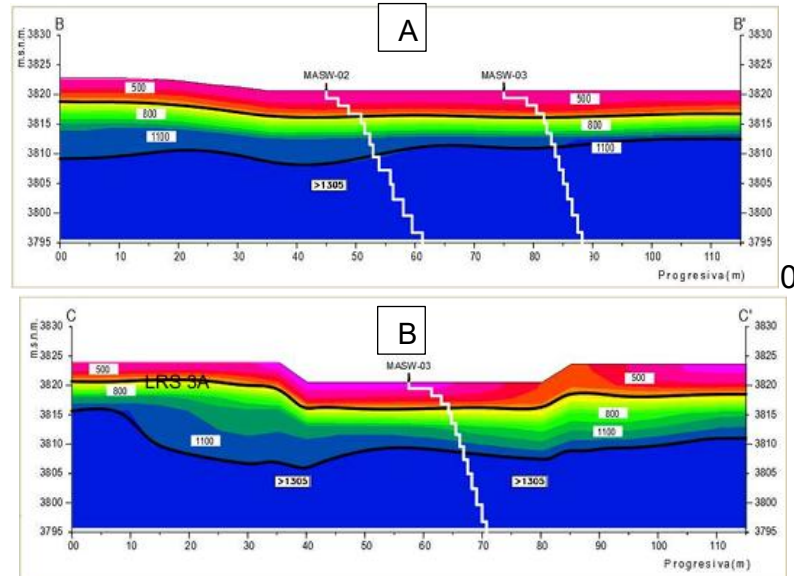
Figura 30 - Gráfico de velocidade de onda Vs



Fonte: Adaptado de JMF (2024)

Conforme ilustrado na **Figura 31 a)**, o ensaio LRS-02 exibe uma distribuição marcadamente homogênea e sub-horizontal dos estratos geossísmicos, apresentando excelente correlação espacial com os perfis unidimensionais dos ensaios MASW-02 e MASW-03. Essa configuração permite o mapeamento contínuo das velocidades de ondas compressoriais (V_p) ao longo do subsolo.

Por outro lado, o perfil LRS-03 **Figura 31 (b)** revela uma ondulação geométrica nas interfaces do segundo e terceiro estratos. Essa variação provavelmente esteja associada à variação topográfica.

Figura 31 - Perfil sísmico a) LRS 02 e b) LRS 03

Fonte: JMF (2024)

Na sequência na **tabela 16** apresenta uma integração dos resultados obtidos a partir dos ensaios geofísicos MASW e LRS, relacionando as velocidades (V_s) e (V_p). Com base nesses resultados foi calculado os parâmetros elásticos do meio estratificado.

- Modulo de elasticidade ou modulo de Young (E_{din})

Tabela 16 - resultados dos ensaios MASW E LRS

hi(m) Espeso	h(m) Profun	MASW-03 E LRS-03			MASW-05 e LRS-03			MASW-02 e LRS-02		
		Vs (m/s)	Vp (m/s)	10% E (Mpa)	Vs (m/s)	Vp (m/s)	10% E (Mpa)	Vs (m/s)	Vp (m/s)	10 %E (Mpa)
0	0	145,91	350	8,23	172,7	350	11,07	154,78	350	91,50
1,07	1,07	184,69	432,14	13,83	189,62	432,14	14,50	174,83	432,14	125,18
1,24	2,31	201,12	514,29	17,40	208,68	514,29	18,62	192,24	514,29	159,96
1,4	3,71	213,61	596,43	20,61	218,53	596,43	21,51	213,59	596,43	206,02
1,57	5,28	218,53	678,57	22,52	226,75	678,57	24,16	219,52	678,57	227,13
1,73	7,01	226,09	760,71	24,96	224,45	760,71	24,62	228,39	760,71	254,55
1,9	8,91	232,67	842,86	27,26	226,86	842,86	25,95	233,65	842,86	274,82
2,06	10,97	239,3	925	29,62	238,58	925	29,45	244,02	925	307,69
2,23	13,2	246,43	1007,1	32,18	271,37	1007,1	38,82	263	1007,1	365,30
2,39	15,59	253,37	1089,3	34,76	276,68	1089,3	41,29	267,5	1089,3	386,58
2,55	18,14	261,37	1171,4	37,73	297,08	1171,4	48,48	284,92	1171,4	446,81
2,72	20,86	270,79	1253,6	41,24	308,91	1253,6	53,39	299,7	1253,6	503,20
2,88	23,74	278,34	1335,7	44,33	317,78	1335,7	57,49	317,12	1335,7	572,58
3,05	26,79	288,86	1417,9	48,49	334,54	1417,9	64,70	386,72	1417,9	858,23
9,64	30	287,03	1500	48,64	330,05	1500	64,04	397,02	1500	918,96

p: densidad natural; G: modulo de rigidez; E: Modulo de young

Fonte: Adaptado de JMF (2024)

4.2.1.4 Sondagem elétrico vertical (SEV)

Pelo informe realizado pelo JMF (2024) foram considerados os seguintes espaçamentos entre os eletrodos de corrente AB/2: 1, 3, 5, 7, 10, 10, 15, 30, 30, 35, 45, 50, 60 70 e 100 m, enquanto os eletrodos internos MN/2 foi 0.75, 2.5 e 7.5 metros respectivamente o ensaio foi realizado por uma equipe técnica especializado. O ensaio foi executado por uma equipe técnica da geofísica, os parâmetros considerados determinam-se na **tabela 17**.

Tabela 17 - Parâmetros medidos

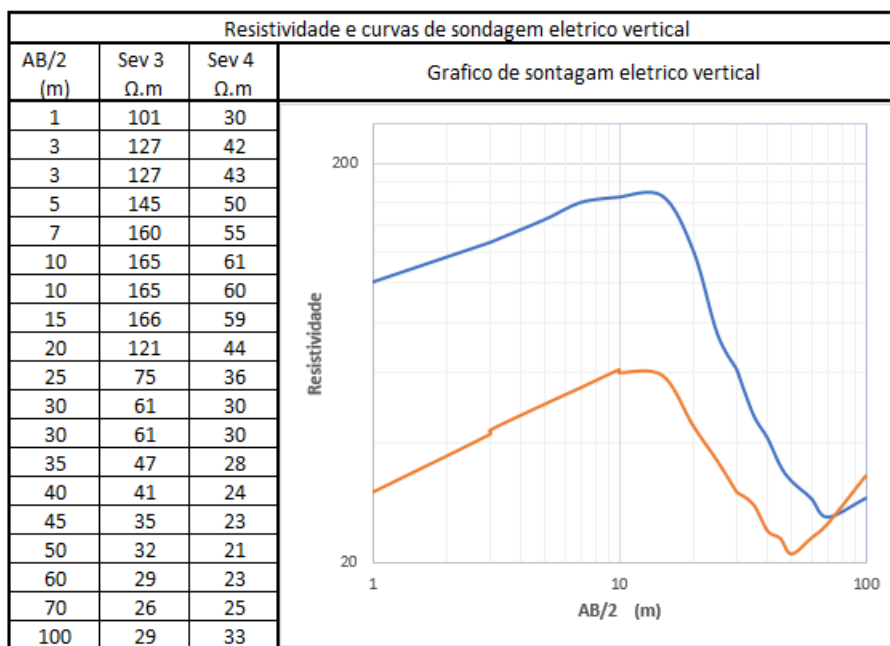
Configuração	Dipolo – Dipolo
Configuração de eletrodos	Achlumberger
Parâmetros medidos	Voltaje Vp (mV) e intensidade (Ip) (mA)
Parâmetros calculados	Resistividade
Voltaje de operação	20 a 1000 V de DC
Intensidade de operação	2..5 A
Ciclo de operação	2 segundos

Fonte: JMF (2024)

Os resultados dos ensaios registrados na área onde será executado a fundação radier mostra-se dois ensaios de sondagem elétrica vertical (SEV)

Conforme os resultados ilustrados na **tabela 18**, foi possível determinar o nível freático (NF), o qual encontra-se no intervalo de 10 a 14 metros de profundidade. Esse comportamento foi corroborado pelo ensaio de Sondagem (SPT), que determinou o NF de maneira experimental. Ademais, ambos os métodos evidenciaram uma tendência de declínio nos valores de eletrorresistividade a partir das profundidades de 15 e 20 metros, comportamento este atribuído à progressiva saturação do solo.

Tabela 18 - Ensaio da sondagem elétrica vertical (SEV)



Fonte: Adaptado de JMF (2024)

4.2.2 Ensaio de laboratório

Para o análise de recalque foram considerados os ensaios especiais de laboratório compreendeu a realização de ensaios de consolidação unidimensional (adensamento) e de compressão triaxial não consolidado e não drenado (UU). Ambos os procedimentos foram executados pela empresa JMF (2024), utilizando amostras indeformadas coletadas no local.

Os procedimentos padronizados por normas internacionais da American Society for Testing and Materials (ASTM), conforme sintetizado na **Tabela 19**. Nas seções subsequentes, apresentam-se os detalhes metodológicos adotados para cada ensaio.

Tabela 19 - Ensaios realizados no laboratório

Ensaio	Tipo	Norma Peru	Norma brasil
Consolidação unidimensional	Adensado	ASTM D2435	ABNT NBR 16853
Compressão triaxial	Não consolidado não drenado UU	ASTM D2850	ASTM D2850
Corte direto		ASTM D 3080	ASTM D 3080

Fonte: Autor, adaptado da JMF (2024)

Ensaios foram executados pela empresa JMF (2024) os resultados obtidos nos ensaios apresentam-se a seguir **tabela 20 e tabela 21**

Tabela 20 - Resumo dos ensaios de compressão triaxial UU

executor	Perfuração	N° Amostras	Profundidade (m)	Parâmetros de resistência	
				Coesão (kg/cm ²)	Angulo de Fricção (°)
JMF	SPT-01	Shelby – 02	9.45 – 10.0	0.438	0
	SPT-02	Shelby – 01	6.45 – 7.0	0.520	0

Fonte: Adaptado de JMF (2024)

Tabela 21 - Ensaio de resistência de corte direto

Executor	Perfuração	Prof. (m)	Classifi. succ	Densidade seca (g/cm ²)	Umidade (%)	Parâmetros de resistência	
						Coesão (kg/cm ²)	Angulo de Fricção (°)
JMF	SPT-01	4.90	CL	1,44	30.9	0.23	15.7
	Shelby02	– 5.40					

Fonte: Adaptado de JMF (2024)

Na tabela 22 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização física. De acordo com sistema unificado de classificação de solos (SUCS), todas as amostras foram identificadas como argila de alta plasticidade (CH). Ratificado pelo ensaio de granulometria, mostra um predomínio da fração fina superiores a 91%, enquanto ao limite de atterberg os valores de limite de liquidez (LL) mostram valores superiores ao 50% o que apresenta elevada compressibilidade enquanto o índice de plasticidade (IP) estáveis entre 23% e 24%. O alto valor de LL indica que o solo é altamente compressível, e que quando submetido sob carregamento.

Tabela 22 - Classificação física dos solos

Perfuração	Ensaio	Prof.(m)	SUCS	Distribuição granulométrica			Limites de Atterberg		Cont. Humed (w%)
				Grava (%)	Areia (%)	Finos (%)	LL	IP	
JMF-SPT-01	Shelby-01	4.90 – 5.40	CH	-	8.30	91.70	53	24	30.9
	Shelby-02	9.45 – 10.0	CH	-	1.60	98.40	50	23	30.2
JMF-SPT-02	Shelby-01	6.45 – 7.00	CH	-	0.10	99.90	53	24	26.9
	Shelby-02	9.45 – 10.0	CH	-	1.50	98.50	50	23	31.3

Fonte: Adaptado da empresa JMF (2024)

A determinação dos pesos específicos natural e saturado do solo foi realizada por meio de considerações distintas ao longo perfil. Para os estratos iniciais, adotaram-se correlações empíricas baseadas no índice de resistência à penetração (N_{spt}). Para as demais camadas, os parâmetros foram estimados conforme as formulações de Lunne et al. (2001) e Keçeli (2009), utilizando os dados de velocidade de onda (V_s) obtidos no ensaio MASW. Os valores ilustram-se na **tabela 23** e servem como base para o cálculo das tensões geostáticas do solo.

$$\gamma_{sat} = 8,32 \cdot \log V_s - 1,61 \log z$$

$$\gamma_n = 0,44 V_s^{0,25}$$

Tabela 23 - Peso específico do solo saturado

Z (m)	V_s (m/s)	γ_{sat} (KN/m ³)	γ_n (KN/m ³)
0,01	225,83	22,8	17,06
1,07	265,53	20,1	17,76
2,31	305,07	20,1	18,39
3,71	342,85	20,2	18,93
5,27	374,95	20,3	19,36
7,01	404,52	20,3	19,73
8,9	434,46	20,4	20,09
10,96	469,20	20,6	20,48
13,19	513,84	20,8	20,95
15,58	544,49	20,8	21,25
18,13	584,48	21,0	21,63
20,85	620,73	21,1	21,96
23,74	656,87	21,2	22,28
26,79	713,04	21,4	22,74
30	742,36	21,5	22,97

Fonte: Elaborado pelo autor, 2026.

A **Tabela 24** apresenta os módulos de elasticidade (E_s) adotados na análise de recalque elástico (ou imediato) da fundação do tipo radier. Os parâmetros foram determinados por duas metodologias: primeiramente, por meio de correlações empíricas a partir dos dados das sondagens mecânicas SPT-01 e SPT-02; em

segundo lugar, a partir dos valores dos três ensaios geofísicos previamente discutidos. Os valores E_s obtido dos ensaios geofísicos representa a média dos resultados analisados. A adoção dos valores médios visa melhorar uma representação mais homogênea das propriedades de deformabilidade do maciço de solo. Adicionalmente, a tabela exibe o coeficiente de Poisson médio (ν) obtido para cada camada, parâmetro fundamental para computar o efeito do confinamento lateral durante a distribuição das tensões sob a subestrutura.

Tabela 24 - Resultado do modulo de elasticidade

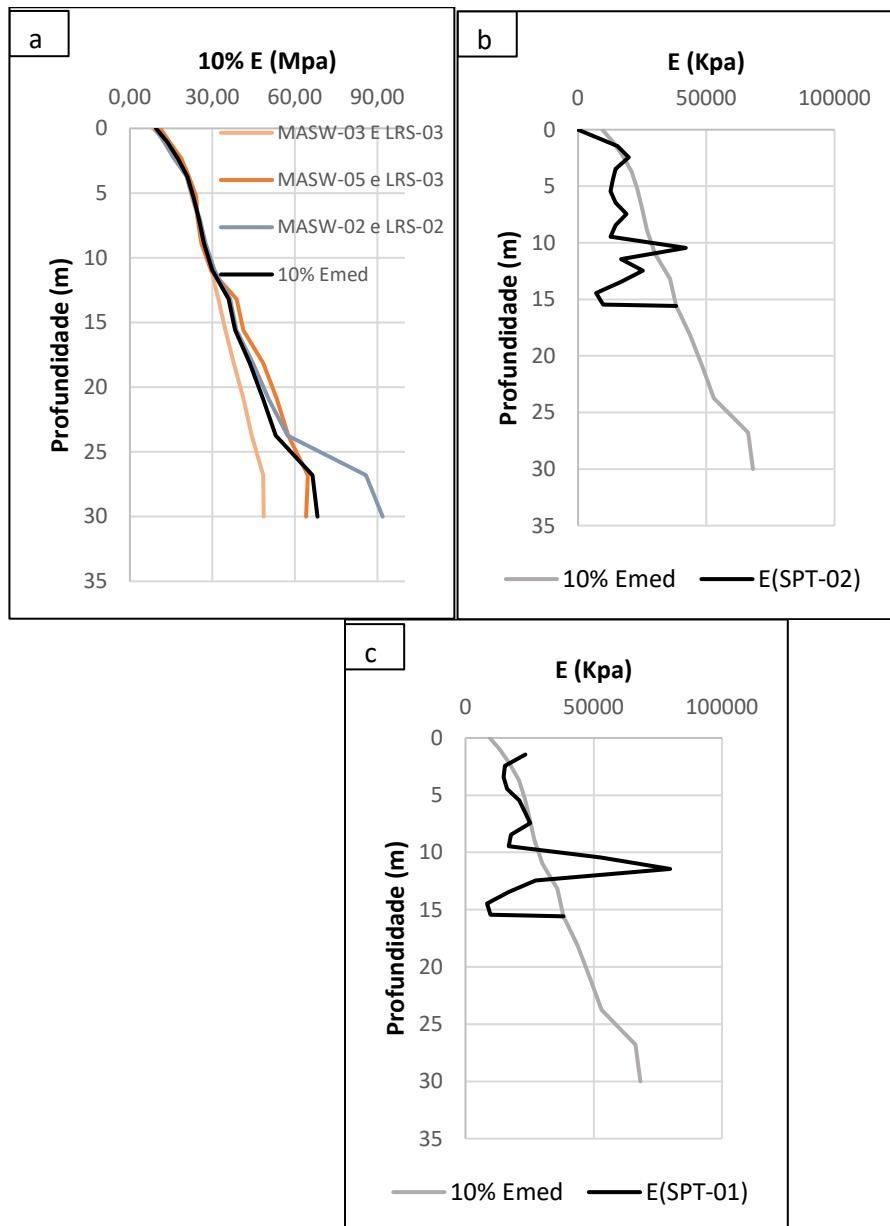
Prof. (m)	SPT-01		SPT-02		Ensaio MASW e LRS		
	Nspt	Es(Mpa)	Nspt	Es(Mpa)	Prof.(m)	10%E(Mpa)	ν
1.45	13	27.30	11	15.40	0	9.48	0.37
2.45	11	15.40	12	19.80	1.07	13.62	0.39
3.45	9	14.85	7	14.70	2.31	17.34	0.41
4.45	12	16.20	10	13.50	3.71	20.90	0.43
5.45	10	21.00	6	12.60	5.27	23.13	0.44
6.45	11	23.10	7	14.70	7.01	25.01	0.45
7.45	12	25.20	9	18.90	8.9	26.90	0.46
8.45	7	14.70	7	14.70	10.96	29.95	0.46
9.45	8	16.80	6	12.60	13.19	35.84	0.46
10.45	25	52.50	20	45.00	15.58	38.24	0.47
11.45	38	79.80	8	16.80	18.13	43.63	0.47
12.45	13	27.30	12	25.20	20.85	48.32	0.47
13.45	8	16.80	8	16.80	23.74	53.02	0.47
14.45	6	8.40	5	7.00	26.79	66.34	0.47
15.45	7	9.80	7	9.80	30	68.19	0.47

Fonte: Adaptado de JMF (2024)

A **Figura 32 (a)** apresenta o perfil comparativo do comportamento dos módulos de elasticidade obtidos, confrontando o módulo estático derivado das sondagens mecânicas E_{spt} com a estimativa do módulo estático, a partir do ensaio geofísico ($10\%E_{médio}$).

Já a **Figura 32 b e c** ilustra a complementação estratigráfica e paramétrica do perfil de subsolo. Uma vez que as sondagens mecânicas SPT foram finalizadas, os ensaios geofísicos foram integrados a partir dessa cota limite para estender a caracterização do maciço.

Figura 32 - Relação do modulo de elasticidade



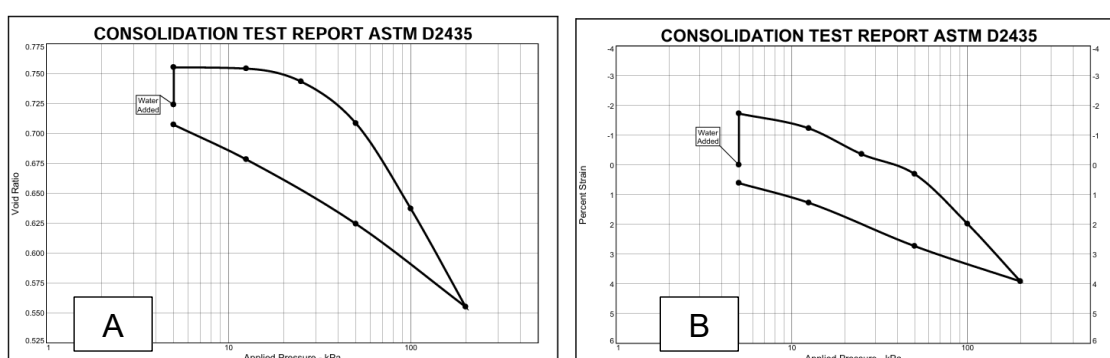
Fonte: Elaborado pelo autor (2026)

4.2.2.1 Consolidação unidimensional

Com o objetivo de determinar parâmetros C_r , C_c , e_0 , σ'_p foram realizados 4 (quatro) ensaios de consolidação unidimensional. De acordo com a investigação realizada pela empresa JMF (2024) na área interna da fundação radier foram coletadas duas amostras e mais duas em pontos estratégicos da construção.

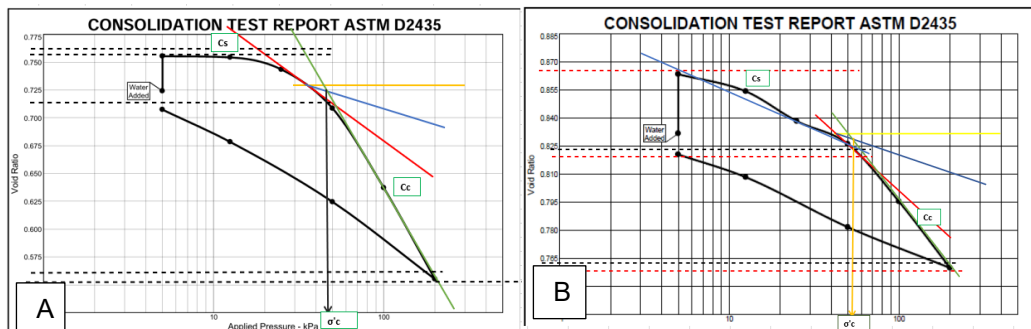
Os dados obtidos a partir das curvas de compressão versus o logaritmo do tempo permitiram a determinação das propriedades de deformabilidade do solo, como o índice de compressão (C_c) e o índice de recompressão (C_s). Adicionalmente, a tensão de pré-adensamento (σ_c) foi obtida graficamente aplicando-se o método de Casagrande sobre as curvas (e x $\log \sigma$)

Figura 33 – SPT- 01 (a) e SPT -02 (B)



A **Figura 34** ilustra as curvas de compressibilidade obtidas nos ensaios de adensamento unidimensional. Nela, observa-se que a amostra da sondagem SPT-01 apresenta um índice de compressão (C_c) e índice de descompressão (C_s) superior ao ensaio SPT- 02 esse comportamento caracteriza o solo desse horizonte como altamente compressível, indicando a tendência de ocorrência de recalques por adensamento de maior magnitude. Em contrapartida, a pressão de pré-adensamento (σ'_c) obtida na sondagem SPT-02 mostrou-se mais elevada **tabela 23**. O que representa uma camada com maior rigidez inicial, fazendo com que o solo apresente menores deformações quando submetido a novos acréscimos de carga.

Figura 34 - Curva de compreensibilidade unidimensional, a) Shelby-02, B) Shelby-01



Fonte: Adaptado de JMF (2024)

Na **tabela 25** mostra-se os valores obtidos dos ensaios de consolidação unidimensional do solo, resultados similares foram obtidos pela empresa JMF (2024)

Tabela 25 - Resumo do ensaio de consolidação unidimensional

Executor	Perfuração	Nº amostra	Prof. (m)	σ'_c (KPa)	Cc	Cs
JMF	SPT - 01	Shelby - 02	9.45 - 10	46	0.26	0.083
	SPT - 02	Shelby - 01	6.45 - 7	55	0.11	0.025

Fonte: Elaborado pelo autor, 2026

4.2.2.2 Ensaio triaxial UU

Conforme o relatório técnico elaborado pela empresa JMF (2024), os ensaios triaxiais não adensados não drenados (UU) foram executados em conformidade com a norma ASTM D2850. Este ensaio permite determinar os parâmetros de resistência não drenada do solo, fornecendo a coesão não drenada e o ângulo de atrito interno correspondente (ϕ), fundamentais para a modelagem do comportamento mecânico do terreno na condição de curto prazo.

4.2.2.3 Ensaio de resistência de corte direto

A obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento fatores como coesão (C) e ângulo de atrito (ϕ) baseou-se nos relatórios técnicos fornecidos, cujos ensaios foram executados por corpo técnico especializado seguindo norma internacional ASTM D3080. O procedimento metodológico padrão adotado para a geração dos dados seguiu a sequência descrita a seguir:

- Preparação de amostra
- Fase de adensamento
- Fase de cisalhamento
- Obtenção de envoltura

4.3 CALCULO DO RECALQUE PELO METODO ANALITICO

O cálculo do recalque total (S_t) atuante no Bloco A, onde foi projetada a fundação em radier, conforme a investigação geotécnica e a caracterização da fundação, determinou-se que os recalques predominantes apresentados são nos recalques imediatos e por adensamento.

1. **Recalque Imediato (Elástico):** decorrente das deformações elásticas instantâneas do solo, logo após a aplicação da sobrecarga
2. **Recalque por Adensamento:** associado à dissipação da pressão neutra (poro-pressão) e à consequente redução do índice de vazios nas camadas ao longo do tempo.

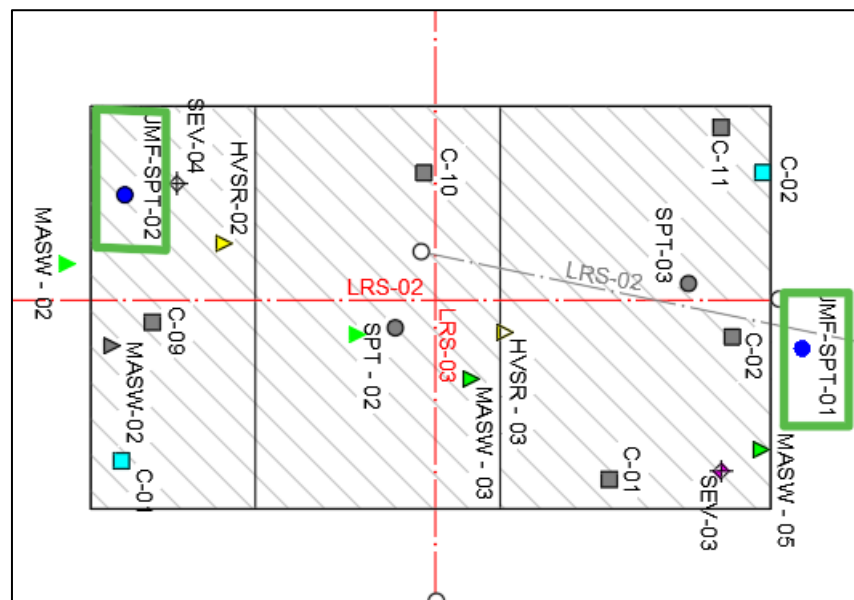
Para avaliar a sensibilidade dos resultados e a influência dos parâmetros do subsolo, a análise dos recalques foi estruturada em 4 (quatro) cenários distintos de cálculo. Esses cenários combinam dados de ensaios distintos de campo e a consideração, ou não, do alívio de tensões provocado pela escavação:

- **Análise 1 (Sondagem SPT-01 / Sem Alívio de Tensão):** Cálculo baseado nos parâmetros obtidos na sondagem SPT-01 (localizada na parte externa da área do radier), desconsiderando o alívio de tensões devido a escavação realizada.
- **Análise 2 (Sondagem SPT-01 / Com Alívio de Tensão):** Repetição do cálculo com os dados da sondagem SPT-01, considera-se o alívio de sobrecarga da estrutura ao solo devido a escavação.

- **Análise 3 (Sondagem SPT-02 / Sem Alívio de Tensão):** Cálculo baseado nos parâmetros obtidos na sondagem SPT-02 (localizada internamente na área do radier), desconsiderando o alívio de tensões devido a escavação realizada.
- **Análise 4 (Sondagem SPT-02 / Com Alívio de Tensão):** Repetição do cálculo com os dados da sondagem SPT-02, considerando-se o efeito de alívio de tensão devido a escavação.

Nas seções subsequentes, detalham-se as formulações matemáticas, os parâmetros de entrada e as rotinas adotadas para a execução de cada uma das análises propostas.

Figura 35 - Identificação dos ensaios SPT considerados



Fonte: Adaptado de JMF (2024)

4.3.1 Recalque imediato por deformação elástica

A metodologia aplicada para determinar o assentamento elástico foi considerada a teoria da elasticidade, o análise foi realizado considerando um solo estratificado onde foi analisado o recalque a cada metro de profundidade, conforme a **equação 16**

$$S_i = \epsilon H = \sum_{H_i}^{H_{i+1}} \frac{\Delta q_i H}{E_{s_i}} \quad (i = 1 \text{ a } n) \quad (\text{Equação 18})$$

Onde

S_i = Recalque imediato do solo

H = Espessura da camada do solo

Δq_i = Incremento de tensões no solo devido ao carregamento induzido

E_s = Modulo de elasticidade

Na determinação do modulo de elasticidade foi realizada uma relação com os valores estabelecidos pelo Teixeira e Godoy (1996) relacionando com o resultado do ensaio SPT conforme a **equação 17**

$$E_s = \alpha * K * N_{spt} \quad (\text{Equação 19})$$

Onde

α =coeficiente adimensional dependo do tipo do solo

K =coeficiente de retro análise de fundação

N_{spt} =Índice de resistência a penetração do solo

Valores de Alfa

Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: Teixeira e Godoy (1996)

Correlação como o tipo de solo

Solo	K_{spt} (MPa)
------	-----------------

Areia com pedregulhos	1.10
Areia	0.9
Areia siltosa	0.70
Areia argilosa	0.55
Silte arenoso	0.45
Silte	0.35
Argila arenosa	0.30
Silte argiloso	0.25
Argila siltosa	0.20

Fonte: Teixeira e Godoy (1996)

No análise da caracterização das propriedades elásticas e físicas das camadas do solo, foi realizada uma complementação com dois ensaios de campo.

- Ensaio geofísico (LRS-MASW): A partir das velocidades de propagação de onda sísmica no solo, foi utilizado os parâmetros de modulo de elasticidade (E) e o peso específico do solo.

Símbolo	Equação
G_0	$G_0 = \rho \cdot V_s^2$
ν	$\nu = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)}$
$E = G_0$	$E = 2G_0(1 + \nu)$

Onde: G_0 =Modulo de rigidez ν =Coef. de Poisson E =Modulo de elasticidade, V_s = velocidade de corte V_p =velocidade longitudinal, ρ =Peso específico do solo.

Os ensaios geofísicos realizados dentro da área de construção do radier, dos resultados analisados considera-se o 10% do modulo de elasticidade dinâmico (E_{din}). O valor de 10% representa uma aproximação do modulo dinâmico para o modulo estático, utilizado como parâmetro para determinar o recalque no solo, conforme foi apresentado na tabela 14.

A partir da determinação da velocidade das ondas de cisalhamento (V_s) por meio do ensaio MASW (Análise Multicanal de Ondas de Superfície), estimou-se o

peso específico natural e saturado do solo. Para tanto, foram aplicadas as formulações empíricas propostas por Lunne et al. (2001) determina a **equação 18** e Keçeli (2009) representada pela **equação 19**.

Na **tabela 26** ilustra o peso específico saturado considerado após a finalização do ensaio SPT atingindo uma profundidade de 15.45 m

$$\gamma_{\text{sat}} = 8,32 \cdot \log V_s - 1,61 \log z \quad (\text{Equação 20})$$

$$\gamma = 0,44 V_s^{0,25} \quad (\text{Equação 21})$$

Tabela 26 - Peso específico do solo saturado e solo normal

z (m)	Vs (m/s)	γ_{sat} (KN/m ³)	γ_s (KN/m ³)
0,01	225,83	22,8	17,06
1,07	265,53	20,1	17,76
2,31	305,07	20,1	18,39
3,71	342,85	20,2	18,93
5,27	374,95	20,3	19,36
7,01	404,52	20,3	19,73
8,9	434,46	20,4	20,09
10,96	469,20	20,6	20,48
13,19	513,84	20,8	20,95
15,58	544,49	20,8	21,25
18,13	584,48	21,0	21,63
20,85	620,73	21,1	21,96
23,74	656,87	21,2	22,28
26,79	713,04	21,4	22,74
30	742,36	21,5	22,97

Fonte: Elaborado pelo autor, 2026.

Para determinação do acréscimo de tensões verticais (Δq) no subsolo induzido pela sobrecarga uniformemente distribuída da superestrutura sobre a fundação retangular, foi analisado com base na Teoria da Elasticidade de Boussinesq.

Para a integração das tensões sob a área retangular carregada, utilizou-se a formulação proposta por Fadum, representada pela **equação 20**

$$\Delta q = q_o I \quad (\text{Equação 22})$$

A formulação da equação de Fadum para carregamentos uniformemente distribuídos com formato retangular, determina-se pela seguinte expressão:

$$I = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} \cdot \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} + \tan^{-1} \frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + 1 - m^2n^2} \right)$$

Onde q_o representa a pressão uniformemente distribuída transmitida pelo radier e o parâmetro (I) corresponde ao fator de influência adimensional. Este fator é determinado em função das relações geométricas $m = B/z$ e $n = L/z$, que correlacionam a largura (B) e o comprimento (L) da área carregada com a profundidade (z).

A formulação foi considerada para o análise do incremento de tensão no centro e na esquina da fundação, para o análise na esquina da fundação divide-se a fundação em duas partes iguais $L/2$ e $B/2$ e determina-se o fator de influência (I), já no caso do incremento de tensão no centro multiplica-se vezes quatro o fator de influência obtido na esquina.

4.3.2 recalque por consolidação primária

Para determinar o recalque devido à consolidação primária, adotou-se uma metodologia tradicional que integra os resultados dos ensaios de laboratório, ensaios de campo e modelos analíticos da teoria da elasticidade. O procedimento metodológico foi estruturado nas seguintes etapas:

- **Determinação dos Parâmetros Geotécnicos:** A partir dos resultados do ensaio de consolidação unidimensional, obtiveram-se os parâmetros fundamentais do solo: a pressão de pré-consolidação (σ'_p), o índice de

compressão (C_c), o índice de recompressão (C_s) e o índice de vazios inicial (e_0) conforme foi determinado na **tabela 23**.

- **Perfil de Tensão Vertical Efetiva:** Utilizando os perfis do Ensaio de Penetração Padrão (SPT) **figura 18** e os resultados dos ensaios geofísicos **tabela 16**, determinou-se o peso específico (γ_s) das diferentes camadas, conforme foi definido na **tabela 16**. Com esses dados, calculou-se a tensão vertical efetiva inicial (σ'_{v0}) em função da profundidade.
- **Cálculo do incremento de tensão ($\Delta\sigma$):** A distribuição e propagação das pressões transmitidas pela fundação no subsolo foram modeladas utilizando a teoria da elasticidade de Boussinesq, mantendo a consistência com os critérios utilizados na análise de erosão elástica, Mostrada na **equação 20**.
- **Discretização do subsolo:** Para garantir a precisão na integração das tensões, o perfil do solo foi discretizado em subcamadas de 1,0 m de espessura, estendendo a análise analítica a uma profundidade de influência de aproximadamente $z = 1.5B$

Iniciamente verifica-se o acréscimo de tensão devido a sobre carga aplicada, definidas pela **equação 20** seguidamente da tensão exercida pelas capas de solo, definida pela **equação 14** e os valores de índice de vazios referente a cada tensão aplicada determina-se a partir do ensaio de consolidação unidimensional, **figura 34**. Para identificar se uma argila é normalmente adensado ou sobre-adensado a classificação é feita pela razão de sobreadensamento (OCR)

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}}$$

OCR = 1 Normalmente adensado

OCR > 1 Sobre – adensado

OCR < 1 Sub adensado

Para determinar o recalque nas argilas sobre adensadas com $\sigma'_0 + \Delta\sigma' \leq \sigma'_c$ calcula-se pela **equação 32**

$$S_c = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right)$$

No caso das argilas normalmente adensadas pode-se calcular conforme a **equação 34**

$$S_c = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right)$$

No caso dos solos sobre - adensado e normalmente adensado em que $\sigma'_0 + \Delta\sigma' > \sigma'_c$ determina-se pela **equação 35**

$$S_c = \frac{H}{1 + e_0} \left[C_s \log \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} \right) + \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_c} \right) \right]$$

Os critérios estabelecidos pela norma NTP E.050 apresenta-se a seguir. Esse parâmetro é utilizado para prever e mitigar danos operacionais em maquinários e equipamentos sensíveis a recalques diferenciais, garantindo o cumprimento dos requisitos de desempenho e segurança da estrutura, além do critério avalia-se a deformação máxima permissível de 50 mm no centro e na esquina.

Critério de distorção angular

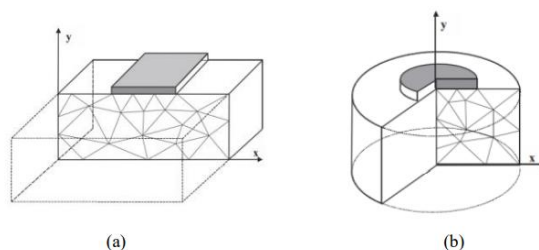
Descrição	Unidade	Critério de desenho	Fonte
Limite onde se esperam dificuldades em maquinas sensíveis a assentamentos	Adm	1/750	NTP E.050

Fonte: Norma Técnica de Edificação NTP E.050 (2018)

4.4 CALCULO DE RECALQUE PELO METODO NUMERICO, CONSIDERANDO O SOFTWARE PLAXIS 2D

A utilização do plaxis 2D pode-se dividir em dois tipos de elementos: assimétricos e deformação plana. Neste análise será realizado baseado na deformação plana conforme a **figura 36** (a) apresentando deformação unicamente no plano definido pela seção transversal do elemento, no caso do comprimento adota-se como infinitamente longo, de forma simplificada define-se como valor unitário.

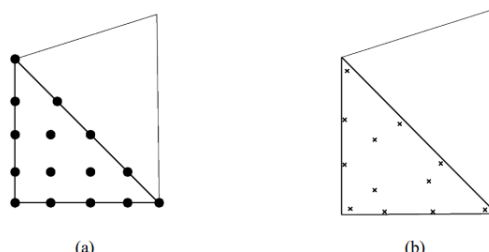
Figura 36 - Modelos usados no plaxis (a) Deformação plana e (b) Assimetria



Fonte: Gunnvard, 2016.

No software utilizou-se malhas triangulares isoparamétricas constituídos de 15 nós. Os triângulos de 15 nós, possibilitam o cálculo dos deslocamentos em quinze pontos diferentes e doze pontos em tensões **figura 37**

Figura 37 - Elemento triangular de 15 nós (a) Pontos de deslocamento e (b) Pontos de tensão

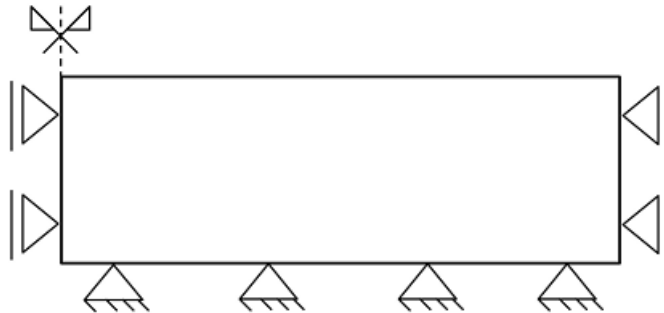


Fonte: Adaptado de Gunnvard, 2016

No presente capítulo, apresenta-se a metodologia adotada para a análise numérica de recalques utilizando o software PLAXIS 2D. As simulações dividem-se em duas etapas principais: a análise do comportamento elástico (imediato) e o análise

ao longo do tempo por consolidação. Em ambos os cenários se considerou um apoio fixo no eixo Y, permitindo que a deformação unicamente nesse sentido. No caso do eixo X considerou-se como um apoio móvel devido a menor deformação nesse eixo, conforme ilustra-se na **figura 38**

Figura 38 – Condições de contorno



Fonte: Cabral (2011)

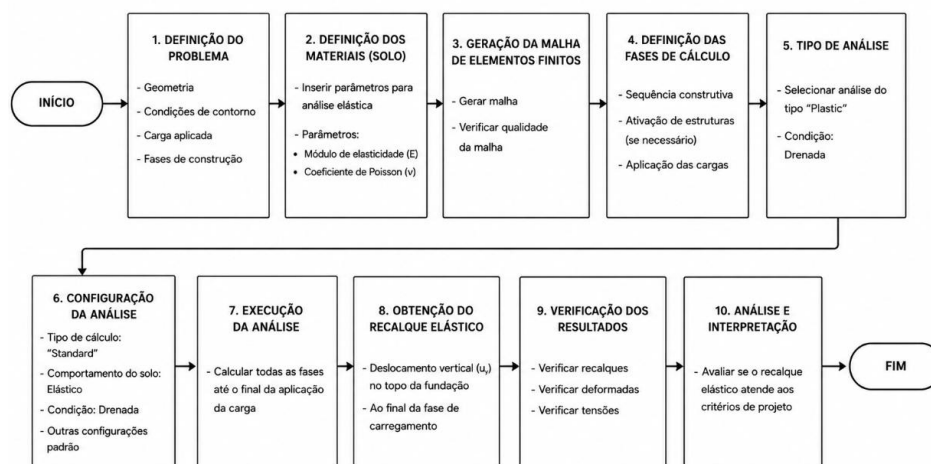
Os parâmetros geométricos e sobrecarga foram proporcionadas pelo especialista estrutural mostrados a seguir.

Parâmetros geométricos e sobrecarga

Fundação	Dimensões da fundação (metros)			Df (m)	S/C (KPa)
	Comprimento	Largura	Espessura		
Radier	84.85	50.25	0,60	2.9	51

4.4.1 Recalque imediato por deformação elástica

Para determinação do recalque elástico mediante o método numérico considerando o método de elementos finitos (MEF) na **figura 39** ilustra-se o procedimento utilizado. Neste análise foi utilizado o modelo elástico porque é o modelo que mais se aproxima ao análise realizado pelo método analítico, onde os principais parâmetros de influência são o modulo de Elasticidade e o coeficiente de Poisson.

Figura 39 - Fluxograma de análise elástica no software PLAXIS 2D

Fonte: Elaborado pelo autor, 2026.

A rotina de entrada de dados é o responsável pelas condições iniciais para modelagem, atribuindo a geometria, as propriedades dos materiais utilizados, modelo utilizado, etc. Para uma melhor exploração das propriedades disponibilizados no programa, segue no manual de Plaxis2D, 2025.2 onde especifica detalhadamente cada critério, método e limitações de cada método.

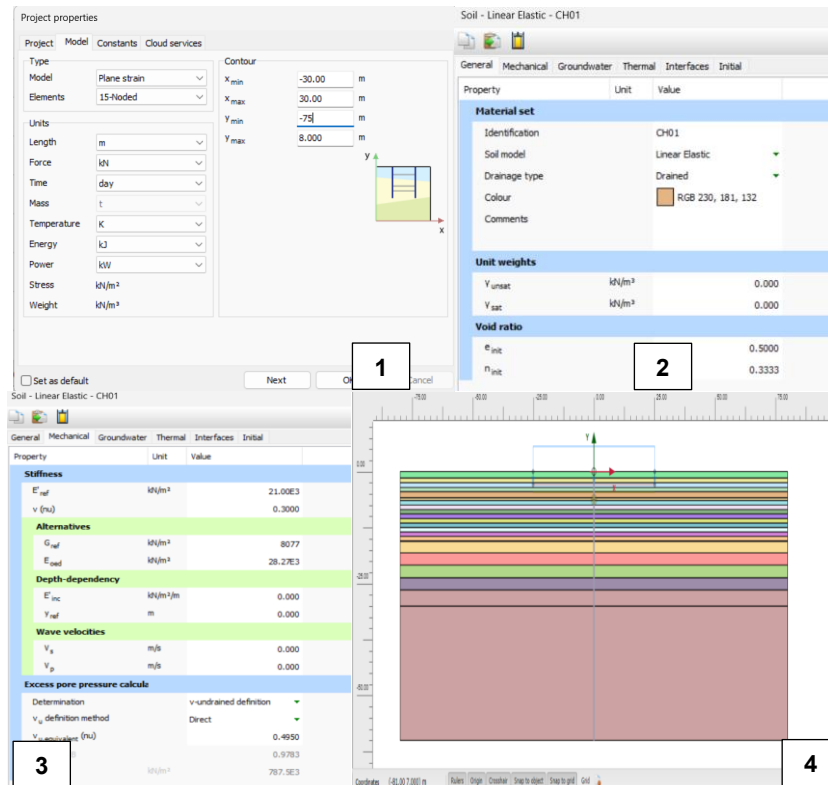
Na **figura 40** apresenta-se a ordem da rotina de entrada de parâmetros do solo definindo criteriosamente e a definição dos parâmetros da estrutura (radier), os módulos de elasticidade foram definidos a partir do ensaio SPT-01 e SPT-02 respectivamente conforme foi definido no cálculo analítico expressa pela **equação 17**. Após a finalização do ensaio SPT foi considerado os resultados de modulo de elasticidade obtidos a partir do ensaio geofísico, mencionados nos capítulos anteriores, referente ao coeficiente de Poisson foi considerado conforme definido por Teixeira e Godoy (1996)

Solo	ν
Areia poco compacta	0.2
Areia compacta	0.4
Silte	0.3 – 0.5

Argila saturada	0.4 – 0.5
Argila não saturada	0.1 – 0.3

Fonte: Teixeira e Godoy (1996)

Figura 40 - Propriedades do projeto para o modelo geotécnico PLAXIS 2D



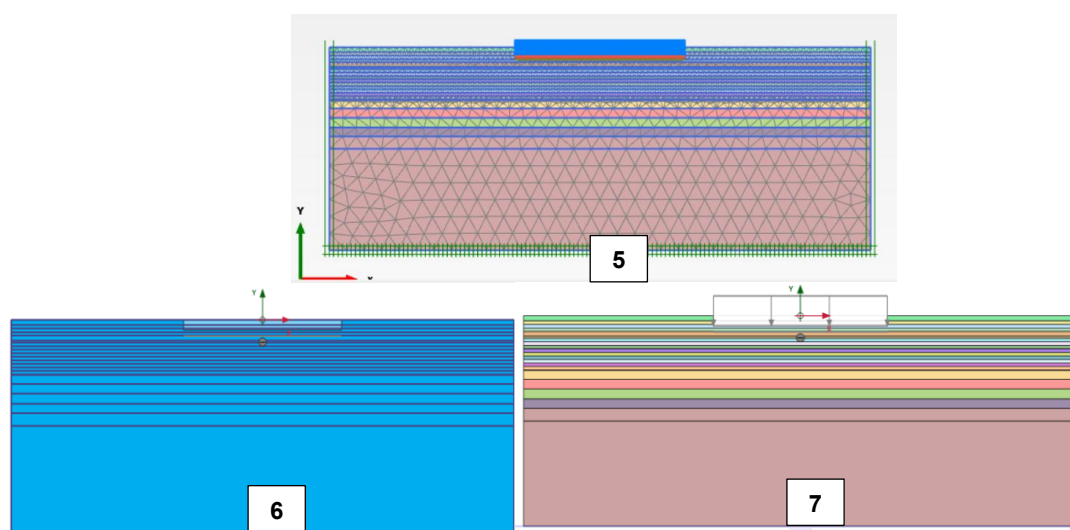
Fonte: Elaborado pelo autor, 2026

Sequencialmente na **figura 41** apresenta a malha de elementos finitos do modelo (very fine) (5) condições de fluxo (6) e a etapa de construção aplicados ao modelo linear elástico (7) o que representa a modelagem numérica final do projeto, será realizada uma escavação até 2.9m de profundidade após essa etapa será executado a fundação tipo radier será aplicada uma carga de distribuída uniformemente de 51 KPa, valor este definido pelo projetista estrutural.

A estratigrafia foi discretizada de forma que cada camada inserida corresponda à espessura real obtida nos ensaios de campo, inicialmente o perfil foi subdividido a cada 1m até uma profundidade de 15.48m, acompanhando os intervalos do ensaio

SPT, a partir deste ponto até os 30,0 m, as espessuras foram definidas conforme os horizontes identificados no ensaio geofísico. Por fim, abaixo dos 30,0 m, as propriedades do solo foram consideradas constantes até a cota de 60,0 m, profundidade adotada para o encerramento e estabilização do contorno da análise.

Figura 41 - Parâmetros de emalhado, condições de fluxo e etapa de construção.

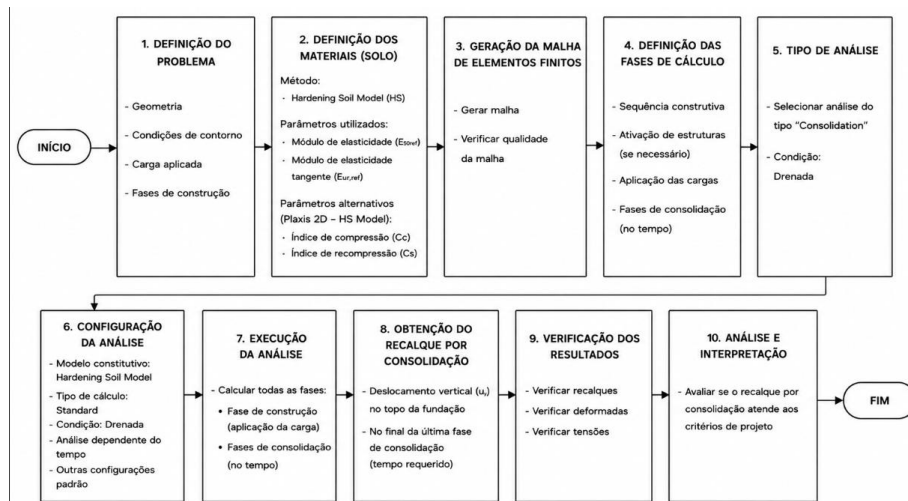


Fonte: Elaborado pelo autor, 2026

4.4.2 Recalque por consolidação primária

Neste capítulo será analisado o recalque considerando o efeito do nível freático onde o solo encontra-se completamente saturado aos 12 m de profundidade. No análise foi considerado o modelo Hardening Soil model no Plaxis2D. O procedimento para a análise de recalque, ilustra-se na **figura 42**

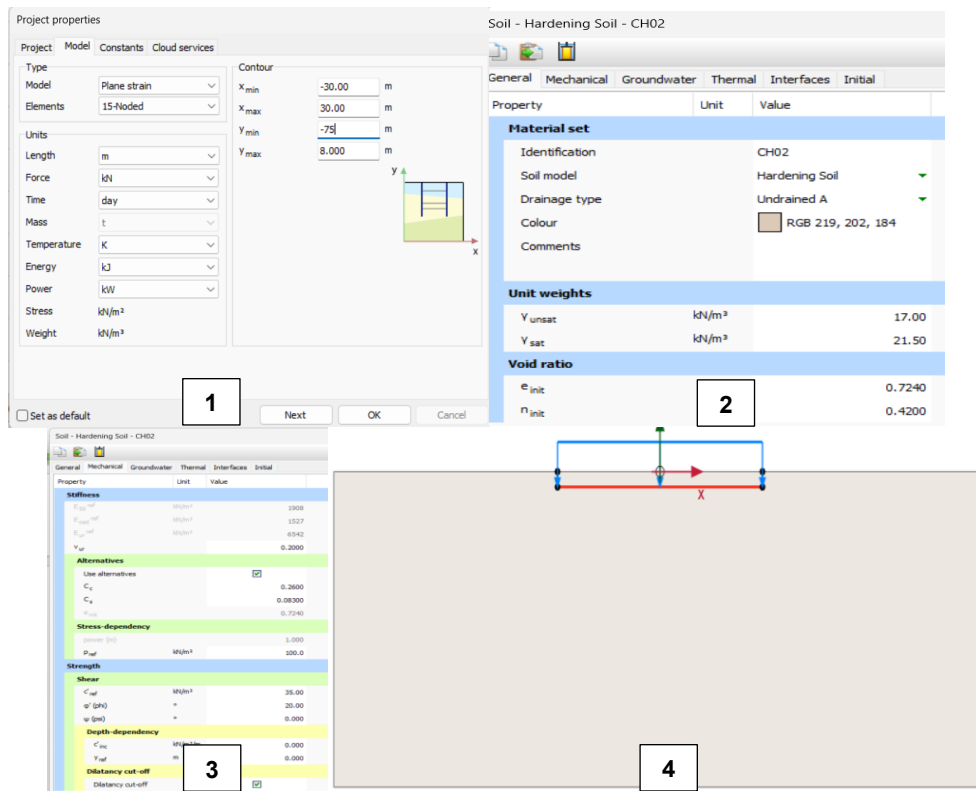
Figura 42 - Fluxograma de análise por consolidação no software PLAXIS 2D



Fonte: Elaborado pelo autor, 2026

A **Figura 43** apresenta os dados de entrada definidos a partir do ensaio de consolidação unidimensional (ensaio de adensamento), cujas amostras foram coletadas na mesma área de execução das sondagens SPT-01 e SPT-02. Na modelagem computacional, optou-se pelo uso dos parâmetros de compressibilidade e do índice de vazios inicial (C_c , C_s e e_0), parâmetros disponibilizados como variáveis alternativas pelo modelo constitutivo adotado. Essa escolha metodológica fundamenta-se na representação mais próxima ao comportamento analítico e ao comportamento do solo.

Os perfis de sondagem (SPT) indicaram que o subsolo local é predominantemente composto por solos finos com teor de argila. Com base nessa homogeneidade estratigráfica e na presença de frações argilosas, assumiu-se que todas as camadas apresentam o mesmo tipo de solo figura 36 (4). Consequentemente, os parâmetros de resistência ao cisalhamento foram padronizados com base na literatura técnica para solos do tipo CH, adotando-se um ângulo de atrito interno (ϕ') e uma coesão (c') o mesmo critério foi usado nos dois análise realizados.

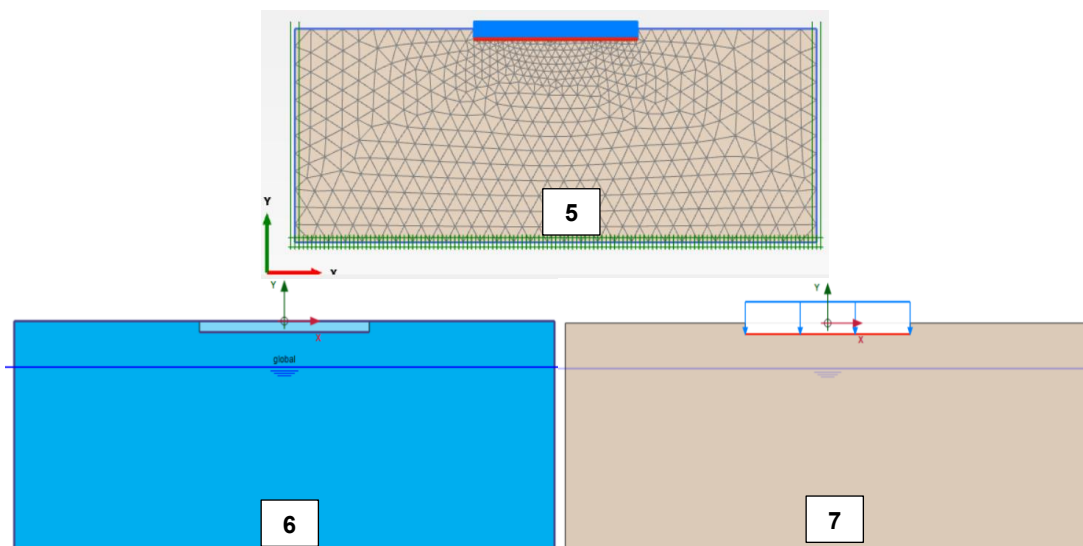
Figura 43 - Propriedades do projeto para o modelo geotécnico PLAXIS 2D

Fonte: Elaborado pelo autor, 2026

Nas etapas a seguir a **Figura 44** ilustra a sequência do modelo geométrico com a representação da homogeneidade do subsolo e a respectiva geração da malha de elementos finitos (5). Adicionalmente, verifica-se a posição do nível freático introduzido à profundidade de 12,0 m (6). Na fase construtiva (7), modelou-se a etapa de escavação com profundidade de 2,90 m a partir da superfície e representa a modelagem numérica final.

Cabe ressaltar que, para a análise de adensamento (consolidação), o comportamento do solo e a dissipação das poro-pressões ao longo do tempo foram avaliados nos intervalos de tempo, 2 dias, 30 dias, 1 ano e 5 anos. Para maiores detalhamento nos outros tipos de análise dirija-se ao manual de PLAXIS 2D, 2025.

Figura 44 - (5) Malha de elementos finitos, (6) condições de fluxo e (7) etapa de construção



Fonte: Elaborado pelo autor, 2026

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Este capítulo apresenta a análise dos resultados obtidos a partir dos ensaios de campo e de laboratório executados pela empresa JMF (2024), seguidos pela avaliação do comportamento de recalque da fundação do tipo radier.

Devido a limitações na disponibilidade de dados estruturais e geotécnicos complementares, foram realizadas simplificações para a modelagem e os cálculos analíticos.

Representação Estratigráfica: A caracterização do subsolo e a definição do perfil geotécnico basearam-se nos resultados do ensaio SPT e ensaio geofísico disponibilizados pela empresa JMF (2024)

Distribuição de Cargas: A superestrutura foi analisada por meio de uma sobrecarga uniformemente distribuída sobre a área do radier.

Homogeneidade das Camadas: Os parâmetros compressíveis obtidos do ensaio de consolidação unidimensional foram considerados constantes ao longo de toda a espessura da camada com análise a cada metros de profundidade.

Na sequência serão detalhados os resultados analisados.

5.1 ANALISE DE RECALQUE PELO METODO ANALITICO

5.1.1 Análise do recalque imediato por deformação elástica

No análise da fundação considerando o método analítico (teoria da elasticidade e adensamento primária) apresenta-se a seguir, o desenvolvimento matemático encontra-se disponível no **Anexo I**. A cimentação compensada considerou-se uma profundidade de 2,9 metros em relação ao nível do terreno. O resultado mostra que a grandeza do alívio de tensão depende principalmente do tipo de solo, determinado mediante os ensaios de campo.

Tabela 27 - Resultado dos recalques elásticos

SPT	Tipo de cimentação	Localização	Dimensões		Prof. De desplant e (m)	Carga aplicada (KPa)	Alívio de tensão (KPa)	Recalque calculado (cm)
			Comprimento (L)	Largura (B)				
SPT - 01	Radier	centro	84,85	50,25	2,9	51	0	6,4
		Esquina					0	1,6
	Radier	Centro					47	0,55
		Esquina					47	0,13
SPT 02	Radier	centro	84,85	50,25	2,9	51	0	7,53
		Esquina					0	1,88
	Radier	Centro					48	0,44
		Esquina					48	0,11

Fonte: Elaborado pelo autor, 2026.

Na **tabela 27** apresenta-se o resumo dos resultados obtidos do recalque elástico mediante o método analítico. Os resultados indicam que ao considerar o efeito de cimentação compensada, apresenta uma redução na grandeza do recalque em relação ao recalque sem alívio de tensão. Por tanto nos cenários onde o alívio de tensões (fundações compensadas) é desconsiderado, a variação das deformações varia consideravelmente, permitindo atingir os critérios de desenho.

5.1.2 Análise de recalque por adensamento primário

Na **Tabela 28**, apresenta-se o resumo dos resultados obtidos na análise de recalque por adensamento primário, evidenciando o nível freático como o fator de maior influência nos cálculos. Vale ressaltar que o recalque por adensamento considera os solos que se encontra totalmente saturados. Desse modo, embora a camada saturada foi identificada a partir de 12,0 m de profundidade, cota de início dos cálculos de adensamento, a consideração dos estados de tensões efetivas iniciais (σ'_o) integrou-se o peso próprio de todas as camadas a partir da superfície do terreno. Adicionalmente, considerou-se o efeito da poro-pressão negativa gerada pela franja capilar ao longo de 1,5 m imediatamente acima do nível freático. Os cálculos realizados mostram-se no memorial de cálculo disponível no **Anexo I**

Tabela 28 - Recalque por adensamento primário

SPT	Tipo recalque	Dimensão		Prof. De desplante (m)	Carga aplicada (KPa)	Alivo de tensão (KPa)	Recaqlue calculado (cm)	
		Comprimento (L)	Largura (B)				Esquina	centro
SPT 01	Adensado	84,85	50,25	2,9	51	0	5,61	21,3
						47	0,45	1,78
SPT 02	Adensado	84,85	50,25	2,9	51	0	2,13	8,07
						48	0.17	0.51

Fonte: Elaborado pelo autor, 2026.

Na **Tabela 29**, apresenta-se o resumo dos recalques totais obtidos para o Bloco A (fundação tipo radier), considerando o recalque elástico e o recalque por adensamento primário. Conforme as diretrizes da norma NTP E.050 (Solos e Cimentações), que estabelece os limites toleráveis para o Estudo de Mecânica de Solos de uma estrutura, fixou-se o critério de recalque máximo admissível em 5,0 cm. Devido às grandes dimensões da área carregada do radier, o bulbo de tensões atinge profundidades elevadas, alcançando os estratos de solo saturados. Nos resultados apresentados, constata-se que a análise analítica sem consideração do alívio de tensão não atende o critério limite de assentamento estipulado pela norma, já na consideração do alívio de tensões apresenta recalque menores.

Tabela 29 - Recalque total acumulado

SPT	Tipo de fundação	Localização	Recalque elástico (cm)	Recalque adensado (cm)	Recalque total (cm)	Critério de recalque (cm)	¿Cumple?
Sobre carga sem alívio de tensões							
SPT 01	Radier	Centro	6.4	21.33	27.7	5	Não
		Esquina	1.6	5.61	7.2	5	Não
SPT 02	Radier	Centro	7.53	8.07	15.6	5	Não
		Esquina	1.88	2.13	4.0	5	Sim
Sobrecarga com alívio de tensão							
SPT 01	Radier	Centro	0.55	1.78	2.3	5	Sim
		Esquina	0.13	0.45	0.58	5	Sim
SPT 02	Radier	Centro	0.44	0.51	0.95	5	Sim
		Esquina	0.11	0.17	0.28	5	Sim

Fonte: Elaborado pelo autor, 2026.

A **Tabela 30**, sintetiza-se a análise dos critérios de distorção angular (β). Os resultados obtidos para o Bloco A, demonstram que no cenário onde o alívio de tensões por escavação não é contabilizado, os limites admissíveis de distorção são superados. Embora a literatura geotécnica aponte que solos argilosos possam admitir magnitudes distintas de recalques totais a longo prazo, o controle da distorção angular no Bloco A não pode ser maior devido a sensibilidade dos equipamentos aos assentamentos.

Tabela 30 - Recalque diferencial total

SPT	Tipo de cimentação	Localização	Recalque total (cm)	Recalque diferencial (cm)	Valor medio	D.A	Critério de desenho	¿Cumple?
Sobre carga sem alivio de tensões								
SPT 01	Radier	Centro	27,7	20,52		1/122.41	1/750	Não
		Esquina	7,2					
SPT 02	Radier	Centro	15,6	11,59		1/216.73	1/750	Não
		Esquina	4,0					
Sobrecarga com alivio de tensão								
SPT 01	Radier	Centro	2,3	1,75		1/1435.42	1/750	Sim
		Esquina	0,6					
SPT 02	Radier	Centro	1,0	0,67		1/3749.25	1/750	Sim
		Esquina	0.3					

Fonte: Elaborado pelo autor, 2026.

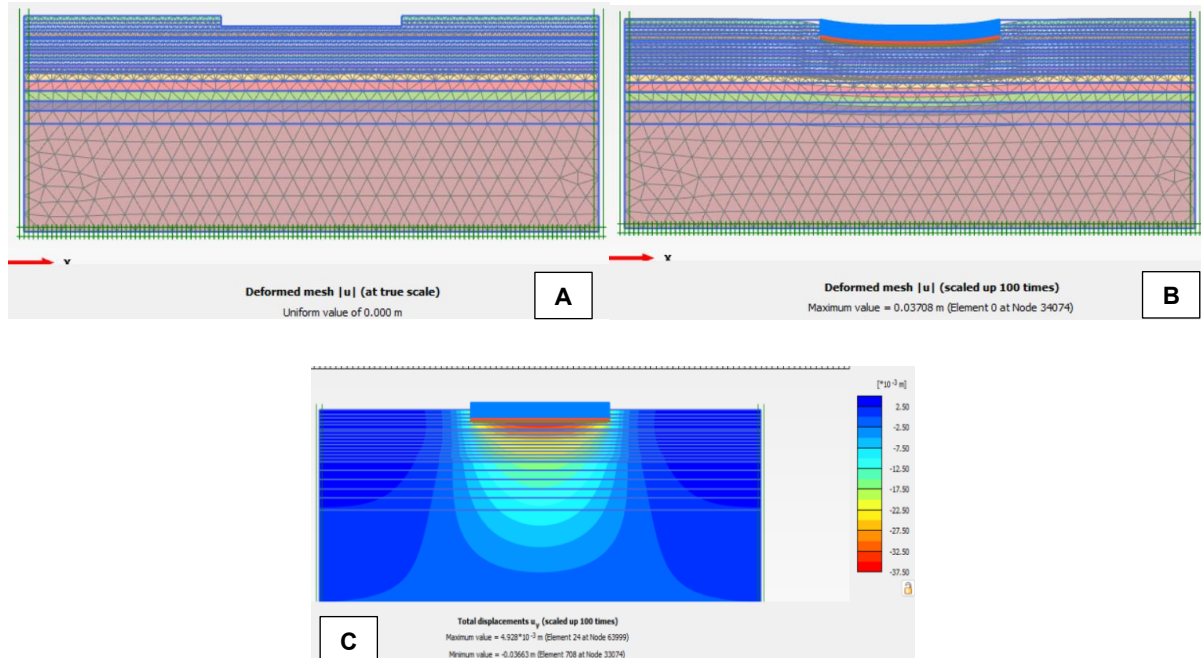
5.2 ANÁLISE DOS RECALQUES COM O SOFTWARE PLAXIS 2D (MÉTODO NUMÉRICO)

5.2.1 Análise de recalque imediato

A **Figura 45** apresenta os resultados numéricos obtidos através do software PLAXIS 2D. Na **fase a**, observa-se a geometria da malha de elementos finitos gerada para o modelo, nota-se que na região próxima a fundação foi aplicado um refinamento na discretização, resultando em elementos menores para capturar com maior precisão a tensão e deformação locais.

A **fase b** exibe a configuração da malha deformada devido à aplicação da carga externa. O comportamento ilustra um padrão esperado de assentamento concentrado na região sob a estrutura, atingindo um deslocamento vertical máximo (u_y). Por fim, a **fase c** expõe o bulbo de deformações verticais na fase elástica inicial do solo, evidenciando as curvas de isóbaras de deslocamento e delimitando com clareza a zona de influência mecânica da fundação no maciço de solo.

Figura 45 - (a) Malha gerada pelo modelo, (b), Deformação devido a carga (c), Bulbo de deformações



Fonte: Elaborado pelo autor,2026.

Tabela 31 - Resumo dos resultados de recalque elástico

Amostra	Recalque total elástico sem alívio de tensão	Recalque total elástico com alívio de tensão	Valor médio do recalque com alívio de tensão
SPT - 01	3.66 cm	0.29 cm	0.26 cm
SPT - 02	3.80 cm	0.23 cm	

Fonte: Elaborado pelo autor,2026.

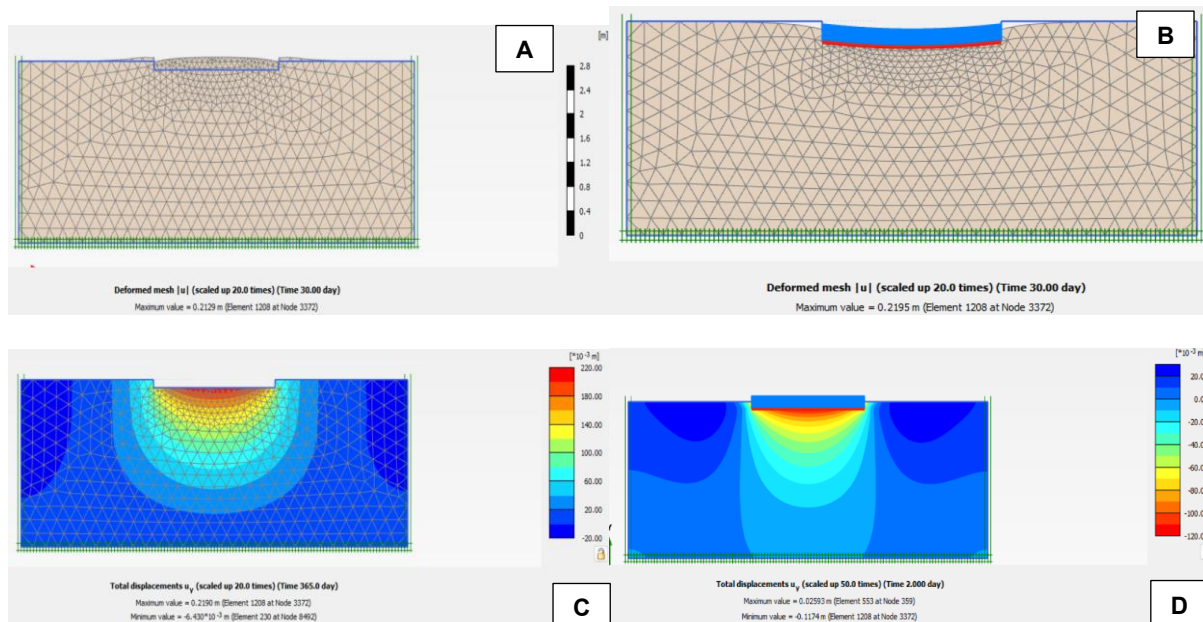
5.2.2 Análise de recalque por consolidação primária

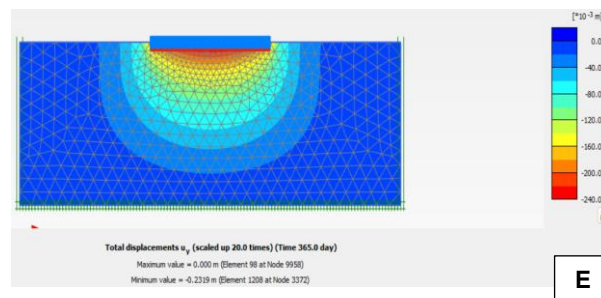
Os resultados da análise de recalque por adensamento obtidos no software PLAXIS 2D estão sintetizados na **Figura 46**. Na **fase A**, observa-se o comportamento do maciço logo após a escavação até a cota de implantação 2.9 m, evidenciando o alívio de tensões verticais e o consequente fenômeno de expansão no fundo da escavação a um tempo de 30 dias. Na **fase B**, é apresentada a configuração da malha

deformada após a aplicação da sobrecarga de projeto, ilustrando a tendência de afundamento da base da fundação.

A **fase C** mapeia o bulbo de deslocamentos gerado pelo processo de alívio e reconfiguração de pressões neutras aos 365 dias para a condição escavada sem a superestrutura. Nas etapas seguintes, analisa-se a evolução temporal do recalque sob carga: a **fase D** exibe o bulbo de deslocamentos verticais (u_y) no estágio inicial de carregamento (tempo de 2 dias), registrando um recalque de 11,7 cm. Por fim, a **fase E** apresenta o estado aos 365 dias, onde o recalque máximo atinge 23.1 cm este incremento substancial nas deformações e a subsequente estabilização do bulbo confirmam a ocorrência do adensamento primário do solo, condicionado pela dissipação da poro-pressão excedente ao longo do tempo. Após o tempo de 1 anos houve uma estabilidade nas deformações.

Figura 46 - (a) Malha gerada pelo modelo, (b) configuração da malha após a sobrecarga, (c) bulbo de deformações sem sobrecarga, (d) bulbo de deformações nos 2 dias, (e) bulbo de deformações aos 365 dias





Fonte: Elaborado pelo autor,2026.

A continuação, na **tabela 32** apresenta-se um resumo dos resultados de recalque por consolidação primária obtidos no software plaxis 2D evidenciando uma estabilidade de deformações após aproximadamente 1 ano da execução do projeto.

Tabela 32 - Resumo de recalque por consolidação no centro da fundação

Local	Amostra	Recalque por adensamento			
		2 dias (cm)	30 dias (cm)	1 ano (cm)	5 anos (cm)
Sobrecarga com alivio de tensões					
SPT-01	Shelby 02	1.8	9.4	6.3	6.4
SPT-02	Shelby 01	0.8	2.0	2.0	2.1
Sobrecarga sem alivio de tensões					
SPT-01	Shelby 02	1.17	21.95	23.19	23.31
SPT-02	Shelby 01	4.4	6.51	6.64	6.65

Fonte: Elaborado pelo autor,2026.

Na mesma tabela pode-se observar que o efeito da cimentação compensada (alívio de tensão) nas duas amostras o resultado do recalque diminui consideravelmente.

A seguir na **tabela 33** apresenta o resumo dos resultados totais considerando o recalque elástico e recalque por adensamento primário. No análise considerou-se o valor médio dos resultados na qual atende o critério de recalque, na tabela pode-se observar quando é considerado o alívio de tensão os resultados atendem o critério de recalque.

Tabela 33: Resumo de recalque total no centro da fundação

SPT	Recalque e elástico (cm)	Recalque adensado (cm)	Recalque total (cm)	Valor medio	Criterio de recalque (cm)	Cumple ?
Sobrecarga sem alivio de tensão						
SPT-01	3.66	23.31	27.7	21.65	5	Não
SPT-02	3.80	6.65	15.6		5	Não
Sobrecarga com alivio de tensão						
SPT -01	0.29	6.4	6.69	4.5	5	Sim
SPT-02	0.23	2.1	2.33		5	Sim

Fonte: Elaborado pelo autor, 2026.

5.3 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DO METODO ANALÍTICO E METODO NUMERICO (PLAXIS 2D)

Neste capítulo apresenta-se a comparação dos resultados analíticos e numéricos, no análise pode-se observar que apresentam resultados diferentes nas duas considerações com alivio de sobre carga e sem alivio de sobrecarga.

Neste capítulo, apresenta-se a comparação dos resultados analíticos e numéricos. Observa-se que existe uma redução significativa de recalque devido ao alivio de tensões no recalque analítico e numérico, esses tipos de conceitos passaram-se a ser usado em projetos de grande porte sobre solos moles, resultados mostrados nas **tabelas 34 e tabela 35** nos dois casos atendem o critério mínimo solicitado pela norma E.050.

Tabela 34 - Resumo comparativo do recalque elástico

Amostra	Tipode recalque	Recalque analítico (cm)	Valor medio (cm)	Recalque numérico (cm)	Valor medio (cm)
Sobre carga sem alivio de tensões					
SPT -01	Elástico	8	8.7	3.66	3.73
SPT– 02	Elástico	9.41		3.80	
Sobrecarga com alivio de tensão					
SPT - 01	Elástico	0.68	0.62	0.29	0.26
SPT– 02	Elástico	0.55		0.23	

Fonte: Elaborado pelo autor,2026.

Na **tabela 35** apresenta-se o resumo do recalque analítico e numérico na condição adensada com e sem alivio de tensões, nos resultados apresenta-se uma diferença na grandeza do recalque.

Tabela 35: Resumo comparativo do recalque por adensamento.

Amostra	Tipode recalque	Recalque analítico (cm)	Valor medio (cm)	Recalque numérico (cm)	Valor medio (cm)
Sobre carga sem alivio de tensões					
SPT - 01	Adensado	21.33	14.7	23.31	14.98
SPT – 02	Adensado	8.07		6.65	
Sobrecarga com alivio de tensão					
SPT - 01	Adensado	1.78	1.15	6.4	4.25
SPT – 02	Adensado	0.51		2.1	

Fonte: Elaborado pelo autor,2026

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente estudo permitiu determinar o recalque de uma fundação tipo radier por meio de métodos analíticos (modelos tradicionais) e de modelagem numérica com o auxílio do software PLAXIS 2. Este estudo de caso foi aplicado a uma das estruturas de fundação do Hospital Lucio Aldazabal Paucar.

Os valores de deformação vertical obtidos pelo modelo numérico foram comparados com os resultados dos métodos analíticos. Observou-se uma no análise elástico e por consolidação, duas metodologias aplicadas neste estudo.

No entanto, constatou-se que os resultados obtidos, quando são considerados o alívio de tensão, atendem aos critérios mínimos de desempenho exigidos pela norma E.050 Solos e Cimentações (5cm para fundações radier). Com base disso, evidencia-se a não necessidade de realizar um melhoramento do solo nas camadas superficiais para execução do projeto.

A análise do alívio de tensões induzido pela escavação demonstrou que o solo das camadas superiores se encontra em uma condição sobre adensada. Esse comportamento permitiu que os recalques nessas primeiras estratificações fossem de menor magnitude, permitindo mitigar os recalques ocasionados pela sobrecarga da estrutura.

Por outro lado, a utilização de uma fundação do tipo radier com grandes dimensões proporciona uma significativa transferência de tensões para os estratos mais profundos do maciço de solo. Nesse contexto, a profundidade do nível freático constitui um fator relevante na análise do comportamento da fundação, principalmente quando associada à presença de camadas com elevada compressibilidade e suscetibilidade ao processo de adensamento. Esses resultados reforçam a importância de considerar não apenas as características e dimensões da fundação,

mas também a estratigrafia do subsolo, a posição do nível freático e os parâmetros de deformabilidade e compressibilidade das camadas atingidas pelo acréscimo de tensões.

Por fim, a metodologia analítica e numérica provou ser uma alternativa viável para a simulação de cenários geotécnicos complexos. O modelo foi capaz de capturar com precisão os efeitos provocados pelas etapas de escavação e carregamento, consolidando a ferramenta como um recurso indispensável na engenharia de fundações.

Visando um melhoramento nas análise de recalque para estudos futuros recomenda-se:

- Realizar um análise de adensamento secundário dependente do tempo, a fim de prever a evolução dos recalques ao longo da vida útil da estrutura.
- Simular numericamente diferentes cenários de melhoria do solo, considerando alternativas de tratamento que possibilitem a redução dos recalques, sem a necessidade de considerar o alívio de tensões como mecanismo de mitigação
- Acompanhamento e monitoramento sistemático dos recalques em campo ao longo do tempo (por meio de instrumentação geotécnica permitindo realizar um retro análise para confrontar os deslocamentos reais medidos na estrutura com os resultados teóricos obtidos pelos métodos analíticos e numéricos deste estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM INTERNATIONAL. ASTM D422-63(2007): **Standard test method for particle-size analysis of soils**. West Conshohocken, PA: ASTM International, 2007.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D6913/D6913M-17: **Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis**. West Conshohocken, PA: ASTM International, 2017.

BOWLES, J. E. *Foundation analysis and design*. 5. ed. New York: McGraw-Hill, 1996.

BOKHONOK, Oleg; GANDOLFO, Otávio Coaracy Brasil; BRAGA, Antonio Celso de Oliveira; PORSANI, Jorge Luís; BORTOLOZO, Cassiano Antonio; DIOGO, Liliana Alcazar. Utilização de uma metodologia inovadora para interpretação de dados de sondagem elétrica vertical visando investigação profunda no oeste paulista. In: INTERNATIONAL CONGRESS OF THE BRAZILIAN GEOPHYSICAL SOCIETY, 15., 2017, Rio de Janeiro. Anais [...]. Rio de Janeiro: Sociedade Brasileira de Geofísica, 2017.

BRINKGREVE, R. B. J. Selection of soil models for geotechnical analysis. In: GEO-FRONTIERS 2005. Reston: American Society of Civil Engineers, 2005. p. 1–11.

BARONA, FERNÁNDEZ E SALINA. **Ambientes lacustres**: Sedimentología y estratigrafía. México, D.F., 28 feb. 2012.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. Fundações por estacas: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CODUTO, Donald P.; KITCH, William A.; YEUNG, Man-chu Ronald. **Foundation design**: principles and practices. 3. ed. Boston: Pearson, 2016.

CARRAZEDO, Ricardo. **Elementos estruturais de fundações: radiers**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2022

- DAS, B. M. Fundamentos de ingeniería de cimentaciones. 7. ed. México: Cengage Learning, 2012.
- DAS, B. M. **Princípios de engenharia geotécnica**. Tradução da 8. ed. norte-americana. São Paulo: Cengage Learning, 2014.
- Dourado, J. C 1984. **A utilização da sísmica na determinação de parâmetros elásticos de maciços rochosos e aterros “in situ”**. Publicações de artigos técnicos da ABGE, N 8. São Paulo 12p
- DE SOUZA, A. C. G. **Estudo numérico do comportamento de fundações do tipo radier**. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2019.
- GEO5. Ajuda on-line: **módulo secante do solo Es**. Praga: Fine Software, 2026.
- INGEMMET. **Memoria explicativa de los cuadrángulos de Huancané (31-x), Moho (31-y) e Isla Soto (32-y)**. Lima: Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico, 2019.
- LAGO, A; ELIS, V. Técnica de sondagem elétrica vertical utilizada no estudo de uma área de disposição de resíduos sólidos urbanos. In: INTERNATIONAL CONGRESS OF THE BRAZILIAN GEOPHYSICAL SOCIETY, 9., 2005, Salvador. Anais [...]. Salvador: Sociedade Brasileira de Geofísica, 2005
- LIMA, E; MIRANDA, W; PINHEIRO, É.C. O uso do radier como solução construtiva de fundação para a construção de uma torre telefônica na cidade de Manaus-AM: estudo de caso. Revista Foco, v. 17, n. 10, e6599, p. 1-28, 2024.
- PLAXIS. PLAXIS 2D Material Models Manual. Delft: Bentley Systems, 2024.
- POTTS, D. M.; ZDRAVKOVIĆ, L. **Finite element analysis in geotechnical engineering: theory**. London: Thomas Telford, 1999.
- RUST, B.R. Sedimentation in fluvial and lacustrine environments. *Hydrobiologia* 91, 59–70 (1982). <https://doi.org/10.1007/BF02391922>
- RIBEIRO, Cláudio Márcio. *Estudo numérico do comportamento tensão-deslocamento de fundação do tipo radier*. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2017

SCHANZ, T.; VERMEER, P. A.; BONNIER, P. G. The hardening-soil model: formulation and verification. In: BEYOND 2000 IN COMPUTATIONAL GEOTECHNICS. Rotterdam: A. A. Balkema, 1999. p. 281–296.

SOUZA, J. S.; BASTOS, C. W. D. A. M. Mecânica dos solos. Brasília: NT Editora, 2015.

TERZAGHI, Charles. Principles of soil mechanics: IV — Settlement and consolidation of clay. **Engineering News-Record**, v. 95, n. 22, p. 874-878, 26 nov. 1925.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. Soil mechanics in engineering practice. 3. ed. New York: John Wiley & Sons, 1996.

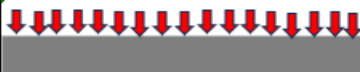
TEIXEIRA, J. M. C. **Análise de recalques em fundações profundas via métodos numéricos**. 2014. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) — Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

TAIOLI, Fabio. **Avaliação de propriedades elásticas dinâmicas de materiais geológicos da RMSP**. 1999. Tese (Livre-Docência em Geociências) – Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1999.

VELLOSO, D.; LOPES, F. **Fundações. Critério de projeto| investigação do subsolo| fundações superficiais| Fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

ZEEVAERT, L. **Foundation engineering for difficult subsoil conditions**. 2. ed. New York: Van Nostrand Reinhold, 1983.

APENDICE I

Centro		Esquina		s/c (Kpa)	P Alivio (Kpa)	s/c (Kpa)	desplante (m)	Espesura radier (m)	ANALISE DE RECALQUE ELASTICO (SPT - 01)											
B'=	25,13	B'=	50,25	4	47	51	2,9	0,6												
L'=	42,43	L'=	84,85																	
SPT - 01							Valores del esfuerzo efectivo												Recalque esquina (cm)	Recalque e centro (cm)
Prof.	Espesura	SUCS	Es (Mpa)	Es (Kpa)	Y (KN/m3)	Δq (KN/m2)	Z (m)	Espesura	Esquina				σVo + Δq	Centro			σVo + Δq			
									m	n	lz	Δq (Kpa)		Z (m)	lz	Δq				
						Alivio de tensão														
2	1	ML	27,30	27300	15,5	22	2,90		30,0	848,5	0,25	1,09	1,09	0,10	1	4,38	4,38	0,00071	0,00284	
3	1	CL	15,40	15400	16,5	17	0,10	0,10	2,7	77,1	0,25	1,09	1,09	1,10	1	4,38	4,38	0,0081	0,03241	
4	1	SC-SM	14,85	14850	17,0	8	1,10	1,10	1,4	40,4	0,25	1,09	1,09	2,10	1	4,38	4,38	0,00675	0,02701	
5	1	SM	16,20	16200	TOTAL:	47	2,10	1,00	1,0	27,4	0,2499	1,09	1,09	3,10	0,9996	4,37	4,37	0,00521	0,02083	
6	1	CH	21,00	21000			4,10	1,00	0,7	20,7	0,24997	1,09	1,09	4,10	0,99988	4,37	4,37	0,00473	0,01894	
7	1	CL	23,10	23100			5,10	1,00	0,6	16,6	0,24994	1,09	1,09	5,10	0,99976	4,37	4,37	0,00434	0,01736	
8	1	CL	25,20	25200			6,10	1,00	0,5	13,9	0,24988	1,09	1,09	6,10	0,99952	4,37	4,37	0,00744	0,02975	
9	1	CL	14,70	14700			7,10	1,00	0,4	12,0	0,24979	1,09	1,09	7,10	0,99916	4,37	4,37	0,0065	0,02602	
10	1	CL	16,80	16800			8,10	1,00	0,4	10,5	0,24968	1,09	1,09	8,10	0,99872	4,37	4,37	0,00208	0,00832	
11	1	SM	52,50	52500			9,10	1,00	0,3	9,3	0,24952	1,09	1,09	9,10	0,99808	4,37	4,37	0,00137	0,00547	
12	1	CL-ML	79,80	79800			10,10	1,00	0,3	8,4	0,24912	1,09	1,09	10,10	0,99648	4,36	4,36	0,00399	0,01597	
13	1	SC-SM	27,30	27300			11,10	1,00	0,3	7,6	0,24909	1,09	1,09	11,10	0,99636	4,36	4,36	0,00649	0,02595	
14	1	CL	16,80	16800			12,10	1,00	0,2	7,0	0,24877	1,09	1,09	12,10	0,99508	4,35	4,35	0,01296	0,05183	
15	1	CL	8,40	8400			12,55	0,45	0,2	6,8	0,24849	1,09	1,09	12,55	0,99396	4,35	4,35	0,00499	0,01997	
15,45	0,45	CH	9,80	9800			12,68	0,13	0,2	6,7	0,24745	1,08	1,08	12,68	0,9898	4,33	4,33	0,00032	0,00129	
15,58	0,13	CL	43,63	43631			15,23	2,55	0,2	5,6	0,24702	1,08	1,08	15,23	0,98808	4,32	4,32	0,0057	0,02281	
18,13	2,55	CL	48,32	48317			17,95	2,72	0,2	4,7	0,24528	1,07	1,07	17,95	0,98112	4,29	4,29	0,0055	0,02202	
20,85	2,72	CL	53,02	53025			20,84	2,89	0,1	4,1	0,24288	1,06	1,06	20,84	0,97152	4,25	4,25	0,00463	0,01852	
23,74	2,89	CL	66,34	66337			23,89	3,05	0,1	3,6	0,23992	1,05	1,05	23,89	0,95968	4,20	4,20	0,00469	0,01878	
26,79	3,05	CL	68,19	68194			27,10	3,21	0,1	3,1	0,23672	1,04	1,04	27,10	0,94688	4,14	4,14	0,00488	0,0195	
30	3,21	CL	68,19	68194			60,00	32,90	0,1	1,4	0,17389	0,76	0,76	60,00	0,69556	3,04	3,04	0,0367	0,14681	

Centro		Esquina		s/c (Kpa)	P Alivio (Kpa)	s/c (Kpa)	desplante (m)	Espesura radier (m)	ANALISE DE RECALQUE ELASTICO (SPT - 02)												
B'= L'= 	25,13 42,43	B'= L'= 	50,25 84,85	3	48	51	2,9	0,6													
SPT-02									Valores del esfuerzo efectivo												Recalqu e esquina (cm)
Profundidad (m)	Espesur a	SUCS	Es (Mpa)	Es (Kpa)	Y (KN/m3)	Δq (KN/m2)	Z (m)	Espesura	Esquina				σVo + Δq (KN/m2)	Centro			σVo + Δq (KN/m2)				
									m	n	lz	Δq (Kpa)		Z (m)	lz	Δq					
Alivio de tensão																					
2	1,45	2	CL	15,40	15400,0	16,5	24	2,90													
3	2,45	1	SC-SM	19,80	19800,0	17,0	17	0,10	0,10	502,5	848,5	0,25	0,75	0,75	0,10	1	3,00	3,00	0,00038	0,00152	
4	3,45	1	CL-ML	14,70	14700,0	16,0	7	1,10	1,10	45,7	77,1	0,25	0,75	0,75	1,10	1	3,00	3,00	0,00561	0,02245	
5	4,45	1	SM	13,50	13500,0	TOTAL: 48		2,10	1,00	23,9	40,4	0,25	0,75	0,75	2,10	1	3,00	3,00	0,00556	0,02222	
6	5,45	1	CL	12,60	12600,0			3,10	1,00	16,2	27,4	0,2499	0,75	0,75	3,10	0,9996	3,00	3,00	0,00595	0,0238	
7	6,45	1	CL	14,70	14700,0		4,10	1,00	12,3	20,7	0,24997	0,75	0,75	4,10	0,99988	3,00	3,00	0,0051	0,02041		
8	7,45	1	CL	18,90	18900,0		5,10	1,00	9,9	16,6	0,24994	0,75	0,75	5,10	0,99976	3,00	3,00	0,00397	0,01587		
9	8,45	1	CL	14,70	14700,0		6,10	1,00	8,2	13,9	0,24988	0,75	0,75	6,10	0,99952	3,00	3,00	0,0051	0,0204		
10	9,45	1	CL	12,60	12600,0		7,10	1,00	7,1	12,0	0,24979	0,75	0,75	7,10	0,99916	3,00	3,00	0,00595	0,02379		
11	10,45	1	SM	42,00	42000,0		8,10	1,00	6,2	10,5	0,24968	0,75	0,75	8,10	0,99872	3,00	3,00	0,00178	0,00713		
12	11,45	1	SM	16,80	16800,0		9,10	1,00	5,5	9,3	0,24952	0,75	0,75	9,10	0,99808	2,99	2,99	0,00446	0,01782		
13	12,45	1	CL	25,20	25200,0		10,10	1,00	5,0	8,4	0,24912	0,75	0,75	10,10	0,99648	2,99	2,99	0,00297	0,01186		
14	13,45	1	CL	16,80	16800,0		11,10	1,00	4,5	7,6	0,24909	0,75	0,75	11,10	0,99636	2,99	2,99	0,00445	0,01779		
15	14,45	1	CH	7,00	7000,0		12,10	1,00	4,2	7,0	0,24877	0,75	0,75	12,10	0,99508	2,99	2,99	0,01066	0,04265		
15,45	15,45	0,45	CH	9,80	9800,0		12,55	0,45	4,0	6,8	0,24849	0,75	0,75	12,55	0,99396	2,98	2,98	0,00342	0,01369		
15,58	16,45	0,13	CL	38,24	38236,9		12,68	0,13	4,0	6,7	0,24745	0,74	0,74	12,68	0,9898	2,97	2,97	0,00025	0,00101		
16,58	17,45	1	CL	43,62	43621,2		13,68	1,00	3,7	6,2	0,24783	0,74	0,74	13,68	0,99132	2,97	2,97	0,0017	0,00682		
17,58	18,45	1	CL	43,62	43621,2		14,68	1,00	3,4	5,8	0,24727	0,74	0,74	14,68	0,98908	2,97	2,97	0,0017	0,0068		
18,13	19,45	0,55	CL	43,62	43621,2		15,23	0,55	3,3	5,6	0,24702	0,74	0,74	15,23	0,98808	2,96	2,96	0,00093	0,00374		
19,13	20,45	1	CL	48,32	48316,8		16,23	1,00	3,1	5,2	0,24643	0,74	0,74	16,23	0,98572	2,96	2,96	0,00153	0,00612		
20,13	21,45	1	CL	48,32	48316,8		17,23	1,00	2,9	4,9	0,24572	0,74	0,74	17,23	0,98288	2,95	2,95	0,00153	0,0061		
20,85	22,45	0,72	CL	48,32	48316,8	17,95	0,72	2,8	4,7	0,24528	0,74	0,74	17,95	0,98112	2,94	2,94	0,0011	0,00439			
21,85	23,45	1	CL	53,02	53024,9	18,95	1,00	2,7	4,5	0,24477	0,73	0,73	18,95	0,97908	2,94	2,94	0,00138	0,00554			
22,85	24,45	1	CL	53,02	53024,9	19,95	1,00	2,5	4,3	0,24364	0,73	0,73	19,95	0,97456	2,92	2,92	0,00138	0,00551			
23,74	25,45	0,89	CL	53,02	53024,9	20,84	0,89	2,4	4,1	0,24288	0,73	0,73	20,84	0,97152	2,91	2,91	0,00122	0,00489			
24,74	26,45	1	CL	66,34	66336,8	21,84	1,00	2,3	3,9	0,24201	0,73	0,73	21,84	0,96804	2,90	2,90	0,00109	0,00438			
25,74	27,45	1	CL	66,34	66336,8	22,84	1,00	2,2	3,7	0,24099	0,72	0,72	22,84	0,96396	2,89	2,89	0,00109	0,00436			

26,74	28,45	1	CL	66,34	66336,8
26,79	29,45	0,05	CL	68,19	68193,5
27,79	30,45	1	CL	68,19	68193,5
28,79	31,45	1	CL	68,19	68193,5
29,79	32,45	1	CL	68,19	68193,5
30	33,45	0,21	CL	68,19	68193,5
31	34,45	1	CL	68,19	68193,5
32	35,45	1	CL	68,19	68193,5
33	36,45	1	CL	68,19	68193,5
34	37,45	1	CL	68,19	68193,5
35	38,45	1	CL	68,19	68193,5
36	39,45	1	CL	68,19	68193,5
37	40,45	1	CL	68,19	68193,5
38	41,45	1	CL	68,19	68193,5
39	42,45	1	CL	68,19	68193,5
40	43,45	1	CL	68,19	68193,5
41	44,45	1	CL	68,19	68193,5
42	45,45	1	CL	68,19	68193,5
43	46,45	1	CL	68,19	68193,5
44	47,45	1	CL	68,19	68193,5
45	48,45	1	CL	68,19	68193,5
46	49,45	1	CL	68,19	68193,5
47	50,45	1	CL	68,19	68193,5
48	51,45	1	CL	68,19	68193,5
49	52,45	1	CL	68,19	68193,5
50	53,45	1	CL	68,19	68193,5
51	54,45	1	CL	68,19	68193,5
52	55,45	1	CL	68,19	68193,5
53	56,45	1	CL	68,19	68193,5
54	57,45	1	CL	68,19	68193,5
55	58,45	1	CL	68,19	68193,5
56	59,45	1	CL	68,19	68193,5
57	60,45	1	CL	68,19	68193,5
58	61,45	1	CL	68,19	68193,5
59	62,45	1	CL	68,19	68193,5
60		1	CL	68,19	68193,5

23,84	1,00	2,1	3,6	0,23992	0,72	0,72	23,84	0,95968	2,88	2,88	0,00109	0,00434
23,89	0,05	2,1	3,6	0,23992	0,72	0,72	23,89	0,95968	2,88	2,88	5,3E-05	0,00021
24,89	1,00	2,0	3,4	0,23854	0,72	0,72	24,89	0,95416	2,86	2,86	0,00105	0,0042
25,89	1,00	1,9	3,3	0,23706	0,71	0,71	25,89	0,94824	2,84	2,84	0,00104	0,00417
26,89	1,00	1,9	3,2	0,2369	0,71	0,71	26,89	0,9476	2,84	2,84	0,00104	0,00417
27,10	0,21	1,9	3,1	0,23672	0,71	0,71	27,10	0,94688	2,84	2,84	0,00022	0,00087
28,10	1,00	1,8	3,0	0,23496	0,70	0,70	28,10	0,93984	2,82	2,82	0,00103	0,00413
29,10	1,00	1,7	2,9	0,23288	0,70	0,70	29,10	0,93152	2,79	2,79	0,00102	0,0041
30,10	1,00	1,7	2,8	0,23262	0,70	0,70	30,10	0,93048	2,79	2,79	0,00102	0,00409
31,10	1,00	1,6	2,7	0,23013	0,69	0,69	31,10	0,92052	2,76	2,76	0,00101	0,00405
32,10	1,00	1,6	2,6	0,2298	0,69	0,69	32,10	0,9192	2,76	2,76	0,00101	0,00404
33,10	1,00	1,5	2,6	0,22717	0,68	0,68	33,10	0,90868	2,73	2,73	0,001	0,004
34,10	1,00	1,5	2,5	0,2268	0,68	0,68	34,10	0,9072	2,72	2,72	0,001	0,00399
35,10	1,00	1,4	2,4	0,22322	0,67	0,67	35,10	0,89288	2,68	2,68	0,00098	0,00393
36,10	1,00	1,4	2,4	0,22322	0,67	0,67	36,10	0,89288	2,68	2,68	0,00098	0,00393
37,10	1,00	1,4	2,3	0,22272	0,67	0,67	37,10	0,89088	2,67	2,67	0,00098	0,00392
38,10	1,00	1,3	2,2	0,0836	0,25	0,25	38,10	0,3344	1,00	1,00	0,00037	0,00147
39,10	1,00	1,3	2,2	0,21836	0,66	0,66	39,10	0,87344	2,62	2,62	0,00096	0,00384
40,10	1,00	1,3	2,1	0,21769	0,65	0,65	40,10	0,87076	2,61	2,61	0,00096	0,00383
41,10	1,00	1,2	2,1	0,21312	0,64	0,64	41,10	0,85248	2,56	2,56	0,00094	0,00375
42,10	1,00	1,2	2,0	0,21235	0,64	0,64	42,10	0,8494	2,55	2,55	0,00093	0,00374
43,10	1,00	1,2	2,0	0,21235	0,64	0,64	43,10	0,8494	2,55	2,55	0,00093	0,00374
44,10	1,00	1,1	1,9	0,20592	0,62	0,62	44,10	0,82368	2,47	2,47	0,00091	0,00362
45,10	1,00	1,1	1,9	0,20592	0,62	0,62	45,10	0,82368	2,47	2,47	0,00091	0,00362
46,10	1,00	1,1	1,8	0,20487	0,61	0,61	46,10	0,81948	2,46	2,46	0,0009	0,00361
47,10	1,00	1,1	1,8	0,20487	0,61	0,61	47,10	0,81948	2,46	2,46	0,0009	0,00361
48,10	1,00	1,0	1,8	0,19814	0,59	0,59	48,10	0,79256	2,38	2,38	0,00087	0,00349
49,10	1,00	1,0	1,7	0,19694	0,59	0,59	49,10	0,78776	2,36	2,36	0,00087	0,00347
50,10	1,00	1,0	1,7	0,19694	0,59	0,59	50,10	0,78776	2,36	2,36	0,00087	0,00347
51,10	1,00	1,0	1,7	0,19694	0,59	0,59	51,10	0,78776	2,36	2,36	0,00087	0,00347
52,10	1,00	1,0	1,6	0,19546	0,59	0,59	52,10	0,78184	2,35	2,35	0,00086	0,00344
53,10	1,00	0,9	1,6	0,18737	0,56	0,56	53,10	0,74948	2,25	2,25	0,00082	0,0033
54,10	1,00	0,9	1,6	0,18737	0,56	0,56	54,10	0,74948	2,25	2,25	0,00082	0,0033
55,10	1,00	0,9	1,5	0,18567	0,56	0,56	55,10	0,74268	2,23	2,23	0,00082	0,00327
56,10	1,00	0,9	1,5	0,18567	0,56	0,56	56,10	0,74268	2,23	2,23	0,00082	0,00327
57,10	1,00	0,9	1,5	0,18567	0,56	0,56	57,10	0,74268	2,23	2,23	0,00082	0,00327

	Profundidad (m)		Espesor (m)	Prof.	γs (KN/m3)	Esfuerzo o no estrato (KN/m3)	Esfuerzo total estrato (KN/m3)	u (KN/m2)	σ'vo (KN/m2)	σ'vo (KN/m2)	RECALQUE POR ADENSAMENTO SPT-01 (SHELBY 02)										σc (KN/m2)	e0	Cc	Cs	Recalque					
																Centro									σVo+ Δq	Z (m)	lz	Δq	Esquina (m)	centro (m)
											Z (m)	m	n	lz	Δq (Kpa)	σVo+ Δq	Z (m)	lz	Δq	σVo+ Δq										
---	0	0		0																										
ML	1	1,45	1	1	19	19	19	0	19,0	9,50																				
CL	2	2,45	1	2	19	19	38	0	38,0	28,50																				
	2				19			0																						
CL	2,9	3	0,1	2,9	19			0	0,0	0,00		0,0	0,0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00										
SC-SM	3	3,45	1	3	17	17	55	0	55,0	46,50	0,05	1697,0	1020,0	0,25	12,75	59,25	0,05	1	51,00	97,50	45,00	0,724	0,26	0,083						
SM	4	4,45	1	4	19	19	74	0	74,0	64,50	0,60	141,4	85,0	0,25	12,75	77,25	0,60	1	51,00	115,50	45,00	0,724	0,26	0,083						
CH	5	5,45	1	5	19	19	93	0	93,0	83,50	1,60	53,0	31,9	0,25	12,75	96,25	1,60	1	51,00	134,50	45,00	0,724	0,26	0,083						
CL	6	6,45	1	6	17	17	110	0	110,0	101,50	2,60	32,6	19,6	0,25	12,75	114,25	2,60	0,9999	51,00	152,50	45,00	0,724	0,26	0,083						
CL	7	7,45	1	7	17	17	127	0	127,0	118,50	3,60	23,6	14,2	0,25	12,75	131,25	3,60	0,9998	50,99	169,49	45,00	0,724	0,26	0,083						
CL	8	8,45	1	8	20	20	147	0	147,0	137,00	4,60	18,4	11,1	0,2499	12,75	149,75	4,60	0,9996	50,98	187,98	45,00	0,724	0,26	0,083						
CL	9	9,45	1	9	20	20	167	0	167,0	157,00	5,60	15,2	9,1	0,2498	12,74	169,74	5,60	0,9994	50,97	207,97	45,00	0,724	0,26	0,083						
SM	10	10,45	1	10	19	19	186	-20	206,0	186,50	6,60	12,9	7,7	0,2497	12,74	199,24	6,60	0,999	50,95	237,45	45,00	0,724	0,26	0,083	0,0021634	0,0079092				
CL-ML	11	11,45	1	11	17	17	203	-10	213,0	209,50	7,60	11,2	6,7	0,2496	12,73	222,23	7,60	0,9984	50,92	260,42	45,00	0,724	0,26	0,083	0,0019318	0,0071252				
SC-SM	12	12,45	1	12	17	17	220	0	220,0	216,50	8,60	9,9	5,9	0,2494	12,72	229,22	8,60	0,9978	50,89	267,39	45,00	0,5501	0,26	0,083	0,0020797	0,0076889				
CL	13	13,45	1	13	17	17	237	10	227,0	223,50	9,60	8,8	5,3	0,2492	12,71	236,21	9,60	0,9969	50,84	274,34	45,00	0,5467	0,26	0,083	0,002019	0,0074817				
CI	14	14,45	1	14	15	15	252	20	232,0	229,50	10,60	8,0	4,8	0,249	12,70	242,20	10,60	0,9959	50,79	280,29	45,00	0,5438	0,26	0,083	0,0019693	0,0073111				
CH	15	15,45	0,45	14,45	17	7,65	259,65	25	235,2	233,58	11,33	7,5	4,5	0,2488	12,69	246,26	11,33	0,995	50,75	284,32	45,00	0,5419	0,26	0,083	0,0008715	0,0032395				
CH	15,45	15,58	0,13	14,58	20,8	2,704	262,35	26	236,6	235,85	11,62	7,3	4,4	0,2487	12,68	248,53	11,62	0,9947	50,73	286,58	45,00	0,5408	0,26	0,083	0,0002495	0,000928				
CH	15,58	16,13	0,55	15,13	21	11,55	273,9	31	242,6	239,58	11,96	7,1	4,3	0,2486	12,68	252,26	11,96	0,9943	50,71	290,29	45,00	0,5390	0,26	0,083	0,0010404	0,0038738				
CH	16,13	17,13	1	16,13	21	21	294,9	41	253,6	248,10	12,73	6,7	4,0	0,2483	12,66	260,77	12,73	0,9931	50,65	298,75	45,00	0,5349	0,26	0,083	0,0018308	0,0068329				
CH	17,13	18,13	1	17,13	21	21	315,9	51	264,6	259,10	13,73	6,2	3,7	0,2478	12,64	271,74	13,73	0,9913	50,56	309,66	45,00	0,5296	0,26	0,083	0,001758	0,0065792				
CH	18,13	18,85	0,72	17,85	21	15,12	331,02	59	272,5	268,56	14,59	5,8	3,5	0,2475	12,62	281,18	14,59	0,9898	50,48	319,04	45,00	0,5251	0,26	0,083	0,001224	0,0045909				
CH	18,85	19,85	1	18,85	21	21	352,02	69	283,5	278,02	15,45	5,5	3,3	0,247	12,60	290,62	15,45	0,988	50,39	328,41	45,00	0,5205	0,26	0,083	0,0016453	0,0061845				
CH	19,85	20,85	1	19,85	21	21	373,02	79	294,5	289,02	16,45	5,2	3,1	0,2464	12,57	301,59	16,45	0,9857	50,27	339,30	45,00	0,5153	0,26	0,083	0,001586	0,005975				
CH	20,85	21,73	0,88	20,73	21,2	18,656	391,68	87	304,4	299,45	17,39	4,9	2,9	0,2457	12,53	311,98	17,39	0,9829	50,13	349,58	45,00	0,5103	0,26	0,083	0,0013487	0,0050917				
CH	21,73	22,73	1	21,73	21,2	21,2	412,88	97	315,6	309,98	18,33	4,6	2,8	0,2452	12,51	322,49	18,33	0,9809	50,03	360,01	45,00	0,5067	0,26	0,083	0,0014821	0,0056063				
CH	22,73	23,73	1	22,73	21,2	21,2	434,08	107	326,8	321,18	19,33	4,4	2,6	0,2442	12,46	333,64	19,33	0,977	49,82	371,00	45,00	0,5030	0,26	0,083	0,0014293	0,0054172				
CH	23,73	23,78	0,05	22,78	21,4	1,07	435,15	108	327,4	327,07	19,86	4,3	2,6	0,2442	12,45	339,52	19,86	0,9767	49,81	376,88	45,00	0,5011	0,26	0,083	7,028E-05	0,0002666				
CH	23,78	24,78	1	23,78	21,4	21,4	456,55	118	338,8	333,05	20,38	4,2	2,5	0,2436	12,42	345,47	20,38	0,9743	49,69	382,74	45,00	0,4991	0,26	0,083	0,0013792	0,0052374				
CH	24,78	25,78	1	24,78	21,4	21,4	477,95	128	350,2	344,45	21,38	4,0	2,4	0,2428	12,38	356,83	21,38	0,9712	49,53	393,98	45,00	0,4953	0,26	0,083	0,0013335	0,0050729				
CH	25,78	26,78	1	25,78	21,4	21,4	499,35	138	361,6	355,85	22,38	3,8	2,3	0,2419	12,34	368,19	22,38	0,9677	49,35	405,20	45,00	0,4916	0,26	0,083	0,0012901	0,004916				
CH	26,78	27,47	0,69	26,47	21,5	14,835	514,19	145	369,5	365,52	23,23	3,7	2,2	0,241	12,29	377,81	23,23	0,964	49,16	414,68	45,00	0,4884	0,26	0,083	0,0008656	0,0033029				
CH	27,47	28,47	1	27,47	21,5	21,5	535,69	155	381,0	375,24	24,07	3,5	2,1	0,2398	12,23	387,46	24,07	0,9592	48,92	424,15	45,00	0,4852	0,26	0,083	0,0012192	0,0046585				
CH	28,47	29,47	1	28,47	21,5	21,5	557,19	165	392,5	386,74	25,07	3,4	2,0	0,2385	12,17	398,90	25,07	0,9542	48,66	435,40	45,00	0,4814	0,26	0,083	0,0011804	0,004517				
CH	29,47	30,47	1	29,47	21,5	21,5	578,69	175	404,0	398,24	26,07	3,3	2,0	0,2384	12,16	410,39	26,07	0,9536	48,63	446,87	45,00	0,4776	0,26	0,083	0,0011491	0,0041025				

CH	30,47	31,47	1	30,47	21,5	21,5	600,19	185	415,5	409,74	27,07	3,1	1,9	0,2367	12,07	421,81	27,07	0,9469	48,29	458,03	45,00	0,4742	0,26	0,083	0,0011121	0,004267
CH	31,47	32,47	1	31,47	21,5	21,5	621,69	195	427,0	421,24	28,07	3,0	1,8	0,235	11,98	433,22	28,07	0,9398	47,93	469,17	45,00	0,4708	0,26	0,083	0,0010767	0,0041367
CH	32,47	33,47	1	32,47	21,5	21,5	643,19	205	438,5	432,74	29,07	2,9	1,8	0,2347	11,97	444,71	29,07	0,9389	47,88	480,62	45,00	0,4675	0,26	0,083	0,0010438	0,0040375
CH	33,47	34,47	1	33,47	21,5	21,5	664,69	215	450,0	444,24	30,07	2,8	1,7	0,2326	11,86	456,10	30,07	0,9305	47,45	491,69	45,00	0,4642	0,26	0,083	0,0010163	0,0039136
CH	34,47	35,47	1	34,47	21,5	21,5	686,19	225	461,5	455,74	31,07	2,7	1,6	0,2301	11,74	467,47	31,07	0,9205	46,95	502,68	45,00	0,4608	0,26	0,083	0,0009827	0,0037892
CH	35,47	36,47	1	35,47	21,5	21,5	707,69	235	473,0	467,24	32,07	2,6	1,6	0,2298	11,72	478,95	32,07	0,9192	46,88	514,11	45,00	0,4575	0,26	0,083	0,0009596	0,0037037
CH	36,47	37,47	1	36,47	21,5	21,5	729,19	245	484,5	478,74	33,07	2,6	1,5	0,2272	11,59	490,32	33,07	0,9087	46,34	525,08	45,00	0,4542	0,26	0,083	0,0009284	0,0035874
CH	37,47	38,47	1	37,47	21,5	21,5	750,69	255	496,0	490,24	34,07	2,5	1,5	0,2268	11,57	501,80	34,07	0,9072	46,27	536,50	45,00	0,4508	0,26	0,083	0,0009075	0,0035095
CH	38,47	39,47	1	38,47	21,5	21,5	772,19	265	507,5	501,74	35,07	2,4	1,5	0,2264	11,54	513,28	35,07	0,9054	46,18	547,91	45,00	0,4476	0,26	0,083	0,0008872	0,0034337
CH	39,47	40,47	1	39,47	21,5	21,5	793,69	275	519,0	513,24	36,07	2,4	1,4	0,2232	11,38	524,62	36,07	0,8929	45,54	558,77	45,00	0,4450	0,26	0,083	0,0008572	0,0033215
CH	40,47	41,47	1	40,47	21,5	21,5	815,19	285	530,5	524,74	37,07	2,3	1,4	0,2272	11,59	536,32	37,07	0,9088	46,35	571,08	45,00	0,4423	0,26	0,083	0,000855	0,0033133
CH	41,47	42,47	1	41,47	21,5	21,5	836,69	295	542,0	536,24	38,07	2,2	1,3	0,2184	11,14	547,37	38,07	0,8734	44,55	580,78	45,00	0,4397	0,26	0,083	0,0008061	0,0031295
CH	42,47	43,47	1	42,47	21,5	21,5	858,19	305	553,5	547,74	39,07	2,2	1,3	0,2177	11,10	558,84	39,07	0,8708	44,41	592,14	45,00	0,4370	0,26	0,083	0,0007884	0,0030628
CH	43,47	44,47	1	43,47	21,5	21,5	879,69	315	565,0	559,24	40,07	2,1	1,3	0,2131	10,87	570,10	40,07	0,8525	43,48	602,71	45,00	0,4344	0,26	0,083	0,0007577	0,0029469
CH	44,47	45,47	1	44,47	21,5	21,5	901,19	325	576,5	570,74	41,07	2,1	1,2	0,2124	10,83	581,56	41,07	0,8494	43,32	614,05	45,00	0,4317	0,26	0,083	0,0007413	0,0028849
CH	45,47	46,47	1	45,47	21,5	21,5	922,69	335	588,0	582,24	42,07	2,0	1,2	0,2124	10,83	593,06	42,07	0,8494	43,32	625,55	45,00	0,4291	0,26	0,083	0,0007281	0,0028352
CH	46,47	47,47	1	46,47	21,5	21,5	944,19	345	599,5	593,74	43,07	2,0	1,2	0,2114	10,78	604,52	43,07	0,8457	43,13	636,87	45,00	0,4264	0,26	0,083	0,0007124	0,0027756
CH	47,47	48,47	1	47,47	21,5	21,5	965,69	355	611,0	605,24	44,07	1,9	1,2	0,2059	10,50	615,74	44,07	0,8237	42,01	647,24	45,00	0,4242	0,26	0,083	0,000682	0,0026601
CH	48,47	49,47	1	48,47	21,5	21,5	987,19	365	622,5	616,74	45,07	1,9	1,1	0,2049	10,45	627,18	45,07	0,8195	41,79	658,53	45,00	0,4225	0,26	0,083	0,0006668	0,0026024
CH	49,47	50,47	1	49,47	21,5	21,5	1008,7	375	634,0	628,24	46,07	1,8	1,1	0,2087	10,65	638,88	46,07	0,835	42,58	670,82	45,00	0,4208	0,26	0,083	0,0006677	0,0026062
CH	50,47	51,47	1	50,47	21,5	21,5	1030,2	385	645,5	639,74	47,07	1,8	1,1	0,2087	10,65	650,38	47,07	0,835	42,58	682,32	45,00	0,4190	0,26	0,083	0,0006566	0,0025639
CH	51,47	52,47	1	51,47	21,5	21,5	1051,7	395	657,0	651,24	48,07	1,8	1,1	0,2087	10,65	661,88	48,07	0,835	42,58	693,82	45,00	0,4173	0,26	0,083	0,0006459	0,0025231
CH	52,47	53,47	1	52,47	21,5	21,5	1073,2	405	668,5	662,74	49,07	1,7	1,0	0,1969	10,04	672,78	49,07	0,7878	40,18	702,91	45,00	0,4156	0,26	0,083	0,0005999	0,0023473
CH	53,47	54,47	1	53,47	21,5	21,5	1094,7	415	680,0	674,24	50,07	1,7	1,0	0,1969	10,04	684,28	50,07	0,7878	40,18	714,41	45,00	0,4139	0,26	0,083	0,0005905	0,0023112
CH	54,47	55,47	1	54,47	21,5	21,5	1116,2	425	691,5	688,74	51,07	1,7	1,0	0,1969	10,04	695,78	51,07	0,7878	40,18	725,91	45,00	0,4121	0,26	0,083	0,0005813	0,0022763
CH	55,47	56,47	1	55,47	21,5	21,5	1137,7	435	703,0	697,24	52,07	1,6	1,0	0,1955	9,97	707,20	52,07	0,7818	39,87	737,11	45,00	0,4104	0,26	0,083	0,0005683	0,0022262
CH	56,47	57,47	1	56,47	21,5	21,5	1159,2	445	714,5	708,74	53,07	1,6	1,0	0,1955	9,97	718,70	53,07	0,7818	39,87	748,61	45,00	0,4085	0,26	0,083	0,0005599	0,002194
CH	57,47	58,47	1	57,47	21,5	21,5	1180,7	455	726,0	720,24	54,07	1,6	0,9	0,1874	9,56	729,79	54,07	0,7495	38,22	758,46	45,00	0,4066	0,26	0,083	0,0005291	0,0020756
CH	58,47	59,47	1	58,47	21,5	21,5	1202,2	465	737,5	731,74	55,07	1,5	0,9	0,1857	9,47	741,20	55,07	0,7427	37,88	769,61	45,00	0,4046	0,26	0,083	0,0005168	0,0020286
CH	59,47	60,47	1	59,47	21,5	21,5	1223,7	475	749,0	743,24	56,07	1,5	0,9	0,1857	9,47	752,70	56,07	0,7427	37,88	781,11	45,00	0,4027	0,26	0,083	0,0005096	0,0020007

Profundidad (m) Espesor (m) Prof.				γs (KN/m3)	Esfuerzo o no estrato (KN/m3)	Esfuerzo total estrato (KN/m3)	u (KN/m2)	σ'vo (KN/m2)	σ'vo (KN/m2)	RECALQUE POR ADENSAMENTO SPT-02 (SHELBY 01)										σc (KN/m2)	e0	Cc	Cs	Recalque																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																														
																								σVo + Δq	Centro		σVo + Δq	Esquina (m)	centro (m)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
										Zmed (m)	m	n	lz	Δq (Kpa)	Zmed (m)	lz	Δq																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
	0	0		0			0																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															

PAQUI, C. B.

Análise de recalque em radier sobre solos argilosos: Estudo de caso de um hospital em
huanacané - peru

CH	34,47	35,47	1	34,47	21,5	21,5	674,19	225	449,5	443,74	31,07	2,7	1,6	0,2301	11,74	455,47	31,07	0,9205	46,95	490,68	55,00	0,722	0,11	0,025	0,0003621	0,0013947
CH	35,47	36,47	1	35,47	21,5	21,5	695,69	235	461,0	455,24	32,07	2,6	1,6	0,2298	11,72	466,95	32,07	0,9192	46,88	502,11	55,00	0,721	0,11	0,025	0,0003528	0,0013605
CH	36,47	37,47	1	36,47	21,5	21,5	717,19	245	472,5	466,74	33,07	2,6	1,5	0,2272	11,59	478,32	33,07	0,9087	46,34	513,08	55,00	0,719	0,11	0,025	0,0003406	0,0013152
CH	37,47	38,47	1	37,47	21,5	21,5	738,69	255	484,0	478,24	34,07	2,5	1,5	0,2268	11,57	489,80	34,07	0,9072	46,27	524,50	55,00	0,718	0,11	0,025	0,0003323	0,0012841
CH	38,47	39,47	1	38,47	21,5	21,5	760,19	265	495,5	489,74	35,07	2,4	1,5	0,2264	11,54	501,28	35,07	0,9054	46,18	535,91	55,00	0,716	0,11	0,025	0,0003242	0,001254
CH	39,47	40,47	1	39,47	21,5	21,5	781,69	275	507,0	501,24	36,07	2,4	1,4	0,2232	11,38	512,62	36,07	0,8929	45,54	546,77	55,00	0,715	0,11	0,025	0,0003128	0,0012112
CH	40,47	41,47	1	40,47	21,5	21,5	803,19	285	518,5	512,74	37,07	2,3	1,4	0,2272	11,59	524,32	37,07	0,9088	46,35	559,08	55,00	0,714	0,11	0,025	0,0003114	0,001206
CH	41,47	42,47	1	41,47	21,5	21,5	824,69	295	530,0	524,24	38,07	2,2	1,3	0,2184	11,14	535,37	38,07	0,8734	44,55	568,78	55,00	0,713	0,11	0,025	0,0002931	0,0011372
CH	42,47	43,47	1	42,47	21,5	21,5	846,19	305	541,5	535,74	39,07	2,2	1,3	0,2177	11,10	546,84	39,07	0,8708	44,41	580,14	55,00	0,712	0,11	0,025	0,0002862	0,001111
CH	43,47	44,47	1	43,47	21,5	21,5	867,69	315	553,0	547,24	40,07	2,1	1,3	0,2131	10,87	558,10	40,07	0,8525	43,48	590,71	55,00	0,711	0,11	0,025	0,0002745	0,0010671
CH	44,47	45,47	1	44,47	21,5	21,5	889,19	325	564,5	558,74	41,07	2,1	1,2	0,2124	10,83	569,56	41,07	0,8494	43,32	602,05	55,00	0,710	0,11	0,025	0,0002681	0,0010429
CH	45,47	46,47	1	45,47	21,5	21,5	910,69	335	576,0	570,24	42,07	2,0	1,2	0,2124	10,83	581,06	42,07	0,8494	43,32	613,55	55,00	0,709	0,11	0,025	0,0002629	0,0010232
CH	46,47	47,47	1	46,47	21,5	21,5	932,19	345	587,5	581,74	43,07	2,0	1,2	0,2114	10,78	592,52	43,07	0,8457	43,13	624,87	55,00	0,708	0,11	0,025	0,0002568	0,001
CH	47,47	48,47	1	47,47	21,5	21,5	953,69	355	599,0	593,24	44,07	1,9	1,2	0,2059	10,50	603,74	44,07	0,8237	42,01	635,24	55,00	0,708	0,11	0,025	0,0002455	0,0009571
CH	48,47	49,47	1	48,47	21,5	21,5	975,19	365	610,5	604,74	45,07	1,9	1,1	0,2049	10,45	615,18	45,07	0,8195	41,79	646,53	55,00	0,707	0,11	0,025	0,0002397	0,0009353
CH	49,47	50,47	1	49,47	21,5	21,5	996,69	375	622,0	616,24	46,07	1,8	1,1	0,2087	10,65	626,88	46,07	0,835	42,58	658,82	55,00	0,706	0,11	0,025	0,0002398	0,0009356
CH	50,47	51,47	1	50,47	21,5	21,5	1018,2	385	633,5	627,74	47,07	1,8	1,1	0,2087	10,65	638,38	47,07	0,835	42,58	670,32	55,00	0,705	0,11	0,025	0,0002356	0,0009195
CH	51,47	52,47	1	51,47	21,5	21,5	1039,7	395	645,0	639,24	48,07	1,8	1,1	0,2087	10,65	649,88	48,07	0,835	42,58	681,82	55,00	0,704	0,11	0,025	0,0002315	0,0009039
CH	52,47	53,47	1	52,47	21,5	21,5	1061,2	405	656,5	650,74	49,07	1,7	1,0	0,1969	10,04	660,78	49,07	0,7878	40,18	690,91	55,00	0,703	0,11	0,025	0,0002148	0,00084
CH	53,47	54,47	1	53,47	21,5	21,5	1082,7	415	668,0	662,24	50,07	1,7	1,0	0,1969	10,04	672,28	50,07	0,7878	40,18	702,41	55,00	0,703	0,11	0,025	0,0002112	0,0008263
CH	54,47	55,47	1	54,47	21,5	21,5	1104,2	425	679,5	673,74	51,07	1,7	1,0	0,1969	10,04	683,78	51,07	0,7878	40,18	713,91	55,00	0,702	0,11	0,025	0,0002077	0,000813
CH	55,47	56,47	1	55,47	21,5	21,5	1125,7	435	691,0	685,24	52,07	1,6	1,0	0,1955	9,97	695,20	52,07	0,7818	39,87	725,11	55,00	0,701	0,11	0,025	0,0002028	0,0007942
CH	56,47	57,47	1	56,47	21,5	21,5	1147,2	445	702,5	696,74	53,07	1,6	1,0	0,1955	9,97	706,70	53,07	0,7818	39,87	736,61	55,00	0,700	0,11	0,025	0,0001996	0,0007818
CH	57,47	58,47	1	57,47	21,5	21,5	1168,7	455	714,0	708,24	54,07	1,6	0,9	0,1874	9,56	717,79	54,07	0,7495	38,22	746,46	55,00	0,699	0,11	0,025	0,0001884	0,0007388
CH	58,47	59,47	1	58,47	21,5	21,5	1190,2	465	725,5	719,74	55,07	1,5	0,9	0,1857	9,47	729,20	55,07	0,7427	37,88	757,61	55,00	0,698	0,11	0,025	0,0001838	0,0007213
CH	59,47	60,47	1	59,47	21,5	21,5	1211,7	475	737,0	731,24	56,07	1,5	0,9	0,1857	9,47	740,70	56,07	0,7427	37,88	769,11	55,00	0,698	0,11	0,025	0,000181	0,0007106

APENDICE II

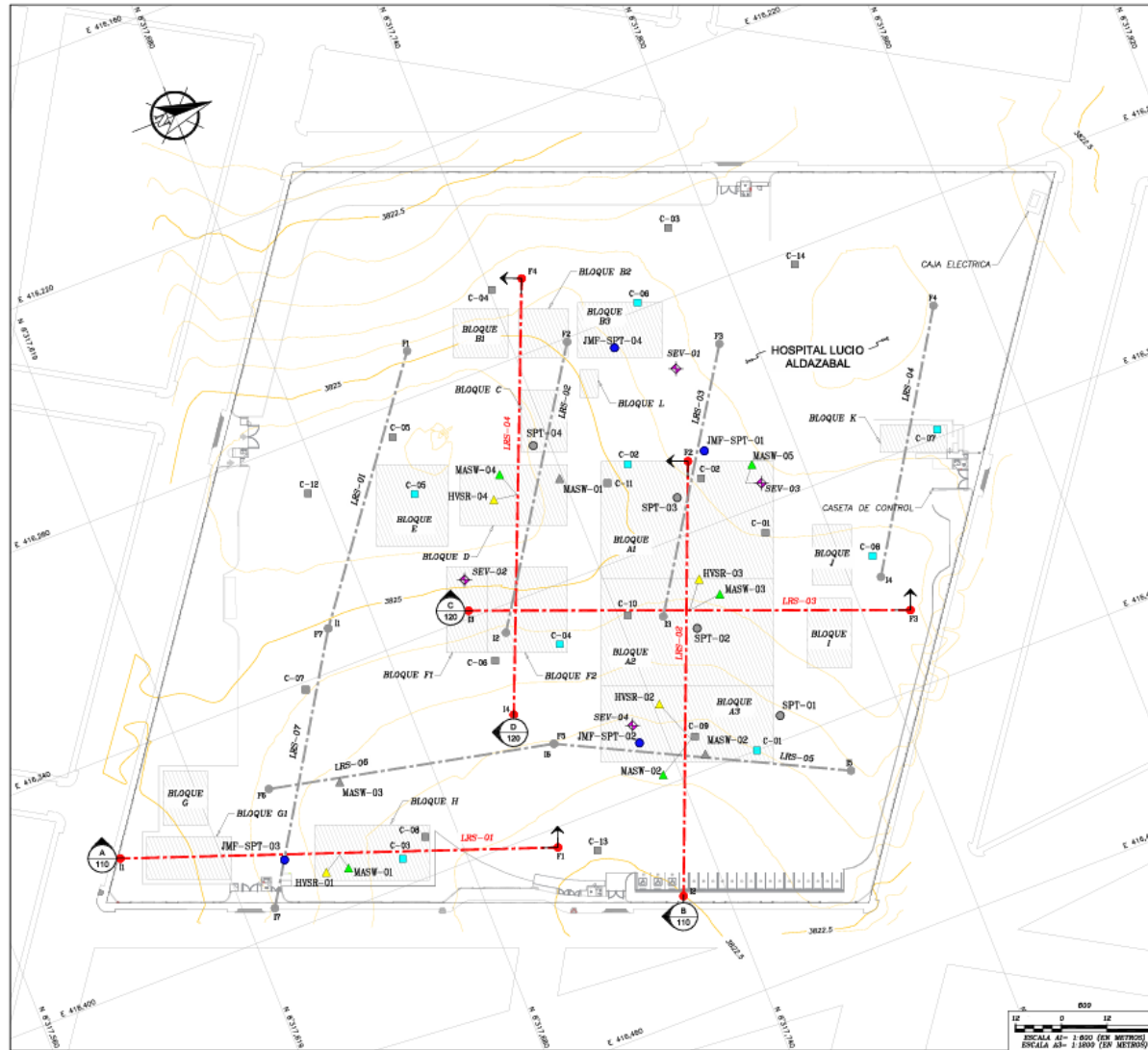


TABLA 5		
SONDAJE ELECTRICO VERTICAL EJECUTADAS POR JMF (ENERO 2024)		
CODIGO	ESTE	NORTE
SEV-01	416,298.00	8,317,778.00
SEV-02	416,330.00	8,317,706.00
SEV-03	416,333.00	8,317,784.00
SEV-04	416,362.00	8,317,733.00

TABLA 6			
LINEAS DE REFRACCION SISMICA EJECUTADAS POR JMF (ENERO 2024)			
LINEA	DISTANCIA	PUNTO	NORTE
LRS-01	115 m	I1	416,366.00
		F1	416,405.00
		I2	416,429.00
LRS-02	115 m	I2	416,322.00
		F2	416,336.00
		I3	416,336.00
LRS-03	115 m	F3	416,380.00
		I4	416,368.00
LRS-04	115 m	F4	416,261.00

TABLA 7			
LINEAS DE REFRACCION SISMICA EXISTENTES (2018)			
CODIGO	DISTANCIA	PUNTO	NORTE
LRS-01	76 m	I1	416,329.00
		F1	416,268.00
LRS-02	79 m	I2	416,347.00
		F2	416,261.00
LRS-03	74 m	I3	416,358.00
		F3	416,296.00
LRS-04	73 m	I4	416,369.00
		F4	416,307.00
		I5	416,414.00
LRS-05	78 m	F5	416,379.00
		I6	416,379.00
LRS-06	76 m	F6	416,363.00
		I7	416,393.00
LRS-07	75 m	F7	416,329.00

TABLA 8		
ENSAYOS MASW EXISTENTES (2018)		
CODIGO	ESTE	NORTE
MASW-01	416,314.00	8,317,739.00
MASW-02	416,396.00	8,317,748.00
MASW-03	416,368.00	8,317,856.00

TABLA 9		
CALICATAS EXISTENTES (2018)		
CODIGO	ESTE	NORTE
C-01	416,347.05	8,317,784.04
C-02	416,327.45	8,317,773.64
C-03	416,262.44	8,317,789.64
C-04	416,280.93	8,317,740.58
C-05	416,287.92	8,317,702.17
C-06	416,352.65	8,317,705.65
C-07	416,341.99	8,317,656.56
C-08	416,389.75	8,317,671.57
C-09	416,390.66	8,317,747.18
C-10	416,354.39	8,317,742.41
C-11	416,319.71	8,317,730.23
C-12	416,293.70	8,317,676.08
C-13	416,409.46	8,317,712.34
C-14	416,263.63	8,317,817.05

LEYENDA	
1000	CURVAS DE NIVEL Y ELEVACION EN METROS DE LA SUPERFICIE DE TERRENO EXISTENTE
■	CALICATAS EJECUTADAS POR JMF (ENERO 2024) (VER TABLA 1)
●	PERFORACIONES EJECUTADAS POR JMF (ENERO 2024) (VER TABLA 2)
▲	ENSAYOS MASW EJECUTADAS POR JMF (ENERO 2024) (VER TABLA 3)
▲	ENSAYOS MASW (MICROTREMORES) EJECUTADAS POR JMF (ENERO 2024) (VER TABLA 4)
◆	SONDAJE ELECTRICO VERTICAL EJECUTADAS POR JMF (ENERO 2024) (VER TABLA 5)
---	LINEAS DE REFRACCION SISMICA EXISTENTES (2018) (VER TABLA 6)
---	LINEAS DE REFRACCION SISMICA EXISTENTES (2018) (VER TABLA 7)
▲	ENSAYOS MASW EXISTENTES (2018) (VER TABLA 8)
■	CALICATAS EXISTENTES (2018) (VER TABLA 9)
●	SPT EXISTENTES (2018) (VER TABLA 10)
□	ESTRUCTURAS PROYECTADAS

TABLA 1		
CALICATAS EJECUTADAS POR JMF (ENERO 2024)		
NRO	COORDENADAS UTM WGS-84	
	ESTE	NORTE
C-01	416,408.00	8,317,761.00
C-02	416,317.00	8,317,757.00
C-03	416,393.00	8,317,664.00
C-04	416,355.00	8,317,723.00
C-05	416,304.00	8,317,702.00
C-06	416,278.00	8,317,775.00
C-07	416,338.00	8,317,836.00
C-08	416,363.00	8,317,808.00

TABLA 2		
PERFORACIONES EJECUTADAS POR JMF (ENERO 2024)		
CODIGO	ESTE	NORTE
JMF-SPT-01	416,327.00	8,317,777.00
JMF-SPT-02	416,387.00	8,317,733.00
JMF-SPT-03	416,382.00	8,317,635.00
JMF-SPT-04	416,287.00	8,317,765.00

TABLA 3		
ENSAYOS MASW EJECUTADAS POR JMF (ENERO 2024)		
CODIGO	ESTE	NORTE
MASW-01	416,386.00	8,317,649.00
MASW-02	416,391.17	8,317,746.01
MASW-03	416,359.00	8,317,758.00
MASW-04	416,314.00	8,317,727.00
MASW-05	416,333.00	8,317,784.00

TABLA 4		
ENSAYOS HVSr EJECUTADAS POR JMF (ENERO 2024)		
CODIGO	ESTE	NORTE
HVSr-01	416,386.00	8,317,649.00
HVSr-02	416,391.17	8,317,746.01
HVSr-03	416,359.00	8,317,758.00
HVSr-04	416,314.00	8,317,727.00

ENSAIOS SPT

REGISTRO DE PERFORACION SPT

Proyecto : ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS REFERENTE A LOS ESTUDIOS
COMPLEMENTARIOS DEL EXPEDIENTE TÉCNICO DEL HOSPITAL
N° Proyecto : P100-238-24-01
Cliente : CHINA GEZHOUBA GROUP CO., LTD.
Ubicación : HUANCANE - PUNO
Sondaje : JMF-SPT-01
Operador : W.
Supervisor : JA.
Fecha : 18/01/2024 - 20/01/2024
E : 416.332.88
N : 8317.784.34
Z : 3.821.25

N° Ensayo	Profundidad	DESCRIPCIÓN	Clasificación	Golpeo	N30	PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPT
SPT-01	1.00 - 1.45	Limo y algo de arena fina, plasticidad nula, color marrón claro, moderadamente húmedo. Consistencia compacta. Recuperación: 13 cm.	ML	15.4 30.8 45.7	13	
SPT-02	2.00 - 2.45	Arcilla inorgánica y algo de limo, plasticidad baja, color marrón, moderadamente húmedo. Consistencia media. Recuperación: 19 cm.	CL	15.3 30.4 45.7	11	
SPT-03	3.10 - 3.55	Arena fina arcillosa limosa, plasticidad baja a nula, presencia de lentejas de limo, color marrón claro, moderadamente húmeda. Consistencia media. Recuperación: 45 cm.	SC-SM	15.4 30.4 45.5	9	
SPT-04	4.00 - 4.45	Material compuesto de arena de grano fino y limo, plasticidad nula, color marrón claro, moderadamente húmedo. Consistencia media a densa. Recuperación: 45 cm.	SM	15.6 30.4 45.6	12	
SPT-05	5.40 - 5.85	Arcilla inorgánica y algo de limo, plasticidad media a alta, color marrón, moderadamente húmeda, homogénea, resistencia media en estado seco. Consistencia media. Recuperación: 45 cm.	CH	15.4 30.5 45.5	10	
SPT-06	6.00 - 6.45	Arcilla inorgánica, plasticidad media a alta, color marrón, moderadamente húmeda, homogénea, resistencia media en estado seco. Consistencia media. Recuperación: 49 cm.	CL	15.3 30.5 45.6	11	
SPT-07	7.00 - 7.45	Arcilla inorgánica, plasticidad media a alta, color marrón, moderadamente húmeda, homogénea, resistencia media en estado seco. Consistencia media. Recuperación: 49 cm.	CL	15.4 30.5 45.7	12	
SPT-08	8.00 - 8.45	Arcilla inorgánica, plasticidad media a alta, color marrón, moderadamente húmeda, homogénea, resistencia media en estado seco. Consistencia media. Recuperación: 49 cm.	CL	15.3 30.3 45.4	7	
SPT-09	9.00 - 9.45	Arcilla inorgánica, plasticidad media a alta, color marrón, moderadamente húmeda, homogénea, resistencia media en estado seco. Consistencia media. Recuperación: 49 cm.	CL	15.3 30.3 45.5	8	
SPT-10	10.00 - 10.45	Arena fina limosa, plasticidad nula, presencia de lentejas de limo, color marrón claro, moderadamente húmeda, Consistencia muy densa, presencia de agua. Recuperación: 45 cm.	SM	15.9 30.12 45.13	25	
SPT-11	11.00 - 11.45	Arena fina arcillosa limosa, plasticidad baja a nula, presencia de lentejas de limo y arcillas, color marrón claro, moderadamente húmeda. Consistencia muy densa. Recuperación: 45 cm.	CL-ML	15.10 30.12 45.24	38	
SPT-12	12.00 - 12.45	Arena fina arcillosa limosa, plasticidad baja a nula, presencia de lentejas de limo y arcillas, color marrón claro, húmeda. Consistencia media a densa. Recuperación: 45 cm.	SC-SM	15.8 30.5 45.8	13	
SPT-13	13.00 - 13.45	Arcilla inorgánica, plasticidad baja a media, color marrón oscuro, húmeda, homogénea, resistencia media en estado seco. Consistencia media. Recuperación: 45 cm.	CL	15.5 30.3 45.5	8	
SPT-14	14.00 - 14.45	Arcilla inorgánica, plasticidad media a alta, color marrón oscuro, húmeda, homogénea, resistencia media en estado seco. Consistencia media. Recuperación: 45 cm.	CL	15.3 30.2 45.4	6	
SPT-15	15.00 - 15.45	Arcilla inorgánica, plasticidad alta a muy alta, color marrón oscuro, húmeda, homogénea, resistencia media en estado seco. Consistencia media. Recuperación: 45 cm.	CH	15.3 30.3 45.4	7	

Profundidad del NJ: 12.0 m

COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERÚ
CONSEJO DEPARTAMENTAL CUSCO
Ing. Freddy Nelson Guevara Peralta
Ingeniero Civil
matrícula profesional 117101
matrícula profesional 117101

Freddy Nelson
GUEVARA PERALTA
INGENIERO CIVIL
Reg. GIP. N° 117101

REGISTRO DE PERFORACION SPT



Proyecto	: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS REFERENTE A LOS ESTUDIOS COMPLEMENTARIOS DEL EXPEDIENTE TÉCNICO DEL HOSPITAL	Sondaje	: JMF-SPT-02
N° Proyecto	: P-100-238-24-01	Operador	: W.
Cliente	: CHINA GEZHOUBA GROUP CO., LTD	Supervisor	: JA
Ubicación	: HUANANE-PUNO	Fecha	: 22/01/2024 - 23/01/2024
		E	: 416.382.31
		N	: 8317.733.35
		Z	: 3.821.365

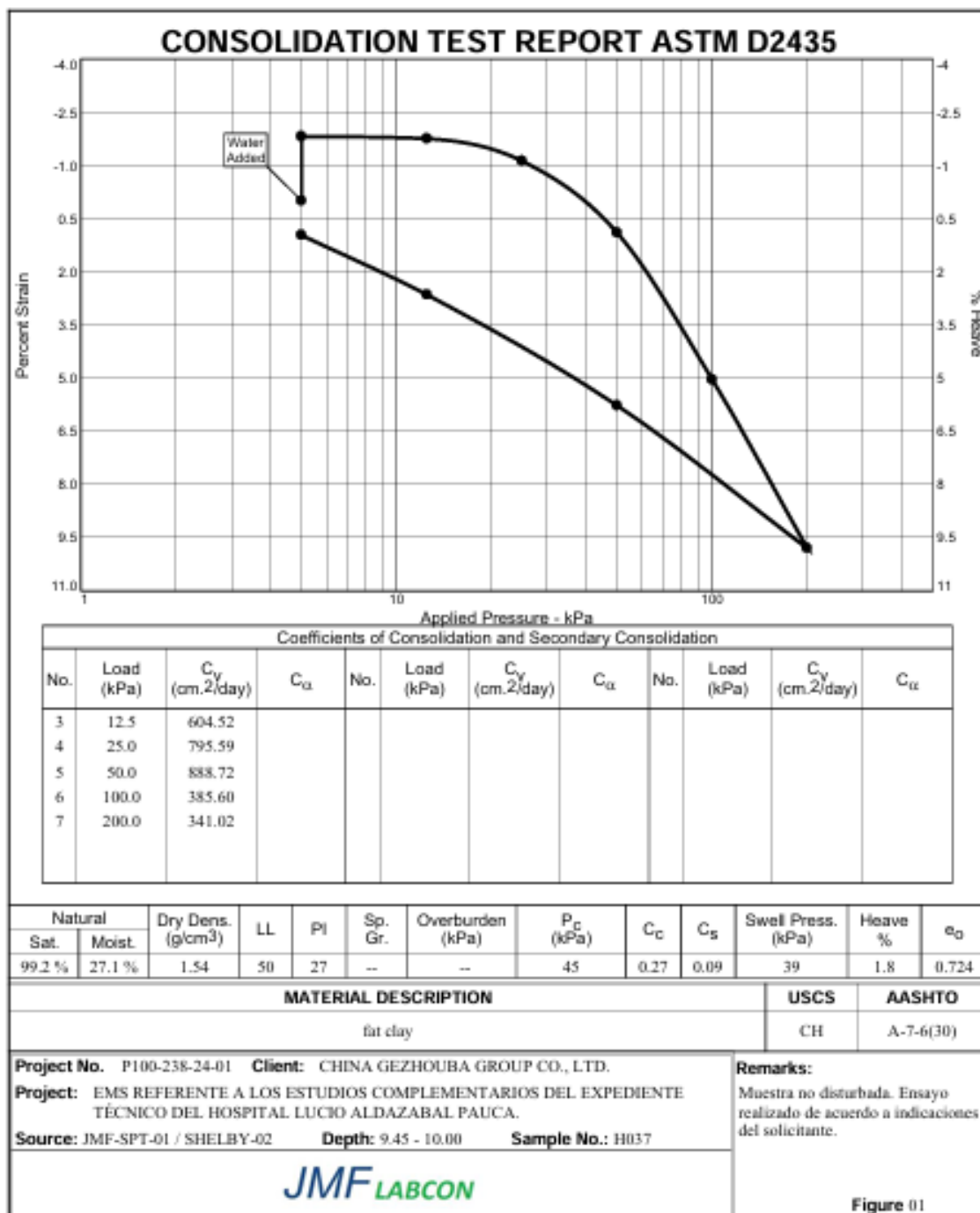
N° Ensayo	Profundidad	DESCRIPCIÓN	Clasificación	Golpeo	N30	Penetración Estándar SPT
					Número de golpes	
SPT-01	1.00 - 1.45	Arcilla limosa, plasticidad baja a nula, presencia de lentes de limo, color marrón claro, moderadamente húmeda. Consistencia media a compacta. Recuperación: 37 cm.	CL	15/4 20/4 45/7	11	
SPT-02	2.00 - 2.45	Arena fina arcillosa limosa, plasticidad baja a nula, presencia de lentes de limo, color marrón claro, moderadamente húmeda. Compacidad media a densa. Recuperación: 45 cm.	SC-SM	15/3 20/4 45/8	12	
SPT-03	3.00 - 3.45	Arcilla arenosa limosa, plasticidad baja a nula, presencia de lentes de limo, color marrón claro, moderadamente húmeda. Consistencia media a compacta. Recuperación: 45 cm.	CL-ML	15/2 20/4 45/3	7	
SPT-04	4.00 - 4.45	Material compuesto de arena de grano fino y limos, plasticidad nula, presencia de lentes de arena y limos y arcilla, color marrón claro, moderadamente húmeda. Compacidad media a densa. Recuperación: 45 cm.	SM	15/4 20/5 45/5	10	
SPT-05	5.00 - 5.45	Arcilla inorgánica y algo de limo, plasticidad media a alta, color marrón, moderadamente húmeda, resistencia media en estado seco. Consistencia media. Recuperación: 45 cm.	CL	15/2 20/3 45/3	6	
SPT-06	6.00 - 6.45	Arcilla inorgánica, plasticidad media a alta, color marrón, moderadamente húmeda, homogénea, resistencia media en estado seco. Consistencia media. Recuperación: 45 cm.	CL	15/2 20/4 45/3	7	
SPT-07	7.00 - 7.45	Arcilla inorgánica, plasticidad media a alta, color marrón, moderadamente húmeda, homogénea, resistencia media en estado seco. Consistencia media. Recuperación: 45 cm.	CL	15/3 20/4 45/5	9	
SPT-08	8.00 - 8.45	Arcilla inorgánica, plasticidad media a alta, color marrón, moderadamente húmeda, homogénea, resistencia media en estado seco. Consistencia media. Recuperación: 45 cm.	CL	15/3 20/3 45/4	7	
SPT-09	9.00 - 9.45	Arcilla inorgánica, plasticidad media a alta, color marrón, moderadamente húmeda, homogénea, resistencia media en estado seco. Consistencia media. Recuperación: 45 cm.	CL	15/2 20/3 45/3	6	
SPT-10	10.00 - 10.45	Arena fina limosa, plasticidad nula, presencia de lentes de limo, color marrón claro, moderadamente húmeda, Compacidad muy densa, presencia de agua. Recuperación: 45 cm.	SM	15/4 20/8 45/12	20	
SPT-11	11.00 - 11.45	Arena fina limosa, plasticidad nula, presencia de lentes de limo y arcilla, color marrón claro, moderadamente húmeda, Compacidad media. Recuperación: 45 cm.	SM	15/6 20/3 45/5	8	
SPT-12	12.00 - 12.45	Arcilla inorgánica, plasticidad media a alta, color marrón oscuro, húmeda, homogénea, resistencia media a alta en estado seco. Consistencia media. Recuperación: 45 cm.	CL	15/6 20/6 45/6	12	
SPT-13	13.00 - 13.45	Arcilla inorgánica, plasticidad media a alta, color marrón oscuro, húmeda, homogénea, resistencia media a alta en estado seco. Consistencia media. Recuperación: 45 cm.	CL	15/3 20/3 45/5	8	
SPT-14	14.00 - 14.45	Arcilla inorgánica, plasticidad alta a muy alta, color marrón oscuro, húmeda, homogénea, resistencia media en estado seco. Consistencia media. Recuperación: 45 cm.	CH	15/2 20/2 45/3	5	
SPT-15	15.00 - 15.45	Arcilla inorgánica, plasticidad alta a muy alta, color marrón oscuro, húmeda, homogénea, resistencia media en estado seco. Consistencia media. Recuperación: 45 cm.	CH	15/2 20/3 45/4	7	

Profundidad del N.F: 12.0 m



FREDDY NELSON GUEVARA VERA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. N° 117161

ENSAIOS DE CONSOLIDAÇÃO UNIDIMENSIONAL

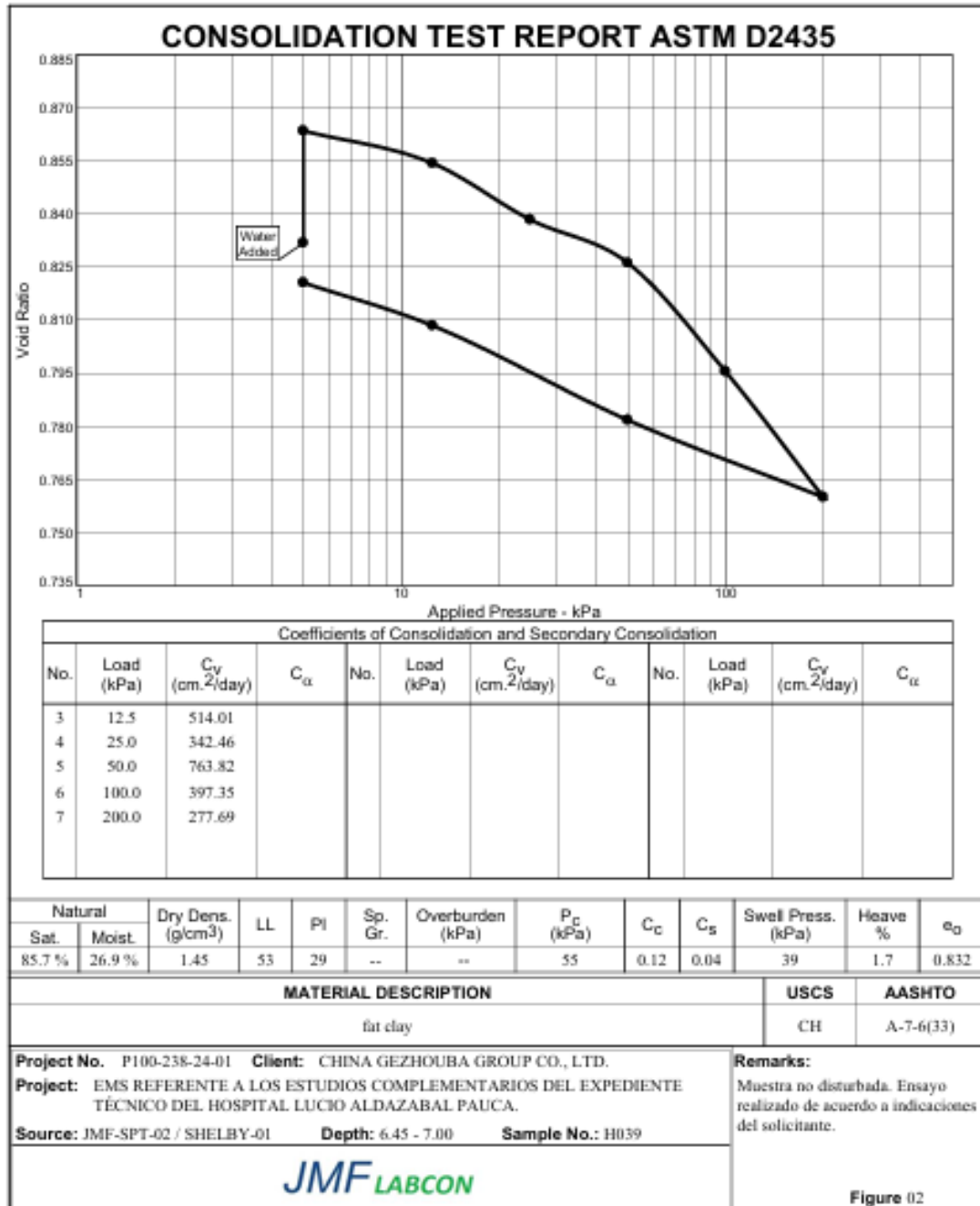


Tested By: J.D

Checked By: F.G


 J. D. PAQUI
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. N° 117194


 F. G. PAQUI
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. N° 117194



Tested By: J.D. Checked By: F.G.

[Signature]
FREDY ELI GONZALEZ
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. N° 117181

[Signature]
CARELLE
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. N° 117181