



CESAN

qualidade em saneamento



CONTRATO 226/2021
AS Nº030/2022

**MUNICÍPIO VITÓRIA
DISTRITO GOIABEIRAS**

**MELHORIAS NO SISTEMA DE
ESGOTAMENTO SANITÁRIO DO
CAMPUS GOIABEIRAS DA UFES**

VOLUME V – PROJETO ESTRUTURAL

TOMO A – MEMORIAL DE CÁLCULO

C-040-002-91-4-MC-0001

GANEM
Engenharia Ltda

JULHO/2023
REVISÃO 0

APRESENTAÇÃO

O presente trabalho foi desenvolvido no âmbito do contrato nº 226/2021, celebrado entre a **GANEM Engenharia Ltda EPP** e a **Companhia Espírito Santense de Saneamento (CESAN)**, em 21 de setembro de 2021.

Este contrato visa atender as demandas de análise operacional e projetos da **Gerência de Projetos (E-GPJ)**, e está sendo acompanhado pela **Divisão de Projetos de Expansão (E-DPE)**.

A **GANEM Engenharia Ltda EPP** apresenta a seguir o memorial de cálculo do projeto estrutural do sistema de esgotamento sanitário do *Campus* Goiabeiras da Universidade Federal do Espírito Santo - UFES, localizado no município de Vitória / ES. Esse memorial visa dar suporte a elaboração de projetos executivos para melhorias no sistema de esgotamento sanitário do *Campus* Goiabeiras da UFES.

O projeto completo da elaboração de projetos executivos para o sistema de esgotamento sanitário do *Campus* Goiabeiras da UFES está apresentado conforme descrito abaixo:

- Volume I – Sondagem: Relatório Técnico (C-040-002-94-3-SD-0001).
- Volume II – Topografia:
 - Tomo A: Caderneta Topográfica (D-040-002-94-1-CT-0001);
 - Tomo B: Desenhos.
- Volume III – Projeto Hidráulico:
 - Tomo A: Memorial Descritivo e de Cálculo (C-040-002-94-5-MD-0001);
 - Tomo B: Desenhos.
- Volume IV – Projeto Elétrico:
 - Tomo A: Memorial de Cálculo (C-040-002-91-6-MC-0001);
 - Tomo B: Desenhos.
- Volume V – Projeto Estrutural:
 - Tomo A: Memorial de Cálculo (C-040-002-91-4-MC-0001);
 - Tomo B: Desenhos.
- Volume VI – Orçamento (C-040-002-90-0-OR-0001):
 - Planilha Orçamentária (C-040-002-90-0-PL-0001).

Seguem listados abaixo os desenhos produzidos neste projeto estrutural e apresentados no Tomo B desse volume:

	Número da CESAN	Referência do desenho
1	C-040-002-91-4-XX-0001	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Formas do Poço de Sucção e Corte AA

2	C-040-002-91-4-XX-0002	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Poço de Sucção – Armadura Positiva da Laje de Fundo E.L.: -2,615
3	C-040-002-91-4-XX-0003	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Poço de Sucção – Armadura Negativa da Laje de Fundo E.L.: -2,615
4	C-040-002-91-4-XX-0004	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Poço de Sucção – Armadura Positiva da Laje de Topo E.L.: +1,985
5	C-040-002-91-4-XX-0005	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Poço de Sucção – Armadura Negativa da Laje de Topo E.L.: +1,985
6	C-040-002-91-4-XX-0006	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Poço de Sucção – Armadura Longitudinal da Aba S1
7	C-040-002-91-4-XX-0007	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Poço de Sucção – Armadura Vertical das Paredes – Parte 1-2
8	C-040-002-91-4-XX-0008	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Poço de Sucção – Armadura Vertical das Paredes – Parte 2-2
9	C-040-002-91-4-XX-0009	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Poço de Sucção – Armação Horizontal das Paredes
10	C-040-002-91-4-XX-0010	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Formas da Caixa de Areia / Gradeamento e Escada, Cortes AA, BB e DD
11	C-040-002-91-4-XX-0011	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Caixa de Areia e Gradeamento – Corte CC, Armação de Lajes e Armação Horizontal Paredes 6 e 7
12	C-040-002-91-4-XX-0012	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Caixa de Areia e Gradeamento – Armação Longitudinal das Abas
13	C-040-002-91-4-XX-0013	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Caixa de Areia e Gradeamento – Armação Horizontal de Paredes 1 a 5 e Paredes 8 a 10
14	C-040-002-91-4-XX-0014	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Caixa de Areia e Gradeamento – Armação Vertical das Paredes – Parte 1-3
15	C-040-002-91-4-XX-0015	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Caixa de Areia e Gradeamento – Armação Vertical das Paredes – Parte 2-3
16	C-040-002-91-4-XX-0016	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Caixa de Areia e Gradeamento – Armação Vertical das Paredes – Parte 3-3 e Armação da Escada
17	C-040-002-91-4-XX-0017	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Formas da Caixa de Descarga, Cortes AA e BB e Armação de Lajes
18	C-040-002-91-4-XX-0018	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Caixa de Descarga e Armação de Paredes
19	C-040-002-91-4-XX-0019	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Formas do Sucção e Corte AA
20	C-040-002-91-4-XX-0020	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Poço de Sucção – Armação Positiva da Laje de Fundo E.L.: -2,237
21	C-040-002-91-4-XX-0021	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Poço de Sucção – Armação Negativa da Laje de Fundo E.L.: -2,237

22	C-040-002-91-4-XX-0022	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Poço de Sucção – Armação Positiva da Laje de Topo E.L.: +1,943
23	C-040-002-91-4-XX-0023	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Poço de Sucção – Armação Negativa da Laje de Topo E.L.: +1,943
24	C-040-002-91-4-XX-0024	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Poço de Sucção – Armação Longitudinal da Aba S1
25	C-040-002-91-4-XX-0025	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Poço de Sucção – Armação Vertical das Paredes – Parte 1-2
26	C-040-002-91-4-XX-0026	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Poço de Sucção – Armação Vertical das Paredes – Parte 2-2
27	C-040-002-91-4-XX-0027	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Poço de Sucção – Armação Horizontal de Paredes
28	C-040-002-91-4-XX-0028	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Formas da Caixa de Areia / Gradeamento e Escada, Cortes AA, BB e DD
29	C-040-002-91-4-XX-0029	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Caixa de Areia e Gradeamento – Corte CC, Armação de Lajes, Viga V1 e Armação Horizontal Paredes 6 e 7
30	C-040-002-91-4-XX-0030	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Caixa de Areia e Gradeamento – Armação Longitudinal das Abas
31	C-040-002-91-4-XX-0031	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Caixa de Areia e Gradeamento – Armação Horizontal de Paredes
32	C-040-002-91-4-XX-0032	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Caixa de Areia e Gradeamento – Armação Vertical de Paredes – Parte 1-3
33	C-040-002-91-4-XX-0033	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Caixa de Areia e Gradeamento – Armação Vertical de Paredes – Parte 2-3
34	C-040-002-91-4-XX-0034	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Caixa de Areia e Gradeamento – Armação Vertical de Paredes – Parte 3-3 e Armação da Escada
35	C-040-002-91-4-XX-0035	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Formas da Caixa de Descarga, Cortes AA e BB e Armação de Lajes
36	C-040-002-91-4-XX-0036	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Caixa de Descarga – Armação das Paredes
37	C-040-002-91-4-XX-0037	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Formas e Armação da Base e Tampa do PV de Entrada
38	C-040-002-91-4-XX-0038	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Formas e Armação da Base e Tampa do PV de Entrada

SUMÁRIO

1 ESPECIFICAÇÕES GERAIS.....	16
1.1 Objetivo	16
1.2 Documentos de referência	16
1.3 Normas técnicas essenciais	16
1.4 Normas complementares	16
2 CONSIDERAÇÕES PARA O DIMENSIONAMENTO.....	18
2.1 Diretrizes adotadas em conformidade com as normas.....	18
2.1.1 NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento	18
2.1.1.1 Classe de agressividade ambiental (CAA) e correspondências com qualidade do concreto e cobrimento	18
2.1.1.2 Propriedades do concreto.....	20
2.1.1.3 Propriedades do aço de armadura passiva	21
2.1.2 NBR 6120 – Cargas para cálculo de estruturas de edificações	22
2.1.3 Referências para parâmetros geotécnicos	23
2.1.3.1 Parâmetros do solo	26
3 POÇO DE SUCÇÃO – EEEB 01	35
3.1 Dados Gerais	37
3.2 Análise Estrutural e dimensionamento	40
3.2.1 Paredes	40
3.2.2 Laje de Fundo	45
3.2.3 - Laje de topo	50
4 CAIXA DE AREIA/GRADEAMENTO EEEB1.....	69
4.1 Dados Gerais	70
- Parâmetros Concreto e Aço	70
4.2 Esforços atuantes.....	71
4.3 Análise estrutural e dimensionamento.....	76
4.4 Escada	129
4.4.1 Esforços Atuantes	130
4.4.2 Análise Estrutural e Dimensionamento	130
5 CAIXA DE DESCARGA EEEB1.....	134
5.1 Dados Gerais	134
- Parâmetros Concreto e Aço	134
5.2 Esforços atuantes.....	135
5.3 Análise estrutural.....	137
5.4 Dimensionamento estrutural.....	138

6 POÇO DE SUCÇÃO – EEEB 02	152
6.1 Dados Gerais	153
6.2 Análise Estrutural e dimensionamento	153
7 CAIXA DE AREIA/GRADEAMENTO EEEB2.....	161
7.1 Dados Gerais	162
- Parâmetros Concreto e Aço	162
7.2 Análise estrutural.....	162
7.3 Escada	180
7.3.1 Esforços Atuantes	180
7.3.2 Análise Estrutural e Dimensionamento	181
8 CAIXA DE DESCARGA EEEB2.....	185
8.1 Dados Gerais	185
- Parâmetros Concreto e Aço	185
8.2 Esforços atuantes.....	186
8.3 Análise estrutural.....	188
8.4 Dimensionamento estrutural.....	189

MEMORIAL DE CÁLCULO

1 ESPECIFICAÇÕES GERAIS

1.1 Objetivo

Este documento tem como objetivo estabelecer os parâmetros, especificações e critérios que foram considerados na concepção do projeto de estrutura de concreto armado e projeto geotécnico da Estação de Tratamento de Água no estado do Espírito Santo.

O desenvolvimento dos projetos contemplou as características e objetivos fornecidos pela contratante constante no projeto arquitetônico/hidráulico e sondagem de reconhecimento do solo.

1.2 Documentos de referência

- Projeto hidráulico: C-040-002-94-5-MD-0001; C-040-002-91-5-XX-(0001-0006); C-040-002-94-5-XX-(0001-0012); C-040-002-96-5-XX-(0001-0003).
- Relatório de sondagem: C-040-002-94-3-SD-0001.

1.3 Normas técnicas essenciais

- NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento;
- NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações;
- NBR 6122 – Projeto e execução de fundações;
- NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento.

1.4 Normas complementares

As normas complementares são normas importantes para o processo de execução das obras de geotécnica e estruturas. Essas devem ser seguidas principalmente pelos executores das obras e responsáveis pela manutenção das estruturas.

- NBR 14931:2004 – Execução de estruturas de concreto – Procedimento;
- NBR 7680:2015 – Concreto – Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto – Parte 1 – Resistência à compressão axial;
- NBR 12655:2015 – Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento;
- NBR 15961-1:2011 – Alvenaria estrutural – Blocos de concreto – Parte 2: Execução e controle de obras;
- NBR 14037:2011 – Diretrizes para elaboração de manuais de uso, operação e manutenção das edificações – Requisitos para elaboração e apresentação dos conteúdos;

- NBR 15696:2009 – Formas e escoramento para estrutura de concreto – Projeto, dimensionamento e procedimentos executivos;
- NBR 16280:2015 – Reforma em edificações – Sistema de gestão de reformas – Requisitos.

2 CONSIDERAÇÕES PARA O DIMENSIONAMENTO

Os itens a seguir tem por objetivo a apresentação das considerações gerais minimamente exigidas em projeto por cada norma técnica supracitada no capítulo 2, item 2.1.

Serão também apresentadas as informações quanto às geometrias dos elementos, carregamentos, condições de durabilidade, quantidades e resistências mínimas dos materiais adotados. Posteriormente, para cada elemento estrutural, as memórias das obtenções dos esforços solicitantes, atendimento aos Estados Limites Último (ELU) e finalmente o atendimento aos Estados Limites de Serviço (ELS).

2.1 Diretrizes adotadas em conformidade com as normas

2.1.1 NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento

Foram considerados e atendidos os requisitos da norma pertinentes e aplicáveis a estruturas de concreto, o atual estágio do conhecimento no momento da elaboração deste memoria de cálculo, bem como as condições do entorno, ambientais e de vizinhança das edificações, no momento das definições dos critérios de projeto. Com isso conclui-se que se conserva a segurança da estrutura, estabilidade e aptidão em serviço durante o prazo correspondente à sua vida útil.

Por vida útil de projeto, entende-se o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, sem intervenções significativas, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos em projeto, bem como de execução dos reparos necessários decorrentes de danos acidentais.

2.1.1.1 Classe de agressividade ambiental (CAA) e correspondências com qualidade do concreto e cobrimento

Por se tratar de obra industrial para tratamento de água e esgoto, o ambiente de exposição das estruturas de concreto possui nível forte a muito forte de agressividade. Logo, algumas estruturas foram classificadas como nível III e outras como nível IV.

Tabela 1 – Classe de agressividade adotada em projeto. Tabela 6.1 – Classes de agressividade ambiental (CAA). Fonte: NBR 6118/2014.

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Tabela 2 – Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto. Tabela 7.2 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm. Fonte: NBR 6118/2014.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Considerando a classe de agressividade nível III, estruturas de concreto armado devem possuir concreto com cobrimentos mínimos para viga, pilar, paredes e lajes em contato com o solo igual a 4,0 cm. Para lajes e paredes sem contato com o solo, o cobrimento mínimo é de 3,5cm.

Considerando a classe de agressividade nível IV, estruturas de concreto armado devem possuir concreto com cobrimentos mínimos para viga, pilar, paredes e lajes em contato com o solo igual 5,0cm. Para lajes e paredes sem contato com o solo, o cobrimento mínimo é de 4,5cm.

Tabela 3 – Correspondência entre classe e qualidade do concreto. Tabela 7.1 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto. Fonte NBR 6118/2014.

Tabela 7.1 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.
^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Considerando a classe de agressividade nível IV, estruturas de concreto armado devem possuir concreto com fck igual ou superior a 40 MPa e uma relação água cimento igual ou inferior a 45 %. Para o presente projeto, considerou-se fck igual a 40MPa para TODOS os elementos estruturais

2.1.1.2 Propriedades do concreto

Foram consideradas as seguintes propriedades do concreto:

- Massa específica para concreto armado = 2500 Kg/m³
- Coeficiente de Dilatação térmica = 10⁻⁵/°C
- fck adotado = 40Mpa
- Coeficiente de ponderação da resistência do concreto $\gamma_c = 1.4$
- Resistência à tração:
 - Média: $f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 0,3 (40)^{2/3} = \underline{3,51 \text{ MPa}}$
 - Inferior: $f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m} = 0,7 (3,51) = \underline{2,46 \text{ MPa}}$
 - Superior: $f_{ctk,inf} = 1,3 f_{ct,m} = 1,3 (3,51) = \underline{4,56 \text{ MPa}}$
- Módulo de elasticidade:
 - Inicial: $E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}}$ para fck de 20 MPa a 50 Mpa, sendo

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaiss

$\alpha_E = 0,9$ para calcário

$\alpha_E = 0,7$ para arenito

Adotando como agregado graúdo material de gnaiss ou granito,

$$E_{ci} = 1,0 \cdot 5600 \sqrt{40} = \underline{35,4 \text{ GPa}}$$

- Secante: $E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci}$, sendo

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot f_{ck} / 80 \leq 1,0 \Rightarrow \alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot 40/80 = 0,90$$

$$\text{Logo, } E_{cs} = 0,90 \cdot 35,4 = \underline{32 \text{ GPa}}$$

- Coeficiente de Poisson: $\nu = 0,2$ (Para tensões de compressão menores que $0,5 f_c$ e tensões de tração menores que f_{ct} , o coeficiente de Poisson ν pode ser tomado como igual a $0,2$ e o módulo de elasticidade transversal G_c igual a $E_{cs}/2,4$).

$$\text{Logo } G_c = 32/2,4 = \underline{13,3 \text{ GPa}}$$

2.1.1.3 Propriedades do aço de armadura passiva

Foram adotados nos projetos e em memórias de cálculo barras e fios de aços classificados como CA-50 e CA-60, os quais possuem valores característicos da resistência de escoamento iguais a 500 MPa e 600 MPa, respectivamente.

Abaixo estão as demais propriedades consideradas para o aço:

- Massa específica = $7\,850 \text{ Kg/m}^3$
- Coeficiente de dilatação térmica (Intervalos de -20°C a 150°C) = $10^{-5}/^\circ\text{C}$
- Módulo de elasticidade = 210 Mpa
- Coeficiente de ponderação da resistência do aço $\gamma_s = 1.15$
- Soldabilidade conforme item 8.3.9 da NBR 6118:2014

Tabela 4 – Valores nominais de massa e área da seção das bitolas de aço adotadas.

Valores nominal de Massa e Área da Seção		
Bitola mm	Massa (Kg/m)	Área (cm ²)
4,2	0,109	0,139
5,0	0,154	0,196
6,0	0,222	0,283
6,3	0,245	0,312
7,0	0,302	0,385
8,0	0,395	0,503
9,5	0,558	0,709
10,0	0,617	0,785
12,5	0,963	1,227
16,0	1,578	2,011
20,0	2,466	3,142
25,0	3,853	4,909

2.1.2 NBR 6120 – Cargas para cálculo de estruturas de edificações

Os valores de ações permanentes atribuídas em projeto estão de acordo com as especificações listadas abaixo.

Tabela 5 – Valores de ações permanentes.

Descrição	Valor
Argamassas regularização de pisos	19 KN/m ³
Concreto armado	25 KN/m ³
Concreto simples	24 KN/m ³
Bloco para vedação de concreto vazado com espessura de 14cm e espessura de 2cm de revestimento em cada face da parede	2.2 KN/m ² de parede
Bloco para vedação de concreto vazado com espessura de 19cm e espessura de 2cm de revestimento em cada face da parede	2.6 KN/m ² de parede
Bloco para alvenaria estrutural de concreto vazado Classe A e B com espessura de 19cm e espessura de 2cm de revestimento em cada face da parede	3.4 KN/m ² de parede
Impermeabilização com manta asfáltica simples (apenas manta com 15 % de sobreposição e pintura asfáltica, sem camada de regularização nem proteção mecânica) espessura de 0,5cm	0.11 KN/m ²
Revestimentos de pisos de edifícios industriais ($\gamma_{ap-m} = 34 \text{ kN/m}^3$), com espessura de até 7cm	2.4 KN/m ²

Os carregamentos provenientes dos equipamentos serão informados em memória específica de cada estrutura.

No projeto de estruturas enterradas, foram consideradas as pressões atuantes na estrutura devido ao empuxo do solo, empuxo hidrostático e eventuais sobrecargas sobre o terreno adjacente. Os diagramas desses esforços solicitantes estão apresentados de modo genérico na Figura 1.

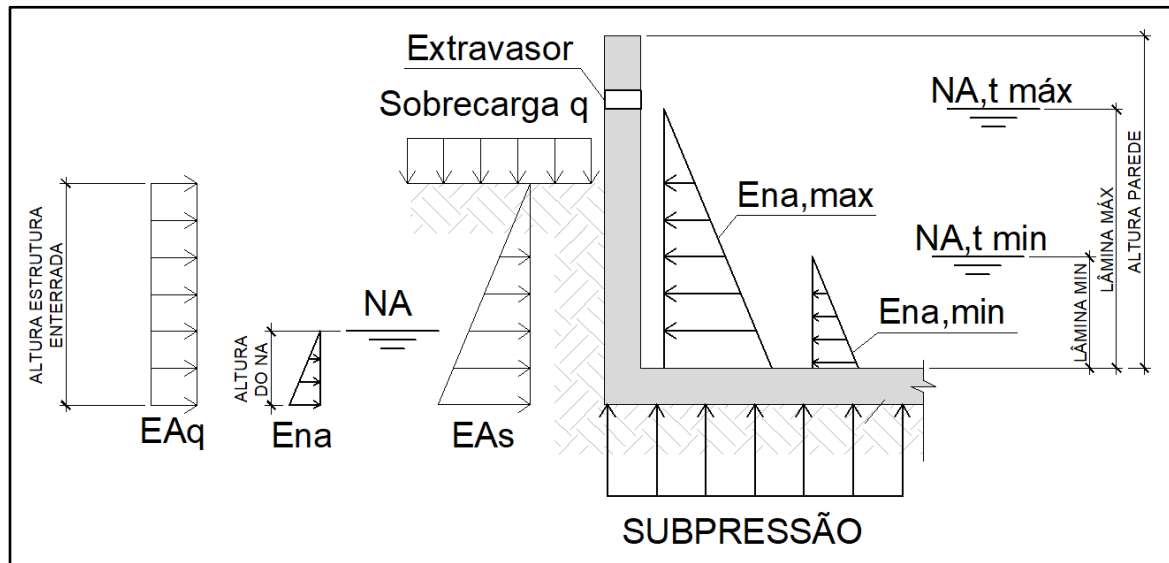


Figura 1 – Carregamentos atuantes em caixas subterrâneas.

As variáveis da Figura 1 são:

- NA = Nível do lençol freático;
- Ena = Empuxo ativo proveniente do nível de água do lençol freático;
- EAs = Empuxo ativo proveniente do solo sobre o trecho da estrutura enterrada;
- NA,t máx = Nível de água máximo do reservatório / tanque / caixa;
- NA,t min = Nível de água mínimo do reservatório / tanque / caixa;
- Ena,max = Empuxo ativo proveniente do nível de água máximo;
- Ena,min = Empuxo ativo proveniente do nível de água mínimo;
- EAq = Empuxo ativo proveniente da sobrecarga a montante da parede.

Nota-se que os esforços provenientes dos empuxos externos são minimizados pelos esforços provenientes dos empuxos internos. Logo, para verificação das condições mais exigentes de trabalho da estrutura, foram analisados os esforços solicitantes em um cenário com a estrutura “em carga” e um cenário com a estrutura “vazia” ou com nível de água mínimo.

2.1.3 Referências para parâmetros geotécnicos

Os empuxos ativos de terra serão calculados através da teoria de Coulomb para expressão abaixo:

$$\sigma_a = \sigma_z \cdot K_a - 2 \cdot C_{ef} \cdot K_{ac}$$

Onde:

- σ_z tensão vertical geostática
- K_a coeficiente de empuxo ativo
- C_{ef} coesão efetiva do solo
- K_{ac} coeficiente de empuxo ativo devido à coesão

O coeficiente de empuxo ativo K_a é dado por:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right)^2}$$

O coeficiente de empuxo ativo devido à coesão K_{ca} é dado por:

Para: $\alpha < \pi/4$

$$K_{ac} = \frac{K_{ahc}}{\cos(\delta + \alpha)}$$

$$K_{ahc} = \frac{\cos \varphi \cdot \cos \beta \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot (1 + \operatorname{tg}(-\alpha) \operatorname{tg} \beta)}{1 + \sin(\varphi + \delta - \alpha - \beta)}$$

Para $\alpha \geq \pi/4$

$$K_{\alpha} = \sqrt{K_a}$$

Onde:

- φ ângulo de atrito interno do solo
- δ ângulo de atrito entre a estrutura e o solo
- β inclinação do talude
- α inclinação da parede da estrutura

A Figura 2 estabelece a contenção de sinais.

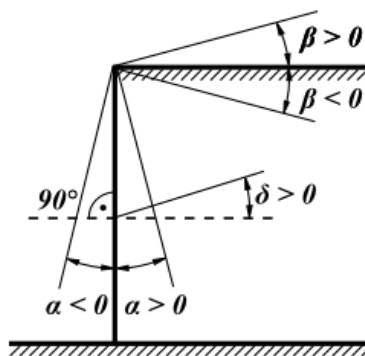


Figura 2 – Convenções de sinais adotados para ângulos.

O incremento do valor de empuxo da terra em repouso devido a uma sobrecarga superficial é dado por:

$$\Delta\sigma_a = p \cdot K_a$$

Onde:

- p carga vertical uniforme
- ka coeficiente de empuxo ativo

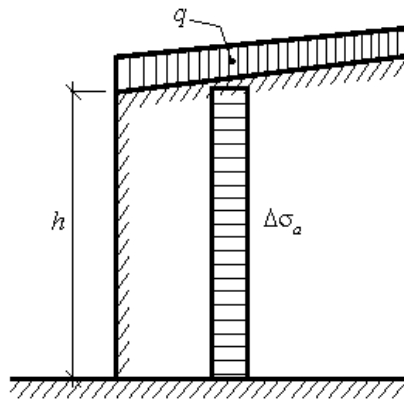


Figura 3 – Incremento de empuxo devido a uma carga vertical.

O empuxo hidrostático do tardo da estrutura é dado pela seguinte expressão:

$$u = \gamma_w \cdot h_w$$

Onde:

- γ_w peso volúmico da água
- h_w altura lençol freático

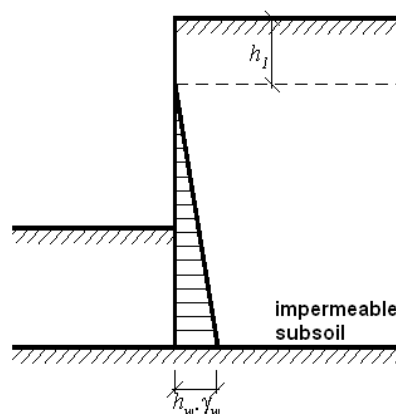


Figura 4 – Ação do empuxo hidrostático.

2.1.3.1 Parâmetros do solo

Em solos saturados, principalmente em solos moles, a coesão e o ângulo de atrito interno dependem das condições de carregamento. Em termos de capacidade de carga de fundações, geralmente predomina como crítica a condição não drenada.

Os parâmetros (peso específico, coesão, ângulo de atrito, ângulo de atrito entre solo e estrutura, módulo de deformabilidade, tensão admissível, coeficiente de Poisson e coeficiente de recalque vertical) do solo foram retirados através de correlações com a sondagem SPT.

Tabela 6 – Peso específico do solo (Terzaghi & Peck, 1967).

Peso específico do solo			
Descrição do Solo	Compacidade / Consistência	Peso Específico (KN/m ³)	
		Natural	Saturado
Areia	Fofa (SPT ≤ 4)	18	20
Areia	Pouca compacta (4 ≤ SPT ≤ 8)	18	20
Areia	Mediana / compacta (8 ≤ SPT ≤ 18)	19	21
Areia	Compacta (18 ≤ SPT ≤ 40)	19	21
Areia	Muito Compacta (40 < SPT)	19	21
Areia	Conforme SPT	*	*
Argila	Mole (SPT ≤ 5)	17	17
Argila	Média (5 ≤ SPT ≤ 10)	18	18
Argila	Rija (10 ≤ SPT ≤ 19)	19	19
Argila	Dura (19 < SPT)	22	22
Argila	Conforme SPT	*	*
Pedregulho	Limpo	16	20
Pedregulho	Fgrosso anguloso	18	21
Silte	Muito Argiloso	17	17
Silte	Argiloso	18	18

Tabela 7 – Coesão do solo (adaptação manual interação solo-estrutura TQS, 2011).

Coesão do solo			
Descrição do Solo	Compacidade / Consistência	Coesão (KN/m ²)	
		Efetiva	Não-Drenada
Areia	Fofa (SPT ≤ 4)	0	0
Areia	Pouca compacta (4 ≤ SPT ≤ 8)	0	0
Areia	Mediana / compacta (8 ≤ SPT ≤ 18)	0	0
Areia	Compacta (18 ≤ SPT ≤ 40)	0	0
Areia	Muito Compacta (40 < SPT)	0	0
Areia	Conforme SPT	*	*
Argila	Mole (SPT ≤ 5)	10	17,5
Argila	Média (5 ≤ SPT ≤ 10)	20	37,5
Argila	Rija (10 ≤ SPT ≤ 19)	25	75
Argila	Dura (19 < SPT)	25	450
Argila	Conforme SPT	*	*
Pedregulho	Limpo	0	0
Pedregulho	Fgrosso angular	0	0
Silte	Muito Argiloso	10	17,5
Silte	Argiloso	0	30

Tabela 8 – Ângulo de atrito do solo (adaptação manual interação solo-estrutura TQS,2011).

Ângulo de atrito interno		
Descrição do Solo	Compacidade / Consistência	Ângulo de atrito (°)
Areia	Fofa (SPT ≤ 4)	30
Areia	Pouca compacta (4 ≤ SPT ≤ 8)	32,5
Areia	Mediana / compacta (8 ≤ SPT ≤ 18)	32,5
Areia	Compacta (18 ≤ SPT ≤ 40)	35
Areia	Muito Compacta (40 < SPT)	40
Areia	Conforme SPT (Kishida, 1967 - $\Phi=15^\circ+(20 \cdot SPT)^{0,5}$)	*
Areia	Conforme SPT (Geofast, 2018 - $\Phi=25^\circ+(6,2 \cdot SPT)^{0,5}$)	*
Argila	Mole (SPT ≤ 5)	17,5
Argila	Média (5 ≤ SPT ≤ 10)	20
Argila	Rija (10 ≤ SPT ≤ 19)	25
Argila	Dura (19 < SPT)	30
Argila	Conforme SPT	*
Pedregulho	Limpo	37,5
Pedregulho	Fgrosso angular	40
Silte	Muito Argiloso	20
Silte	Argiloso	27,5

O ângulo de atrito entre solo e estrutura adota está associada aos valores indicados na tabela abaixo que estão de acordo com a norma do Comando de Engenharia de Instalações Naval dos EUA (NAVFAC).

Tabela 9 – Valores do ângulo δ para diferentes interfaces (de acordo com as normas NAVFAC).

Material da interface	Fator de fricção $\text{tg}(\delta)$	Ângulo de fricção δ [°]
Concreto assente nos seguintes materiais de fundação:		
Rocha pura	0.70	35
Cascalho, mistura de cascalho e areia, areia grossa	0.55 - 0.6	29 - 31
Areia fina a média, silte médio a areia grossa, cascalho siltoso ou argiloso	0.45 - 0.55	
Areia fina, areia siltosa ou argilosa fina a areia média	0.35 - 0,45	19 - 24
Silte arenoso fino, silte não plástico	0.30 - 0.30	17 - 19
Argila muito rígida e dura ou pré-consolidada	0.40 - 0.50	22 - 26
Argila mediamente rígida e rígida ou argila siltosa	0.30 - 0.35	17 - 19
Cortinas de estacas metálicas com os seguintes solos:		
Cascalho puro, mistura cascalho-areia, rocha bem graduada	0.40	22
Areia pura, mistura cascalho-areia siltosa, Clean sand, silty sand-gravel mixture, enchimento de rocha dura de tamanho único	0.30	17
Areia siltosa, cascalho ou mistura de areia com silte ou argila	0.25	14
Silte arenoso fino, silte não plástico	0.20	11
Blocos de concreto ou cortinas de estacas em concreto com os seguintes solos:		
Cascalho puro, mistura cascalho-areia, rocha bem graduada	0.40 - 0.50	22 - 26
Areia pura, mistura cascalho-areia siltosa, Clean sand, silty sand-gravel mixture, enchimento de rocha dura de tamanho único	0.30 - 0.40	17 - 22
Areia siltosa, cascalho ou mistura de areia com silte ou argila	0.30	17
Silte arenoso fino, silte não plástico	0.25	14
Diferentes materiais estruturais:		
Rocha mole revestida com rocha mole revestida	0.70	35
Rocha dura revestida com rocha mole revestida	0.65	33
Rocha dura revestida com rocha dura revestida	0.55	29
Alvenaria em madeira (granulação grossa)	0.50	26
Aço com aço em ligações de estacas	0.30	17

O módulo de deformabilidade E_{def} do solo é calculado conforme a expressão abaixo:

$$E_{\text{def}} = \alpha \cdot K \cdot N_{\text{spt}} \text{ (MPa)}$$

Onde os valores de α podem ser obtidos nas tabelas abaixo e foram retirados da referência de Teixeira e Godoy, 1996.

Tabela 10 – Parâmetro α .

Valores de α	
Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Tabela 11 – Parâmetro k.

Valores de K	
Solo	K (MPa)
Areia com pedregulho	1,1
Areia	0,9
Areia siltosa	0,7
Areia Argilosa	0,6
Silte arenoso	0,5
Silte	0,4
Argila Arenosa	0,3
Silte Argiloso	0,3
Argila Siltosa	0,2

A tensão admissível é obtida pela razão entre a tensão de ruptura sobre os coeficientes estabelecidos abaixo:

FS = 3,0 para fundações superficiais

FS = 2,0 para fundações profundas

$$\sigma_a = \sigma_r / FS,$$

Onde:

- σ_a é a tensão admissível adotada para calculo
- σ_r é a tensão de ruptura
- FS é o fator de segurança global (Adotado 3,0)

Os valores da tensão de ruptura são dados pelas seguintes expressões:

$$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma, \text{ para solos compactos ou rijos (Ruptura geral);}$$

ou

$$\sigma_r = c' \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N'_q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_\gamma \cdot S_\gamma, \text{ para solos moles ou fofo (Ruptura local);}$$

Onde:

- c é a coesão conforme Tabela 41
- γ é peso específico do solo conforme tabela 40
- $q = \gamma \cdot h$, é a sobrecarga na cota de assentamento da fundação e

- h é a distância da superfície do solo até a cota de assentamento da fundação
- $c' = (2/3) \cdot c$
- $\text{tg } \varphi^* = 0,667 \text{ tg } \varphi$
- S_c , S_q e S_γ são fatores de formas, conforme tabela abaixo (Fonte, Terzaghi e Peck, 1967).

Tabela 12 – Fatores de forma.

Fatores de forma			
Sapata	S_c	S_q	S_γ
Corrida ($L/B > 5$)	1,0	1,0	1,0
Retangular	$1+(B/L)$ (N_q/N_c)	$1+(B/L)\text{tg}\varphi$	$1-0,4(B/L)$
Circular ou Quadrada	$1+(N_q/N_c)$	$1+\text{tg}\varphi$	0,60

N_c , N_q , N_γ , N'_c , N'_q e N'_γ são fatores de capacidade de carga e são obtidos na tabela abaixo.

Tabela 13 – Fatores de capacidade de carga.

φ (°)	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\text{tg } \varphi$
0	5,14	1,00	0,00	0,19	0,00
1	5,38	1,09	0,07	0,20	0,02
2	5,63	1,20	0,15	0,21	0,03
3	5,90	1,31	0,24	0,22	0,05
4	6,19	1,43	0,34	0,23	0,07
5	6,49	1,57	0,45	0,24	0,09
6	6,81	1,72	0,57	0,25	0,11
7	7,16	1,88	0,71	0,26	0,12
8	7,53	2,06	0,86	0,27	0,14
9	7,92	2,25	1,03	0,28	0,16
10	8,35	2,47	1,22	0,30	0,18
11	8,80	2,71	1,44	0,31	0,19
12	9,28	2,97	1,69	0,32	0,21
13	9,81	3,26	1,97	0,33	0,23
14	10,37	3,59	2,29	0,35	0,25
15	10,98	3,94	2,65	0,36	0,27
16	11,63	4,34	3,06	0,37	0,29
17	12,34	4,77	3,53	0,39	0,31
18	13,10	5,26	4,07	0,40	0,32
19	13,93	5,80	4,68	0,42	0,34
20	14,83	6,40	5,39	0,43	0,36

φ (°)	Nc	Nq	N γ	Nq/Nc	tg φ
21	15,82	7,07	6,20	0,45	0,38
22	16,88	7,82	7,13	0,46	0,40
23	18,05	8,66	8,20	0,48	0,42
24	19,32	9,60	9,44	0,50	0,45
25	20,72	10,66	10,88	0,51	0,47
26	22,25	11,85	12,54	0,53	0,49
27	23,94	13,20	14,47	0,55	0,51
28	25,80	14,72	16,72	0,57	0,53
29	27,86	16,44	19,34	0,59	0,55
30	30,14	18,40	22,40	0,61	0,58
31	32,67	20,63	25,99	0,63	0,60
32	35,49	23,18	30,22	0,65	0,62
33	38,64	26,09	35,19	0,68	0,65
34	42,16	29,44	41,06	0,70	0,67
35	46,12	33,30	48,03	0,72	0,70
36	50,59	37,75	56,31	0,75	0,73
37	55,63	42,92	66,19	0,77	0,75
38	61,35	48,93	78,03	0,80	0,78
39	67,87	55,96	92,25	0,82	0,81
40	75,31	64,20	109,41	0,85	0,84
41	83,86	73,90	130,22	0,88	0,87
42	93,71	85,38	155,55	0,91	0,90
43	105,11	99,02	186,54	0,94	0,93
44	118,37	115,31	224,64	0,97	0,97
45	133,88	134,88	271,76	1,01	1,00
46	152,10	158,51	330,35	1,04	1,04
47	173,64	187,21	403,67	1,08	1,07
48	199,26	222,31	496,01	1,12	1,11
49	229,93	265,51	613,16	1,15	1,15
50	266,89	319,07	762,89	1,20	1,19

As tensões admissíveis estimadas são comparadas com a correlação direta da expressão abaixo:

$\sigma_a = \text{SPT}_{\text{médio}} / 50,0 + q$ (MPa), com $5 \leq \text{SPT} \leq 20$ e q é a sobrecarga.

A expressão acima demonstrada por Teixeira (1996) pelo método de Skempton (1951).

O coeficiente de Poisson ν adotado segue a Tabela 14 abaixo, apresentada pelo Teixeira e Godoy (1996).

Tabela 14 – Coeficiente de Poisson ν – Teixeira e Godoy (1996).

Coeficiente de Poisson ν	
Solo	ν
Areia pouco 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

O coeficiente de recalque vertical K_v adotado segue a Tabela 15 abaixo, apresentada pelo Béton-Kalender (1962).

Tabela 15 – Coeficiente de recalque vertical K_v – Béton-Kalender (1962).

Valores de K_v (Kpa)	
Turfa leve - Solo pantanoso	50 a 100
Turfa pesada - Solo pantanoso	100 a 150
Areia fina de praia	100 a 150
Aterro de silte, areia e cascalho	100 a 200
Argilla molhada	200 a 300
Argila úmida	400 a 500
Argila Seca	600 a 800
Argila Seca endurecida	1000,0
Silte compactado com areia e pedra	800 a 1000
Silte compactado com areia e muita pedra	1000 a 2000
Cascalho miúdo com areia fina	8000 a 1200
Cascalho médio com areia fina	1000 a 1200
Cascalho grosso com areia grossa	1200 a 1500
Cascalho grosso com pouca areia	1500 a 2000
Cascalho grosso com pouca areia compactada	2000 a 2500

Tabela 16 – Fator de Influência I_p – (adaptado de Perloff e Baron, 1976)

Forma	Sapata Flexível			Rígido
	Centro	Canto	Médio	
Circular	1,00	0,64*	0,85	0,79
Quadrada	1,12	0,56	0,95	0,99
L/B = 1,5	1,36	0,67	1,15	
2	1,52	0,76	1,30	
3	1,78	0,88	1,52	
5	2,10	1,05	1,83	
10	2,53	1,26	2,25	
100	4,00	2,00	3,70	
L = comprimento sapata				
* borda				

 Tabela 17 - Valores parâmetros α , β e K de acordo com tipo de solo e estaca pelo método de Décourt-Quaresma

Tipo de Solo	Tipos de Estacas						
	Escavada à seco	Escavada c/ estabil.	Hélice Contínua	Raiz	Injeção Sob Pres.	Frankli	Pre-Moldadas
Parâmetro α							
Argilas	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00	1,00	1,00
Siltes	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00	1,00	1,00
Areia	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00	1,00	1,00
Parâmetro β							
Argilas	0,80	0,90	1,00	1,50	3,00	1,00	1,00
Siltes	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00	1,00	1,00
Areia	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00	1,00	1,00
Parâmetro K (tf/m²)							
						Argilas	12,00
						Silte Argiloso	20,00
						Silte Arenoso	25,00
						Areia	25,00

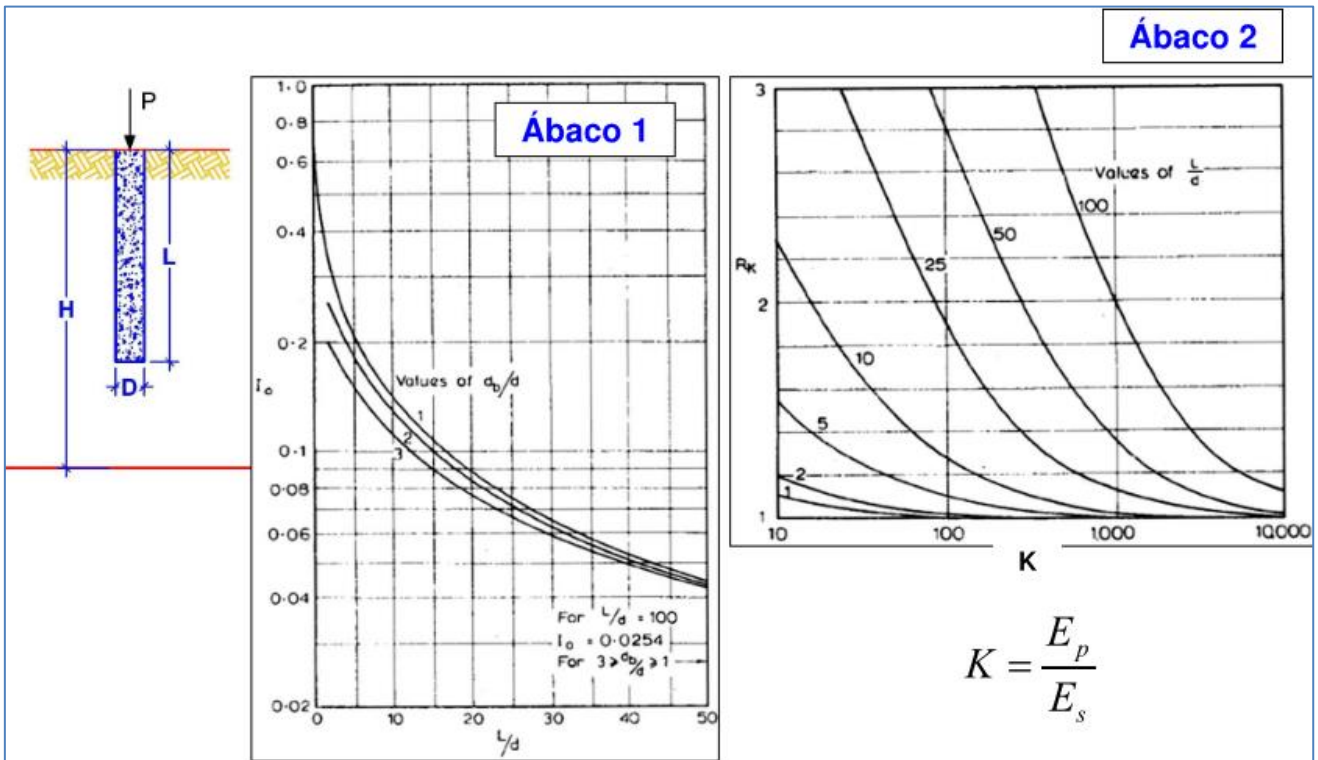


Figura 5 – Ábacos 1 e 2 método Poulos e Davis para recalque em estacas.

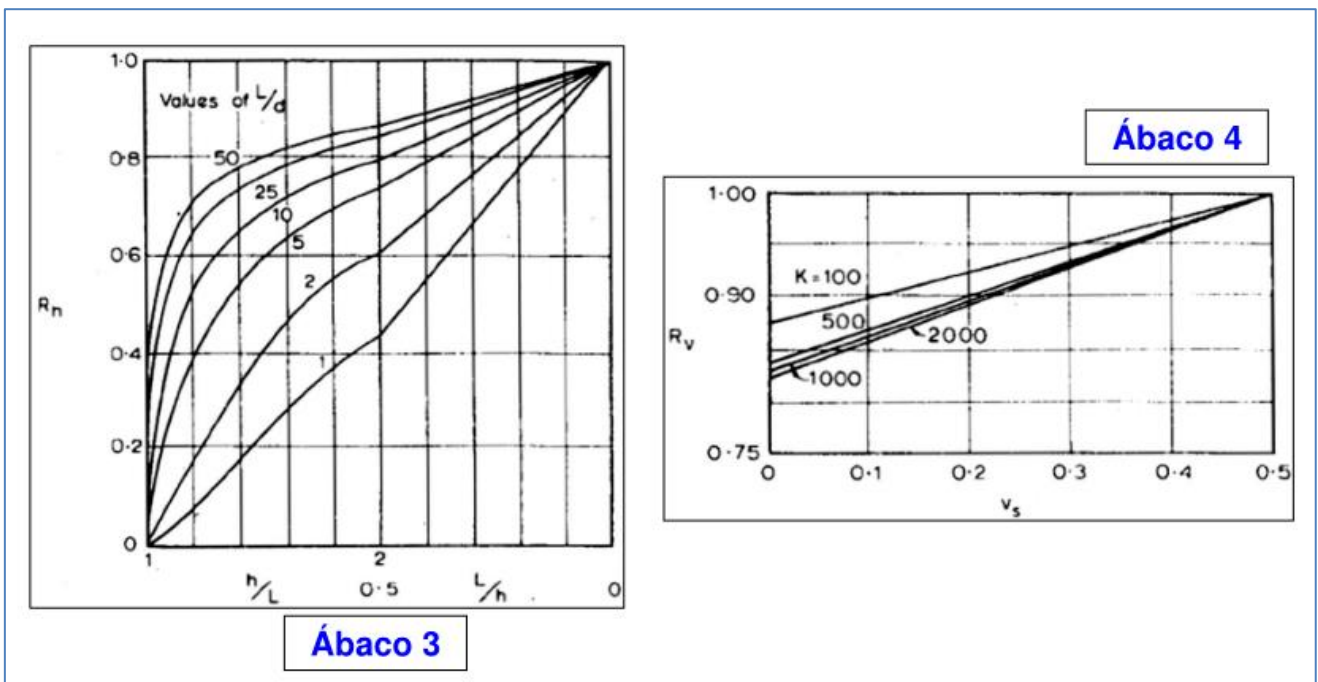


Figura 6 – Ábacos 3 e 4 método Poulos e Davis para recalque em estacas.

3 Poço de Sucção – EEEB 01

O poço de sucção possui uma geometria cilíndrica composta por paredes de concreto armado as quais estão engastadas com a laje de fundo que trabalham similarmente a sapatas de flexão.

As paredes estão sobre ação de empuxo do solo saturado em toda a altura da face externa, sendo essa a condição mais desfavorável para o dimensionamento estrutural das paredes quando comparado com o segundo cenário onde as paredes sofrem empuxo em sentido contrário pela presença da água interna no poço.

A modelagem computacional foi desenvolvida no software de cálculo e detalhamento estrutural CYPECAD versão 2022.h. As paredes foram modeladas como seguimentos curtos sucessivos de paredes prismáticas sobre ação do empuxo externo considerando a interação e rigidez dos demais elementos que compõem a estrutura.

A geometria e modelo estrutural computacional estão apresentados nas imagens seguintes:

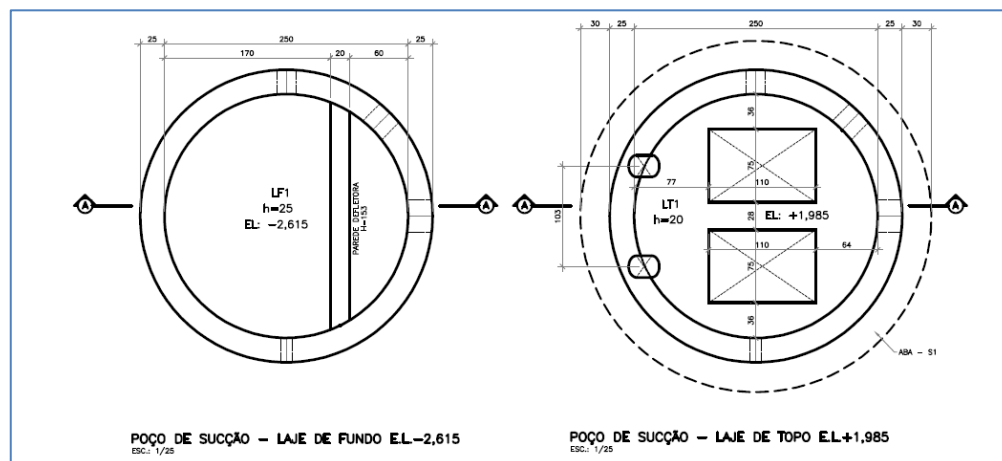


Figura 7 - Planta de fundo e topo do poço de sucção da EEEB 1

3.1 Dados Gerais

- Parâmetros Concreto e Aço

- f_{ck} (MPa) = 40MPa
- Uso aço CA-50 e CA-60
- Cobrimento = 5,0cm (Estrutura em área industrial - Classe Agressividade IV)
- $Y_c = 1,4$ – Coeficiente de ponderação da resistência do concreto
- $Y_s = 1,15$ – Coeficiente de ponderação da resistência do aço
- $\rho_{ca} = 25\text{kN/m}^3$ = Massa específica do concreto armado e protendido

- Parâmetros Geotécnicos

- Foram adotados os seguintes parâmetros baseados nas camadas superficiais dos furos SP-03 e SP-04:

- SP-03 = areia argilosa pouco a mediamente compacta, com SPT médio de 8 golpes.

- SP-04 = Argila arenosa, com SPT médio de 6 golpes.

- $\rho_s = 21\text{kN/m}^3$ - Peso específico do solo saturado (Tabela 6, definição do autor)

- $\rho_a = 10\text{kN/m}^3$ - Peso específico da água

- $\rho_{s\text{-sub}} = \rho_s - \rho_a = 21 - 10 = 11\text{kN/m}^3$ - Peso específico do solo submerso

- $c_{ef} = 0\text{kPa}$ – Coesão do solo (Tabela 7, definição do autor)

- $\varphi_{ef} = 20^\circ$ - Ângulo de atrito interno (Tabela 8)

- $\delta = 13^\circ$ - Ângulo de atrito estrutura-solo (Tabela 9, definição autor)

- $\beta = 0^\circ$ - Inclinação talude a montante

- $\alpha = 0^\circ$ - Inclinação parede de contenção

- Esforços Atuantes

Para o cálculo dos esforços a favor da segurança será considerado nível de água até o nível do terreno.

- E_a – Empuxo ativo solo

$$- E_a = \frac{K_a \cdot \rho_{s\text{-sub}} \cdot h^2}{2} = \frac{0,439 \cdot 11 \cdot 4,75^2}{2} = 54,48\text{kN/m}$$

$$- K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}}\right)^2} = \frac{\cos^2(20^\circ - 0)}{\cos^2 0 \cdot \cos(0 + 13^\circ) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(20^\circ + 13^\circ) \cdot \sin(20^\circ - 0)}{\cos(0 + 13^\circ) \cdot \cos(0 - 0^\circ)}}\right)^2} = 0,439$$

- $E_{ah} = E_a \cdot \cos(\alpha + \delta) = 54,48 \cdot \cos(0+13) = 53,08\text{kN/m}$ (Parcela Horizontal)

- $E_{av} = E_a \cdot \sin(\alpha + \delta) = 54,48 \cdot \sin(0+13) = 12,26\text{kN/m}$ (Parcela Vertical)

- E_a – Empuxo ativo da água

- $E_a = \frac{\rho_a \cdot h^2}{2} = \frac{10 \cdot 4,75^2}{2} = 112,81\text{kN/m}$

- E_{aq} – Empuxo ativo sobrecarga

- $E_{aq} = k_a \cdot q \cdot h = 0,439 \cdot 20 \cdot 4,75 = 41,71\text{kN/m}$

- $q = 20\text{kN/m}^2$ (Sobrecarga NBR 11.682, item 7.3.3)

- $E_{aq,h} = E_{aq} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 41,71 \cdot \cos(0+13) = 40,64\text{kN/m}$ (Parcela Horizontal)

- $E_{aq,v} = E_{aq} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 41,71 \cdot \sin(0+13) = 9,38\text{kN/m}$ (Parcela Vertical)

- P_{li} – Peso Laje fundo

- $\text{Nível Máximo Água} = 4,40 \cdot 10 = 44,00\text{kN/m}^2$

- $\text{Enchimento} = 0,30 \cdot 24\text{kN/m}^3 = 7,20\text{kN/m}^2$

- $\text{Revestimento} = 1,5\text{kN/m}^2$

- $\text{Peso Próprio} = 0,25\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 6,25\text{kN/m}^2$

Total laje de fundo = 59kN/m^2

- $\text{Peso Parede} = (0,25\text{m} \cdot 4,40\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3) = 27,5\text{kN/m}$

- $\text{Aba S1} = 0,105\text{m}^2 \cdot 25\text{kN/m}^3 = 2,62\text{kN/m}$

- $\text{Cunha de solo sobre aba S1} = 0,30\text{m} \cdot 1\text{m} \cdot 21\text{kN/m}^3 = 6,30\text{kN/m}$

- $\text{Peso Parede defletora} = 0,27\text{m}^2 \cdot 2,25 \cdot 25\text{kN/m}^3 / 2 = 7,6\text{kN}$

- P_{lt} – Peso Laje Topo

- $\text{Sobrecarga} = 3,0\text{kN/m}^2$

- $\text{Revestimento} = 1,5\text{kN/m}^2$

- $\text{Peso Próprio} = 0,20\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 5\text{kN/m}^2$

Total laje de Topo = $9,5\text{kN/m}^2$

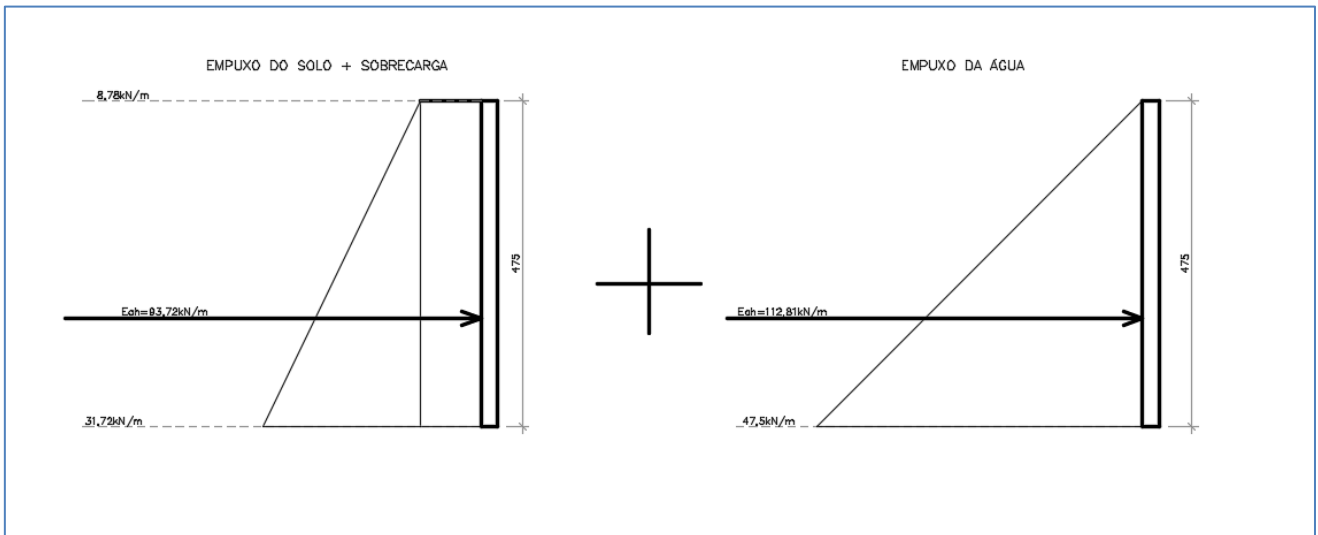


Figura 10 – Empuxos externos atuantes sobre as paredes

O somatório dos carregamentos de empuxos atuantes sobre as paredes do poço de sucção foram lançados no modelo estrutural de forma radial como representado pelas figuras a seguir.

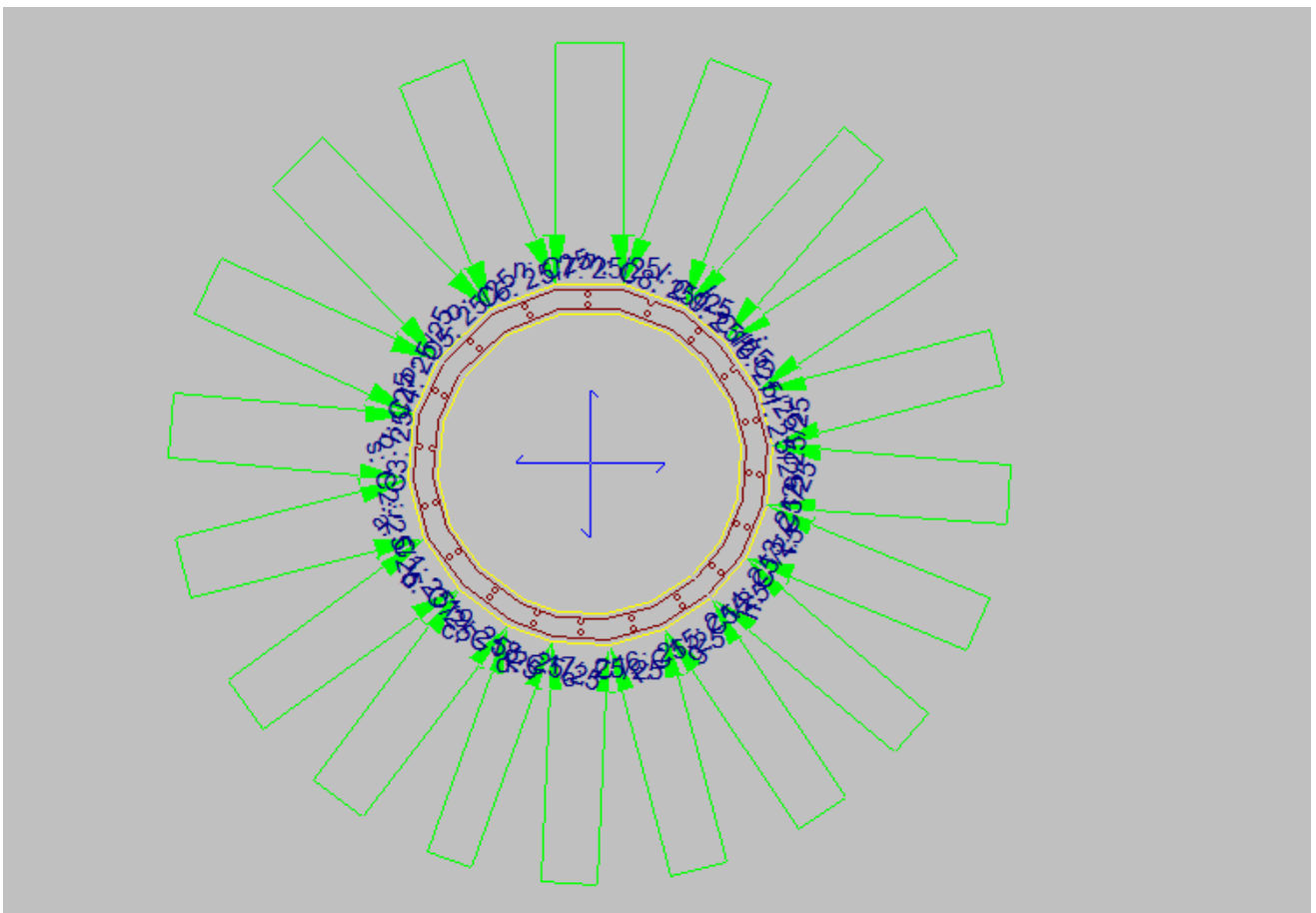


Figura 11 – Lançamento dos carregamentos de empuxo nas paredes do modelo estrutural - Planta

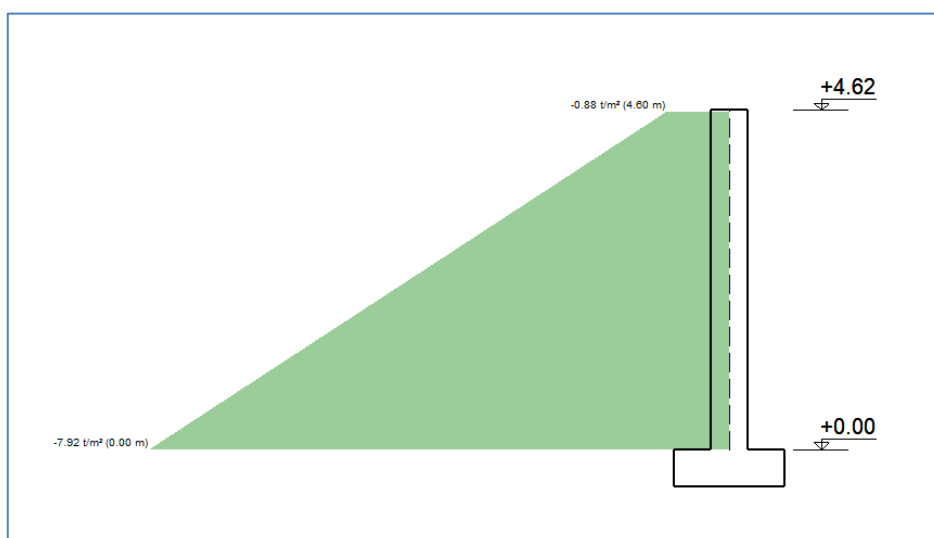


Figura 12 – Lançamento dos carregamentos de empuxo nas paredes do modelo estrutural - Corte

3.2 Análise Estrutural e dimensionamento

3.2.1 Paredes

Como é possível observar na figura a seguir, apesar da parede ser modelada como seguimentos curtos sucessivos de paredes prismáticas, o modelo estrutural em elementos finitos considera a estrutura como elemento contínuo, considerando a interação e rigidez dos demais elementos que compõem a estrutura.

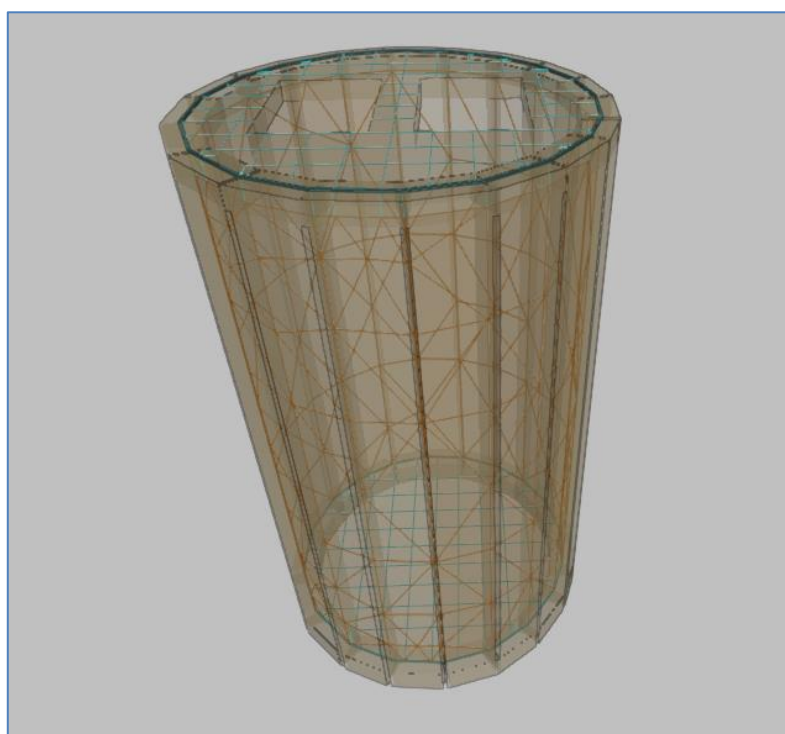


Figura 13 – Modelo analítico

Sendo assim, apresentamos abaixo um gráfico de esforços atuantes em um segmento de parede, assim como o modelo global da deformada com escala aumentada, considerando as condições mais desfavoráveis, para que seja possível observar o comportamento da estrutura sob a ação dos esforços e identificar possíveis pontos que apresentam picos de tensão. Na sequência a tabela com os valores totais dos esforços por segmento e o desenvolvimento do dimensionamento estrutural.

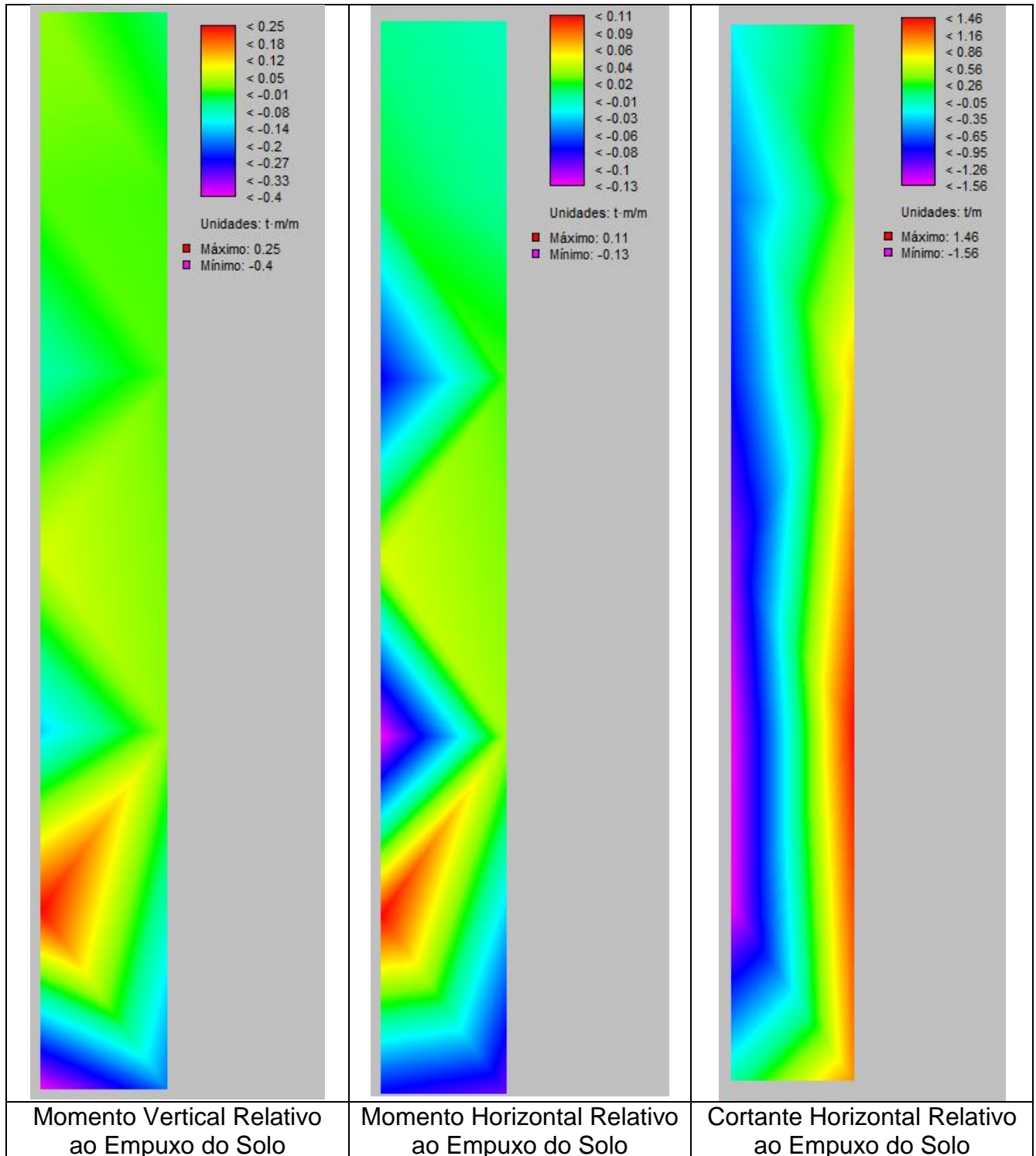


Figura 14 - Gráfico de esforços em segmento da parede

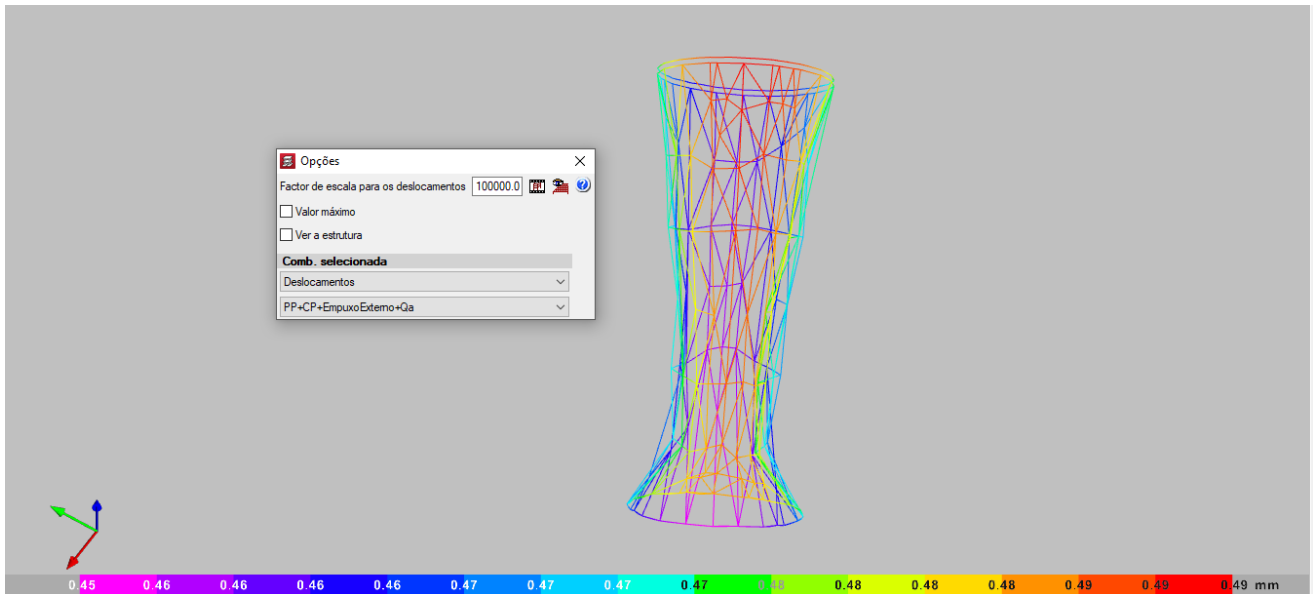


Figura 15 – Deformada

Tabela 18 - Resumo de esforços das paredes

Segmento Parede	Dimensão (cm)	Tramo (m)	Hipótese	Base						Ext.Sup.					
				N (t)	Mx (t-m)	My (t-m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t-m)	N (t)	Mx (t-m)	My (t-m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t-m)
C5	25.0	0.00/4.62	Peso próprio	1,64	-0,01	0,01	0,01	0,06	0,00	0,14	0,02	-0,03	-0,03	0,08	0,01
			Cargas permanentes	0,05	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,06	0,01	-0,01	-0,01	0,03	0,00
			Empuxo Externo	0,09	0,18	-0,14	1,23	-1,42	0,01	0,00	0,00	0,00	-0,03	0,05	0,00
			Sobrecarga	0,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,12	0,02	-0,02	-0,02	0,07	0,00

Os maiores esforços ocorrem próximo a base das paredes do poço, onde atuam simultaneamente o máximo empuxo ativo do solo, o máximo empuxo ativo da água e o máximo empuxo ativo relativo a sobrecarga.

Dimensionamento

Para o dimensionamento das armaduras verticais e horizontais das paredes serão realizadas as seguintes combinação dos esforços:

- PP = Peso Próprio
- CP = Cargas Permanentes
- ES = Empuxo Solo
- SC = Sobrecarga

- 1 - PP+CP+ES+SC
- 2 – PP+CP+1,4·ES+SC
- 3 – 1,4·PP+1,4·CP+1,4·ES+1,4·SC

OBS: Nas combinações do esforço axial será desconsiderado o valor do empuxo do solo.

- Valores máximos considerando as 3 combinações

Parede modelada com seguimentos de comprimento igual a 0,45m.

→ Momento Vertical máximo (M_y) = 1,736tf·m → 1,736/0,45m = 3,86tf·m/m ou -38,6kN·m/m

→ Momento Horizontal Máximo (M_x) = 0,242tf·m → 0,242/0,45m = 0,54tf·m/m ou -5,4kN·m/m

→ Cortante Máxima Parede (V_x e V_y) = -1,928tf → -1,928/0,45m = -4,28tf/m ou -42,8kN/m

→ Axial máxima = 2,506tf → 2,506/0,45m = 5,57tf/m ou 55,7kN/m

→ Deformação máxima = 0,05cm

O dimensionamento estrutural para as armaduras longitudinais contemplou a comparação entre as áreas de aço para flexão simples e flexão-composta. Abaixo seguem resultados das verificações e armaduras adotadas para paredes.

Tabela 19 - Dimensionamento das áreas de aço

Item	Descrição	Esforço		Seção (cmxcm)	Área de aço tracionado (cm ²)				Armadura Adotada c/ Esp.
		Momento	Axial		Flexão Simples	Flexão- Composta	Armadura mínima	Adotada	
		kN.m	kN						
Paredes	Armadura Vertical	38,60	55,7	25x100	4,78	1,25	5,9	6,28	ø10 c/ 12,5
	Armadura Horizontal	5,40	55,7	25x100	0,66	1,25	5,9	6,28	ø10 c/ 12,5

$$- A_{s,min} = \frac{M_{d,min}}{Z \cdot f_{yd}} \cdot 10^4 = \frac{37,96}{0,1483 \cdot 434800} \cdot 10^4 = 5,9 \text{ cm}^2$$

$$- M_{d,min} = 0,8 \cdot W_o \cdot f_{ctk,sup} = 0,80 \cdot 0,0104 \cdot 4563 = 37,96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$- W_o = b_w \cdot \frac{h^2}{6} = 1 \cdot \frac{0,25^2}{6} = 0,0104 \text{ m}^3$$

$$- f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ctm} = 1,3 \cdot 3,51 = 4,563 \text{ Mpa ou } 4563 \text{ kPa}$$

$$- f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51 \text{ Mpa ou } 3510 \text{ kPa}$$

$$- Z = \frac{h}{3} + \frac{h}{2} - d' = \frac{0,25}{3} + \frac{0,25}{2} - 0,06 = 0,1483 \text{ m}$$

$$- f_{yd} = \frac{f_y}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa ou } 434800 \text{ kPa}$$

- Cisalhamento (seção 25cm x 100cm)

- $V_d = 1,40 \cdot 42,8 \text{ kN/m} = 59,92 \text{ kN/m}$

- Resistência laje ao cisalhamento sem armadura transversal

$$- V_{Rd1} = [T_{rd} \cdot k \cdot (1,20 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = [439,25 \cdot 1,41 \cdot (1,20 + 40 \cdot 0,003) \cdot 1,00 \cdot 0,19 = 155,33 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd1} > V_d \text{ OK!}$$

$$- T_{rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot 1757 = 439,25 \text{ kN/m}^2$$

$$- f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{2460}{1,4} = 1757 \text{ kN/m}^2$$

$$- f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 2,46 \text{ Mpa ou } 2460 \text{ KPa}$$

$$- k = 1,6 - d = 1,60 - 0,19 = 1,41$$

$$- \rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{6,30}{100 \cdot 19} = 0,003 < 0,02$$

$$- \sigma_{cp} = 0 \text{ (Sem força longitudinal)}$$

- Esmagamento da biela de concreto (sem armadura de cisalhamento)

$$- V_{Rd2} = 0,50 \cdot \alpha_{v1} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d = 0,50 \cdot 0,50 \cdot 28570 \cdot 1,00 \cdot 0,9 \cdot 0,19 = 1221,37 \text{ kN}$$

$$- \alpha_{v1} = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} = 0,70 - \frac{40}{200} = 0,50$$

$$- f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{40}{1,4} = 28,57 \text{ MPa} = 28570 \text{ kN/m}^2$$

$$- V_d < V_{Rd2} \text{ OK!}$$

Fissuração Parede (seção 25cm x 100cm)

$$- w_1 = \frac{\sigma_{si}}{12,5 \cdot \eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{si}} + 45 \right) = \frac{8}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{310,6}{210.000} \cdot \left(\frac{4}{0,0096} + 45 \right) = 0,194 \text{ mm}$$

$$- w_1 = 0,194 \text{ mm} \leq 0,2 \text{ mm (CAAIV) OK!}$$

$$- \emptyset_i = 10 \text{ mm ou } 1 \text{ cm}$$

$$- \eta_i = \eta_1 = 2,25$$

$$- \sigma_{si} = \frac{f_{yk}}{1,4 \cdot 1,15} \cdot \frac{g_1 + g_2 + q}{g_1 + g_2 + q} = \frac{500}{1,4 \cdot 1,15} \cdot 1 = 310,6 \text{ MPa}$$

$$- E_{si} = 210 \text{ GPa}$$

$$- \rho_{si} = \frac{A_s}{A_{cri}} = \frac{0,503}{5 \cdot 10,5} = 0,0096$$

$$- A_{cri} = l \cdot h \text{ sendo}$$

$$- l \leq 15 \cdot \emptyset \text{ ou } \leq \frac{\text{Espaçamento}}{2} \rightarrow l \leq 15 \cdot 1 \text{ ou } \leq \frac{12,5}{2} \rightarrow l \leq 6,25 \text{ cm}$$

$$- h \leq 15 \cdot \emptyset \text{ ou } 0,55 \cdot d \rightarrow h \leq 15 \cdot 1 \text{ ou } \leq 0,55 \cdot 19 \text{ cm} \rightarrow h \leq 10,5 \text{ cm}$$

- Deformação Parede (seção 25cm x 100cm)

$$- \text{Flecha imediata} = a_{t,0} = 0,05 \text{ cm}$$

- Verificação da seção no Estádio II

$$- M_{at} = M_{a,cqp} = 38,6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$- M_r = \alpha \cdot \frac{f_{ct,m}}{y_t} \cdot I_c = 1,5 \cdot \frac{3510}{0,125} \cdot 1,30 \cdot 10^{-3} = 54,76 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ (Momento de fissuração)}$$

$$- y_t = \frac{25}{2} = 12,5 \text{ cm ou } 0,125 \text{ m}$$

$$- \alpha = 1,5 \text{ (seção retangular)}$$

$$- I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,25^3}{12} = 1,30 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \text{ ou}$$

$$- f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51 \text{ Mpa ou } 3510 \text{ KPa}$$

- Sendo $M_{at} < M_r \rightarrow$ Seção no estágio I

- Efeito fluência

$$- \alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50 \cdot \rho'} \text{ sendo } \rightarrow - \alpha_f = \frac{2 - 0,54}{1 + 50 \cdot 0} = 1,46$$

$$- \text{Flecha total} = a_{t,\infty} = a_1 \cdot (1 + \alpha_f) = 0,05 \cdot (1 + 1,46) = 0,12 \text{ cm}$$

$$- \text{Flecha limite } a_{lim} = \left(\frac{1}{250} \right) = \left(\frac{463}{250} \right) = 1,85 \text{ cm}$$

- Sendo $a_{t,\infty} \leq a_{lim}$ **OK!**

3.2.2 Laje de Fundo

A laje de fundo foi modelada como elemento de placa sobre apoio elástico com as reações das paredes e laje de topo e cargas distribuídas sobre a mesma. O coeficiente de recalque adotado foi de:

- Coeficiente recalque – 15.000 kN/m^3

Os resultados referentes aos momentos fletores, cortantes e deformações estão demonstrados nas imagens a seguir.

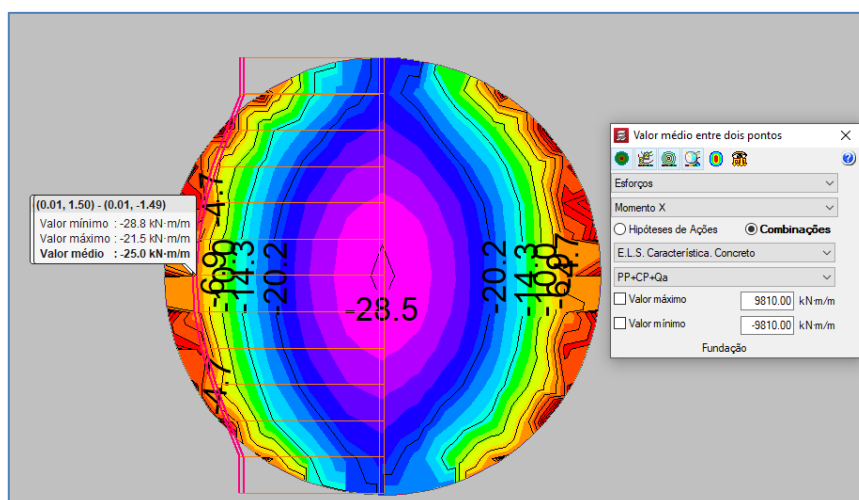


Figura 16 - Momento fletor sentido X – Laje de fundo

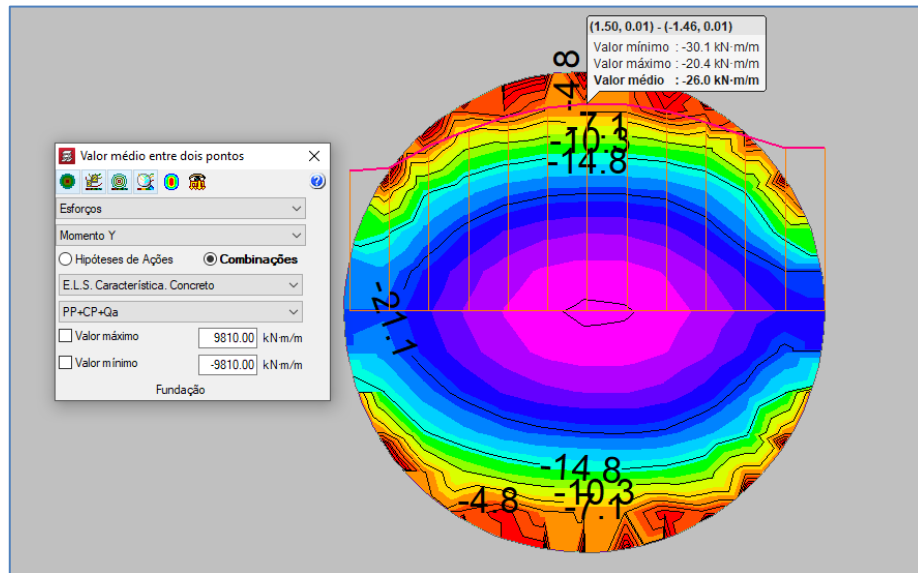


Figura 17 – Momento fletor sentido Y – Laje de fundo

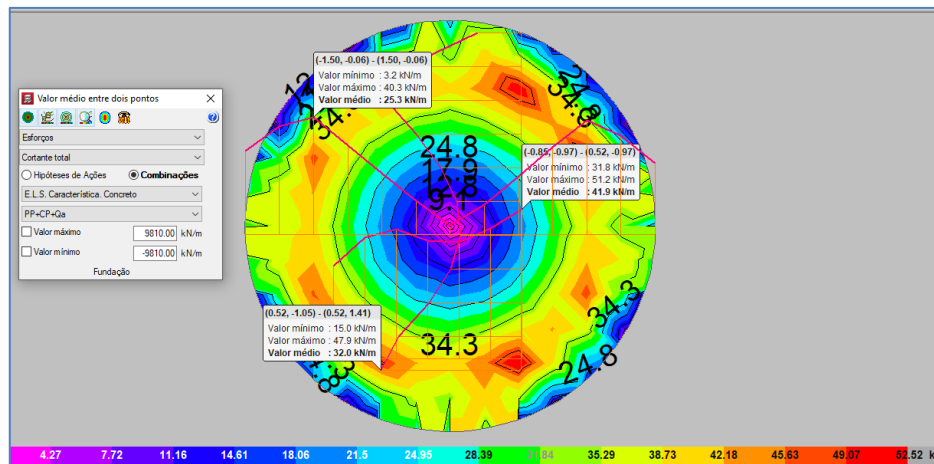


Figura 18 - Cortante total – Laje de fundo

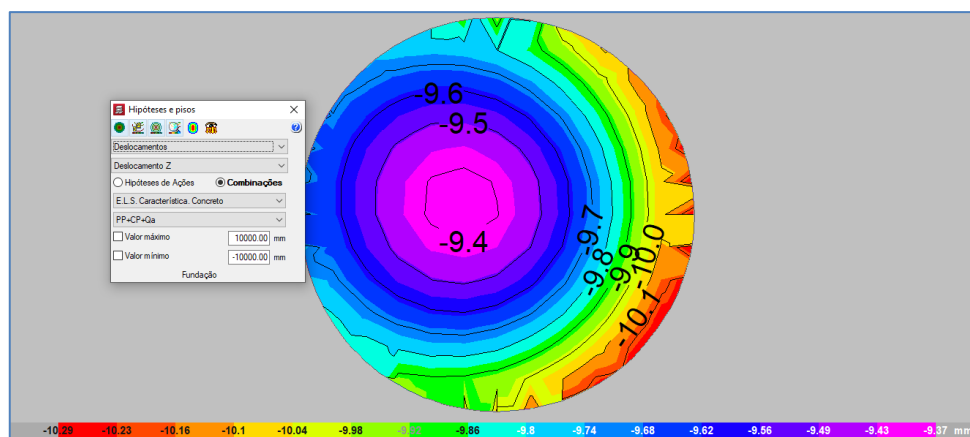


Figura 19 - Deformação máxima – Laje de fundo

Resumo dos esforços

- Momento Máximo X = 28,80kN·m/m

- Momento Máximo Y = 30,12kN·m/m
- Cortante Máxima = 52,52 kN/m
- Deformação máxima = 1,03cm

Dimensionamento da Laje de fundo

- $b_w = 1,00\text{m}$
- $h = 0,25\text{m}$
- $d = 0,25 - 0,06 = 0,19\text{m}$

Direção X

- $M_x = 28,8\text{kN}\cdot\text{m}$
- $M_d = 1,40 \cdot 28,8\text{kN}\cdot\text{m} = 40,3\text{kN}\cdot\text{m}$
- $KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{40,3}{1,0 \cdot 0,19^2 \cdot 28600} = 0,039$
- $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,4} = 28,6\text{MPa}$ ou 28600 kPa
- $KX = 0,0587$ (tabelado)
- $KZ = 0,9765$ (tabelado)
- $A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{40,3}{0,9765 \cdot 0,19 \cdot 43,5} = 4,99\text{cm}^2$
- $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{50\text{KN/cm}^2}{1,15} = 43,5\text{KN/cm}^2$
- $A_{s,\min} = \frac{M_{d,\min}}{Z \cdot f_{yd}} \cdot 10^4 = \frac{37,96}{0,1483 \cdot 434800} \cdot 10^4 = 5,90\text{cm}^2$
- $M_{d,\min} = 0,8 \cdot W_o \cdot f_{ctk,\text{sup}} = 0,80 \cdot 0,0104 \cdot 4563 = 37,96\text{kN}\cdot\text{m}$
- $W_o = b_w \cdot \frac{h^2}{6} = 1 \cdot \frac{0,25^2}{6} = 0,0104\text{m}^3$
- $f_{ctk,\text{sup}} = 1,3 \cdot f_{ctm} = 1,3 \cdot 3,51 = 4,563\text{Mpa}$ ou 4563kPa
- $f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51$ Mpa ou 3510 kPa
- $Z = \frac{h}{3} + \frac{h}{2} - d' = \frac{0,25}{3} + \frac{0,25}{2} - 0,06 = 0,1483\text{m}$
- $f_{yd} = \frac{f_y}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,8$ MPa ou 434800kPa

- $A_{sd} = 5,90 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Adotado $\emptyset 10.0 \text{ c}/12,5\text{cm}$ (6,28cm²)

Direção Y

- MY = 30,12kN·m
 - $M_d = 1,40 \cdot 30,12 \text{kN} \cdot \text{m} = 42,2 \text{kN} \cdot \text{m}$
 - $\text{KMD} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{42,2}{1,0 \cdot 0,19^2 \cdot 28600} = 0,0409$
 - $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,4} = 28,6 \text{MPa}$ ou 28600 kPa
 - KX = 0,0618 (tabelado)
 - KZ = 0,9753 (tabelado)
 - $A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{42,20}{0,9753 \cdot 0,19 \cdot 43,5} = 5,24 \text{cm}^2$
 - $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{50 \text{KN/cm}^2}{1,15} = 43,5 \text{KN/cm}^2$
 - $A_{s,\min} = \frac{M_{d,\min}}{Z \cdot f_{yd}} \cdot 10^4 = \frac{37,96}{0,1483 \cdot 434800} \cdot 10^4 = 5,90 \text{cm}^2$
 - $M_{d,\min} = 0,8 \cdot W_o \cdot f_{ctk,\text{sup}} = 0,80 \cdot 0,0104 \cdot 4563 = 37,96 \text{kN} \cdot \text{m}$
 - $W_o = b_w \cdot \frac{h^2}{6} = 1 \cdot \frac{0,25^2}{6} = 0,0104 \text{m}^3$
 - $f_{ctk,\text{sup}} = 1,3 \cdot f_{ctm} = 1,3 \cdot 3,51 = 4,563 \text{Mpa}$ ou 4563kPa
 - $f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51 \text{Mpa}$ ou 3510 kPa
 - $Z = \frac{h}{3} + \frac{h}{2} - d' = \frac{0,25}{3} + \frac{0,25}{2} - 0,06 = 0,1483 \text{m}$
 - $f_{yd} = \frac{f_y}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{MPa}$ ou 434800kPa
- $A_{sd} = 5,90 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Adotado Ø10.0 c/12,5cm (6,28cm²)

Fissuração (seção 25cm x 100cm)

$$- w_1 = \frac{\sigma_i}{12,5 \cdot \eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{si}} + 45 \right) = \frac{10}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{310,6}{210.000} \cdot \left(\frac{4}{0,0120} + 45 \right) = 0,199 \text{mm}$$

- $w_1 = 0,199 \text{mm} \leq 0,2 \text{mm}$ (CAAIV) **OK!**

- $\sigma_i = 10 \text{mm}$ ou 1cm

- $\eta_i = \eta_1 = 2,25$

- $\sigma_{si} = \frac{f_{yk}}{1,4 \cdot 1,15} \cdot \frac{g_1 + g_2 + q}{g_1 + g_2 + q} = \frac{500}{1,4 \cdot 1,15} \cdot 1 = 310,6 \text{MPa}$

- $E_{si} = 210 \text{GPa}$

- $\rho_{si} = \frac{A_s}{A_{cri}} = \frac{0,785}{6,25 \cdot 10,45} = 0,0120$

- $A_{cri} = l \cdot h$ sendo

$$- l \leq 15 \cdot \emptyset \text{ ou } \leq \frac{\text{Espaçamento}}{2} \rightarrow l \leq 15 \cdot 1 \text{ ou } \leq \frac{12,5}{2} \rightarrow l \leq 6,25\text{cm}$$

$$- h \leq 15 \cdot \emptyset \text{ ou } 0,55 \cdot d \rightarrow h \leq 15 \cdot 1 \text{ ou } \leq 0,55 \cdot 19\text{cm} \rightarrow h \leq 10,45\text{cm}$$

- Cisalhamento (seção 25cm x 100cm)

$$- V_d = 1,40 \cdot 52,52 = 73,53\text{kN/m}$$

$$- V_{m\acute{a}x} = 52,52\text{kN}$$

- Resistência laje ao cisalhamento sem armadura transversal

$$- V_{Rd1} = [T_{rd} \cdot k \cdot (1,20 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = [439,25 \cdot 1,41 \cdot (1,20 + 40 \cdot 0,003) \cdot 1,00 \cdot 0,19 = 155,33\text{kN} \rightarrow V_{Rd1} > V_d \text{ OK!}$$

$$- T_{rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot 1757 = 439,25\text{kN/m}^2$$

$$- f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{2460}{1,4} = 1757\text{kN/m}^2$$

$$- f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 2,46 \text{ Mpa ou } 2460 \text{ KPa}$$

$$- k = 1,6 - d = 1,60 - 0,19 = 1,41$$

$$- \rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{6,30}{100 \cdot 19} = 0,003 < 0,02$$

$$- \sigma_{cp} = 0 \text{ (Sem força longitudinal)}$$

- Esmagamento da biela de concreto

$$- V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot 0,84 \cdot 28600 \cdot 1,00 \cdot 0,19 = 1232,43\text{kN/m}$$

$$- \alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{40}{250} = 0,84$$

$$- V_d < V_{Rd2} \text{ OK!}$$

- Deformação Laje (seção 25cm x 100cm)

$$- \text{Flecha imediata} = a_{t,0} = 1,03\text{cm}$$

- Verificação da seção no Estádio II

$$- M_{at} = M_{a,cqp} = 27,57\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$- M_r = \alpha \cdot \frac{f_{ct,m}}{y_t} \cdot I_c = 1,5 \cdot \frac{3510}{0,125} \cdot 1,30 \cdot 10^{-3} = 54,76\text{kN}\cdot\text{m} \text{ (Momento de fissuração)}$$

$$- y_t = \frac{25}{2} = 12,5\text{cm ou } 0,125\text{m}$$

- $\alpha = 1,5$ (seção retangular)

$$- I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,25^3}{12} = 1,30 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \text{ ou}$$

$$- f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51 \text{ Mpa ou } 3510 \text{ KPa}$$

- Sendo $M_{at} < M_r \rightarrow$ Seção no estágio I

Como a laje de fundo está apoiada sobre o solo não há efeito da fluência.

$$- \text{ Flecha limite } a_{lim} = \left(\frac{1}{250} \right) = \left(\frac{275}{250} \right) = 1,10 \text{ cm}$$

- Sendo $a_{t,\infty} \leq a_{lim}$ **OK!**

3.2.3- Laje de topo

A laje de topo foi modelada como elemento de placa apoiada sobre paredes de concreto com as aberturas definidas em projeto arquitetônico. Os resultados referentes aos momentos fletores, cortantes e deformações estão demonstrados nas imagens a seguir:

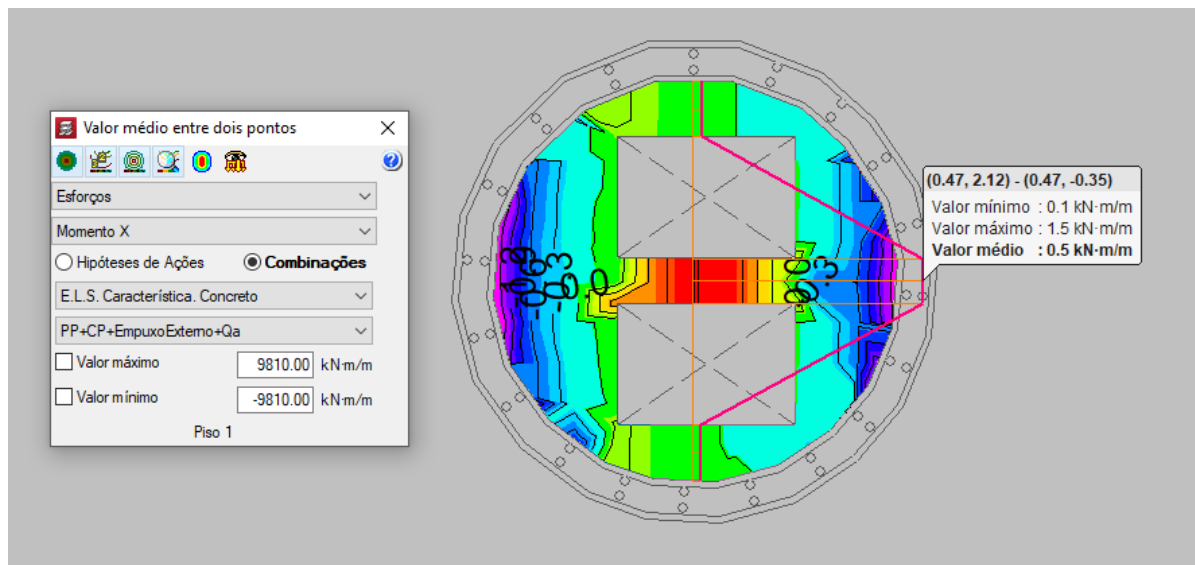


Figura 20 - Momento fletor sentido X – Laje de topo

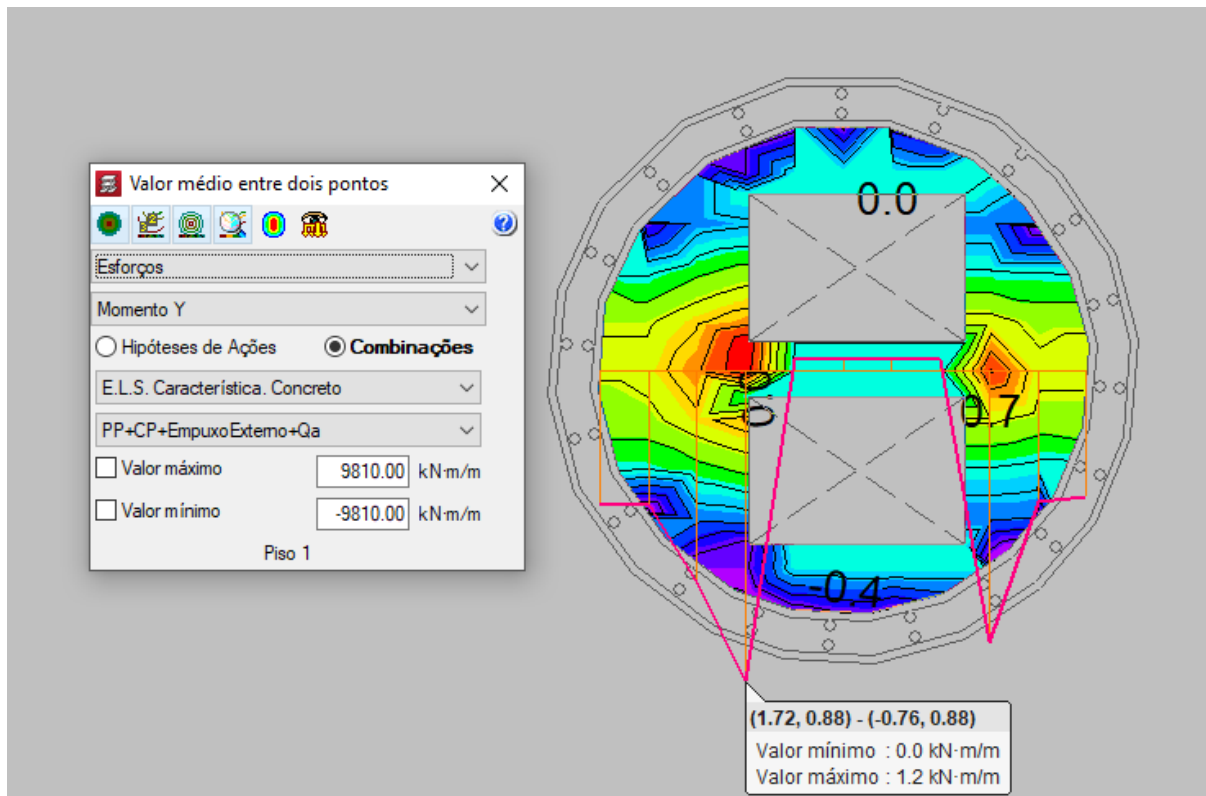


Figura 21 - Momento fletor sentido Y – Laje de topo

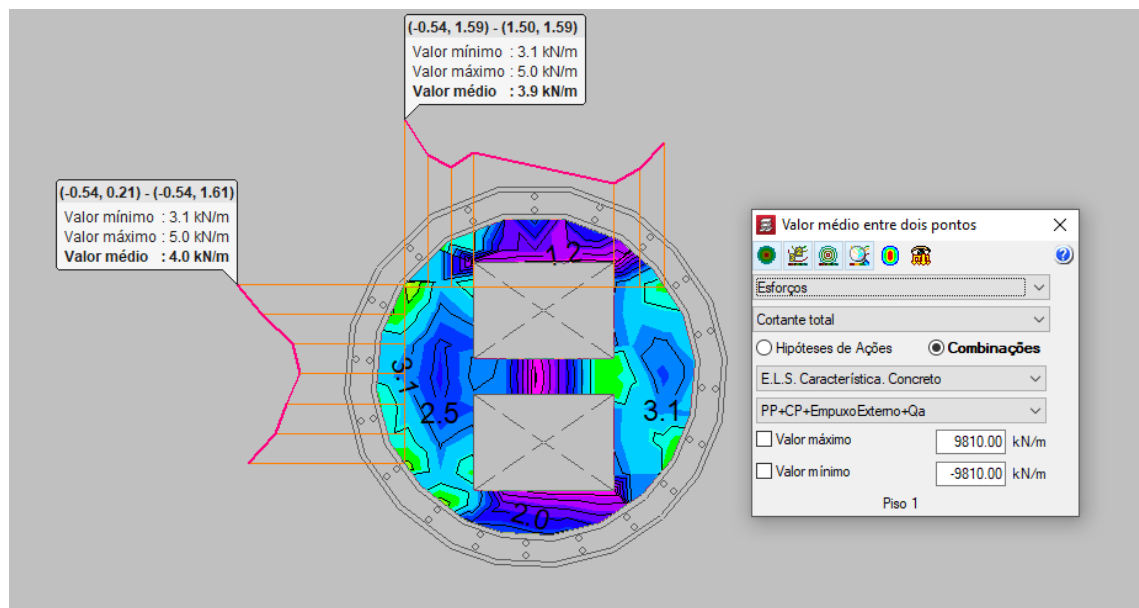


Figura 22 - Cortante total – Laje de topo

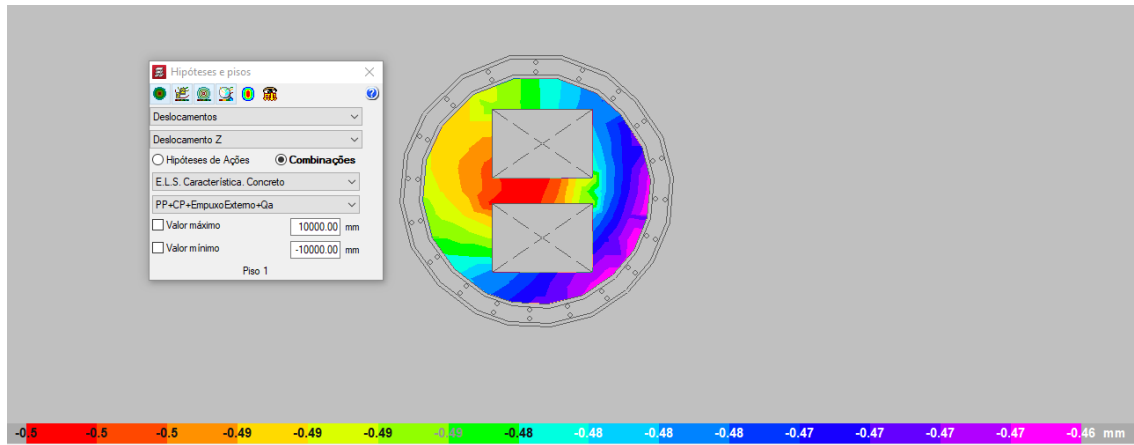


Figura 23 - Deslocamentos – Laje de topo

Abaixo está listado o resumo dos esforços e deformações.

- Momento fletor máximo X = 1,5kN·m
- Momento fletor máximo Y = 1,2kN·m
- Cortante máxima = 5,0kN
- Deformação máxima = 0,05cm

Dimensionamento da laje de topo

- $b_w = 1,00\text{m}$
- $h = 0,20\text{m}$
- $d = 0,20 - 0,06 = 0,14\text{m}$

- Direção X

- $M_x = 1,5\text{kN}\cdot\text{m}$
- $M_d = 1,40 \cdot 1,5\text{kN}\cdot\text{m} = 2,1\text{kN}\cdot\text{m}$
- $KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2,1}{1,0 \cdot 0,14^2 \cdot 28600} = 0,0037$
- $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,4} = 28,6\text{MPa}$ ou 28600 kPa
- $KX = 0,0148$ (tabelado)
- $KZ = 0,9941$ (tabelado)
- $A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{2,1}{0,9941 \cdot 0,14 \cdot 43,5} = 0,35\text{cm}^2$
- $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{50\text{KN/cm}^2}{1,15} = 43,5\text{KN/cm}^2$

$$- A_{s,\min} = \frac{M_{d,\min}}{Z \cdot f_{yd}} \cdot 10^4 = \frac{24,35}{0,10667 \cdot 434800} \cdot 10^4 = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$- M_{d,\min} = 0,8 \cdot W_o \cdot f_{ctk,\text{sup}} = 0,80 \cdot 0,00667 \cdot 4563 = 24,35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$- W_o = b_w \cdot \frac{h^2}{6} = 1 \cdot \frac{0,20^2}{6} = 0,00667 \text{ m}^3$$

$$- f_{ctk,\text{sup}} = 1,3 \cdot f_{ctm} = 1,3 \cdot 3,51 = 4,563 \text{ Mpa ou } 4563 \text{ kPa}$$

$$- f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51 \text{ Mpa ou } 3510 \text{ kPa}$$

$$- Z = \frac{h}{3} + \frac{h}{2} - d' = \frac{0,20}{3} + \frac{0,20}{2} - 0,06 = 0,10667 \text{ m}$$

$$- f_{yd} = \frac{f_y}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa ou } 434800 \text{ kPa}$$

$$- A_{sd} = 5,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Adotado } \emptyset 10,0 \text{ c}/14 \text{ cm } (5,61 \text{ cm}^2)$$

- Direção Y

$$- M_y = 1,2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$- M_d = 1,40 \cdot 1,2 \text{ kN} \cdot \text{m} = 1,7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$- KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,7}{1,0 \cdot 0,14^2 \cdot 28600} = 0,003$$

$$- f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,4} = 28,6 \text{ MPa ou } 28600 \text{ kPa}$$

$$- KX = 0,0148 \text{ (tabelado)}$$

$$- KZ = 0,9941 \text{ (tabelado)}$$

$$- A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,7}{0,9941 \cdot 0,14 \cdot 43,5} = 0,28 \text{ cm}^2$$

$$- f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{50 \text{ kN/cm}^2}{1,15} = 43,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$- A_{s,\min} = \frac{M_{d,\min}}{Z \cdot f_{yd}} \cdot 10^4 = \frac{24,35}{0,10667 \cdot 434800} \cdot 10^4 = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$- M_{d,\min} = 0,8 \cdot W_o \cdot f_{ctk,\text{sup}} = 0,80 \cdot 0,00667 \cdot 4563 = 24,35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$- W_o = b_w \cdot \frac{h^2}{6} = 1 \cdot \frac{0,20^2}{6} = 0,00667 \text{ m}^3$$

$$- f_{ctk,\text{sup}} = 1,3 \cdot f_{ctm} = 1,3 \cdot 3,51 = 4,563 \text{ Mpa ou } 4563 \text{ kPa}$$

$$- f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51 \text{ Mpa ou } 3510 \text{ kPa}$$

$$- Z = \frac{h}{3} + \frac{h}{2} - d' = \frac{0,20}{3} + \frac{0,20}{2} - 0,06 = 0,10667 \text{ m}$$

$$- f_{yd} = \frac{f_y}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa ou } 434800 \text{ kPa}$$

- $A_{sd} = 5,25 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Adotado $\emptyset 10.0 \text{ c}/14\text{cm}$ ($5,61\text{cm}^2$)

Fissuração (seção 25cm x 100cm)

$$- w_1 = \frac{\emptyset_i}{12,5 \cdot \eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{si}} + 45 \right) = \frac{10}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{310,6}{210.000} \cdot \left(\frac{4}{0,0146} + 45 \right) = 0,168\text{mm}$$

- $w_1 = 0,168\text{mm} \leq 0,2\text{mm}$ (CAAIV) **OK!**

- $\emptyset_i = 10\text{mm}$ ou 1cm

- $\eta_i = \eta_1 = 2,25$

$$- \sigma_{si} = \frac{f_{yk}}{1,4 \cdot 1,15} \cdot \frac{g_1 + g_2 + q}{g_1 + g_2 + q} = \frac{500}{1,4 \cdot 1,15} \cdot 1 = 310,6\text{MPa}$$

- $E_{si} = 210\text{GPa}$

$$- \rho_{si} = \frac{A_s}{A_{cri}} = \frac{0,785}{7 \cdot 7,70} = 0,0146$$

- $A_{cri} = l \cdot h$ sendo

$$- l \leq 15 \cdot \emptyset \text{ ou } \leq \frac{\text{Espaçamento}}{2} \rightarrow l \leq 15 \cdot 1 \text{ ou } \leq \frac{14}{2} \rightarrow l \leq 7\text{cm}$$

$$- h \leq 15 \cdot \emptyset \text{ ou } 0,55 \cdot d \rightarrow h \leq 15 \cdot 1 \text{ ou } \leq 0,55 \cdot 14\text{cm} \rightarrow h \leq 7,70\text{cm}$$

- Cisalhamento (seção 25cm x 100cm)

- $V_d = 1,40 \cdot 5,0 = 7\text{kN/m}$

- $V_{m\acute{a}x} = 5,0\text{kN}$

- Resistência laje ao cisalhamento sem armadura transversal

$$- V_{Rd1} = [T_{rd} \cdot k \cdot (1,20 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = [439,25 \cdot 1,46 \cdot (1,20 + 40 \cdot 0,004) \cdot 1,00 \cdot 0,14 = 122,10\text{kN} \rightarrow V_{Rd1} > V_d \text{ OK!}$$

$$- T_{rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot 1757 = 439,25\text{kN/m}^2$$

$$- f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{2460}{1,4} = 1757\text{kN/m}^2$$

$$- f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 2,46 \text{ Mpa ou } 2460 \text{ KPa}$$

$$- k = 1,6 - d = 1,60 - 0,14 = 1,46$$

$$- \rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{5,61}{100 \cdot 14} = 0,004 < 0,02$$

- $\sigma_{cp} = 0$ (Sem força longitudinal)

- Esmagamento da biela de concreto

$$- V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot 0,84 \cdot 28600 \cdot 1,00 \cdot 0,14 = 908,1 \text{ kN/m}$$

$$- \alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{40}{250} = 0,84$$

$$- V_d < V_{Rd2} \text{ OK!}$$

- Deformação Laje (seção 20cm x 100cm)

$$- \text{Flecha imediata} = a_{t,0} = 0,05 \text{ cm}$$

- Verificação da seção no Estádio II

$$- M_{at} = M_{a,cqp} = 1,5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$- M_r = \alpha \cdot \frac{f_{ct,m}}{y_t} \cdot I_c = 1,5 \cdot \frac{2900}{0,10} \cdot 6,67 \cdot 10^{-4} = 29 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ (Momento de fissuração)}$$

$$- y_t = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm ou } 0,1 \text{ m}$$

$$- \alpha = 1,5 \text{ (seção retangular)}$$

$$- I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,20^3}{12} = 6,67 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \text{ ou}$$

$$- f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (30)^{2/3} = 2,90 \text{ Mpa ou } 2900 \text{ KPa}$$

- Sendo $M_{at} < M_r \rightarrow$ Seção no estágio I

- Efeito fluência

$$- \alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1+50 \cdot \rho'} \text{ sendo } \rightarrow - \alpha_f = \frac{2-0,54}{1+50 \cdot 0} = 1,46$$

$$- \text{Flecha total} = a_{t,\infty} = a_{t,0} \cdot (1 + \alpha_f) = 0,05 \cdot (1 + 1,46) = 0,12 \text{ cm}$$

$$- \text{Flecha limite } a_{lim} = \left(\frac{1}{250} \right) = \left(\frac{275}{250} \right) = 1,10 \text{ cm}$$

- Sendo $a_{t,\infty} \leq a_{lim}$ OK!

Aba S1

A aba S1 foi considerada como laje engastada nas paredes com carregamento distribuído referente ao peso próprio e a cunha de solo sobre ela.

$$\text{Solo} = 0,30 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 21 \text{ kN/m}^3 / (0,30 \text{ m}) = 21 \text{ kN/m}$$

$$\text{Peso próprio} = 0,105 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 / (0,30 \text{ m}) = 8,75 \text{ kN/m}$$

$$\text{Total} = 29,75 \text{ kN/m}$$

O resumo dos esforços solicitantes máximos da aba S1 segue conforme relação abaixo:

- Momento Máximo ($M_{m\acute{a}x}$)

$$- M_{\text{máx}} = \frac{P \cdot L^2}{2} = \frac{29,75 \cdot 0,4^2}{2} = 2,4 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- Cortante Máxima ($V_{\text{máx}}$)

$$- V_{\text{máx}} = P \cdot L = 29,75 \cdot 0,4 = 11,9 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- Deformação máxima ($F_{i\text{máx}}$)

$$- F_{i\text{máx}} = \frac{1}{8} \cdot \frac{P \cdot L^4}{EI} = \frac{1}{8} \cdot \frac{29,75 \cdot 0,4^4}{31875000 \cdot 0,000667} = 0,000004 \text{ cm}$$

$$- b = 1,00 \text{ m}$$

$$- h = 0,20 \text{ m}$$

$$- I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,20^3}{12} = 0,000667 \text{ m}^4$$

$$- E_{ci} = \alpha_i \cdot E_{ci} = 0,90 \cdot 35417 = 31.875 \text{ MPa ou } 31.875.000 \text{ kN/m}^2$$

$$- \alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{80} \right) = 0,8 + 0,2 \cdot \left(\frac{40}{80} \right) = 0,90 \leq 1,0$$

$$- E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 1,0 \cdot 5600 \cdot \sqrt{40} = 35.417 \text{ MPa}$$

Dimensionamento a Flexão Simples

Como a aba S1 possui seção variável será considerado a altura de 20cm para os cálculos de flexão e uma espessura média h_m para armadura mínima.

$$- d_1 = c + \frac{\emptyset \text{ barra}}{2} = 5,0 + \frac{1,25}{2} = 5,6 \text{ cm} \rightarrow \text{Adotado } 6,0 \text{ cm}$$

$$- b_w = 1,00 \text{ m}$$

$$- h = 0,2 \text{ m}$$

$$- d = 0,20 - 0,06 = 0,14 \text{ m}$$

$$- A_{s,\text{min}} = \frac{M_{d,\text{min}}}{Z \cdot f_{yd}} \cdot 10^4 = \frac{74,47}{0,2317 \cdot 434800} \cdot 10^4 = 7,4 \text{ cm}^2$$

$$- M_{d,\text{min}} = 0,8 \cdot W_o \cdot f_{ctk,\text{sup}} = 0,80 \cdot 0,0204 \cdot 4563 = 74,47 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$- W_o = b_w \cdot \frac{h^2}{6} = 1 \cdot \frac{0,35^2}{6} = 0,0204 \text{ m}^3$$

$$- f_{ctk,\text{sup}} = 1,3 \cdot f_{ctm} = 1,3 \cdot 3,51 = 4,563 \text{ MPa ou } 4563 \text{ kPa}$$

$$- f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51 \text{ MPa ou } 3510 \text{ kPa}$$

$$- Z = \frac{h}{3} + \frac{h}{2} - d' = \frac{0,35}{3} + \frac{0,35}{2} - 0,06 = 0,2317 \text{ m}$$

$$- f_{yd} = \frac{f_y}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa ou } 434800 \text{ kPa}$$

$$-M_{\text{máx}} = 2,4\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$-M_d = 1,40 \cdot 2,4\text{kN}\cdot\text{m} = 3,4\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$-KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{3,4}{1,0 \cdot 0,14^2 \cdot 28600} = 0,0061$$

$$-f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,4} = 28,6\text{MPa ou } 28600\text{ kPa}$$

$$-KX = 0,0148 \text{ (tabelado)}$$

$$-KZ = 0,9941 \text{ (tabelado)}$$

$$-A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{3,4}{0,9941 \cdot 0,14 \cdot 43,5} = 0,56\text{cm}^2$$

$$-f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{50\text{kN/cm}^2}{1,15} = 43,5\text{kN/cm}^2$$

$$-A_{sd} = 7,4\text{ cm}^2 \rightarrow \text{Adotado } \varnothing 10,0 \text{ c/10cm}$$

Fissuração (seção 20cm x 100cm)

$$-w_1 = \frac{\varnothing_i}{12,5 \cdot \eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{si}} + 45 \right) = \frac{10,0}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{310,6}{210.000} \cdot \left(\frac{4}{0,0204} + 45 \right) = 0,127\text{mm}$$

$$-w_1 = 0,127\text{mm} \leq 0,2\text{mm} \text{ (CAAIV) OK!}$$

$$- \varnothing_i = 10,0\text{mm ou } 1\text{cm}$$

$$- \eta_i = \eta_1 = 2,25$$

$$- \sigma_{si} = \frac{f_{yk}}{1,4 \cdot 1,15} \cdot \frac{g_1 + g_2 + q}{g_1 + g_2 + q} = \frac{500}{1,4 \cdot 1,15} \cdot 1 = 310,6\text{MPa}$$

$$- E_{si} = 210\text{GPa}$$

$$- \rho_{si} = \frac{A_s}{A_{cri}} = \frac{0,785}{5 \cdot 7,7} = 0,0204$$

$$- A_{cri} = l \cdot h \text{ sendo}$$

$$- l \leq 15 \cdot \varnothing \text{ ou } \leq \frac{\text{Espaçamento}}{2} \rightarrow l \leq 15 \cdot 1 \text{ ou } \leq \frac{10}{2} \rightarrow l \leq 5\text{cm}$$

$$- h \leq 15 \cdot \varnothing \text{ ou } 0,55 \cdot d \rightarrow h \leq 15 \cdot 1 \text{ ou } \leq 0,55 \cdot 14\text{cm} \rightarrow h \leq 7,7\text{cm}$$

Verificação ao cisalhamento

$$-V_d = 1,40 \cdot 11,9 = 16,7\text{kN/m}$$

$$-V_{\text{máx}} = 11,9\text{kN/m}$$

- Resistência laje ao cisalhamento sem armadura transversal

$$- V_{Rd1} = [T_{rd} \cdot k \cdot (1,20 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = [439,25 \cdot 1,46 \cdot (1,20 + 40 \cdot 0,0045) \cdot 1,00 \cdot 0,14] = 123,9 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd1} > V_d \text{ OK!}$$

$$- T_{rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot 1757 = 439,25 \text{ kN/m}^2$$

$$- f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{2460}{1,4} = 1757 \text{ kN/m}^2$$

$$- f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 2,46 \text{ Mpa ou } 2460 \text{ KPa}$$

$$- k = 1,6 - d = 1,60 - 0,14 = 1,46$$

$$- \rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{6,30}{100 \cdot 14} = 0,0045 < 0,02$$

$$- \sigma_{cp} = 0 \text{ (Sem força longitudinal)}$$

- Esmagamento da biela de concreto

$$- V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot 0,84 \cdot 28600 \cdot 1,00 \cdot 0,14 = 908,10 \text{ kN/m}$$

$$- \alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{40}{250} = 0,84$$

$$- V_d < V_{Rd2} \text{ OK!}$$

- Deformação Aba S1

$$- \text{Flecha imediata} = a_{t,0} = 0,000004 \text{ cm}$$

- Verificação da seção no Estádio II

$$- M_{at} = M_{a,cqp} = 2,4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$- M_r = \alpha \cdot \frac{f_{ct,m}}{y_t} \cdot I_c = 1,5 \cdot \frac{3510}{0,10} \cdot 6,67 \cdot 10^{-4} = 35,12 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Momento de fissuração)}$$

$$- y_t = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm ou } 0,10 \text{ m}$$

$$- \alpha = 1,5 \text{ (seção retangular)}$$

$$- I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,20^3}{12} = 6,67 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \text{ ou}$$

$$- f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51 \text{ Mpa ou } 3510 \text{ KPa}$$

- Sendo $M_{at} < M_r \rightarrow$ Seção no estágio I

- Efeito fluência

$$- \alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50 \cdot \rho'} \text{ sendo } \rightarrow - \alpha_f = \frac{2 - 0,54}{1 + 50 \cdot 0} = 1,46$$

$$- \text{Flecha total} = a_{t,\infty} = a_{t,0} \cdot (1 + \alpha_f) = 0,000004 \cdot (1 + 1,46) = 0,00001 \text{ cm}$$

$$\text{- Flecha limite } a_{\text{lim}} = \left(\frac{40}{250}\right) = 0,16\text{cm}$$

- Sendo $a_{t,\infty} \leq a_{\text{lim}}$ **OK!**

Tensão admissível na fundação

A favor da segurança serão calculadas as rupturas geral e local para argila arenosa e será considerado o menor valor entre elas para a determinação da tensão admissível. Foram adotados os seguintes parâmetros de solo baseados em correlações com SPT e experiência do autor.

P/ sapata circular

$Z = 2B = 2 \cdot 3\text{m} = 6\text{m}$ – Profundidade do bulbo de tensões

$$N_{\text{SPT}_m} = \frac{6+8+11+9+11+9}{6} = 9 \text{ – Nspt médio do bulbo de tensões}$$

- $c = 22\text{kN/m}^2$ - coesão do solo
- $\gamma = 18\text{kN/m}^3$ - peso específico do solo saturado
- $\gamma_{\text{sub}} = 18 - 10 = 8\text{kN/m}^3$ - peso específico do solo submerso
- $q = \gamma_{\text{sub}} \cdot h = 8 \cdot 4,75 = 38\text{kN/m}^2$ - sobrecarga na cota de assentamento da fundação
- $h = 4,75\text{m}$ - distância da superfície do solo até a cota de assentamento da fundação

Ruptura geral

- $\varphi = 28^\circ$ - ângulo de atrito do solo
- $\text{tg } \varphi = 0,53$
- $N_c = 25,80$; $N_q = 14,72$; $N_\gamma = 16,72$; $(N_q/N_c) = 0,57$ – (tabela 13)
- S_c , S_q e S_γ (tabela 12)

$$S_c = 1 + (N_q/N_c) = 1 + 0,57 = 1,57$$

$$S_q = 1 + \text{tg } \varphi = 1 + 0,53 = 1,53$$

$$S_\gamma = 0,60$$

$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$, para solos compactos ou rijos (Ruptura geral);

$$\sigma_r = (22 \cdot 25,80 \cdot 1,57) + (38 \cdot 14,72 \cdot 1,53) + (0,5 \cdot 8 \cdot 3 \cdot 16,72 \cdot 0,60) = 1867 \text{ kPa}$$

Ruptura local

- $\text{tg } \varphi^* = 0,667 \text{ tg } \varphi = 0,667 \text{ tg } (28^\circ) = 0,35$
- $\varphi^* = \text{tg}^{-1}(\varphi^*) = \text{tg}^{-1}(0,35) = 19,5^\circ$

- $c' = (2/3) \cdot c = (2/3) \cdot 22 = 14,67 \text{ kN/m}^2$
- $N'c = 13,93$; $N'q = 5,80$; $N'\gamma = 4,68$; $(N'q/N'c) = 0,42$ – (tabela 13)
- S_c , S_q e S_γ (tabela 12)

$$S_c = 1 + (N'q/N'c) = 1 + 0,42 = 1,42$$

$$S_q = 1 + \text{tg } \varphi^* = 1 + 0,35 = 1,35$$

$$S_\gamma = 0,60$$

$$\sigma_r = c' \cdot N'c \cdot S_c + q \cdot N'q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N'\gamma \cdot S_\gamma, \text{ para solos moles ou fofo (Ruptura}$$

local);

$$\sigma_r = (14,67 \cdot 13,93 \cdot 1,42) + (38 \cdot 5,80 \cdot 1,35) + (0,5 \cdot 8 \cdot 3 \cdot 4,68 \cdot 0,60) = 621 \text{ kPa}$$

$$\sigma_a = \sigma_r / FS$$

$$\sigma_a = 621 / 3 = 207 \text{ kPa}$$

Onde:

- σ_a é a tensão admissível adotada para cálculo
- σ_r é a tensão de ruptura
- FS é o fator de segurança global (Adotado 3.0)

Tensão atuante

- área total de contato = $3,00^2 \text{ m} \cdot \pi \cdot 0,25 = 7,07 \text{ m}^2$

- Peso Próprio

- Laje de fundo = $(3,00^2 \text{ m} \cdot \pi \cdot 0,25) \cdot 0,25 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 44,18 \text{ kN}$

- Paredes = $(4,40 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 2,75 \text{ m} \cdot \pi) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 237,58 \text{ kN}$

- Aba S1 = $0,105 \text{ m}^2 \cdot 3,30 \text{ m} \cdot \pi \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 27,21 \text{ kN}$

- Peso laje de topo = $(3,00^2 \text{ m} \cdot \pi \cdot 0,25 \cdot 0,20) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 35,34 \text{ kN}$

- Peso Parede defletora = $0,60 \text{ m}^3 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 15 \text{ kN}$

- Total Peso Próprio = 359,31 kN

- Peso Água Máximo = $(2,50^2 \cdot \pi \cdot 0,25) \cdot 4,40 \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 = 215,98 \text{ kN}$

- Enchimento = $0,30 \text{ m}^3 \cdot 24 \text{ kN/m}^3 = 7,20 \text{ kN/m}^2$

- Revestimento

- Laje de fundo = $2,50^2 \text{ m} \cdot \pi \cdot 0,25 \cdot 1,5 \text{ kN/m}^2 = 7,36 \text{ kN}$

- Laje de topo = $3,00^2 \text{ m} \cdot \pi \cdot 0,25 \cdot 1,5 \text{ kN/m}^2 = 10,61 \text{ kN}$

- Cunha de solo sobre aba S1 = $(0,30\text{m} \cdot 3,30\text{m} \cdot \pi) \cdot 1\text{m} \cdot 21\text{kN/m}^3 = 65,31\text{kN}$
- Total Carga Permanente = 665,77kN
- Sobrecarga
 - Laje de topo = $3,00^2\text{m} \cdot \pi \cdot 0,25 \cdot 3\text{kN/m}^2 = 21,20\text{kN}$

- Empuxos Verticais:

- Solo

A favor da segurança, para a verificação da tensão admissível, será considerado os empuxos verticais com o peso específico do solo saturado.

- $E_{a,s}$ – Empuxo ativo solo (h=4,75m)
- $E_{a,s} = \frac{k_a \cdot \rho_s \cdot h^2}{2} = \frac{0,439 \cdot 21 \cdot 4,75^2}{2} = 104\text{kN/m}$
- $E_{av} = E_a \cdot \sin(\alpha + \delta) = 104 \cdot \sin(0+13) = 23,4\text{kN/m}$ (Parcela Vertical)
 - Paredes = $23,40\text{kN/m} \cdot 3,00\text{m} \cdot \pi = 220,54\text{kN}$
- Sobrecarga
 - Paredes = $9,38\text{kN/m} \cdot 3,00\text{m} \cdot \pi = 88,40\text{kN}$
- Total empuxos verticais = 308,94kN
- Total carregamentos verticais = 995,91kN
- $\sigma_{med} = \frac{995,91}{7,07} = 140,86\text{kN/m}^2$

$$\sigma_a = 207\text{kPa} \geq \sigma_{med} = 140,86\text{kPa} - \mathbf{Ok}$$

Verificação a flutuação

Para a verificação à flutuação serão considerados duas condições de carregamento:

- (CCN) – Condição de Carregamento Normal
 - Nível freático na cota máxima normal, indicado pelo relatório de sondagem.
 - $F_{sa} = \frac{\sum Vr}{\sum U} \geq 1,3$
- (CCE) – Condição de Carregamento Excepcional
 - Nível freático na cota do terreno.
 - $F_{sa} = \frac{\sum Vr}{\sum U} \geq 1,1$

$$\Sigma U = h_a \cdot \rho_a \cdot A_b$$

sendo,

ΣV_r = Somatório de forças verticais resistentes (kN)

ΣU = Somatório de forças de subpressão(kN)

ρ_a = Peso específico da água

h_a = Diferença de cota entre a superfície do nível freático e a base da estrutura

A_b = Área da base da estrutura

- Abas

As abas foram adicionadas na estrutura com o objetivo de receber uma contribuição do peso do solo para a resistência da estrutura a subpressão causada pelo nível de água. A área da seção transversal da massa de solo atuando passivamente sobre as abas é definida por um trapézio com um ângulo α , a favor da segurança, equivalente a 45° , como demonstrado na figura a seguir.

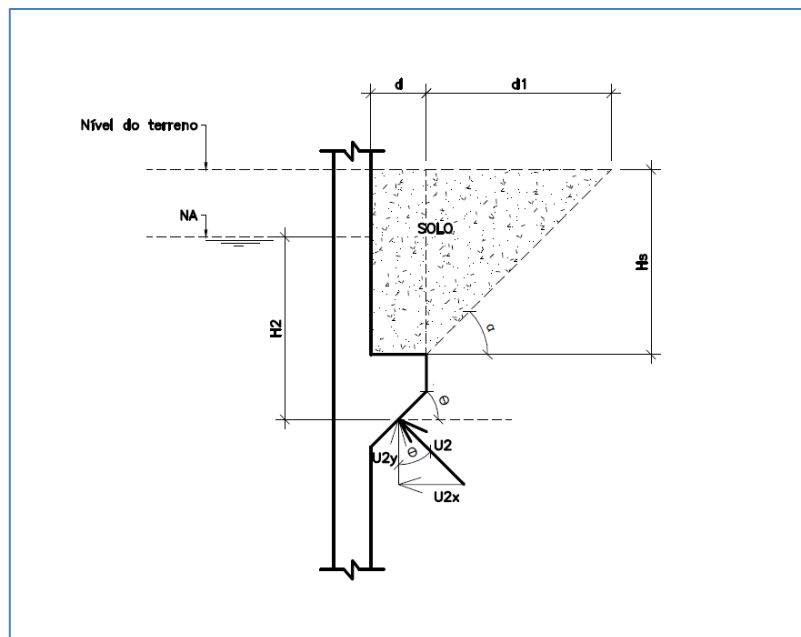


Figura 24 - Forças resistentes e forças atuantes nas abas

- H_s = Altura da camada de solo sobre o dente

- d = largura da aba

- L = comprimento total da aba

$$- d1 = \left(\frac{Hs}{\tan(\alpha)} \right)$$

- V_{solo} = Volume da massa de solo atuando passivamente sobre a aba

Como a estrutura do poço de sucção é circular o volume do solo de contribuição na aba será calculado pelo tronco de cone total menos o volume do poço.

$$- V_{\text{solo}} = \left\{ \left(\frac{\pi \cdot H_s}{3} \right) \cdot [(R_{\text{poço}} + d + d1)^2 + (R_{\text{poço}} + d + d1) \cdot d + d^2] \right\} - (R_{\text{poço}}^2 \cdot \pi \cdot H_s)$$

Com a finalidade de reduzir o efeito da subpressão da água atuante na aba, a base da mesma foi projetada com a seção inclinada, como é possível observar na figura anterior. Dessa maneira a parcela vertical da força de subpressão atuante na base da aba é dada por:

$$U_2 = H_2 \cdot \rho_a$$

$$U_{2y} = U_2 \cdot \cos(\Theta) \cdot A_d - \text{Parcela vertical da subpressão atuante na base da aba}$$

sendo,

H_2 = Diferença de cota entre a superfície do nível freático e a altura média da base da aba

ρ_a = 10kN/m³ - Peso específico da água

A_d = Área de projeção da base da aba

Θ = ângulo de inclinação da base da aba

Forças resistentes (Σv_r)

- Peso próprio

$$- \text{Laje de fundo} = (3,00^2 \text{m} \cdot \pi \cdot 0,25) \cdot 0,25 \cdot 25 \text{kN/m}^3 = 44,18 \text{kN}$$

$$- \text{Paredes} = ((4,40 \text{m} \cdot 0,25 \text{m} \cdot 2,75 \text{m} \cdot \pi)) \cdot 25 \text{kN/m}^3 = 237,58 \text{kN}$$

$$- \text{Aba S1} = (0,105 \text{m}^2 \cdot 3,30 \text{m} \cdot \pi) \cdot 25 \text{kN/m}^3 = 27,21 \text{kN}$$

$$- \text{Peso laje de topo} = (3,00^2 \text{m} \cdot \pi \cdot 0,25) \cdot 0,20 \cdot 25 \text{kN/m}^3 = 35,34 \text{kN}$$

$$- \text{Peso Parede defletora} = 0,60 \text{m}^3 \cdot 25 \text{kN/m}^3 = 15 \text{kN}$$

$$- \text{Total peso próprio} = 359,31 \text{kN}$$

- Peso da cunha de solo sobre a aba

- H_s = 1,00m - Altura da camada de solo sobre a aba

- d = 0,30m - largura da aba

- α = 45°

- $R_{\text{poço}}$ = 1,50m

$$- d1 = \left(\frac{H_s}{\tan(\alpha)} \right) = \left(\frac{1,00 \text{m}}{\tan(45^\circ)} \right) = 1,00 \text{m}$$

- V_{solo} = Volume da massa de solo atuando passivamente sobre a aba

$$- V_{\text{solo}} = \left\{ \left(\frac{\pi \cdot H_s}{3} \right) \cdot [(R_{\text{poço}} + d + d_1)^2 + (R_{\text{poço}} + d + d_1) \cdot (d + R_{\text{poço}}) + (d + R_{\text{poço}})^2] - (R_{\text{poço}}^2 \cdot \pi \cdot H_s) \right\}$$

$$- V_{\text{solo}} = \left\{ \left(\frac{\pi \cdot 1,00}{3} \right) \cdot [(1,50 + 1,30)^2 + (1,50 + 1,30) \cdot (0,30 + 1,50) + (0,30 + 1,50)^2] - (1,50^2 \cdot \pi \cdot 1,00) \right\}$$

$$- V_{\text{solo}} = 9,81 \text{ m}^3$$

Como para a EEEB1 foram realizados dois furos de sondagem que apresentaram características de solo diferentes, a favor da segurança, será realizada a verificação da flutuação, considerando o solo sobre a aba com o peso específico de argila arenosa.

- $\rho_{s \text{ nat}} = 18 \text{ kN/m}^3$ - Peso específico do solo natural

- $\rho_s = 18 \text{ kN/m}^3$ - Peso específico do solo saturado

- $\rho_{s \text{ sub}} = \rho_s - \rho_a = 18 - 10 = 8 \text{ kN/m}^3$ - Peso específico do solo submerso

P/CCN

Como o nível freático apresentado pelo perfil de sondagem está abaixo da face da aba, para condições normais de carregamento, a massa de solo sobre a mesma será considerada com peso específico natural.

$$\text{Solo}_{s1} = V_{\text{solo}} \cdot \rho_{\text{nat}} = 9,81 \text{ m}^3 \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = 176,58 \text{ kN}$$

$$\Sigma V_r = 359,31 + 176,58 = 535,89 \text{ kN}$$

P/CCE

Para a condição de carregamento excepcional, em que o nível freático corresponde ao nível do terreno, a massa de solo sobre a aba será considerada com peso específico submerso.

$$\text{Solo}_{s1 - \text{par}1,5b} = V_{\text{solo}} \cdot \rho_{\text{sub}} = 9,81 \text{ m}^3 \cdot 8 \text{ kN/m}^3 = 78,48 \text{ kN}$$

$$\Sigma V_r = 359,31 + 78,48 = 437,79 \text{ kN}$$

(CCN) – Condição de Carregamento Normal

- NA = E.L.: +0,435 - Nível freático

- $h_a = 3,30 \text{ m}$

$$- F_{s_a} = \frac{\Sigma V_r}{\Sigma U} \geq 1,3$$

$$- F_{s_a} = \frac{535,89}{233,26} = 2,30 \geq 1,3 \text{ OK!}$$

Forças atuantes (ΣU)

$$\Sigma U = (h_a \cdot \rho_a \cdot A_b) + U_{2y} = 3,30\text{m} \cdot 10\text{kN/m}^3 \cdot (3,00^2 \cdot \pi \cdot 0,25) + 0 = 233,26\text{kN}$$

$$U_{2y} = H_2 \cdot \rho_a \cdot \cos(\Theta) \cdot A_d = 0\text{kN}$$

$$\Theta = 45^\circ$$

$$H_2 = 0,00\text{m}$$

(CCE) – Condição de Carregamento Excepcional

- NA = E.L.: +1,885 - Nível freático

- $h_a = 4,75\text{m}$

$$- F_{Sa} = \frac{\Sigma V_r}{\Sigma U} \geq 1,1$$

$$- F_{Sa} = \frac{437,79}{365,46} = 1,20 \geq 1,1 \text{ OK!}$$

Forças atuantes (ΣU)

$$\Sigma U = [h_a \cdot \rho_a \cdot A_b] + U_{2y} = [4,75\text{m} \cdot 10\text{kN/m}^3 \cdot (3,00^2 \text{m} \cdot \pi \cdot 0,25)] + 29,70\text{kN} = 365,46\text{kN}$$

$$U_{2y} = H_2 \cdot \rho_a \cdot \cos(\Theta) \cdot A_d = 1,35 \cdot 10 \cdot \cos(45^\circ) \cdot 3,11 = 29,70\text{kN}$$

$$A_d = (3,60^2 \cdot \pi \cdot 0,25) - (3,00^2 \cdot \pi \cdot 0,25) = 3,11\text{m}^2$$

$$\Theta = 45^\circ$$

$$H_2 = 1,35\text{m}$$

Recalque da laje de fundo

Como para a EEEB1 foram realizados dois furos de sondagem que apresentaram características de solo diferentes, a favor da segurança, será realizada a verificação do recalque para ambos os perfis de solo.

- SP-03 = Recalque em areias - Pelo método de Schmertmann (1970) adaptado por José Carlos A. Cintra e Nelson Aoki.

$$- \rho_d = C_1 \cdot C_2 \cdot \sigma^* \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E_s} \Delta z \right) i$$

Sendo

- C_1 = Fator de correção do recalque por embutimento

- C_2 = Fator de correção do recalque pelo efeito do tempo

- σ^* = tensão líquida aplicada pela fundação

$$(\sigma^* = \sigma - q)$$

- σ = Tensão na base da fundação

- q = tensão vertical efetiva á cota de apoio da fundação
- I_z = Fator de influência na deformação á meia altura da i -ésima camada
- Δ_z = Espessura da i -ésima camada
- E_s = módulo de deformabilidade do solo

Valores de q , C_1 , C_2 , σ^*

$$- q = \rho_s \cdot z - \rho_a \cdot z_a = (21\text{kN/m}^3 \cdot 4,75\text{m}) - (10\text{kN/m}^3 \cdot 4,75) = 52,25\text{kN/m}^2$$

$\rho_s = 21\text{kN/m}^3$ - Peso específico do solo acima da cota da fundação

$\rho_a = 10\text{kN/m}^3$ - Peso específico da água

$$\sigma^* = \sigma - q = 140,86 - 52,25 = 88,61\text{kN/m}^2 \text{ ou } 0,08861 \text{ Mpa}$$

$$\sigma = 140,86\text{kN/m}^2$$

$$- C_1 = 1 - 0,5 \cdot \frac{q}{\sigma^*} = 1 - 0,5 \cdot \frac{52,25}{88,61} = 0,71$$

$$- C_2 = 1 + 0,2 \cdot \log\left(\frac{t}{0,1}\right) = 1 + 0,2 \cdot \log\left(\frac{1}{0,1}\right) = 1,20$$

$t = 1$ – Considerando 1 ano

Desenho do triângulo para o fator de influência

- Cota de assentamento da fundação = 4,75m

- $B = 3\text{m}$

- $Z_{\text{máx}} = 2 \cdot B$

- $Z_{\text{máx}} = 2 \cdot 3\text{m} = 6\text{m} + 4,75\text{m} = 10,75\text{m}$

- $Z_{LZ\text{máx}} = \frac{1}{4} \cdot z = \frac{1}{4} \cdot 6\text{m} = 1,50\text{m} + 4,75\text{m} = 6,25\text{m}$

- $I_{z\text{máx}} = 0,5 + 0,1 \cdot \sqrt{\sigma^* / \sigma_v} = 0,5 + 0,1 \cdot \sqrt{88,61 / 68,75} = 0,614$

$$\sigma_v = \rho_s \cdot Z_{LZ\text{máx}} - \rho_a \cdot z_a = (21 \cdot 6,25) - (10 \cdot 6,25) = 68,75\text{kN/m}^2$$

- $I_{z\text{inicial}} = 0,10$

- $\Delta_{z\text{máx}} = \frac{B}{2} = \frac{3}{2} = 1,50\text{m}$

- E_{si} = módulo de deformabilidade do solo

$$- E_{si} = \alpha \cdot K_i \cdot N_{\text{spt}i}$$

- α (tabela 10)

- K (tabela 11)

A figura a seguir representa o gráfico do triângulo do fator de influência:

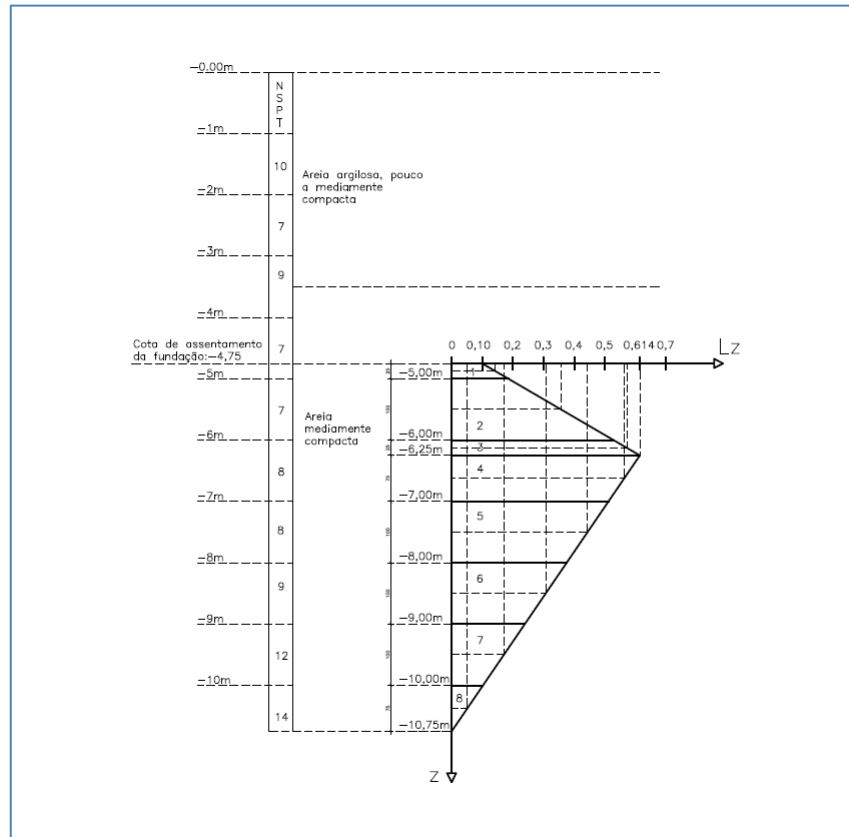


Figura 25 - Triângulo do fator de influência

Os valores extraídos do gráfico assim como os os parâmetros do solo por camada foram organizados na tabela a seguir:

Tabela 20 - Parâmetros de cada camada

Camada	Δz (m)	Z_i (m)	l_z	NSPT	α	K	E_{si} (Mpa)	$l_z \cdot \Delta z / E_s$
1	0,25	0,12	0,143	7	3	0,9	18,9	0,0019
2	1	0,75	0,357	7	3	0,9	18,9	0,0189
3	0,25	1,37	0,571	8	3	0,9	21,6	0,0066
4	0,75	1,87	0,563	8	3	0,9	21,6	0,0195
5	1	2,75	0,443	8	3	0,9	21,6	0,0205
6	1	3,75	0,307	9	3	0,9	24,3	0,0126
7	1	4,75	0,171	12	3	0,9	32,4	0,0053
8	0,75	5,62	0,051	14	3	0,9	37,8	0,001
Soma	6							0,0864

$$- \rho_d = C_1 \cdot C_2 \cdot \sigma^* \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{l_z}{E_s} \Delta z \right) i = 0,71 \cdot 1,20 \cdot 0,08861 \cdot 0,0864 = 0,0065 \text{m ou } 6,5 \text{mm}$$

$$- \rho_{\text{máx}} = 25 \text{mm (Areias)}$$

$$- \rho_d \leq \rho_{\text{máx}} \text{ OK!}$$

- SP-04 = Recalque em argila

$$- \rho_i = \sigma \cdot B \cdot \left(\frac{1 - \nu^2}{E_s} \right) \cdot I_p \text{ sendo}$$

- σ tensão média na superfície de contato

- B largura sapata flexível

- $\nu = 0,4$ coeficiente de Poisson (tabela 14)

- E_s = módulo de deformabilidade do solo

$$- E_s = \alpha \cdot K \cdot N_{\text{spt}} = 7 \cdot 0,3 \cdot 9 = 18,9 \text{MPa ou } 18.900 \text{kN/m}^2$$

- α (tabela 10)

- I_p fator de influência forma e rigidez da sapata

Sapata circular

- I_p Centro = 1,00 (tabela 16)

- I_p Borda = 0,64 (tabela 16)

- I_p Médio = 0,85 (tabela 16)

$$- \rho_{\text{centro}} = 140,86 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3000 \text{mm} \cdot \left(\frac{1 - 0,4^2}{18900 \text{kN/m}^2} \right) \cdot 1,00 = 19 \text{mm}$$

$$- \rho_{\text{canto}} = 140,86 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3000 \text{mm} \cdot \left(\frac{1 - 0,4^2}{18900 \text{kN/m}^2} \right) \cdot 0,64 = 12 \text{mm}$$

$$- \rho_{\text{médio}} = 140,86 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3000 \text{mm} \cdot \left(\frac{1 - 0,4^2}{18900 \text{kN/m}^2} \right) \cdot 0,85 = 16 \text{mm}$$

- $\rho_{\text{máx}} = 40 \text{mm}$ (Argilas)

- $\rho_i \leq \rho_{\text{máx}}$ **OK!**

4 CAIXA DE AREIA/GRADEAMENTO EEEB1

A caixa de areia e gradeamento da EEEB1 possui geometria retangular composta por paredes de concreto armado as quais estão engastadas com as lajes de fundo que trabalham similarmente a sapatas de flexão.

As paredes estão sobre ação de empuxo do solo saturado em toda a altura da face externa, sendo essa a condição mais desfavorável para o dimensionamento estrutural das paredes quando comparado com o segundo cenário onde as paredes sofrem empuxo em sentido contrário pela presença da água interna da caixa.

A modelagem computacional foi desenvolvida no software de cálculo e detalhamento estrutural CYPECAD versão 2022.h. As paredes foram modeladas como placas sobre ação do empuxo externo.

Complementarmente foram desenvolvidos análises locais com auxílio de tabelas, planilhas e ferramentas de análise estrutural.

A geometria e modelo estrutural computacional estão apresentados nas imagens seguintes:

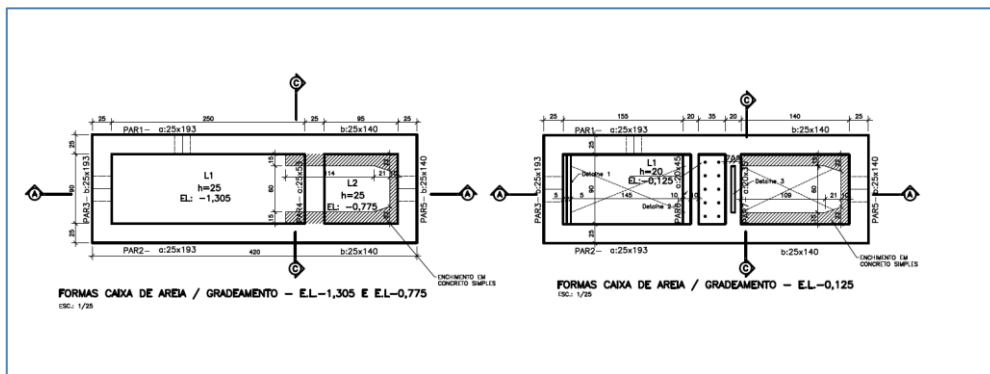


Figura 26 - Fôrmas da caixa de areia/gradeamento níveis E.L.: -1,305, E.L.: -0,0775 e E.L.: -0,125

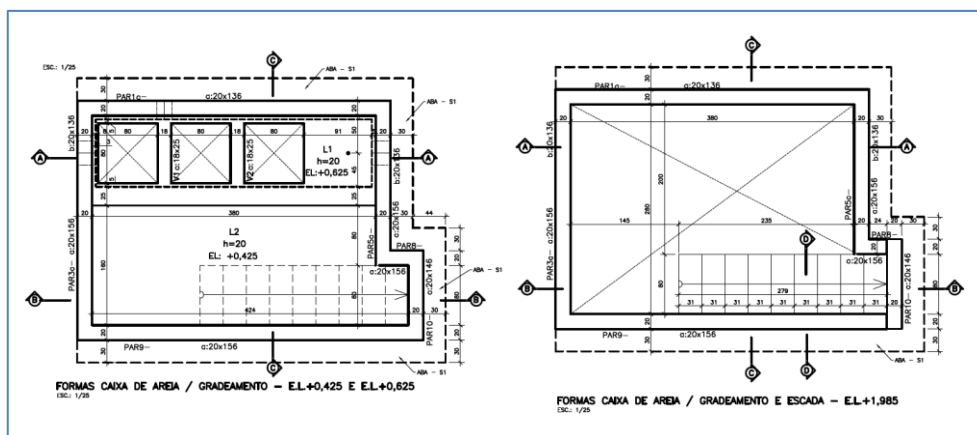


Figura 10 - Fôrmas da caixa de areia/gradeamento níveis E.L.: +0,425, E.L.: +0,625 e E.L.: +1,985

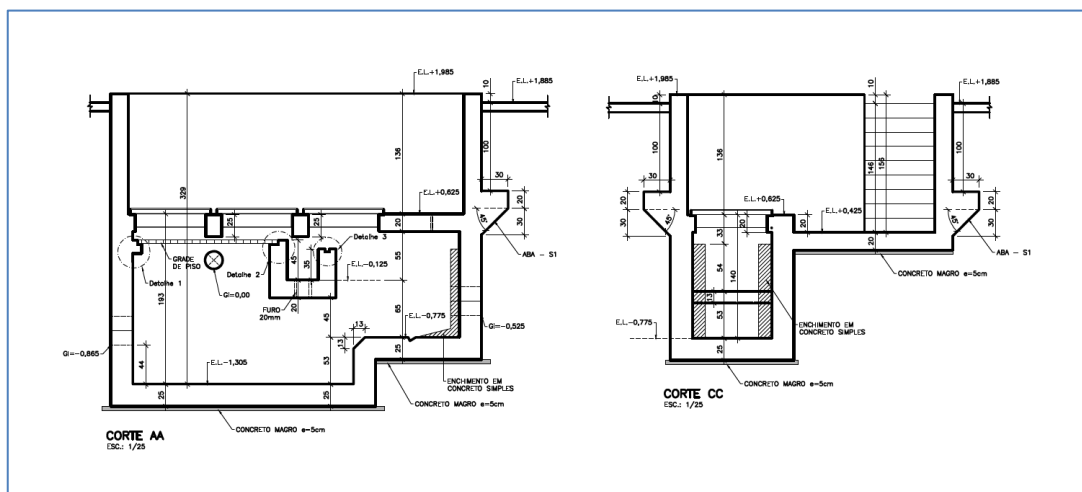


Figura 28 - Cortes AA e CC

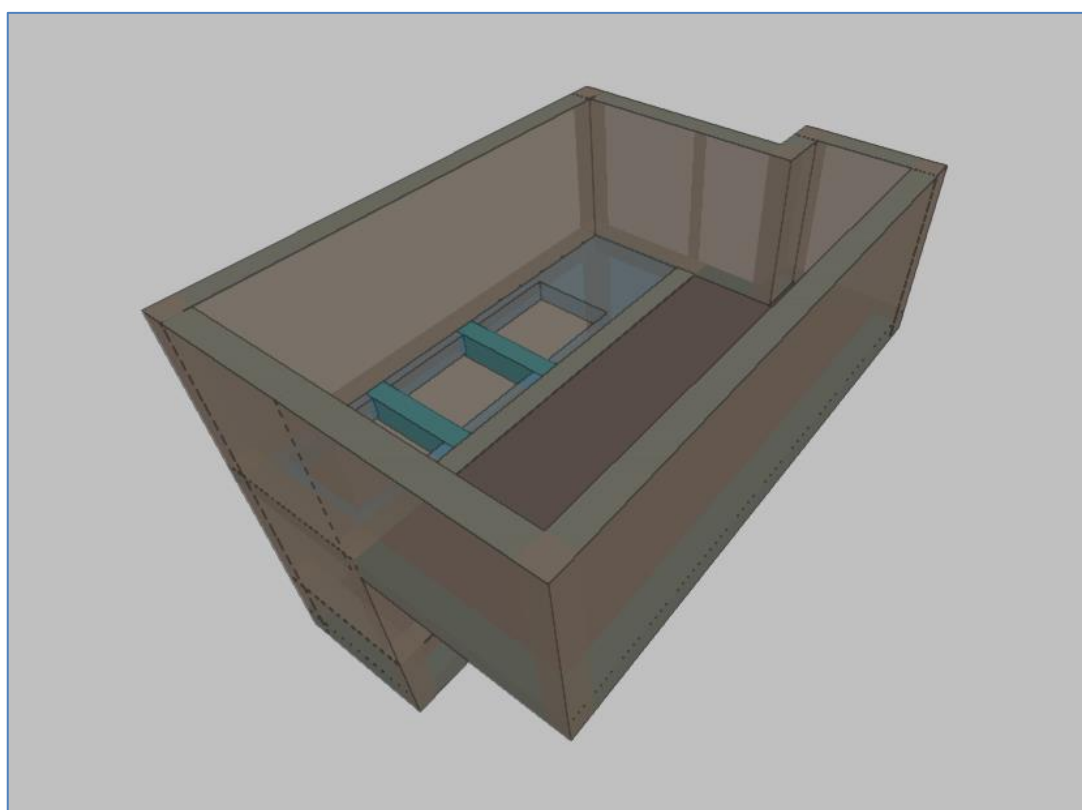


Figura 29 - Modelo Computacional

4.1 Dados Gerais

- Parâmetros Concreto e Aço

- f_{ck} (MPa) = 40Mpa

- Uso aço CA-50 e CA-60

- Cobrimento = 5cm (Estrutura em área industrial e em contato com solo – Classe Agressividade IV)

- $Y_c = 1,4$ – Coeficiente de ponderação da resistência do concreto

- $Y_s = 1,15$ – Coeficiente de ponderação da resistência do aço

- $\rho_{ca} = 25\text{kN/m}^3$ = Massa específica do concreto armado e protendido

▪ Parâmetros Geotécnicos

- Foram adotados os seguintes parâmetros baseados nas camadas superficiais dos furos SP-03 e SP-04:

- SP-03 = areia argilosa pouco a mediamente compacta, com SPT médio de 8 golpes.

- SP-04 = Argila arenosa, com SPT médio de 6 golpes.

- $\rho_s = 21\text{kN/m}^3$ - Peso específico do solo saturado (Tabela 6, definição autor)

- $\rho_a = 10\text{kN/m}^3$ - Peso específico da água

- $\rho_{s,\text{sub}} = \rho_s - \rho_a = 21-10 = 11\text{kN/m}^3$ - Peso específico do solo submerso

- $c_{ef} = 0\text{kPa}$ – Coesão do solo (Tabela 7, definição do autor)

- $\varphi_{ef} = 20^\circ$ - Ângulo de atrito interno (Tabela 8, definição do autor)

- $\delta = 13^\circ$ - Ângulo de atrito estrutura-solo (Tabela 9, definição autor)

- $\beta = 0^\circ$ - Inclinação talude a montante

- $\alpha = 0^\circ$ - Inclinação parede de contenção

4.2 Esforços atuantes

- $E_{a,s}$ – Empuxo ativo solo (h=3,44m)

$$- E_{a,s} = \frac{k_a \cdot \rho_{s,\text{sub}} \cdot h^2}{2} = \frac{0,439 \cdot 11 \cdot 3,44^2}{2} = 28,57\text{kN/m}$$

$$- K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}}\right)^2} = \frac{\cos^2(20^\circ - 0)}{\cos^2 0 \cdot \cos(0 + 13^\circ) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(20^\circ + 13^\circ) \cdot \sin(20^\circ - 0)}{\cos(0 + 13^\circ) \cdot \cos(0 - 0^\circ)}}\right)^2} = 0,439$$

- $E_{ah} = E_a \cdot \cos(\alpha + \delta) = 28,57 \cdot \cos(0 + 13) = 27,84\text{kN/m}$ (Parcela Horizontal)

- $E_{av} = E_a \cdot \sin(\alpha + \delta) = 28,57 \cdot \sin(0 + 13) = 6,43\text{kN/m}$ (Parcela Vertical)

- $E_{a,s}$ – Empuxo ativo água (h=3,44m)

$$- E_{a,s} = \frac{\rho_a \cdot h^2}{2} = \frac{10 \cdot 3,44^2}{2} = 59,16\text{kN/m}$$

- E_{aq} – Empuxo ativo sobrecarga

$$- E_{aq} = k_a \cdot q \cdot h = 0,439 \cdot 20 \cdot 3,44 = 30,20 \text{ kN/m}$$

$$- q = 20 \text{ kN/m}^2$$

$$- E_{aq,h} = E_{aq} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 30,20 \cdot \cos(0+13) = 29,43 \text{ kN/m (Parcela Horizontal)}$$

$$- E_{aq,v} = E_{aq} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 30,20 \cdot \sin(0+13) = 6,79 \text{ kN/m (Parcela Vertical)}$$

- $E_{a,s}$ – Empuxo ativo solo (h=2,91m)

$$- E_{a,s} = \frac{k_a \cdot \rho_s \cdot \text{sub} \cdot h^2}{2} = \frac{0,439 \cdot 11 \cdot 2,91^2}{2} = 20,45 \text{ kN/m}$$

$$- K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}}\right)^2} = \frac{\cos^2(20^\circ - 0)}{\cos^2 0 \cdot \cos(0 + 13^\circ) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(20^\circ + 13^\circ) \cdot \sin(20^\circ - 0)}{\cos(0 + 13^\circ) \cdot \cos(0 - 0^\circ)}}\right)^2} = 0,439$$

$$- E_{ah} = E_a \cdot \cos(\alpha + \delta) = 20,45 \cdot \cos(0+13) = 19,92 \text{ kN/m (Parcela Horizontal)}$$

$$- E_{av} = E_a \cdot \sin(\alpha + \delta) = 20,45 \cdot \sin(0+13) = 4,60 \text{ kN/m (Parcela Vertical)}$$

- $E_{a,s}$ – Empuxo ativo água (h=2,91m)

$$- E_{a,s} = \frac{\rho_a \cdot h^2}{2} = \frac{10 \cdot 2,91^2}{2} = 42,34 \text{ kN/m}$$

- E_{aq} – Empuxo ativo sobrecarga

$$- E_{aq} = k_a \cdot q \cdot h = 0,439 \cdot 20 \cdot 2,91 = 25,55 \text{ kN/m}$$

$$- q = 20 \text{ kN/m}^2$$

$$- E_{aq,h} = E_{aq} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 25,55 \cdot \cos(0+13) = 24,90 \text{ kN/m (Parcela Horizontal)}$$

$$- E_{aq,v} = E_{aq} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 25,55 \cdot \sin(0+13) = 5,75 \text{ kN/m (Parcela Vertical)}$$

- $E_{a,s}$ – Empuxo ativo solo (h=1,78m)

$$- E_{a,s} = \frac{k_a \cdot \rho_s \cdot \text{sub} \cdot h^2}{2} = \frac{0,439 \cdot 11 \cdot 1,78^2}{2} = 7,65 \text{ kN/m}$$

$$- K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}}\right)^2} = \frac{\cos^2(20^\circ - 0)}{\cos^2 0 \cdot \cos(0 + 13^\circ) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(20^\circ + 13^\circ) \cdot \sin(20^\circ - 0)}{\cos(0 + 13^\circ) \cdot \cos(0 - 0^\circ)}}\right)^2} = 0,439$$

$$- E_{ah} = E_a \cdot \cos(\alpha + \delta) = 7,65 \cdot \cos(0+13) = 7,45 \text{ kN/m (Parcela Horizontal)}$$

$$- E_{av} = E_a \cdot \sin(\alpha + \delta) = 7,65 \cdot \sin(0+13) = 1,72 \text{ kN/m (Parcela Vertical)}$$

- $E_{a,s}$ – Empuxo ativo água (h=1,78m)

$$- E_{a,s} = \frac{\rho_a \cdot h^2}{2} = \frac{10 \cdot 1,78^2}{2} = 15,84 \text{ kN/m}$$

- E_{aq} – Empuxo ativo sobrecarga

$$- E_{aq} = k_a \cdot q \cdot h = 0,439 \cdot 20 \cdot 1,78 = 15,63 \text{ kN/m}$$

$$- q = 20 \text{ kN/m}^2$$

$$- E_{aq,h} = E_{aq} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 15,63 \cdot \cos(0+13) = 15,23 \text{ kN/m (Parcela Horizontal)}$$

$$- E_{aq,v} = E_{aq} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 15,63 \cdot \sin(0+13) = 3,52 \text{ kN/m (Parcela Vertical)}$$

- $E_{a,s}$ – Empuxo ativo solo (h=1,66m)

$$- E_{a,s} = \frac{k_a \cdot \rho_s \cdot \text{sub} \cdot h^2}{2} = \frac{0,439 \cdot 11 \cdot 1,66^2}{2} = 6,65 \text{ kN/m}$$

$$- K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}}\right)^2} = \frac{\cos^2(20^\circ - 0)}{\cos^2 0 \cdot \cos(0 + 13^\circ) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(20^\circ + 13^\circ) \cdot \sin(20^\circ - 0)}{\cos(0 + 13^\circ) \cdot \cos(0 - 0^\circ)}}\right)^2} = 0,439$$

$$- E_{ah} = E_a \cdot \cos(\alpha + \delta) = 6,65 \cdot \cos(0+13) = 6,48 \text{ kN/m (Parcela Horizontal)}$$

$$- E_{av} = E_a \cdot \sin(\alpha + \delta) = 6,65 \cdot \sin(0+13) = 1,50 \text{ kN/m (Parcela Vertical)}$$

- $E_{a,s}$ – Empuxo ativo água (h=1,66m)

$$- E_{a,s} = \frac{\rho_a \cdot h^2}{2} = \frac{10 \cdot 1,66^2}{2} = 13,78 \text{ kN/m}$$

- E_{aq} – Empuxo ativo sobrecarga

$$- E_{aq} = k_a \cdot q \cdot h = 0,439 \cdot 20 \cdot 1,66 = 14,57 \text{ kN/m}$$

$$- q = 20 \text{ kN/m}^2$$

$$- E_{aq,h} = E_{aq} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 14,57 \cdot \cos(0+13) = 14,2 \text{ kN/m (Parcela Horizontal)}$$

$$- E_{aq,v} = E_{aq} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 14,57 \cdot \sin(0+13) = 3,28 \text{ kN/m (Parcela Vertical)}$$

- $E_{a,s}$ – Empuxo ativo solo (h=0,53m)

$$- E_{a,s} = \frac{k_a \cdot \rho_s \cdot \text{sub} \cdot h^2}{2} = \frac{0,439 \cdot 11 \cdot 0,53^2}{2} = 0,68 \text{ kN/m}$$

$$- K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}}\right)^2} = \frac{\cos^2(20^\circ - 0)}{\cos^2 0 \cdot \cos(0 + 13^\circ) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(20^\circ + 13^\circ) \cdot \sin(20^\circ - 0)}{\cos(0 + 13^\circ) \cdot \cos(0 - 0^\circ)}}\right)^2} = 0,439$$

$$- E_{ah} = E_a \cdot \cos(\alpha + \delta) = 0,68 \cdot \cos(0+13) = 0,66 \text{ kN/m (Parcela Vertical)}$$

$$- E_{av} = E_a \cdot \sin(\alpha + \delta) = 0,68 \cdot \sin(0+13) = 0,15 \text{ kN/m (Parcela Vertical)}$$

- $E_{a,s}$ – Empuxo ativo água (h=0,53m)

$$- E_{a,s} = \frac{\rho_a \cdot h^2}{2} = \frac{10 \cdot 0,53^2}{2} = 1,40 \text{ kN/m}$$

- E_{aq} – Empuxo ativo sobrecarga
- $E_{aq} = k_a \cdot q \cdot h = 0,439 \cdot 20 \cdot 0,53 = 4,65 \text{ kN/m}$
- $q = 20 \text{ kN/m}^2$
- $E_{aq,h} = E_{aq} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 4,65 \cdot \cos(0+13) = 4,53 \text{ kN/m}$ (Parcela Horizontal)
- $E_{aq,v} = E_{aq} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 4,65 \cdot \sin(0+13) = 1,05 \text{ kN/m}$ (Parcela Vertical)
- P_{lf1} – Peso Laje fundo – E.L.: -1,305
- Peso Água Máximo = $1,73 \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 = 17,3 \text{ kN/m}^2$
- Enchimento = $2 \cdot 0,15 \text{ m} \cdot 1,60 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m} \cdot 24 \text{ kN/m}^3 / (2,75 \text{ m} \cdot 1,15 \text{ m}) = 1,82 \text{ kN/m}^2$
- Revestimento = $1,5 \text{ kN/m}^2$
- Peso Próprio = $0,25 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 6,25 \text{ kN/m}^2$
- Peso Paredes e lajes apoiadas
 - Par1a = $((2,75 \cdot 0,25 \cdot 2,18) + (2,75 \cdot 0,20 \cdot 1,36)) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 56,17 \text{ kN}$
 - Aba S1_{Par1a} = $0,105 \text{ m}^2 \cdot 3 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 7,88 \text{ kN}$
 - Peso da cunha de solo sobre aba S1_{Par1a} = $0,30 \cdot 1 \text{ m} \cdot 3 \text{ m} \cdot 21 \text{ kN/m}^3 = 18,9 \text{ kN}$
 - Par2a = $(2,75 \cdot 0,25 \cdot 2,18) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 37,47 \text{ kN}$
 - Par3b = $((1,40 \cdot 0,25 \cdot 2,18) + (1,40 \cdot 0,20 \cdot 1,36)) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 28,6 \text{ kN}$
 - Par4 = $(0,78 \cdot 0,25 \cdot 0,90) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 4,39 \text{ kN}$
 - Par6, Par7, laje e vigas = $0,31 \text{ m}^3 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 7,75 \text{ kN}$
 - Total = $\frac{161,16 \text{ kN}}{2,75 \cdot 1,15} = 50,96 \text{ kN/m}^2$
- TOTAL = $77,83 \text{ kN/m}^2$
- P_{lf2} – Peso Laje fundo – E.L.: -0,775
- Peso Água Máximo = $1,20 \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 = 12 \text{ kN/m}^2$
- Enchimento = $0,40 \cdot 24 \text{ kN/m}^3 / (1,20 \text{ m} \cdot 1,15 \text{ m}) = 7 \text{ kN/m}^2$
- Revestimento = $1,5 \text{ kN/m}^2$
- Peso Próprio = $0,25 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 6,25 \text{ kN/m}^2$
- Peso Paredes e lajes apoiadas
 - Par1b = $((0,95 \cdot 0,25 \cdot 1,65) + (0,95 \cdot 0,20 \cdot 1,36)) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 16,26 \text{ kN}$

- Aba $S_{1_{Par1b}} = 0,105m^2 \cdot 1,20m \cdot 25kN/m^3 = 3,15kN$
- Peso da cunha de solo sobre aba $S_{1_{Par1b}} = 0,30 \cdot 1m \cdot 1,20m \cdot 21kN/m^3 = 7,56kN$
- $Par2b = (0,95 \cdot 0,25 \cdot 1,65) \cdot 25kN/m^3 = 9,8kN$
- $Par5b = ((1,40 \cdot 0,25 \cdot 1,65) + (1,40 \cdot 0,20 \cdot 1,36)) \cdot 25kN/m^3 = 23,96kN$
- Aba $S_{1_{Par5b}} = 0,105m^2 \cdot 1,70m \cdot 25kN/m^3 = 4,46kN$
- Peso da cunha de solo sobre aba $S_{1_{Par5b}} = 0,30 \cdot 1m \cdot 1,70m \cdot 21kN/m^3 = 10,71kN$
- Laje E.L.: +0,625 = $0,90 \cdot 1,01 \cdot 0,20 \cdot 25kN/m^3 = 4,55kN$

$$- \text{Total} = \frac{80,45kN}{1,20 \cdot 1,15} = 58,30kN/m^2$$

$$- \text{TOTAL GERAL} = 85,05kN/m^2$$

$$- P_{L1} - \text{Peso Laje} - \text{E.L.: +0,625}$$

$$- \text{Sobrecarga} = 3kN/m^2$$

$$- \text{Revestimento} = 1,5kN/m^2$$

$$- \text{Peso Próprio} = 0,20m \cdot 25kN/m^3 = 5kN/m^2$$

$$\text{TOTAL} = 9,5kN/m^2$$

$$- P_{L2} - \text{Peso Laje} - \text{E.L.: +0,425}$$

$$- \text{Sobrecarga} = 3kN/m^2$$

$$- \text{Revestimento} = 1,5kN/m^2$$

$$- \text{Peso Próprio} = 0,20m \cdot 25kN/m^3 = 5kN/m^2$$

$$- \text{Peso da escada} = (0,8m \cdot 2 \cdot 16,15kN/m) / 7,74m^2 = 3,34kN/m^2$$

$$- \text{Peso Paredes}$$

$$- Par3a = (1,80 \cdot 0,20 \cdot 1,76) \cdot 25kN/m^3 = 15,84kN$$

$$- Par5a = (0,80 \cdot 0,20 \cdot 1,76) \cdot 25kN/m^3 = 7,04kN$$

$$- Aba $S_{1_{Par5a}} = 0,105m^2 \cdot 0,60m \cdot 25kN/m^3 = 1,58kN$$$

$$- \text{Peso da cunha de solo sobre aba } S_{1_{Par5a}} = 0,30 \cdot 1m \cdot 0,60m \cdot 21kN/m^3 = 3,78kN$$

$$- Par8 = (0,24 \cdot 0,20 \cdot 1,76) \cdot 25kN/m^3 = 2,11kN$$

$$- Aba $S_{1_{Par8}} = 0,105m^2 \cdot 0,14m \cdot 25kN/m^3 = 0,37kN$$$

$$- \text{Peso da cunha de solo sobre aba } S_{1_{Par8}} = 0,30 \cdot 1m \cdot 0,14m \cdot 21kN/m^3 = 0,88kN$$

- Par9 = $(4,24 \cdot 0,20 \cdot 1,76) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 37,31\text{kN}$

- Aba S1_{Par9} = $0,105\text{m}^2 \cdot 4,64\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 12,18\text{kN}$

- Peso da cunha de solo sobre aba S1_{Par9} = $0,30 \cdot 1\text{m} \cdot 4,64\text{m} \cdot 21\text{kN/m}^3 = 29,23\text{kN}$

- Par10 = $(1,20 \cdot 0,20 \cdot 1,66) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 9,96\text{kN}$

- Aba S1_{Par10} = $0,105\text{m}^2 \cdot 1,80\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 4,73\text{kN}$

- Peso da cunha de solo sobre aba S1_{Par10} = $0,30 \cdot 1\text{m} \cdot 1,80\text{m} \cdot 21\text{kN/m}^3 = 11,34\text{kN}$

- Total = $\frac{136,35\text{kN}}{7,74\text{m}^2} = 17,61\text{kN/m}^2$

- TOTAL GERAL = $30,50\text{kN/m}^2$

4.3 Análise estrutural e dimensionamento

- Esforços solicitantes e dimensionamento estrutural

- Paredes

As paredes 01 e 09 serão utilizadas como referência para avaliação dos esforços solicitantes e dimensionamento estrutural das paredes de concreto. Abaixo seguem imagens dos gráficos dos principais esforços separados por hipóteses, assim como a deformada para que seja possível analisar o comportamento da estrutura sob a ação dos esforços. Na sequência a tabela resumo de todos os esforços máximos que serão utilizados para o dimensionamento da estrutura.

Para a representação serão apresentados os gráficos de esforços devido ao empuxo externo, considerando que é a hipótese que produz os esforços mais significativos nas paredes da caixa.

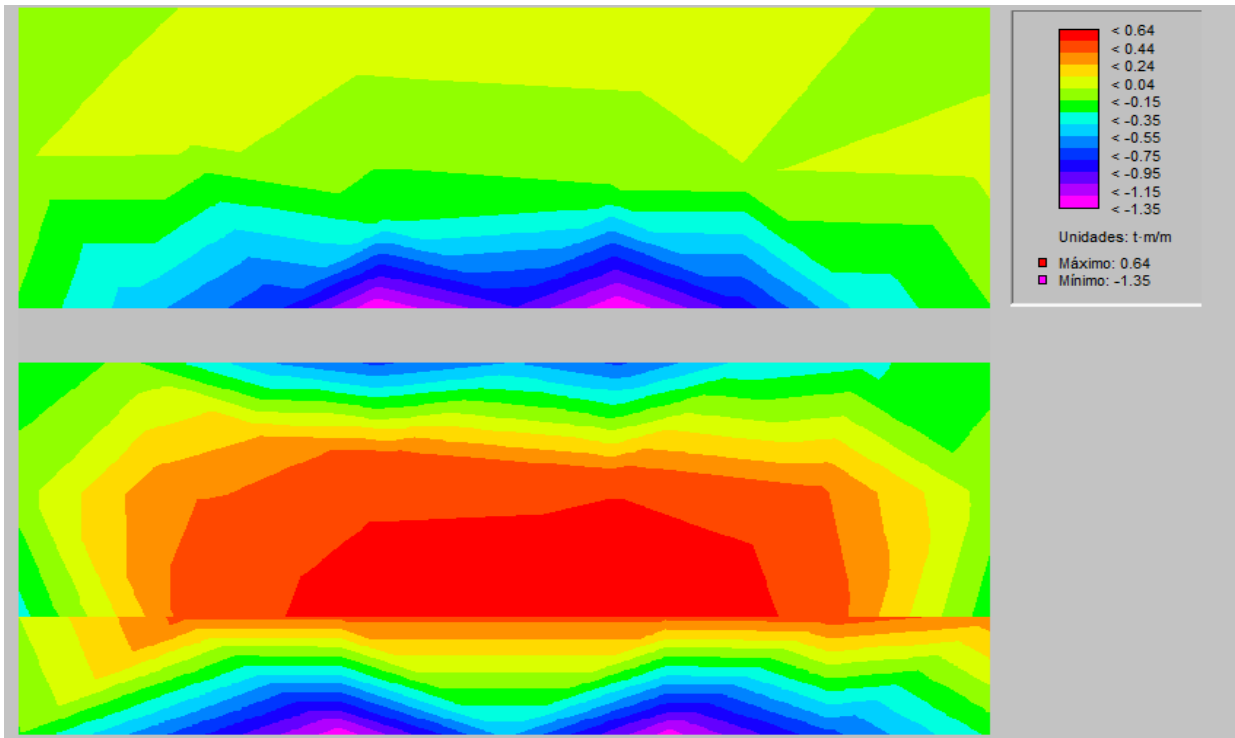


Figura 11 - Momento vertical – Empuxo externo – Parede 1

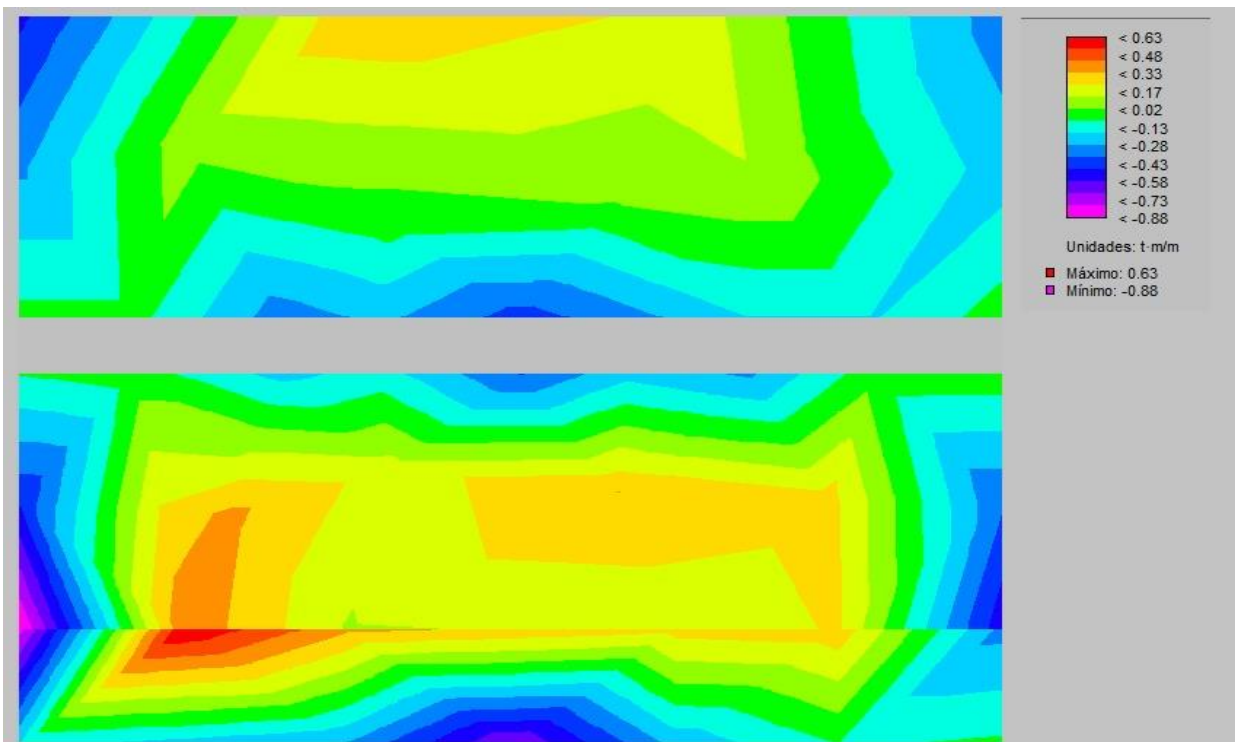


Figura 31 - Momento horizontal – Empuxo externo – Parede 1

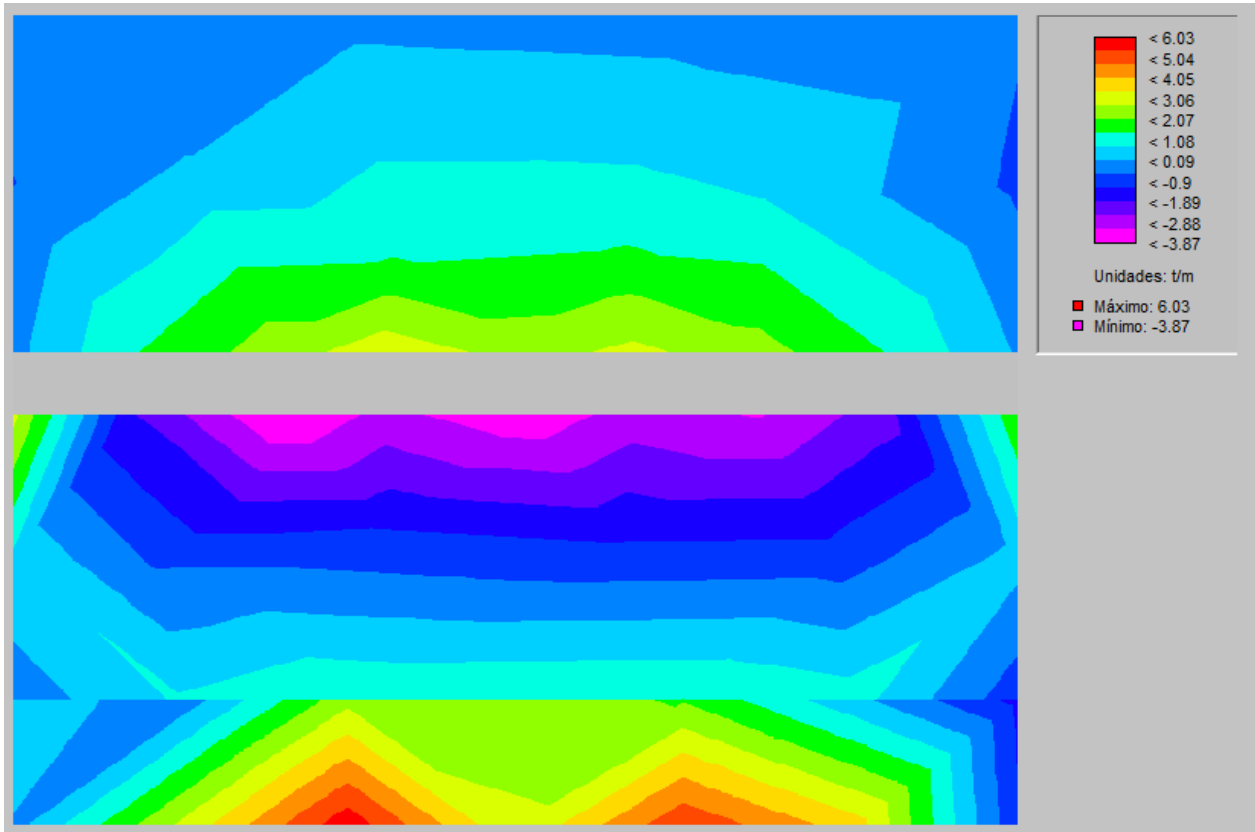


Figura 32 - Cortante Vertical – Empuxo Externo – Parede 1

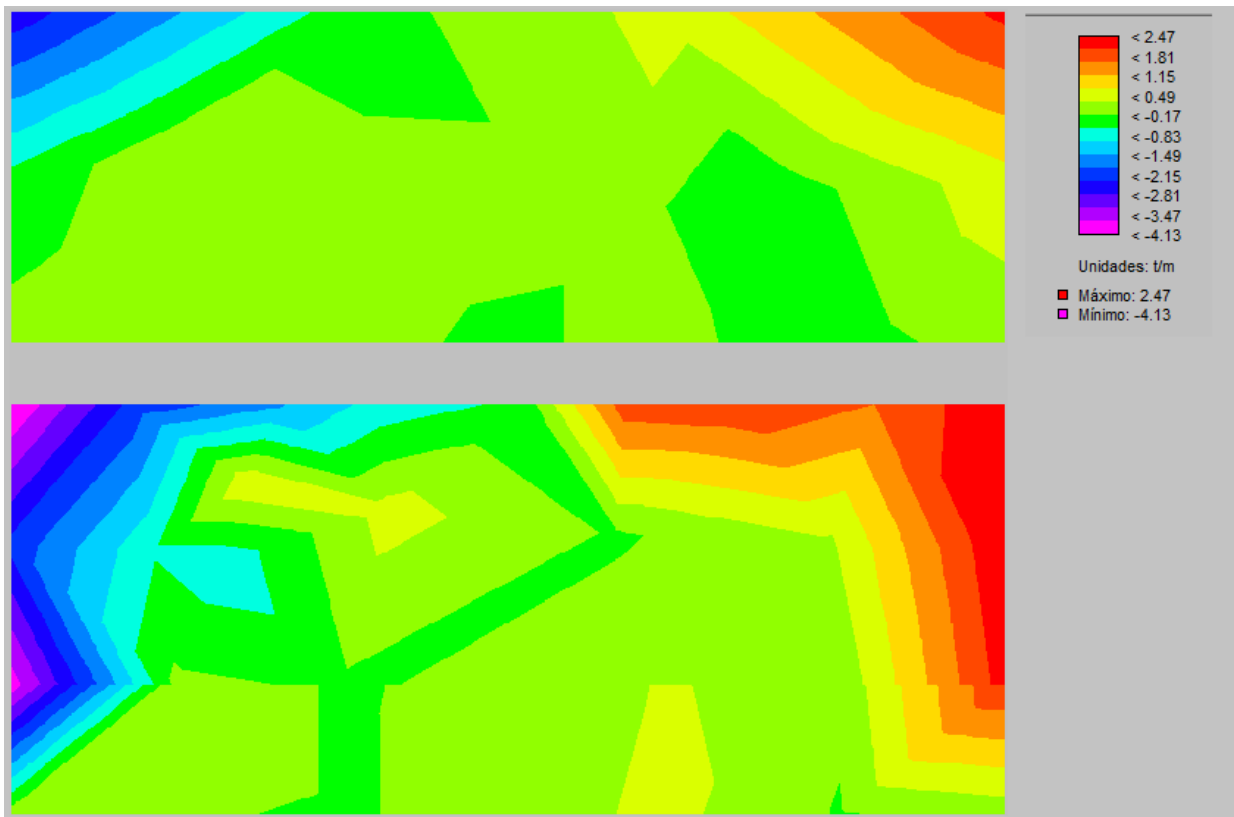


Figura 33 - Cortante Horizontal – Empuxo Externo Parede 1

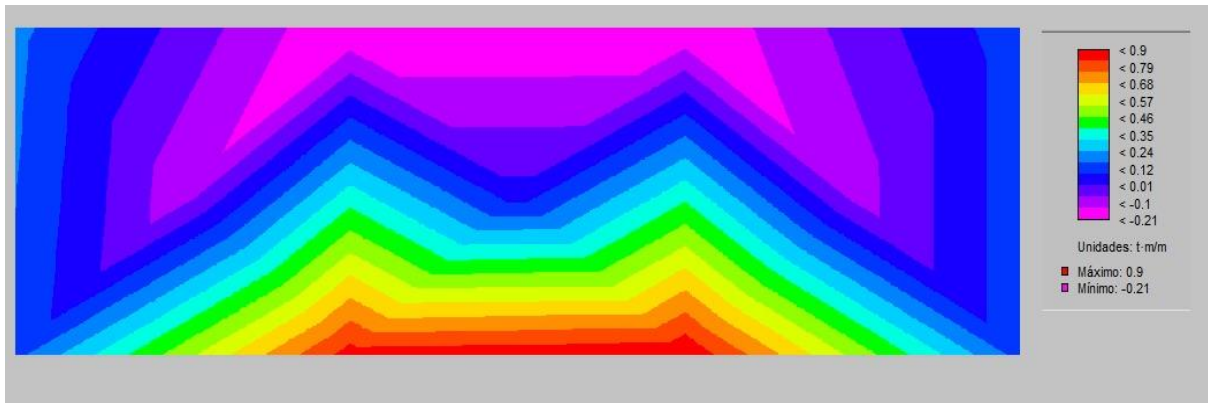


Figura 34 - Momento Fletor vertical – Empuxo externo – Parede 9

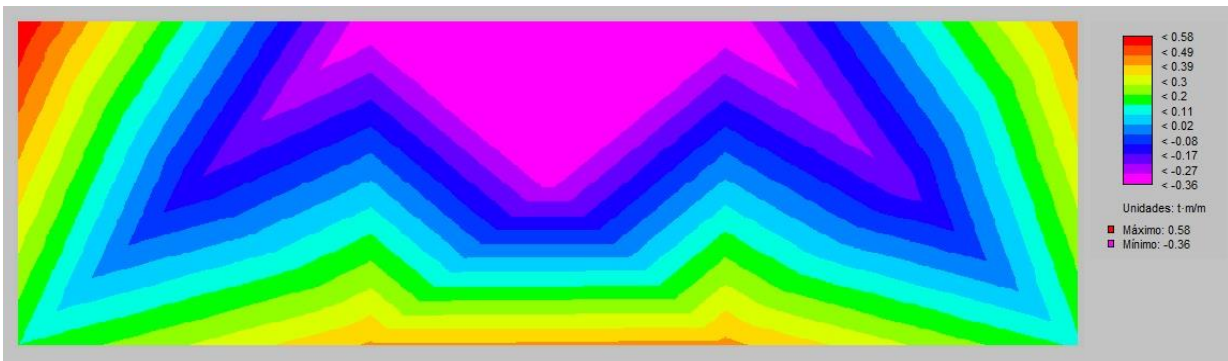


Figura 35 - Momento fletor horizontal – Empuxo externo – Parede 9

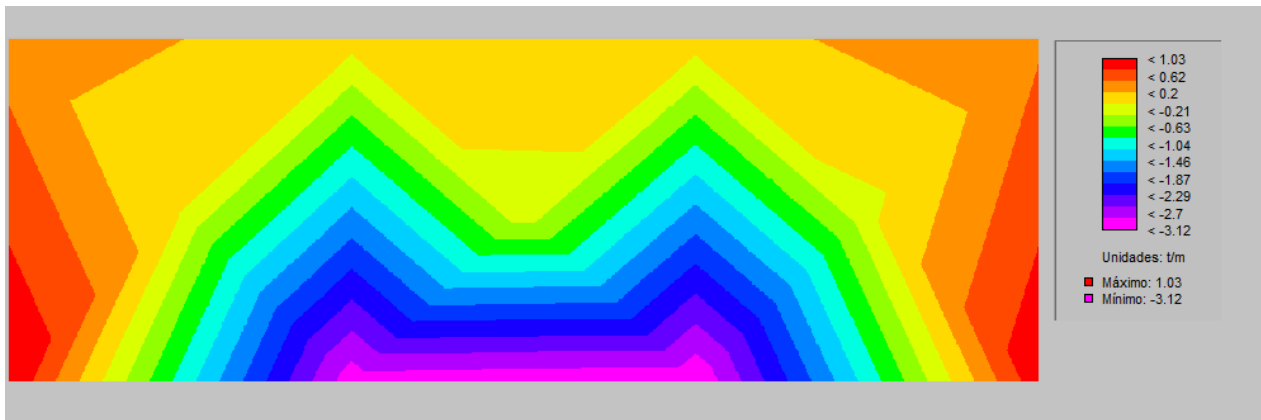


Figura 36 - Cortante Vertical – Empuxo externo – Parede 9

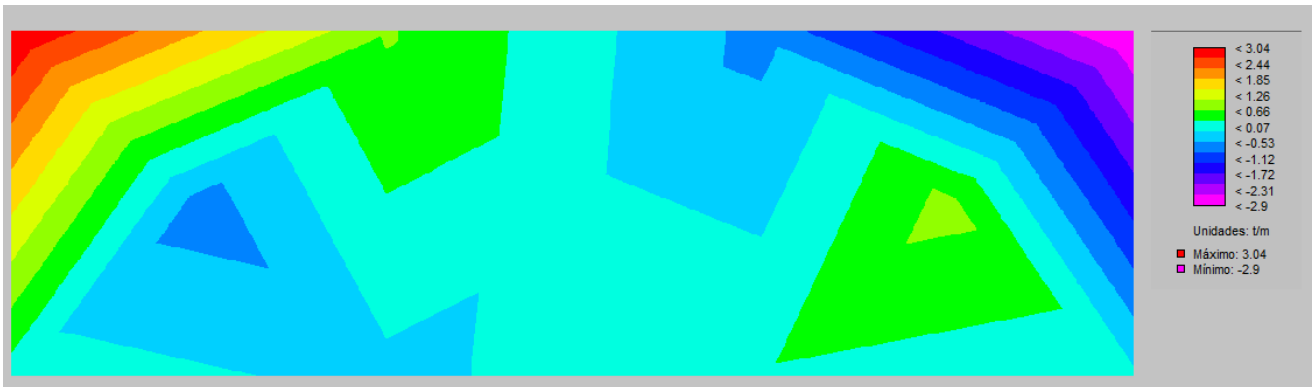


Figura 37 - Cortante Horizontal – Empuxo externo – Parede 9

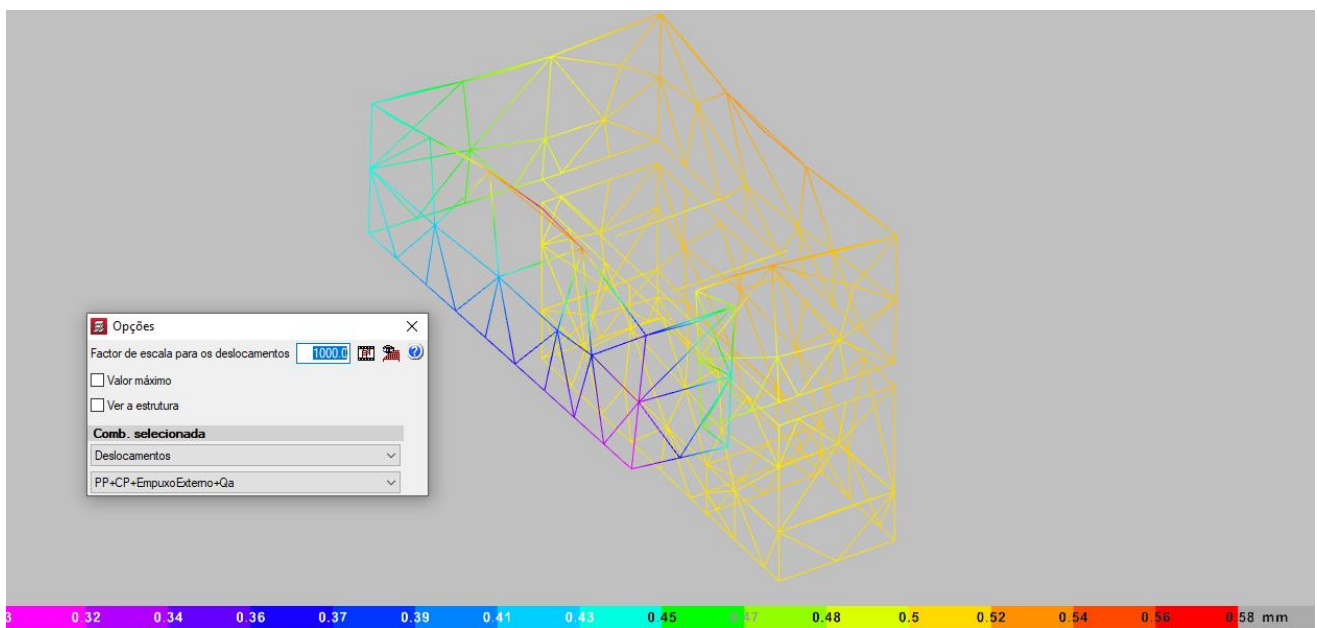


Figura 38 - Deformada

Tabela 21 - Resumo de esforços das paredes

Pilar	Planta	Dimensão (cm)	Tramo (m)	Hipótese	Base						Ext.Sup.						
					N (t)	Mx (t-m)	My (t-m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t-m)	N (t)	Mx (t-m)	My (t-m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t-m)	
Parede 1	Nível +1,985	20.0	1.93/3.29	Peso próprio	2,63	0,06	0,03	-0,01	0,06	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
				Cargas permanentes	0,11	0,00	0,01	0,00	0,01	0,00	0,12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				Empuxo Externo	-0,48	-1,18	-3,40	0,12	-7,93	0,04	0,00	0,00	0,00	0,12	0,82	0,08	0,00
				Sobrecarga	0,23	0,00	0,01	-0,01	0,02	0,01	0,24	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Nível +0,625	20.0	0.53/1.93	Peso próprio	5,65	0,17	0,00	-0,02	0,01	0,00	3,57	0,23	-0,05	-0,03	0,06	0,02	
				Cargas permanentes	0,22	0,03	0,00	0,00	0,01	0,00	0,23	0,04	-0,01	-0,01	0,02	0,01	
				Empuxo Externo	0,69	-0,56	1,09	0,13	-4,66	0,04	0,62	-0,88	-4,26	0,15	9,26	0,41	
	Nível -0,775	20.0	0.00/0.53	Peso próprio	6,50	0,17	0,01	-0,01	0,02	0,01	5,58	0,15	0,00	-0,02	0,02	0,00	
				Cargas permanentes	0,21	0,03	0,00	0,00	0,01	0,00	0,21	0,03	0,00	0,00	0,01	0,00	
Empuxo Externo				0,58	-0,81	-3,53	0,42	-13,99	-0,42	0,57	-0,43	1,09	0,23	-3,54	-0,14		
Parede 2	Nível +0,625	20.0	0.53/1.93	Peso próprio	2,84	0,11	0,00	0,01	-0,03	-0,01	0,33	0,07	0,06	-0,01	-0,04	-0,02	
				Cargas permanentes	0,19	0,02	0,00	0,00	-0,01	0,00	0,19	0,02	0,02	0,00	-0,02	0,00	
				Empuxo Externo	-1,47	-0,26	0,07	0,15	0,03	-0,01	-1,01	-0,34	-0,45	0,14	0,78	0,10	
				Sobrecarga	0,37	0,05	0,00	0,00	-0,01	0,00	0,38	0,05	0,03	0,00	-0,03	-0,01	
	Nível -0,775	20.0	0.00/0.53	Peso próprio	3,99	0,11	-0,02	0,01	-0,07	0,00	2,87	0,10	0,00	0,01	-0,02	0,00	
				Cargas permanentes	0,18	0,02	0,00	0,00	-0,01	0,00	0,18	0,02	0,00	0,00	-0,01	0,00	
				Empuxo Externo	-0,23	-0,44	-0,09	0,02	-0,50	0,18	-1,03	-0,38	0,07	-0,15	-0,12	-0,08	
				Sobrecarga	0,37	0,05	-0,01	0,00	-0,02	0,00	0,37	0,04	0,00	0,00	-0,01	0,00	
	Parede 3a	Nível +1,985	20.0	1.93/3.29	Peso próprio	1,52	0,00	0,42	0,00	0,25	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,06	0,00
Cargas permanentes					0,07	0,00	0,01	0,00	0,01	0,00	0,06	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Empuxo Externo					-0,03	0,84	0,68	2,77	0,69	-0,96	0,00	-0,03	-0,01	-0,78	0,48	-0,18	
Sobrecarga					0,13	0,00	0,03	0,00	0,02	0,00	0,11	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	
Parede 3b	Nível +1,985	20.0	1.93/3.29	Peso próprio	0,65	0,00	-0,08	-0,01	-0,28	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,06	0,00	
				Cargas permanentes	0,03	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,00	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
				Empuxo Externo	-0,08	0,57	-0,24	1,66	-0,02	0,49	0,01	0,03	0,00	-0,27	-0,10	-0,02	
				Sobrecarga	0,06	0,00	0,00	0,00	-0,02	0,00	0,07	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Nível +0,625	20.0	0.53/1.93	Peso próprio	1,03	0,00	0,06	0,00	-0,24	0,00	0,33	0,00	0,28	0,01	-0,26	0,01	
				Cargas permanentes	0,03	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,00	0,02	0,00	0,01	0,00	-0,01	0,00	
				Empuxo Externo	0,42	-0,08	0,03	0,59	-1,08	0,06	0,19	0,51	-0,62	-1,22	1,48	-0,21	
	Nível -0,775	20.0	0.00/0.53	Peso próprio	1,41	-0,01	0,02	-0,03	-0,22	0,01	1,05	0,00	0,09	0,01	-0,25	0,00	
				Cargas permanentes	0,04	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,00	0,03	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,00	
Empuxo Externo				-0,28	0,19	-0,61	1,47	-2,12	0,19	0,26	-0,08	0,23	-0,41	-1,66	0,06		
Parede 5a	Nível +1,985	20.0	1.93/3.29	Peso próprio	0,77	0,00	0,18	0,00	0,17	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	
				Cargas permanentes	0,04	0,00	0,01	0,00	0,01	0,00	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
				Empuxo Externo	2,27	-0,21	-0,35	-0,94	-0,79	0,21	0,08	0,01	0,00	0,44	-0,11	0,01	
				Sobrecarga	0,07	0,00	0,02	0,00	0,02	0,00	0,05	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Parede 5b	Nível +1,985	20.0	1.93/3.29	Peso próprio	0,69	0,01	-0,07	0,03	-0,23	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,03	0,00
					Cargas permanentes	0,03	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,00	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
					Empuxo Externo	-0,60	-0,46	-0,44	-1,68	-1,22	-0,41	-0,03	-0,01	0,02	0,22	-0,60	0,12
					Sobrecarga	0,06	0,00	0,00	0,01	-0,03	0,00	0,07	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		Nível +0,625	20.0	0.53/1.93	Peso próprio	1,14	0,00	0,06	0,00	-0,27	0,00	0,44	-0,02	0,31	0,02	-0,29	-0,01
Cargas permanentes					0,05	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,00	0,04	-0,01	0,02	0,01	-0,01	0,00	
Empuxo Externo					-0,11	0,07	-0,04	-0,74	-0,85	-0,10	-0,28	-0,43	-0,81	1,06	1,47	0,19	
Nível -0,775		20.0	0.00/0.53	Peso próprio	1,51	0,01	0,02	0,02	-0,25	0,00	1,16	0,00	0,10	0,00	-0,27	0,00	
				Cargas permanentes	0,06	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,00	0,05	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,00	
	Empuxo Externo			-0,54	-0,26	-0,38	-1,77	-1,71	-0,10	-0,27	0,07	0,09	0,46	-1,25	0,04		
Parede 9	Nível +1,985	20.0	1.93/3.29	Peso próprio	2,93	0,11	0,00	0,00	0,00	-0,01	-0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	
				Cargas permanentes	0,13	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,13	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
				Empuxo Externo	-0,50	-0,73	3,33	0,34	7,85	0,16	-0,09	-0,18	0,00	0,26	-1,55	-0,03	
				Sobrecarga	0,25	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,26	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Parede 8	Nível +1,985	20.0	1.93/3.29	Peso próprio	0,24	0,01	0,00	-0,01	0,01	0,00	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
					Cargas permanentes	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
					Empuxo Externo	1,31	-0,48	0,02	-1,63	-0,09	0,03	0,02	0,02	0,00	-0,36	0,13	0,05
					Sobrecarga	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Parede 10	Nível +1,985	20.0	1.93/3.29	Peso próprio	0,70	0,00	0,01	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00
Cargas permanentes					0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Empuxo Externo					-1,89	-0,07	0,29	-0,64	1,51	0,08	0,02	0,00	-0,08	0,36	0,92	-0,04	
Sobrecarga					0,07	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,06	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	

Dimensionamento

Para o dimensionamento das armaduras verticais e horizontais das paredes serão realizadas as seguintes combinação dos esforços:

- PP = Peso Próprio
- CP = Cargas Permanentes
- ES = Empuxo Solo
- SC = Sobrecarga

- 1 - PP+CP+ES+SC
- 2 - PP+CP+1,4·ES+SC
- 3 - 1,4·PP+1,4·CP+1,4·ES+1,4·SC

OBS: Nas combinações do esforço axial será desconsiderado o valor do empuxo do solo.

- Valores máximos considerando as 3 combinações

Parede 1 – Comprimento teórico = 4m

→ Momento Vertical máximo (M_y) = $-4,922\text{tf}\cdot\text{m} \rightarrow -4,922/4\text{m} = -1,23\text{tf}\cdot\text{m}/\text{m}$ ou $-12,3\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$

→ Momento Horizontal Máximo (M_x) = $-1,592\text{tf}\cdot\text{m} \rightarrow -1,592/4\text{m} = -0,398\text{tf}\cdot\text{m}/\text{m}$ ou $-3,98\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$

→ Cortante Máxima Parede (V_x e V_y) = $6,57\text{tf} \rightarrow 6,57/4\text{m} = 1,64\text{tf}/\text{m}$ ou $16,4\text{kN}/\text{m}$

→ Axial máxima = $9,98\text{tf} \rightarrow 9,98/4\text{m} = 2,50\text{tf}/\text{m}$ ou $25\text{kN}/\text{m}$

→ Deformação máxima = $0,06\text{cm}$

Parede 9 – Comprimento teórico = 4,44m

→ Momento Vertical máximo (M_y) = $4,662\text{tf}\cdot\text{m} \rightarrow 4,662/4,44\text{m} = 1,05\text{tf}\cdot\text{m}/\text{m}$ ou $10,5\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$

→ Momento Horizontal Máximo (M_x) = $-0,902\text{tf}\cdot\text{m} \rightarrow -0,902/4,44\text{m} = -0,203\text{tf}\cdot\text{m}/\text{m}$ ou $-2,03\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$

→ Cortante Máxima Parede (V_x e V_y) = $10,99\text{tf} \rightarrow 10,99/4,44\text{m} = 2,48\text{tf}/\text{m}$ ou $24,8\text{kN}/\text{m}$

→ Axial máxima = $4,634\text{tf} \rightarrow 4,634/4,44\text{m} = 1,04\text{tf}/\text{m}$ ou $10,4\text{kN}/\text{m}$

→ Deformação máxima $0,06\text{cm}$

O dimensionamento estrutural para as armaduras longitudinais contemplou a comparação entre as áreas de aço para flexão simples e flexão-composta. Abaixo seguem resultados das verificações e armaduras adotadas para paredes.

Tabela 22 - Dimensionamento das áreas de aço

Item	Descrição	Esforço		Seção (cmxcm)	Área de aço tracionado (cm²)				Armadura Adotada c/ Esp.
		Momento	Axial		Flexão Simples	Flexão- Composta	Armadura mínima	Adotada	
		kN.m	kN						
Parede 1	Armadura Vertical	12,3	25	20x100	2,05	1	5,9	6,28	ø10 c/ 12,5
	Armadura Horizontal	3,98	25	20x100	0,66	1	5,9	6,28	ø10 c/ 12,5
Parede 9	Armadura Vertical	10,5	10,4	20x100	1,74	1	5,2	6,28	ø10 c/ 12,5
	Armadura Horizontal	2,03	10,4	20x100	0,34	1	5,2	6,28	ø10 c/ 12,5

- Cisalhamento (seção 20cm x 100cm)

A verificação dos esforços cisalhantes segue abaixo.

Parede 1

- $V_d = 1,40 \cdot 48,8 \text{ kN/m} = 68,3 \text{ kN/m}$

- Resistência laje ao cisalhamento sem armadura transversal

$$- V_{Rd1} = [T_{rd} \cdot k \cdot (1,20 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = [439,25 \cdot 1,46 \cdot (1,20 + 40 \cdot 0,0045) \cdot 1,00 \cdot 0,14] = 123,9 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd1} > V_d \text{ OK!}$$

$$- T_{rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot 1757 = 439,25 \text{ kN/m}^2$$

$$- f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{2460}{1,4} = 1757 \text{ kN/m}^2$$

$$- f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 2,46 \text{ Mpa ou } 2460 \text{ KPa}$$

$$- k = 1,6 - d = 1,60 - 0,14 = 1,46$$

$$- \rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{6,30}{100 \cdot 14} = 0,0045 < 0,02$$

$$- \sigma_{cp} = 0 \text{ (Sem força longitudinal)}$$

- Esmagamento da biela de concreto (sem armadura de cisalhamento)

$$- V_{Rd2} = 0,50 \cdot \alpha_{v1} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d = 0,50 \cdot 0,50 \cdot 28570 \cdot 1,00 \cdot 0,9 \cdot 0,14 = 899,95 \text{ kN}$$

$$- \alpha_{v1} = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} = 0,70 - \frac{40}{200} = 0,50$$

$$- f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{40}{1,4} = 28,57 \text{ MPa} = 28570 \text{ kN/m}^2$$

$$- V_d < V_{Rd2} \text{ OK!}$$

Parede 9

- $V_d = 1,40 \cdot 24,8 \text{ kN/m} = 34,72 \text{ kN/m}$

- Resistência laje ao cisalhamento sem armadura transversal

$$- V_{Rd1} = [T_{rd} \cdot k \cdot (1,20 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = [439,25 \cdot 1,46 \cdot (1,20 + 40 \cdot 0,0045) \cdot 1,00 \cdot 0,14] = 123,9 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd1} > V_d \text{ OK!}$$

$$- T_{rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot 1757 = 439,25 \text{ kN/m}^2$$

$$- f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{2460}{1,4} = 1757 \text{ kN/m}^2$$

$$- f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 2,46 \text{ Mpa ou } 2460 \text{ KPa}$$

$$- k = 1,6 - d = 1,60 - 0,14 = 1,46$$

$$- \rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{6,30}{100 \cdot 14} = 0,0045 < 0,02$$

$$- \sigma_{cp} = 0 \text{ (Sem força longitudinal)}$$

- Esmagamento da biela de concreto (sem armadura de cisalhamento)

$$- V_{Rd2} = 0,50 \cdot \alpha_{v1} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d = 0,50 \cdot 0,50 \cdot 28570 \cdot 1,00 \cdot 0,9 \cdot 0,14 = 899,95 \text{ kN}$$

$$- \alpha_{v1} = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} = 0,70 - \frac{40}{200} = 0,50$$

$$- f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{40}{1,4} = 28,57 \text{ MPa} = 28570 \text{ kN/m}^2$$

$$- V_d < V_{Rd2} \text{ OK!}$$

- Deformação Paredes (seção 20cm x 100cm)

Parede 1

$$- \text{Flecha imediata} = a_{t,0} = 0,06 \text{ cm}$$

- Verificação da seção no Estádio II

$$- M_{at} = M_{a,cqp} = 12,3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$- M_r = \alpha \cdot \frac{f_{ct,m}}{y_t} \cdot I_c = 1,5 \cdot \frac{3510}{0,10} \cdot 6,67 \cdot 10^{-4} = 35,12 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ (Momento de fissuração)}$$

$$- y_t = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm ou } 0,10 \text{ m}$$

$$- \alpha = 1,5 \text{ (seção retangular)}$$

$$- I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,20^3}{12} = 6,67 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$- f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51 \text{ Mpa ou } 3510 \text{ KPa}$$

- Sendo $M_{at} < M_r \rightarrow$ Seção no estádio I

- Efeito fluência

$$- \alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50 \cdot \rho'} \text{ sendo } \rightarrow - \alpha_f = \frac{2 - 0,54}{1 + 50 \cdot 0} = 1,46$$

- Flecha total = $a_{t,\infty} = a_1 \cdot (1 + \alpha_f) = 0,06 \cdot (1 + 1,46) = 0,15\text{cm}$

- Flecha limite $a_{\text{lim}} = \left(\frac{342}{250}\right) = 1,37\text{cm}$

- Sendo $a_{t,\infty} \leq a_{\text{lim}}$ **OK!**

Parede 9

- Flecha imediata = $a_{t,0} = 0,06\text{cm}$

- Verificação da seção no Estádio II

- $M_{\text{at}} = M_{\text{a,cqp}} = 10,5\text{kN}\cdot\text{m}$

- $M_r = \alpha \cdot \frac{f_{\text{ct,m}}}{y_t} \cdot I_c = 1,5 \cdot \frac{3510}{0,10} \cdot 6,67 \cdot 10^{-4} = 35,12\text{kN}\cdot\text{m}$ (Momento de fissuração)

- $y_t = \frac{20}{2} = 10\text{cm}$ ou $0,10\text{m}$

- $\alpha = 1,5$ (seção retangular)

- $I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,20^3}{12} = 6,67 \cdot 10^{-4}\text{m}^4$

- $f_{\text{ct,m}} = 0,3 \cdot f_{\text{ck}}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51\text{Mpa}$ ou 3510KPa

- Sendo $M_{\text{at}} < M_r \rightarrow$ Seção no estádio I

- Efeito fluência

- $\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50 \cdot \rho_l}$ sendo $\rightarrow - \alpha_f = \frac{2 - 0,54}{1 + 50 \cdot 0} = 1,46$

- Flecha total = $a_{t,\infty} = a_1 \cdot (1 + \alpha_f) = 0,06 \cdot (1 + 1,46) = 0,15\text{cm}$

- Flecha limite $a_{\text{lim}} = \left(\frac{166}{250}\right) = 0,66\text{cm}$

- Sendo $a_{t,\infty} \leq a_{\text{lim}}$ **OK!**

Fissuração (seção 20cm x 100cm)

- $w_1 = \frac{\emptyset_i}{12,5 \cdot \eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{si}} + 45\right) = \frac{10,0}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{310,6}{210.000} \cdot \left(\frac{4}{0,0163} + 45\right) = 0,153\text{mm}$

- $w_1 = 0,153\text{mm} \leq 0,2\text{mm}$ (CAAIV) **OK!**

- $\emptyset_i = 10,0\text{mm}$ ou 1cm

- $\eta_i = \eta_1 = 2,25$

- $\sigma_{si} = \frac{f_{yk}}{1,4 \cdot 1,15} \cdot \frac{g_1 + g_2 + q}{g_1 + g_2 + q} = \frac{500}{1,4 \cdot 1,15} \cdot 1 = 310,6\text{MPa}$

- $E_{si} = 210\text{GPa}$

$$- \rho_{si} = \frac{A_s}{A_{cri}} = \frac{0,785}{6,25 \cdot 7,7} = 0,0163$$

- $A_{cri} = l \cdot h$ sendo

$$- l \leq 15 \cdot \emptyset \text{ ou } \leq \frac{\text{Espaçamento}}{2} \rightarrow l \leq 15 \cdot 1 \text{ ou } \leq \frac{12,5}{2} \rightarrow l \leq 6,25\text{cm}$$

$$- h \leq 15 \cdot \emptyset \text{ ou } 0,55 \cdot d \rightarrow h \leq 15 \cdot 1 \text{ ou } \leq 0,55 \cdot 14\text{cm} \rightarrow h \leq 7,7\text{cm}$$

Lajes

As lajes de fundo foram modeladas como elementos de placa sobre apoio elástico com as reações das paredes e laje de topo e cargas distribuídas sobre a mesma. O coeficiente de recalque adotado foi de:

- Coeficiente recalque – 15.000kN/m³

Os resultados referentes aos momentos fletores, cortantes e deformações estão demonstrados nas imagens a seguir.

Lajes de fundo níveis -1,305 e -0,775

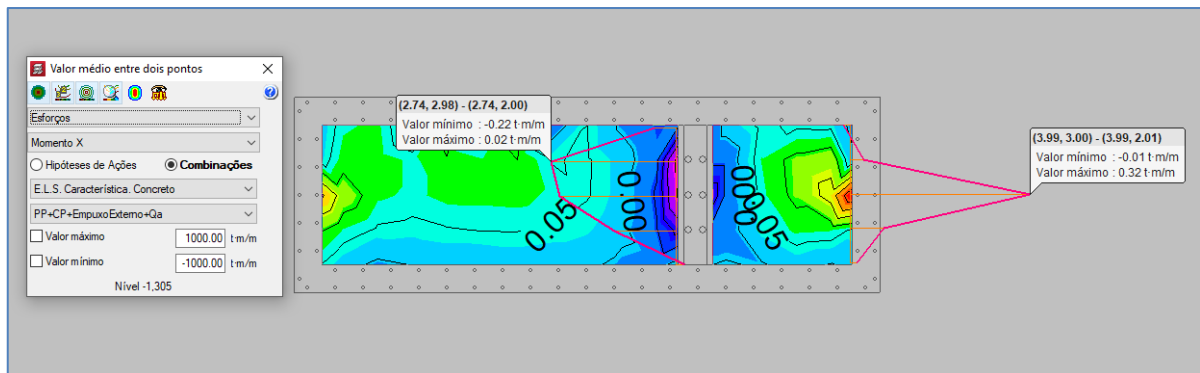


Figura 39 – Momento fletor sentido X – Lajes níveis -1,305 e -0,775

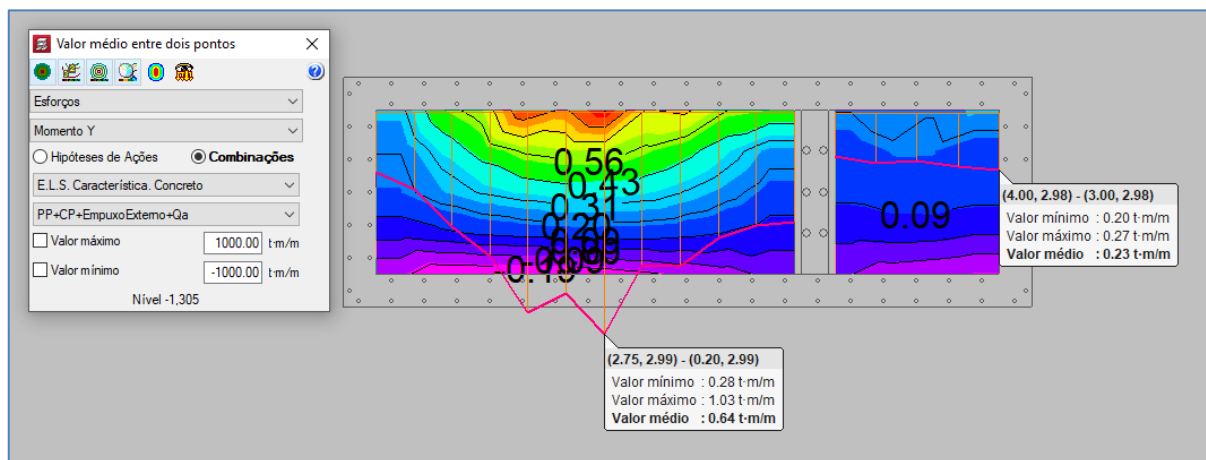


Figura 40 – Momento fletor sentido Y - Lajes níveis -1,305 e -0,775

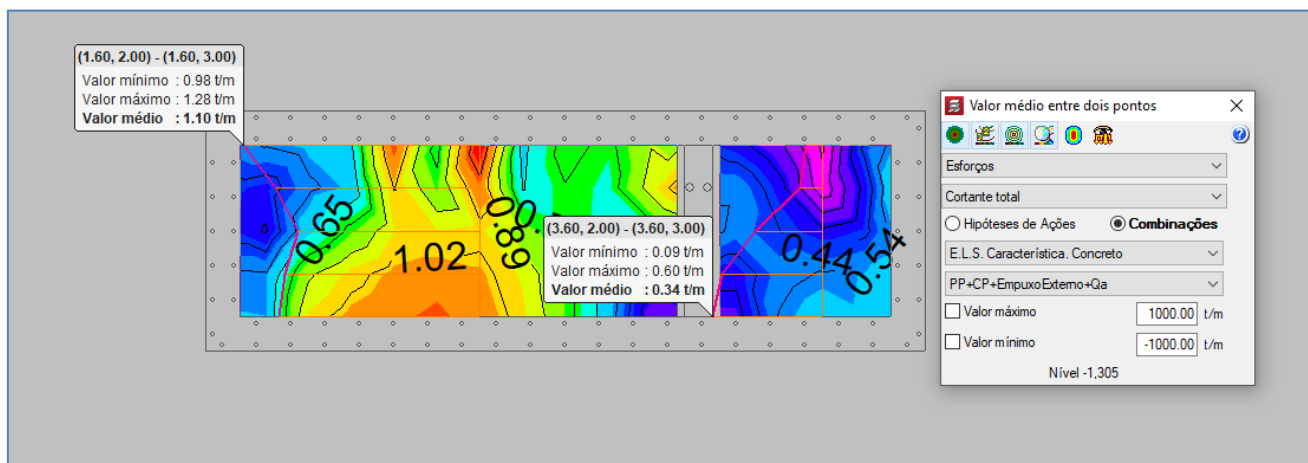


Figura 41– Cortante total - Lajes níveis -1,305 e -0,775

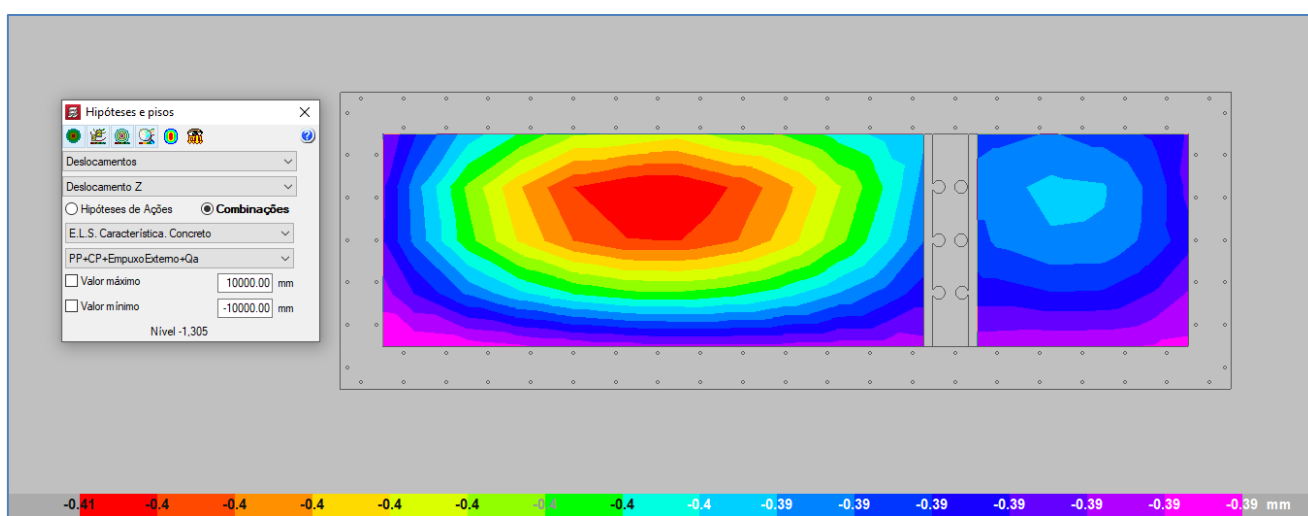


Figura 42– Deformação máxima - Lajes níveis -1,305 e -0,775

Resumo dos esforços laje nível -1,305

Momento Máximo direção X = 2,2kN·m

Momento Máximo direção Y = 10,3kN·m

Cortante máxima = 12,8kN

Deformação máxima = 0,04cm

Resumo dos esforços laje nível -0,775

Momento Máximo direção X = 3,2kN·m

Momento Máximo direção Y = 2,7kN·m

Cortante máxima = 6,0 kN

Deformação máxima = 0,04cm

Dimensionamento a flexão da Laje de fundo nível -1,305

- $b_w = 1,00\text{m}$

- $h = 0,25\text{m}$

- $d = 0,25 - 0,06 = 0,19\text{m}$

- $A_{s,min} = \frac{M_{d,min}}{Z \cdot f_{yd}} \cdot 10^4 = \frac{37,96}{0,1483 \cdot 434800} \cdot 10^4 = 5,90\text{cm}^2$

- $M_{d,min} = 0,8 \cdot W_o \cdot f_{ctk,sup} = 0,80 \cdot 0,0104 \cdot 4563 = 37,96\text{kN}\cdot\text{m}$

- $W_o = b_w \cdot \frac{h^2}{6} = 1 \cdot \frac{0,25^2}{6} = 0,0104\text{m}^3$

- $f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ctm} = 1,3 \cdot 3,51 = 4,563\text{Mpa}$ ou 4563kPa

- $f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51\text{ Mpa}$ ou 3510 kPa

- $Z = \frac{h}{3} + \frac{h}{2} - d' = \frac{0,25}{3} + \frac{0,25}{2} - 0,06 = 0,1483\text{m}$

- $f_{yd} = \frac{f_y}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,8\text{ MPa}$ ou 434800kPa

Direção X

- $M_x = 2,2\text{kN}\cdot\text{m}$

- $M_d = 1,40 \cdot 2,2\text{kN}\cdot\text{m} = 3,1\text{kN}\cdot\text{m}$

- $KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{3,1}{1,0 \cdot 0,19^2 \cdot 28600} = 0,003$

- $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,4} = 28,6\text{MPa}$ ou 28600 kPa

- $KX = 0,0148$ (tabelado)

- $KZ = 0,9941$ (tabelado)

- $A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{3,3}{0,9941 \cdot 0,19 \cdot 43,5} = 0,38\text{cm}^2$

- $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{50\text{KN/cm}^2}{1,15} = 43,5\text{kN/cm}^2$

- $A_{sd} = 5,90\text{ cm}^2 \rightarrow$ Adotado $\emptyset 10.0\text{ c}/12,5\text{cm}$ ($6,28\text{cm}^2$)

Direção Y

- $M_Y = 10,3\text{kN}\cdot\text{m}$

- $M_d = 1,40 \cdot 10,3\text{kN}\cdot\text{m} = 14,4\text{kN}\cdot\text{m}$

- $KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{14,4}{1,0 \cdot 0,19^2 \cdot 28600} = 0,014$

$$- f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,4} = 28,6\text{MPa ou } 28600 \text{ kPa}$$

$$- KX = 0,0208 \text{ (tabelado)}$$

$$- KZ = 0,9917 \text{ (tabelado)}$$

$$- A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{14,4}{0,9917 \cdot 0,19 \cdot 43,5} = 1,76\text{cm}^2$$

$$- f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{50\text{KN/cm}^2}{1,15} = 43,5\text{kN/cm}^2$$

$$- A_{sd} = 5,90 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Adotado } \varnothing 10.0 \text{ c}/12,5\text{cm} (6,28\text{cm}^2)$$

Dimensionamento a flexão da Laje de fundo nível -0,775

$$- b_w = 1,00\text{m}$$

$$- h = 0,25\text{m}$$

$$- d = 0,25 - 0,06 = 0,19\text{m}$$

$$- A_{s,\min} = \frac{M_{d,\min}}{Z \cdot f_{yd}} \cdot 10^4 = \frac{37,96}{0,1483 \cdot 434800} \cdot 10^4 = 5,90\text{cm}^2$$

$$- M_{d,\min} = 0,8 \cdot W_o \cdot f_{ctk,\text{sup}} = 0,80 \cdot 0,0104 \cdot 4563 = 37,96\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$- W_o = b_w \cdot \frac{h^2}{6} = 1 \cdot \frac{0,25^2}{6} = 0,0104\text{m}^3$$

$$- f_{ctk,\text{sup}} = 1,3 \cdot f_{ctm} = 1,3 \cdot 3,51 = 4,563\text{Mpa ou } 4563\text{kPa}$$

$$- f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51 \text{ Mpa ou } 3510 \text{ kPa}$$

$$- Z = \frac{h}{3} + \frac{h}{2} - d' = \frac{0,25}{3} + \frac{0,25}{2} - 0,06 = 0,1483\text{m}$$

$$- f_{yd} = \frac{f_y}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa ou } 434800\text{kPa}$$

Direção X

$$- M_x = 3,2\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$- M_d = 1,40 \cdot 3,2\text{kN}\cdot\text{m} = 4,5\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$- KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{4,5}{1,0 \cdot 0,19^2 \cdot 28600} = 0,0044$$

$$- f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,4} = 28,6\text{MPa ou } 28600 \text{ kPa}$$

$$- KX = 0,0148 \text{ (tabelado)}$$

$$- KZ = 0,9941 \text{ (tabelado)}$$

$$- A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{4,5}{0,9941 \cdot 0,19 \cdot 43,5} = 0,55 \text{cm}^2$$

$$- f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{50 \text{KN/cm}^2}{1,15} = 43,5 \text{KN/cm}^2$$

$$- A_{sd} = 5,90 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Adotado } \emptyset 10.0 \text{ c}/12,5 \text{cm} (6,28 \text{cm}^2)$$

Direção Y

$$- M_Y = 2,7 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$- M_d = 1,40 \cdot 2,7 \text{kN} \cdot \text{m} = 3,8 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$- K_{MD} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{3,8}{1,0 \cdot 0,19^2 \cdot 28600} = 0,0037$$

$$- f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,4} = 28,6 \text{MPa ou } 28600 \text{ kPa}$$

$$- K_X = 0,0148 \text{ (tabelado)}$$

$$- K_Z = 0,9941 \text{ (tabelado)}$$

$$- A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{3,8}{0,9941 \cdot 0,19 \cdot 43,5} = 0,46 \text{cm}^2$$

$$- f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{50 \text{KN/cm}^2}{1,15} = 43,5 \text{KN/cm}^2$$

$$- A_{sd} = 5,90 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Adotado } \emptyset 10.0 \text{ c}/12,5 \text{cm} (6,28 \text{cm}^2)$$

Verificação Cisalhamento

Laje nível -1,305

$$- V_d = 1,40 \cdot 12,8 = 17,92 \text{kN/m}$$

$$- V_{\text{máx}} = 12,8 \text{kN/m}$$

- Resistência laje ao cisalhamento sem armadura transversal

$$- V_{Rd1} = [T_{rd} \cdot k \cdot (1,20 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = [439,25 \cdot 1,41 \cdot (1,20 + 40 \cdot 0,003) \cdot 1,00 \cdot 0,19 = 155,33 \text{kN} \rightarrow V_{Rd1} > V_d \text{ OK!}$$

$$- T_{rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot 1757 = 439,25 \text{kN/m}^2$$

$$- f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{2460}{1,4} = 1757 \text{kN/m}^2$$

$$- f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 2,46 \text{ Mpa ou } 2460 \text{ KPa}$$

$$- k = 1,6 - d = 1,60 - 0,19 = 1,41$$

$$- \rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{6,30}{100 \cdot 19} = 0,003 < 0,02$$

$$- \sigma_{cp} = 0 \text{ (Sem força longitudinal)}$$

- Esmagamento da biela de concreto

$$- V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot 0,84 \cdot 28600 \cdot 1,00 \cdot 0,19 = 1232,43 \text{ kN/m}$$

$$- \alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{40}{250} = 0,84$$

$$- V_d < V_{Rd2} \text{ OK!}$$

Laje nível -0,775

$$- V_d = 1,40 \cdot 6 = 8,4 \text{ kN/m}$$

$$- V_{m\acute{a}x} = 6,0 \text{ kN/m}$$

- Resistência laje ao cisalhamento sem armadura transversal

$$- V_{Rd1} = [T_{rd} \cdot k \cdot (1,20 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = [439,25 \cdot 1,41 \cdot (1,20 + 40 \cdot 0,003) \cdot 1,00 \cdot 0,19 = 155,33 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd1} > V_d \text{ OK!}$$

$$- T_{rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot 1757 = 439,25 \text{ kN/m}^2$$

$$- f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{2460}{1,4} = 1757 \text{ kN/m}^2$$

$$- f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 2,46 \text{ Mpa ou } 2460 \text{ KPa}$$

$$- k = 1,6 - d = 1,60 - 0,19 = 1,41$$

$$- \rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{6,30}{100 \cdot 19} = 0,003 < 0,02$$

$$- \sigma_{cp} = 0 \text{ (Sem força longitudinal)}$$

- Esmagamento da biela de concreto

$$- V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot 0,84 \cdot 28600 \cdot 1,00 \cdot 0,19 = 1232,43 \text{ kN/m}$$

$$- \alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{40}{250} = 0,84$$

$$- V_d < V_{Rd2} \text{ OK!}$$

- Deformação Lajes (seção 25cm x 100cm)

Laje nível -1,305

$$- \text{Flecha imediata} = a_{t,0} = 0,04 \text{ cm}$$

- Verificação da seção no Estádio II

$$- M_{at} = M_{a,cqp} = 10,3\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$- M_r = \alpha \cdot \frac{f_{ct,m}}{y_t} \cdot I_c = 1,5 \cdot \frac{3510}{0,125} \cdot 1,30 \cdot 10^{-3} = 54,76\text{kN}\cdot\text{m} \text{ (Momento de fissuração)}$$

$$- y_t = \frac{25}{2} = 12,5\text{cm ou } 0,125\text{m}$$

$$- \alpha = 1,5 \text{ (seção retangular)}$$

$$- I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,25^3}{12} = 1,30 \cdot 10^{-3}\text{m}^4 \text{ ou}$$

$$- f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51 \text{ Mpa ou } 3510 \text{ KPa}$$

- Sendo $M_{at} < M_r \rightarrow$ Seção no estágio I

Como a laje de fundo está apoiada sobre o solo não há efeito da fluência.

$$- \text{Flecha limite } a_{lim} = \left(\frac{l}{250}\right) = \left(\frac{115}{250}\right) = 0,46\text{cm}$$

- Sendo $a_{t,\infty} \leq a_{lim}$ **OK!**

Laje nível -0,775

$$- \text{Flecha imediata } = a_{t,0} = 0,04\text{cm}$$

- Verificação da seção no Estádio II

$$- M_{at} = M_{a,cqp} = 3,3\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$- M_r = \alpha \cdot \frac{f_{ct,m}}{y_t} \cdot I_c = 1,5 \cdot \frac{3510}{0,125} \cdot 1,30 \cdot 10^{-3} = 54,76\text{kN}\cdot\text{m} \text{ (Momento de fissuração)}$$

$$- y_t = \frac{25}{2} = 12,5\text{cm ou } 0,125\text{m}$$

$$- \alpha = 1,5 \text{ (seção retangular)}$$

$$- I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,25^3}{12} = 1,30 \cdot 10^{-3}\text{m}^4 \text{ ou}$$

$$- f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51 \text{ Mpa ou } 3510 \text{ KPa}$$

- Sendo $M_{at} < M_r \rightarrow$ Seção no estágio I

Como a laje de fundo está apoiada sobre o solo não há efeito da fluência.

$$- \text{Flecha limite } a_{lim} = \left(\frac{l}{250}\right) = \left(\frac{115}{250}\right) = 0,46\text{cm}$$

- Sendo $a_{t,\infty} \leq a_{lim}$ **OK!**

Fissuração (seção 25cm x 100cm)

$$- w_1 = \frac{\sigma_i}{12,5 \cdot \eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{si}} + 45\right) = \frac{10,0}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{310,6}{210.000} \cdot \left(\frac{4}{0,0120} + 45\right) = 0,199\text{mm}$$

- $w_1 = 0,199\text{mm} \leq 0,2\text{mm}$ (CAAIV) **OK!**

- $\varnothing_i = 10,0\text{mm}$ ou 1cm

- $\eta_i = \eta_1 = 2,25$

- $\sigma_{Si} = \frac{f_{yk}}{1,4 \cdot 1,15} \cdot \frac{g_1 + g_2 + q}{g_1 + g_2 + q} = \frac{500}{1,4 \cdot 1,15} \cdot 1 = 310,6\text{MPa}$

- $E_{Si} = 210\text{GPa}$

- $\rho_{Si} = \frac{A_s}{A_{cri}} = \frac{0,785}{6,25 \cdot 10,5} = 0,0120$

- $A_{cri} = l \cdot h$ sendo

- $l \leq 15 \cdot \varnothing$ ou $\leq \frac{\text{Espaçamento}}{2} \rightarrow l \leq 15 \cdot 1$ ou $\leq \frac{12,5}{2} \rightarrow l \leq 6,25\text{cm}$

- $h \leq 15 \cdot \varnothing$ ou $0,55 \cdot d \rightarrow h \leq 15 \cdot 1$ ou $\leq 0,55 \cdot 19\text{cm} \rightarrow h \leq 10,5\text{cm}$

- Lajes níveis +0,425 e +0,625

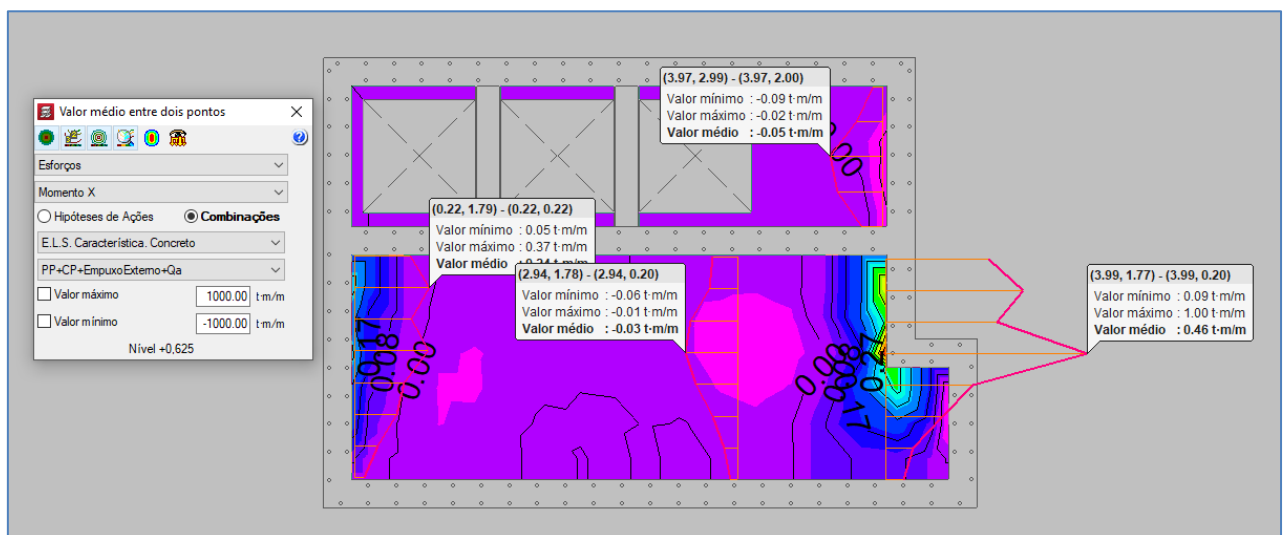


Figura 43 – Momento fletor sentido X – Lajes níveis +0,425 e +0,625

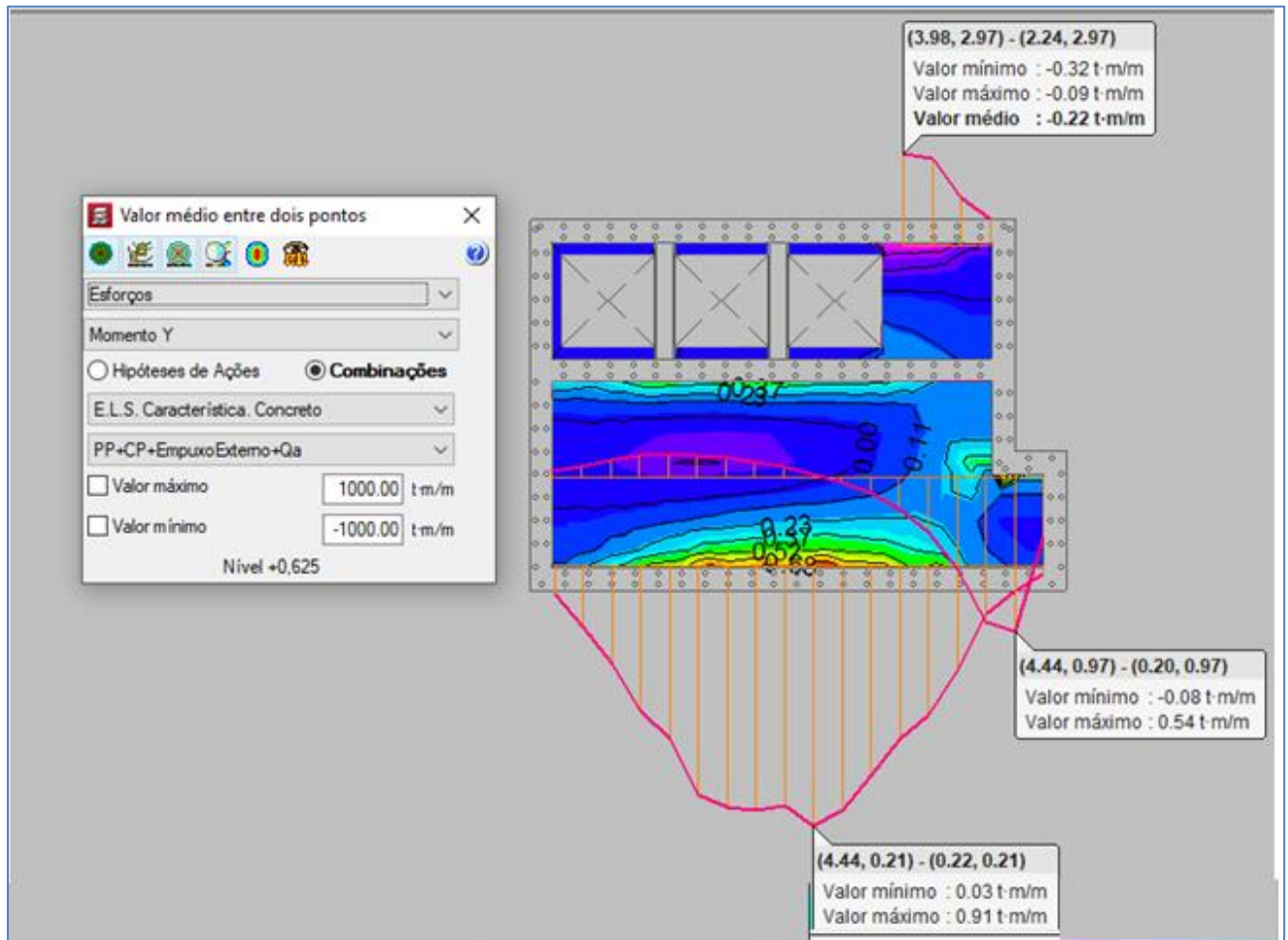


Figura 44 – Momento fletor sentido Y – Lajes níveis +0,425 e +0,625

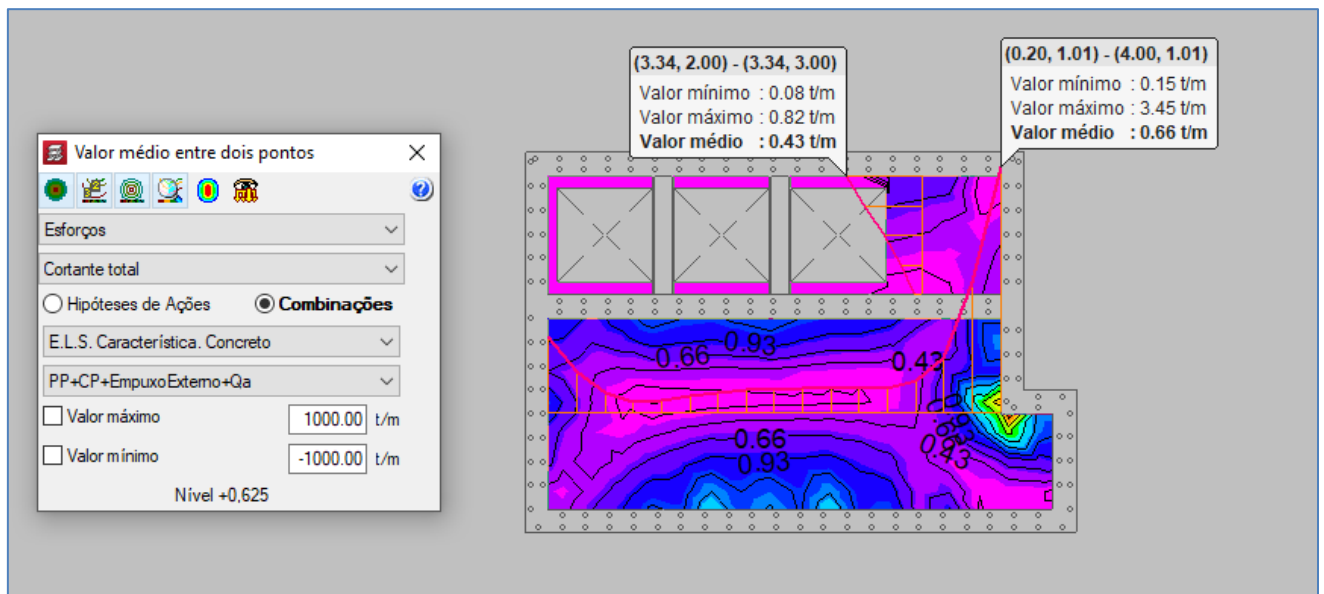


Figura 45 – Cortante total – Lajes níveis +0,425 e +0,625

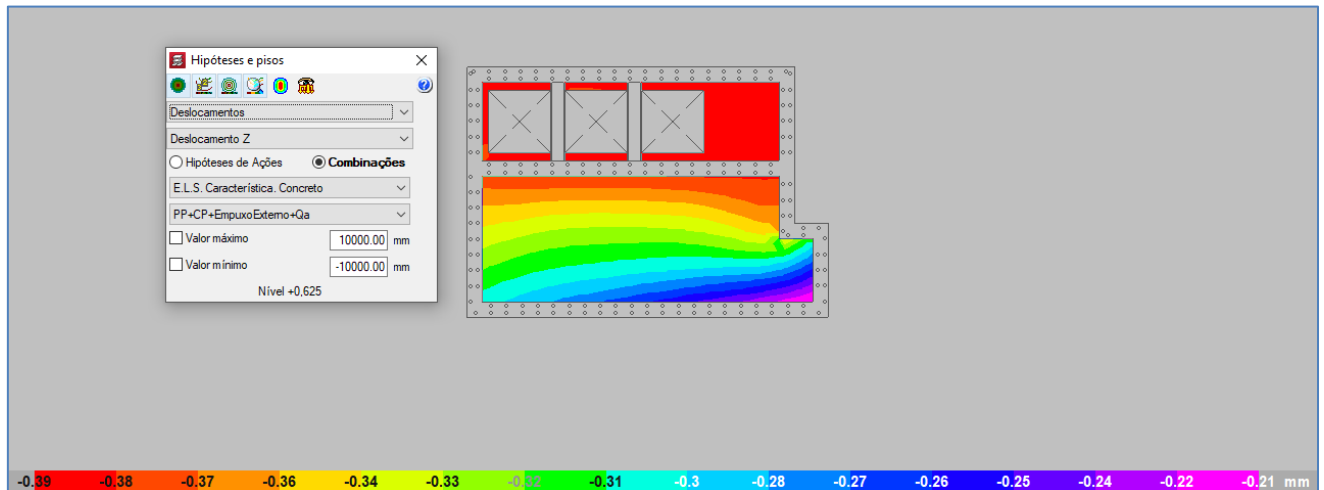


Figura 46 – Deformação máxima – Lajes níveis +0,425 e +0,625

Resumo dos esforços laje nível +0,425

Momento Máximo direção X = 10,0kN·m

Momento Máximo direção Y = 9,1kN·m

Cortante máxima = 34,5kN

Deformação máxima = 0,04cm

Resumo dos esforços laje nível +0,625

Momento Máximo direção X = 0,9kN·m

Momento Máximo direção Y = 3,2kN·m

Cortante máxima = 8,2 kN

Deformação máxima = 0,04cm

Dimensionamento a flexão da Laje nível +0,425

- $b_w = 1,00\text{m}$

- $h = 0,20\text{m}$

- $d = 0,20 - 0,06 = 0,14\text{m}$

- $A_{s,min} = \frac{M_{d,min}}{Z \cdot f_{yd}} \cdot 10^4 = \frac{24,46}{0,1067 \cdot 434800} \cdot 10^4 = 5,27\text{cm}^2$

- $M_{d,min} = 0,8 \cdot W_o \cdot f_{ctk,sup} = 0,80 \cdot 0,0067 \cdot 4563 = 24,46\text{kN}\cdot\text{m}$

- $W_o = b_w \cdot \frac{h^2}{6} = 1 \cdot \frac{0,20^2}{6} = 0,0067\text{m}^3$

- $f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ctm} = 1,3 \cdot 3,51 = 4,563\text{Mpa}$ ou 4563kPa

$$- f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51 \text{ Mpa ou } 3510 \text{ kPa}$$

$$- Z = \frac{h}{3} + \frac{h}{2} - d' = \frac{0,20}{3} + \frac{0,20}{2} - 0,06 = 0,1067\text{m}$$

$$- f_{yd} = \frac{f_y}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa ou } 434800\text{kPa}$$

Direção X

$$- M_x = 10,0\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$- M_d = 1,40 \cdot 10\text{kN}\cdot\text{m} = 14,0\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$- KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{14,0}{1,0 \cdot 0,14^2 \cdot 28600} = 0,025$$

$$- f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,4} = 28,6\text{MPa ou } 28600 \text{ kPa}$$

$$- KX = 0,0373 \text{ (tabelado)}$$

$$- KZ = 0,9851 \text{ (tabelado)}$$

$$- A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{14,0}{0,9851 \cdot 0,14 \cdot 43,5} = 2,33\text{cm}^2$$

$$- f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{50\text{KN/cm}^2}{1,15} = 43,5\text{kN/cm}^2$$

$$- A_{sd} = 5,27 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Adotado } \varnothing 10,0 \text{ c}/12,5\text{cm}$$

Direção Y

$$- M_y = 9,1\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$- M_d = 1,40 \cdot 9,1\text{kN}\cdot\text{m} = 12,7\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$- KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{12,7}{1,0 \cdot 0,14^2 \cdot 28600} = 0,0227$$

$$- f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,4} = 28,6\text{MPa ou } 28600 \text{ kPa}$$

$$- KX = 0,0335 \text{ (tabelado)}$$

$$- KZ = 0,9866 \text{ (tabelado)}$$

$$- A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{12,7}{0,9866 \cdot 0,14 \cdot 43,5} = 2,11\text{cm}^2$$

$$- f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{50\text{KN/cm}^2}{1,15} = 43,5\text{kN/cm}^2$$

$$- A_{sd} = 5,27 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Adotado } \varnothing 10,0 \text{ c}/12,5\text{cm}$$

Dimensionamento a flexão da Laje nível +0,625

- $b_w = 1,00\text{m}$

- $h = 0,20\text{m}$

- $d = 0,20 - 0,06 = 0,14\text{m}$

- $A_{s,min} = \frac{M_{d,min}}{Z \cdot f_{yd}} \cdot 10^4 = \frac{24,46}{0,1067 \cdot 434800} \cdot 10^4 = 5,27\text{cm}^2$

- $M_{d,min} = 0,8 \cdot W_o \cdot f_{ctk,sup} = 0,80 \cdot 0,0067 \cdot 4563 = 24,46\text{kN}\cdot\text{m}$

- $W_o = b_w \cdot \frac{h^2}{6} = 1 \cdot \frac{0,20^2}{6} = 0,0067\text{m}^3$

- $f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ctm} = 1,3 \cdot 3,51 = 4,563\text{Mpa}$ ou 4563kPa

- $f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51\text{ Mpa}$ ou 3510 kPa

- $Z = \frac{h}{3} + \frac{h}{2} - d' = \frac{0,20}{3} + \frac{0,20}{2} - 0,06 = 0,1067\text{m}$

- $f_{yd} = \frac{f_y}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,8\text{ MPa}$ ou 434800kPa

Direção X

- $M_x = 0,90\text{kN}\cdot\text{m}$

- $M_d = 1,40 \cdot 0,90\text{kN}\cdot\text{m} = 1,3\text{kN}\cdot\text{m}$

- $KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,3}{1,0 \cdot 0,14^2 \cdot 28600} = 0,0023$

- $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,4} = 28,6\text{MPa}$ ou 28600 kPa

- $KX = 0,0148$ (tabelado)

- $KZ = 0,9941$ (tabelado)

- $A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,3}{0,9941 \cdot 0,14 \cdot 43,5} = 0,21\text{cm}^2$

- $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{50\text{KN/cm}^2}{1,15} = 43,5\text{kN/cm}^2$

- $A_{sd} = 5,27\text{ cm}^2 \rightarrow$ Adotado $\varnothing 10.0\text{ c}/12,5\text{cm}$

Direção Y

- $M_Y = 3,2\text{kN}\cdot\text{m}$

- $M_d = 1,40 \cdot 3,2\text{kN}\cdot\text{m} = 4,5\text{kN}\cdot\text{m}$

- $KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{4,5}{1,0 \cdot 0,14^2 \cdot 28600} = 0,008$

$$- f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,4} = 28,6\text{MPa ou } 28600 \text{ kPa}$$

$$- KX = 0,0148 \text{ (tabelado)}$$

$$- KZ = 0,9941 \text{ (tabelado)}$$

$$- A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{4,5}{0,9941 \cdot 0,14 \cdot 43,5} = 0,74\text{cm}^2$$

$$- f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{50\text{KN/cm}^2}{1,15} = 43,5\text{kN/cm}^2$$

$$- A_{sd} = 5,27 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Adotado } \varnothing 10,0 \text{ c}/12,5\text{cm}$$

Verificação Cisalhamento

Laje nível +0,425

$$- V_d = 1,40 \cdot 34,5 = 48,3\text{kN/m}$$

$$- V_{\text{máx}} = 34,5\text{kN/m}$$

- Resistência laje ao cisalhamento sem armadura transversal

$$- V_{Rd1} = [T_{rd} \cdot k \cdot (1,20 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = [439,25 \cdot 1,46 \cdot (1,20 + 40 \cdot 0,0045) \cdot 1,00 \cdot 0,14] \\ = 123,9\text{kN} \rightarrow V_{Rd1} > V_d \text{ OK!}$$

$$- T_{rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot 1757 = 439,25\text{kN/m}^2$$

$$- f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{2460}{1,4} = 1757\text{kN/m}^2$$

$$- f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 2,46 \text{ Mpa ou } 2460 \text{ KPa}$$

$$- k = 1,6 - d = 1,60 - 0,14 = 1,46$$

$$- \rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{6,30}{100 \cdot 14} = 0,0045 < 0,02$$

$$- \sigma_{cp} = 0 \text{ (Sem força longitudinal)}$$

- Esmagamento da biela de concreto

$$- V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot 0,84 \cdot 28600 \cdot 1,00 \cdot 0,14 = 908,10\text{kN/m}$$

$$- \alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{40}{250} = 0,84$$

$$- V_d < V_{Rd2} \text{ OK!}$$

Laje nível +0,625

$$- V_d = 1,40 \cdot 8,2 = 11,5\text{kN/m}$$

- $V_{m\acute{a}x} = 8,2\text{kN/m}$

- Resistência laje ao cisalhamento sem armadura transversal

- $V_{Rd1} = [T_{rd} \cdot k \cdot (1,20 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = [439,25 \cdot 1,46 \cdot (1,20 + 40 \cdot 0,0045) \cdot 1,00 \cdot 0,14] = 123,9\text{kN} \rightarrow V_{Rd1} > V_d \text{ OK!}$

- $T_{rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot 1757 = 439,25\text{kN/m}^2$

- $f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{2460}{1,4} = 1757\text{kN/m}^2$

- $f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 2,46 \text{ Mpa ou } 2460 \text{ KPa}$

- $k = 1,6 - d = 1,60 - 0,14 = 1,46$

- $\rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{6,30}{100 \cdot 14} = 0,0045 < 0,02$

- $\sigma_{cp} = 0$ (Sem força longitudinal)

- Esmagamento da biela de concreto

- $V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot 0,84 \cdot 28600 \cdot 1,00 \cdot 0,14 = 908,10\text{kN/m}$

- $\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{40}{250} = 0,84$

- $V_d < V_{Rd2} \text{ OK!}$

- Deformação Lajes (seção 20cm x 100cm)

Laje nível +0,425

- Flecha imediata = $a_{t,0} = 0,04\text{cm}$

- Verificação da seção no Estádio II

- $M_{at} = M_{a,cqp} = 10,0\text{kN}\cdot\text{m}$

- $M_r = \alpha \cdot \frac{f_{ct,m}}{y_t} \cdot I_c = 1,5 \cdot \frac{3510}{0,10} \cdot 6,67 \cdot 10^{-4} = 35,11\text{kN}\cdot\text{m}$ (Momento de fissuração)

- $y_t = \frac{20}{2} = 10\text{cm}$ ou 0,10m

- $\alpha = 1,5$ (seção retangular)

- $I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,20^3}{12} = 6,67 \cdot 10^{-4} \text{m}^4$ ou

- $f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51 \text{ Mpa ou } 3510 \text{ KPa}$

- Sendo $M_{at} < M_r \rightarrow$ Seção no estádio I

Como a laje de fundo está apoiada sobre o solo não há efeito da fluência.

- Flecha limite $a_{lim} = \left(\frac{l}{250}\right) = \left(\frac{183}{250}\right) = 0,73\text{cm}$

- Sendo $a_{t,\infty} \leq a_{lim}$ **OK!**

Laje nível +0,625

- Flecha imediata = $a_{t,0} = 0,04\text{cm}$

- Verificação da seção no Estádio II

- $M_{at} = M_{a,cqp} = 3,2\text{kN}\cdot\text{m}$

- $M_r = \alpha \cdot \frac{f_{ct,m}}{y_t} \cdot I_c = 1,5 \cdot \frac{3510}{0,10} \cdot 6,67 \cdot 10^{-4} = 35,11\text{kN}\cdot\text{m}$ (Momento de fissuração)

- $y_t = \frac{20}{2} = 10\text{cm}$ ou $0,10\text{m}$

- $\alpha = 1,5$ (seção retangular)

- $I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,20^3}{12} = 6,67 \cdot 10^{-4}\text{m}^4$ ou

- $f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51\text{Mpa}$ ou 3510KPa

- Sendo $M_{at} < M_r \rightarrow$ Seção no estágio I

- Efeito fluência

- $\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1+50 \cdot \rho_l}$ sendo $\rightarrow - \alpha_f = \frac{2-0,54}{1+50 \cdot 0} = 1,46$

- Flecha total = $a_{t,\infty} = a_1 \cdot (1+\alpha_f) = 0,04 \cdot (1+1,46) = 0,10\text{cm}$

- Flecha limite $a_{lim} = \left(\frac{115}{250}\right) = 0,46\text{cm}$

- Sendo $a_{t,\infty} \leq a_{lim}$ **OK!**

Fissuração (seção 20cm x 100cm)

- $w_1 = \frac{\emptyset_i}{12,5 \cdot \eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{si}} + 45\right) = \frac{10,0}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{310,6}{210.000} \cdot \left(\frac{4}{0,0163} + 45\right) = 0,153\text{mm}$

- $w_1 = 0,153\text{mm} \leq 0,2\text{mm}$ (CAAIV) **OK!**

- $\emptyset_i = 10,0\text{mm}$ ou 1cm

- $\eta_i = \eta_1 = 2,25$

- $\sigma_{si} = \frac{f_{yk}}{1,4 \cdot 1,15} \cdot \frac{g_1 + g_2 + q}{g_1 + g_2 + q} = \frac{500}{1,4 \cdot 1,15} \cdot 1 = 310,6\text{MPa}$

- $E_{si} = 210\text{GPa}$

$$- \rho_{Si} = \frac{A_s}{A_{cri}} = \frac{0,785}{6,25 \cdot 7,7} = 0,0163$$

$$- A_{cri} = l \cdot h \text{ sendo}$$

$$- l \leq 15 \cdot \emptyset \text{ ou } \leq \frac{\text{Espaçamento}}{2} \rightarrow l \leq 15 \cdot 1 \text{ ou } \leq \frac{12,5}{2} \rightarrow l \leq 6,25\text{cm}$$

$$- h \leq 15 \cdot \emptyset \text{ ou } 0,55 \cdot d \rightarrow h \leq 15 \cdot 1 \text{ ou } \leq 0,55 \cdot 14\text{cm} \rightarrow h \leq 7,7\text{cm}$$

Aba S1

A aba S1 foi considerada como laje engastada nas paredes com carregamento distribuído referente ao peso próprio e a cunha de solo sobre ela.

$$\text{Solo} = 0,30\text{m} \cdot 1\text{m} \cdot 1\text{m} \cdot 21\text{kN/m}^3 / (0,30\text{m}) = 21\text{kN/m}$$

$$\text{Peso próprio} = 0,105\text{m}^2 \cdot 25\text{kN/m}^3 / (0,30\text{m}) = 8,75\text{kN/m}$$

$$\text{Total} = 29,75\text{kN/m}$$

O resumo dos esforços solicitantes máximos da aba S1 segue conforme relação abaixo:

- Momento Máximo ($M_{\text{máx}}$)

$$- M_{\text{máx}} = \frac{P \cdot L^2}{2} = \frac{29,75 \cdot 0,4^2}{2} = 2,4\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

- Cortante Máxima ($V_{\text{máx}}$)

$$- V_{\text{máx}} = P \cdot L = 29,75 \cdot 0,4 = 11,9\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

- Deformação máxima ($F_{i\text{máx}}$)

$$- F_{i\text{máx}} = \frac{1}{8} \cdot \frac{P \cdot L^4}{EI} = \frac{1}{8} \cdot \frac{29,75 \cdot 0,4^4}{31875000 \cdot 0,000667} = 0,000004\text{cm}$$

$$- b = 1,00\text{m}$$

$$- h = 0,20\text{m}$$

$$- I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,20^3}{12} = 0,000667\text{m}^4$$

$$- E_{ci} = \alpha_i \cdot E_{ci} = 0,90 \cdot 35417 = 31.875\text{MPa} \text{ ou } 31.875.000\text{kN/m}^2$$

$$- \alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{80}\right) = 0,8 + 0,2 \cdot \left(\frac{40}{80}\right) = 0,90 \leq 1,0$$

$$- E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 1,0 \cdot 5600 \cdot \sqrt{40} = 35.417\text{MPa}$$

Dimensionamento a Flexão Simples

Como a aba S1 possui seção variável será considerado a altura de 20cm para os cálculos de flexão e uma espessura média h_m para armadura mínima.

$$- d_1 = c + \frac{\emptyset_{\text{barra}}}{2} = 5,0 + \frac{1,25}{2} = 5,6\text{cm} \rightarrow \text{Adotado } 6,0\text{cm}$$

$$- b_w = 1,00\text{m}$$

$$- h = 0,2\text{m}$$

$$- d = 0,20 - 0,06 = 0,14\text{m}$$

$$- A_{s,\text{min}} = \frac{M_{d,\text{min}}}{Z \cdot f_{yd}} \cdot 10^4 = \frac{74,47}{0,2317 \cdot 434800} \cdot 10^4 = 7,4\text{cm}^2$$

$$- M_{d,\text{min}} = 0,8 \cdot W_o \cdot f_{\text{ctk,sup}} = 0,80 \cdot 0,0204 \cdot 4563 = 74,47\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$- W_o = b_w \cdot \frac{h^2}{6} = 1 \cdot \frac{0,35^2}{6} = 0,0204\text{m}^3$$

$$- f_{\text{ctk,sup}} = 1,3 \cdot f_{\text{ctm}} = 1,3 \cdot 3,51 = 4,563\text{Mpa ou } 4563\text{kPa}$$

$$- f_{\text{ctm}} = 0,3 \cdot f_{\text{ck}}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51\text{ Mpa ou } 3510\text{ kPa}$$

$$- Z = \frac{h}{3} + \frac{h}{2} - d' = \frac{0,35}{3} + \frac{0,35}{2} - 0,06 = 0,2317\text{m}$$

$$- f_{yd} = \frac{f_y}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,8\text{ MPa ou } 434800\text{kPa}$$

$$- M_{\text{máx}} = 2,4\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$- M_d = 1,40 \cdot 2,4\text{kN}\cdot\text{m} = 3,4\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$- \text{KMD} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{3,4}{1,0 \cdot 0,14^2 \cdot 28600} = 0,0061$$

$$- f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,4} = 28,6\text{MPa ou } 28600\text{ kPa}$$

$$- \text{KX} = 0,0148 \text{ (tabelado)}$$

$$- \text{KZ} = 0,9941 \text{ (tabelado)}$$

$$- A_s = \frac{M_d}{\text{KZ} \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{3,4}{0,9941 \cdot 0,14 \cdot 43,5} = 0,56\text{cm}^2$$

$$- f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{50\text{KN/cm}^2}{1,15} = 43,5\text{kN/cm}^2$$

$$- A_{sd} = 7,4\text{ cm}^2 \rightarrow \text{Adotado } \emptyset 10.0 \text{ c}/10\text{cm}$$

Fissuração (seção 20cm x 100cm)

$$- w_1 = \frac{\emptyset_i}{12,5 \cdot \eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{si}} + 45 \right) = \frac{10,0}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{310,6}{210.000} \cdot \left(\frac{4}{0,0204} + 45 \right) = 0,127\text{mm}$$

$$- w_1 = 0,127\text{mm} \leq 0,2\text{mm} \text{ (CAAIV) OK!}$$

$$- \emptyset_i = 10,0\text{mm ou } 1\text{cm}$$

- $\eta_i = \eta_1 = 2,25$

- $\sigma_{si} = \frac{f_{yk}}{1,4 \cdot 1,15} \cdot \frac{g_1 + g_2 + q}{g_1 + g_2 + q} = \frac{500}{1,4 \cdot 1,15} \cdot 1 = 310,6 \text{MPa}$

- $E_{si} = 210 \text{GPa}$

- $\rho_{si} = \frac{A_s}{A_{cri}} = \frac{0,785}{5 \cdot 7,7} = 0,0204$

- $A_{cri} = l \cdot h$ sendo

- $l \leq 15 \cdot \emptyset$ ou $\leq \frac{\text{Espaçamento}}{2} \rightarrow l \leq 15 \cdot 1$ ou $\leq \frac{10}{2} \rightarrow l \leq 5 \text{cm}$

- $h \leq 15 \cdot \emptyset$ ou $0,55 \cdot d \rightarrow h \leq 15 \cdot 1$ ou $\leq 0,55 \cdot 14 \text{cm} \rightarrow h \leq 7,7 \text{cm}$

Verificação ao cisalhamento

- $V_d = 1,40 \cdot 11,9 = 16,7 \text{kN/m}$

- $V_{\text{máx}} = 11,9 \text{kN/m}$

- Resistência laje ao cisalhamento sem armadura transversal

- $V_{Rd1} = [T_{rd} \cdot k \cdot (1,20 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = [439,25 \cdot 1,46 \cdot (1,20 + 40 \cdot 0,0045) \cdot 1,00 \cdot 0,14] = 123,9 \text{kN} \rightarrow V_{Rd1} > V_d \text{ OK!}$

- $T_{rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot 1757 = 439,25 \text{kN/m}^2$

- $f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{2460}{1,4} = 1757 \text{kN/m}^2$

- $f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 2,46 \text{ Mpa}$ ou 2460 KPa

- $k = 1,6 - d = 1,60 - 0,14 = 1,46$

- $\rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{6,30}{100 \cdot 14} = 0,0045 < 0,02$

- $\sigma_{cp} = 0$ (Sem força longitudinal)

- Esmagamento da biela de concreto

- $V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot 0,84 \cdot 28600 \cdot 1,00 \cdot 0,14 = 908,10 \text{kN/m}$

- $\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{40}{250} = 0,84$

- $V_d < V_{Rd2}$ **OK!**

- Deformação Abas S1

- Flecha imediata = $a_{t,0} = 0,000004 \text{cm}$

- Verificação da seção no Estádio II

$$- M_{at} = M_{a,cqp} = 2,4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$- M_r = \alpha \cdot \frac{f_{ct,m}}{y_t} \cdot I_c = 1,5 \cdot \frac{3510}{0,10} \cdot 6,67 \cdot 10^{-4} = 35,12 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ (Momento de fissuração)}$$

$$- y_t = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm ou } 0,10 \text{ m}$$

$$- \alpha = 1,5 \text{ (seção retangular)}$$

$$- I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,20^3}{12} = 6,67 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \text{ ou}$$

$$- f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51 \text{ Mpa ou } 3510 \text{ KPa}$$

- Sendo $M_{at} < M_r \rightarrow$ Seção no estádio I

- Efeito fluência

$$- \alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1+50 \cdot \rho_f} \text{ sendo } \rightarrow - \alpha_f = \frac{2-0,54}{1+50 \cdot 0} = 1,46$$

$$- \text{Flecha total} = a_{t,\infty} = a_1 \cdot (1+\alpha_f) = 0,000004 \cdot (1+1,46) = 0,00001 \text{ cm}$$

$$- \text{Flecha limite } a_{lim} = \left(\frac{40}{250} \right) = 0,16 \text{ cm}$$

- Sendo $a_{t,\infty} \leq a_{lim}$ **OK!**

-Tensão Admissível (E.L.: -1,305)

A favor da segurança serão calculadas as rupturas geral e local para argila arenosa e será considerado o menor valor entre elas para a determinação da tensão admissível. Foram adotados os seguintes parâmetros de solo baseados em correlações com SPT e experiência do autor.

P/ sapata retangular

$Z = 3B = 3 \cdot 1,40 \text{ m} = 4,20 \rightarrow 5 \text{ m}$ – Profundidade do bulbo de tensões

$$N_{SPT,m} = \frac{7+6+9+8+11}{5} = 8,20 \rightarrow 8 - N_{spt} \text{ médio do bulbo de tensões}$$

- $c = 19 \text{ kN/m}^2$ - coesão do solo
- $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ - peso específico do solo saturado
- $\gamma_{sub} = 18 - 10 = 8 \text{ kN/m}^3$ - peso específico do solo submerso
- $q = \gamma_{sub} \cdot h = 8 \cdot 3,44 = 27,5 \text{ kN/m}^2$ - sobrecarga na cota de assentamento da fundação
- $h = 3,44 \text{ m}$ - distância da superfície do solo até a cota de assentamento da fundação

- $B = 1,40\text{m}$ – Menor dimensão da sapata
- $L = 3,00\text{m}$ – Maior dimensão da sapata

Ruptura geral

- $\varphi = 27^\circ$ - ângulo de atrito do solo
- $\text{tg } \varphi = 0,51$
- $N_c = 23,94$; $N_q = 13,20$; $N_\gamma = 14,47$; $(N_q/N_c) = 0,55$ – (tabela 13)
- S_c , S_q e S_γ (tabela 12)

$$S_c = 1 + (B/L) \cdot (N_q/N_c) = 1 + [(1,40/3) \cdot 0,55] = 1,26$$

$$S_q = 1 + (B/L) \cdot \text{tg } \varphi = 1 + [(1,40/3) \cdot 0,51] = 1,24$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \cdot (B/L) = 1 - [0,4 \cdot (1,4/3)] = 0,81$$

$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$, para solos compactos ou rijos (Ruptura geral);

$$\sigma_r = (19 \cdot 23,94 \cdot 1,26) + (27,5 \cdot 13,20 \cdot 1,24) + (0,5 \cdot 8 \cdot 1,40 \cdot 14,47 \cdot 0,81) = 1089\text{kPa}$$

Ruptura local

- $\text{tg } \varphi^* = 0,667 \text{ tg } \varphi = 0,667 \text{ tg } (27^\circ) = 0,34$
- $\varphi^* = \text{tg}^{-1}(\varphi^*) = \text{tg}^{-1}(0,34) = 18,77^\circ$
- $c' = (2/3) \cdot c = (2/3) \cdot 19 = 12,67\text{kN/m}^2$
- $N'_c = 13,10$; $N'_q = 5,26$; $N'_\gamma = 4,07$; $(N'_q/N'_c) = 0,40$ – (tabela 13)
- S_c , S_q e S_γ (tabela 12)

$$S_c = 1 + (B/L) \cdot (N_q/N_c) = 1 + [(1,40/3) \cdot 0,40] = 1,19$$

$$S_q = 1 + (B/L) \cdot \text{tg } \varphi = 1 + [(1,40/3) \cdot 0,34] = 1,16$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \cdot (B/L) = 1 - [0,4 \cdot (1,4/3)] = 0,81$$

$\sigma_r = c' \cdot N'_c \cdot S_c + q \cdot N'_q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_\gamma \cdot S_\gamma$, para solos moles ou fofo (Ruptura local);

$$\sigma_r = (12,67 \cdot 13,10 \cdot 1,19) + (27,5 \cdot 5,26 \cdot 1,16) + (0,5 \cdot 8 \cdot 1,40 \cdot 4,07 \cdot 0,81) = 383,8\text{kPa}$$

$$\sigma_a = \sigma_r / FS$$

$$\sigma_a = 383,8 / 3 = 127,9\text{kPa}$$

Onde:

- σ_a é a tensão admissível adotada para cálculo
- σ_r é a tensão de ruptura

- FS é o fator de segurança global (Adotado 3.0)

Tensão atuante

- área total de contato = $3\text{m} \cdot 1,40\text{m} = 4,20\text{m}^2$

- Carga Permanente

- Peso Próprio

- Lajes de fundo = $3,00\text{m} \cdot 1,40\text{m} \cdot 0,25 \cdot 25\text{kN/m}^3 = 26,25\text{kN}$

- Par1a = $((2,75 \cdot 0,25 \cdot 1,93) + (2,75 \cdot 0,20 \cdot 1,36)) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 51,87\text{kN}$

- Aba S1_{Par1a} = $0,105\text{m}^2 \cdot 3\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 7,88\text{kN}$

- Par2a = $(2,75 \cdot 0,25 \cdot 1,93) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 33,17\text{kN}$

- Par3b = $((1,40 \cdot 0,25 \cdot 1,93) + (1,40 \cdot 0,20 \cdot 1,36)) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 26,41\text{kN}$

- Par4 = $(0,53 \cdot 0,25 \cdot 0,90) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 2,98\text{kN}$

- Par6, Par7, laje e vigas = $0,31\text{m}^3 \cdot 25\text{kN/m}^3 = 7,75\text{kN}$

- Total Peso Próprio = 156,31kN

- Peso Água Máximo = $[(1,73\text{m} \cdot 2,50\text{m} \cdot 0,90\text{m}) + (0,25\text{m} \cdot 1,20\text{m} \cdot 0,90\text{m})] \cdot 10\text{kN/m}^3 = 41,63\text{kN}$

- Enchimento = $2 \cdot 0,15\text{m} \cdot 1,60\text{m} \cdot 0,5\text{m} \cdot 24\text{kN/m}^3 = 5,76\text{kN}$

- Revestimento

- Laje E.L.: -1,305 = $2,75\text{m} \cdot 0,90\text{m} \cdot 1,5\text{kN/m}^2 = 3,71\text{kN}$

- Cunha de solo sobre aba S1_{Par1a} = $0,30 \cdot 3 \cdot 1 \cdot 21\text{kN/m}^3 = 18,9\text{kN}$

- Total Carga Permanente = 226,31kN

- Empuxos Verticais:

- Solo

A favor da segurança, para a verificação da tensão admissível, será considerado os empuxos verticais com o peso específico do solo saturado.

- E_{a,s} – Empuxo ativo solo (h=3,44m)

- $E_{a,s} = \frac{k_a \cdot \rho_s \cdot h^2}{2} = \frac{0,439 \cdot 21 \cdot 3,44^2}{2} = 54,55\text{kN/m}$

- E_{av} = E_a · sen(α + δ) = $54,55 \cdot \text{sen}(0+13) = 12,27\text{kN/m}$ (Parcela Vertical)

- E_{a,s} – Empuxo ativo solo (h=1,78m)

$$- E_{a,s} = \frac{k_a \cdot \rho_s \cdot h^2}{2} = \frac{0,439 \cdot 21 \cdot 1,78^2}{2} = 14,6 \text{ kN/m}$$

$$- E_{av} = E_a \cdot \sin(\alpha + \delta) = 14,60 \cdot \sin(0+13) = 3,28 \text{ kN/m (Parcela Vertical)}$$

$$- E_{a,s} - \text{Empuxo ativo solo (h=0,53m)}$$

$$- E_{a,s} = \frac{k_a \cdot \rho_s \cdot h^2}{2} = \frac{0,439 \cdot 21 \cdot 0,53^2}{2} = 1,30 \text{ kN/m}$$

$$- E_{av} = E_a \cdot \sin(\alpha + \delta) = 1,30 \cdot \sin(0+13) = 0,30 \text{ kN/m (Parcela Vertical)}$$

$$- \text{Par1a} = 12,27 \text{ kN/m} \cdot 3,00 \text{ m} = 36,40 \text{ kN}$$

$$- \text{Par2a} = 3,28 \text{ kN/m} \cdot 3,00 \text{ m} = 9,84 \text{ kN}$$

$$- \text{Par3b} = 12,27 \text{ kN/m} \cdot 1,40 \text{ m} = 17,18 \text{ kN}$$

$$- \text{Par4} = 0,30 \text{ kN/m} \cdot 1,40 \text{ m} = 0,42 \text{ kN}$$

- Sobrecarga

$$- \text{Par1a} = 6,79 \text{ kN/m} \cdot 3,00 \text{ m} = 20,37 \text{ kN}$$

$$- \text{Par2a} = 3,52 \text{ kN/m} \cdot 3,00 \text{ m} = 10,56 \text{ kN}$$

$$- \text{Par3b} = 6,79 \text{ kN/m} \cdot 1,40 \text{ m} = 9,51 \text{ kN}$$

$$- \text{Par4} = 0,28 \text{ kN/m} \cdot 1,40 \text{ m} = 0,39 \text{ kN}$$

$$- \text{Total empuxos verticais} = 104,67 \text{ kN}$$

$$- \text{Total carregamentos verticais} = 331 \text{ kN}$$

$$- \sigma_{med} = \frac{331,00}{4,20} = 78,81 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a = 127,9 \text{ kPa} \geq \sigma_{med} = 78,81 \text{ kPa} - \text{Ok}$$

-Tensão Admissível (E.L.: -0,775)

A favor da segurança serão calculadas as rupturas geral e local para argila arenosa e será considerado o menor valor entre elas para a determinação da tensão admissível. Foram adotados os seguintes parâmetros de solo baseados em correlações com SPT e experiência do autor.

P/ sapata retangular

$$Z = 3B = 3 \cdot 1,20 \text{ m} = 3,60 \rightarrow 4 \text{ m} - \text{Profundidade do bulbo de tensões}$$

$$N_{SPT,m} = \frac{7+6+9+8}{4} = 7,5 \rightarrow 7 - N_{spt} \text{ médio do bulbo de tensões}$$

- $c = 17 \text{ kN/m}^2$ - coesão do solo
- $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ - peso específico do solo saturado

- $\gamma_{\text{sub}} = 18 - 10 = 8 \text{ kN/m}^3$ - peso específico do solo submerso
- $q = \gamma_{\text{sub}} \cdot h = 8 \cdot 2,91 = 23,3 \text{ kN/m}^2$ - sobrecarga na cota de assentamento da fundação
- $h = 2,91 \text{ m}$ - distância da superfície do solo até a cota de assentamento da fundação
- $B = 1,20 \text{ m}$ – Menor dimensão da sapata
- $L = 1,40 \text{ m}$ – Maior dimensão da sapata

Ruptura geral

- $\varphi = 27^\circ$ - ângulo de atrito do solo
- $\text{tg } \varphi = 0,51$
- $N_c = 23,94$; $N_q = 13,20$; $N_\gamma = 14,47$; $(N_q/N_c) = 0,55$ – (tabela 13)
- S_c , S_q e S_γ (tabela 12)

$$S_c = 1 + (B/L) \cdot (N_q/N_c) = 1 + [(1,20/1,40) \cdot 0,55] = 1,47$$

$$S_q = 1 + (B/L) \cdot \text{tg } \varphi = 1 + [(1,20/1,40) \cdot 0,51] = 1,44$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \cdot (B/L) = 1 - [0,4 \cdot (1,20/1,40)] = 0,66$$

$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$, para solos compactos ou rijos (Ruptura geral);

$$\sigma_r = (17 \cdot 23,94 \cdot 1,47) + (23,30 \cdot 13,20 \cdot 1,44) + (0,5 \cdot 8 \cdot 1,20 \cdot 14,47 \cdot 0,66) = 1087 \text{ kPa}$$

Ruptura local

- $\text{tg } \varphi^* = 0,667$ $\text{tg } \varphi = 0,667$ $\text{tg } (27^\circ) = 0,34$
- $\varphi^* = \text{tg}^{-1}(\varphi^*) = \text{tg}^{-1}(0,34) = 18,77^\circ$
- $c' = (2/3) \cdot c = (2/3) \cdot 17 = 11,33 \text{ kN/m}^2$
- $N'_c = 13,10$; $N'_q = 5,26$; $N'_\gamma = 4,07$; $(N'_q/N'_c) = 0,40$ – (tabela 13)
- S_c , S_q e S_γ (tabela 12)

$$S_c = 1 + (B/L) \cdot (N_q/N_c) = 1 + [(1,20/1,40) \cdot 0,40] = 1,34$$

$$S_q = 1 + (B/L) \cdot \text{tg } \varphi = 1 + [(1,20/1,40) \cdot 0,34] = 1,29$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \cdot (B/L) = 1 - [0,4 \cdot (1,20/1,40)] = 0,66$$

$\sigma_r = c' \cdot N'_c \cdot S_c + q \cdot N'_q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_\gamma \cdot S_\gamma$, para solos moles ou fofo (Ruptura local);

$$\sigma_r = (11,33 \cdot 13,10 \cdot 1,34) + (23,3 \cdot 5,26 \cdot 1,29) + (0,5 \cdot 8 \cdot 1,20 \cdot 4,07 \cdot 0,66) = 370 \text{ kPa}$$

$$\sigma_a = \sigma_r / FS$$

$$\sigma_a = 370 / 3 = 123\text{kPa}$$

Tensão atuante

- área total de contato = $1,20\text{m} \cdot 1,40\text{m} = 1,68\text{m}^2$

- Carga Permanente

- Peso Próprio

- Laje E.L.: -0,775 = $1,20\text{m} \cdot 1,40\text{m} \cdot 0,25 \cdot 25\text{kN/m}^3 = 10,5\text{kN}$

- Aba S1_{Par1b} = $0,105\text{m}^2 \cdot 1,20\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 3,15\text{kN}$

- Par1b = $((0,95 \cdot 0,25 \cdot 1,40) + (0,95 \cdot 0,20 \cdot 1,36)) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 14,77\text{kN}$

- Par2b = $(0,95 \cdot 0,25 \cdot 1,40) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 8,31\text{kN}$

- Par5b = $((1,40 \cdot 0,25 \cdot 1,40) + (1,40 \cdot 0,20 \cdot 1,36)) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 21,77\text{kN}$

- Aba S1_{Par5b} = $0,105\text{m}^2 \cdot 1,70\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 4,46\text{kN}$

- Laje E.L.: +0,625 = $0,90 \cdot 1,01 \cdot 0,20 \cdot 25\text{kN/m}^3 = 4,55\text{kN}$

- Total Peso Próprio = 67,51kN

- Peso Água Máximo = $1,20\text{m} \cdot 0,95\text{m} \cdot 0,90\text{m} \cdot 10\text{kN/m}^3 = 10,26\text{kN}$

- Enchimento = $0,40\text{m}^3 \cdot 24\text{kN/m}^3 = 9,6\text{kN}$

- Revestimento

- Laje E.L.: -0,775 = $0,95\text{m} \cdot 0,90\text{m} \cdot 1,5\text{kN/m}^2 = 1,28\text{kN}$

- Laje E.L.: +0,625 = $0,90\text{m} \cdot 1,01\text{m} \cdot 1,5\text{kN/m}^2 = 1,36\text{kN}$

- Total Revestimento = 2,64kN

- Cunha de solo

- Solo Aba S1_{Par1b} = $0,30\text{m} \cdot 1\text{m} \cdot 1,20\text{m} \cdot 21\text{kN/m}^3 = 7,56\text{kN}$

- Solo Aba S1_{Par5b} = $0,30\text{m} \cdot 1\text{m} \cdot 1,70\text{m} \cdot 21\text{kN/m}^3 = 10,71\text{kN}$

- Total cunha solo = 18,27kN

- Total Carga Permanente = 108,28kN

- Sobrecarga:

- Laje de topo Nível E.L.: +0,625 = $1,04 \cdot 1,15 \cdot 3\text{kN/m}^2 = 3,59\text{kN}$

- Empuxos Verticais:

- Solo

A favor da segurança, para a verificação da tensão admissível, será considerado os empuxos verticais com o peso específico do solo saturado.

- $E_{a,s}$ – Empuxo ativo solo (h=2,91m)

$$- E_{a,s} = \frac{k_a \cdot \rho_s \cdot h^2}{2} = \frac{0,439 \cdot 21 \cdot 2,91^2}{2} = 39,03 \text{ kN/m}$$

$$- E_{av} = E_a \cdot \sin(\alpha + \delta) = 39,03 \cdot \sin(0+13) = 8,78 \text{ kN/m (Parcela Vertical)}$$

- $E_{a,s}$ – Empuxo ativo solo (h=1,78m)

$$- E_{a,s} = \frac{k_a \cdot \rho_s \cdot h^2}{2} = \frac{0,439 \cdot 21 \cdot 1,78^2}{2} = 14,6 \text{ kN/m}$$

$$- E_{av} = E_a \cdot \sin(\alpha + \delta) = 14,60 \cdot \sin(0+13) = 3,28 \text{ kN/m (Parcela Vertical)}$$

$$- \text{Par1b} = 8,78 \text{ kN/m} \cdot 1,20 \text{ m} = 10,54 \text{ kN}$$

$$- \text{Par2b} = 3,28 \text{ kN/m} \cdot 1,20 \text{ m} = 3,94 \text{ kN}$$

$$- \text{Par5b} = 8,78 \text{ kN/m} \cdot 1,40 \text{ m} = 12,30 \text{ kN}$$

- Sobrecarga

$$- \text{Par1b} = 5,75 \text{ kN/m} \cdot 1,20 \text{ m} = 6,90 \text{ kN}$$

$$- \text{Par2b} = 3,52 \text{ kN/m} \cdot 1,20 \text{ m} = 4,22 \text{ kN}$$

$$- \text{Par5b} = 5,75 \text{ kN/m} \cdot 1,40 \text{ m} = 8,05 \text{ kN}$$

- Total empuxos verticais = 45,95kN

- Total carregamentos verticais = 157,82kN

$$- \sigma_{med} = \frac{157,82}{1,68} = 93,94 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a = 123 \text{ kPa} \geq \sigma_{med} = 93,94 \text{ kPa} - \text{Ok}$$

- Tensão Admissível (Laje E.L.:+0,425)

A favor da segurança serão calculadas as rupturas geral e local para argila arenosa e será considerado o menor valor entre elas para a determinação da tensão admissível. Foram adotados os seguintes parâmetros de solo baseados em correlações com SPT e experiência do autor.

P/ sapata retangular

$Z = 3B = 3 \cdot 1,80 \text{ m} = 5,40 \rightarrow 6 \text{ m}$ – Profundidade do bulbo de tensões

$$N_{\text{SPT}_m} = \frac{7+5+7+6+9+8}{6} = 7 - \text{Nspt médio do bulbo de tensões}$$

- $c = 17 \text{ kN/m}^2$ - coesão do solo

- $\gamma = 18\text{kN/m}^3$ - peso específico do solo saturado
- $\gamma_{\text{sub}} = 18 - 10 = 8\text{kN/m}^3$ - peso específico do solo submerso
- $q = \gamma_{\text{sub}} \cdot h = 8 \cdot 1,66 = 13,28\text{kN/m}^2$ - sobrecarga na cota de assentamento da fundação
- $h = 1,66\text{m}$ - distância da superfície do solo até a cota de assentamento da fundação
- $B = 1,80\text{m}$ – Menor dimensão da sapata
- $L = 4,64\text{m}$ – Maior dimensão da sapata

Ruptura geral

- $\varphi = 27^\circ$ - ângulo de atrito do solo
- $\text{tg } \varphi = 0,51$
- $N_c = 23,94$; $N_q = 13,20$; $N_\gamma = 14,47$; $(N_q/N_c) = 0,55$ – (tabela 13)
- S_c , S_q e S_γ (tabela 12)

$$S_c = 1 + (B/L) \cdot (N_q/N_c) = 1 + [(1,80/4,64) \cdot 0,55] = 1,21$$

$$S_q = 1 + (B/L) \cdot \text{tg } \varphi = 1 + [(1,80/4,64) \cdot 0,51] = 1,20$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \cdot (B/L) = 1 - [0,4 \cdot (1,80/4,64)] = 0,84$$

$$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma, \text{ para solos compactos ou rijos (Ruptura}$$

geral);

$$\sigma_r = (17 \cdot 23,94 \cdot 1,21) + (13,28 \cdot 13,20 \cdot 1,20) + (0,5 \cdot 8 \cdot 1,80 \cdot 14,47 \cdot 0,84) = 790\text{kPa}$$

Ruptura local

- $\text{tg } \varphi^* = 0,667 \text{ tg } \varphi = 0,667 \text{ tg } (27^\circ) = 0,34$
- $\varphi^* = \text{tg}^{-1}(\varphi^*) = \text{tg}^{-1}(0,34) = 18,77^\circ$
- $c' = (2/3) \cdot c = (2/3) \cdot 17 = 11,33\text{kN/m}^2$
- $N'_c = 13,10$; $N'_q = 5,26$; $N'_\gamma = 4,07$; $(N'_q/N'_c) = 0,40$ – (tabela 13)
- S_c , S_q e S_γ (tabela 12)

$$S_c = 1 + (B/L) \cdot (N_q/N_c) = 1 + [(1,80/4,64) \cdot 0,40] = 1,16$$

$$S_q = 1 + (B/L) \cdot \text{tg } \varphi = 1 + [(1,80/4,64) \cdot 0,34] = 1,13$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \cdot (B/L) = 1 - [0,4 \cdot (1,80/4,64)] = 0,84$$

$$\sigma_r = c' \cdot N'_c \cdot S_c + q \cdot N'_q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_\gamma \cdot S_\gamma, \text{ para solos moles ou fofo (Ruptura}$$

local);

$$\sigma_r = (11,33 \cdot 13,10 \cdot 1,16) + (13,28 \cdot 5,26 \cdot 1,13) + (0,5 \cdot 8 \cdot 1,80 \cdot 4,07 \cdot 0,84) = 275,7\text{kPa}$$

$$\sigma_a = \sigma_r / FS$$

$$\sigma_a = 275,7 / 3 = 91,9\text{kPa}$$

Tensão atuante

- área total de contato = 8,1m²

- Carga Permanente:

- Peso Próprio

- Laje E.L.:+0,425 = 8,10m²·0,20m·25kN/m³ = 40,50kN

- Peso da escada = 0,8m·2·16,15kN/m = 25,84kN

- Par3a = (1,80·0,20·1,56)·25kN/m³ = 14,04kN

- Par5a = (0,80·0,20·1,56)·25kN/m³ = 6,24kN

- Aba S1_{Par5a} = 0,105m²·0,60m·25kN/m³ = 1,58kN

- Par8 = (0,24·0,20·1,56)·25kN/m³ = 1,87kN

- Aba S1_{Par8} = 0,105m²·0,14m·25kN/m³ = 0,37kN

- Par9 = (4,24·0,20·1,56)·25kN/m³ = 33,03kN

- Aba S1_{Par9} = 0,105m²·4,64m·25kN/m³ = 12,18kN

- Par10 = (1,20·0,20·1,46)·25kN/m³ = 8,76kN

- Aba S1_{Par10} = 0,105m²·1,80m·25kN/m³ = 4,73kN

-Total = 149,14kN

- Revestimento = 8,10m²·1,5kN/m² = 12,15kN

- Cunha de solo sobre abas

- Solo Aba S1_{Par5a} = 0,30m·1,00m·0,60·21kN/m³ = 3,78kN

- Solo Aba S1_{Par8} = 0,30m·1,00m·0,24·21kN/m³ = 1,51kN

- Solo Aba S1_{Par9} = 0,30m·1,00m·4,64·21kN/m³ = 29,23kN

- Solo Aba S1_{Par10} = 0,30m·1,00m·1,80·21kN/m³ = 11,34kN

-Total = 45,86kN

- Total Carga Permanente = 207,15kN

- Sobrecarga:

-Total sobrecarga = 8,10m²· 3kN/m² = 24,3kN

- Empuxos Verticais:

- Solo

A favor da segurança, para a verificação da tensão admissível, será considerado os empuxos verticais com o peso específico do solo saturado.

- $E_{a,s}$ – Empuxo ativo solo ($h=1,66m$)

$$- E_{a,s} = \frac{k_a \cdot \rho_s \cdot h^2}{2} = \frac{0,439 \cdot 21 \cdot 1,66^2}{2} = 12,70 \text{ kN/m}$$

- $E_{av} = E_a \cdot \text{sen}(\alpha + \delta) = 12,70 \cdot \text{sen}(0+13) = 2,86 \text{ kN/m}$ (Parcela Vertical)

- Par3a = $2,86 \text{ kN/m} \cdot 1,80 \text{ m} = 5,15 \text{ kN}$

- Par5a = $2,86 \text{ kN/m} \cdot 0,60 \text{ m} = 1,72 \text{ kN}$

- Par8 = $2,86 \text{ kN/m} \cdot 0,44 \text{ m} = 1,26 \text{ kN}$

- Par9 = $2,86 \text{ kN/m} \cdot 4,64 \text{ m} = 13,27 \text{ kN}$

- Par10 = $2,86 \text{ kN/m} \cdot 1,20 \text{ m} = 3,43 \text{ kN}$

- Sobrecarga

- Par3a = $3,28 \text{ kN/m} \cdot 1,80 \text{ m} = 5,90 \text{ kN}$

- Par5a = $3,28 \text{ kN/m} \cdot 0,60 \text{ m} = 2,00 \text{ kN}$

- Par8 = $3,28 \text{ kN/m} \cdot 0,44 \text{ m} = 1,44 \text{ kN}$

- Par9 = $3,28 \text{ kN/m} \cdot 4,64 \text{ m} = 15,22 \text{ kN}$

- Par10 = $3,28 \text{ kN/m} \cdot 1,20 \text{ m} = 3,94 \text{ kN}$

- Total empuxos verticais = 53,33kN

- Total carregamentos verticais = 284,78kN

$$- \sigma_{med} = \frac{\Sigma V}{A} = \frac{284,78}{8,10} = 35,16 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a = 91,9 \text{ kPa} \geq \sigma_{med} = 35,16 \text{ kPa} - \text{Ok}$$

- Recalque laje E.L.: -1,305

Como para a EEEB1 foram realizados dois furos de sondagem que apresentaram características de solo diferentes, a favor da segurança, será realizada a verificação do recalque para ambos os perfis de solo.

- SP-03 = Recalque em areias - Pelo método de Schmertmann (1970) adaptado por José Carlos A. Cintra e Nelson Aoki.

$$- \rho_d = C_1 \cdot C_2 \cdot \sigma^* \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E_s} \Delta Z \right) i$$

Sendo

- C_1 = Fator de correção do recalque por embutimento
- C_1 = Fator de correção do recalque pelo efeito do tempo
- σ^* = tensão líquida aplicada pela fundação

$$(\sigma^* = \sigma - q)$$

- σ = Tensão na base da fundação
- q = tensão vertical efetiva á cota de apoio da fundação
- I_z = Fator de influência na deformação á meia altura da i-ésima camada
- Δ_z = Espessura da i-ésima camada
- E_s = módulo de deformabilidade do solo

Valores de q , C_1 , C_2 , σ^*

$$- q = \rho_s \cdot z - \rho_a \cdot z_a = (21\text{kN/m}^3 \cdot 3,44\text{m}) - (10\text{kN/m}^3 \cdot 3,44) = 37,84\text{kN/m}^2$$

$\rho_s = 21\text{kN/m}^3$ - Peso específico do solo acima da cota da fundação

$\rho_a = 10\text{kN/m}^3$ - Peso específico da água

$$\sigma^* = \sigma - q = 78,81 - 37,84 = 40,97\text{kN/m}^2 \text{ ou } 0,04097 \text{ Mpa}$$

$$\sigma = 78,81\text{kN/m}^2$$

$$- C_1 = 1 - 0,5 \cdot \frac{q}{\sigma^*} = 1 - 0,5 \cdot \frac{37,84}{40,97} = 0,54$$

$$- C_2 = 1 + 0,2 \cdot \log\left(\frac{t}{0,1}\right) = 1 + 0,2 \cdot \log\left(\frac{1}{0,1}\right) = 1,20$$

$t = 1$ – Considerando 1 ano

Desenho do triângulo para o fator de influência

Sapata retangular

$$- \frac{L}{B} = \frac{3,00}{1,40} = 2,14$$

- Cota de assentamento da fundação = 3,44m

$$- z_{\text{máx}} = 2 \cdot \left[1 + \log\left(\frac{L}{B}\right)\right] \cdot B$$

$$- z_{\text{máx}} = 2 \cdot \left[1 + \log\left(\frac{3,00}{1,40}\right)\right] \cdot 1,40 = 3,73\text{m} + 3,44\text{m} = 7,17\text{m}$$

$$- z_{Lz\text{máx}} = \frac{1}{4} \cdot z = \frac{1}{4} \cdot 3,73 = 0,93\text{m} + 3,44\text{m} = 4,37\text{m}$$

$$- I_{zm\acute{a}x} = 0,5 + 0,1 \cdot \sqrt{\sigma^* / \sigma_v} = 0,5 + 0,1 \cdot \sqrt{40,97 / 48,07} = 0,59$$

$$\sigma_v = \rho_s \cdot Z_{Lzm\acute{a}x} - \rho_a \cdot Z_a = (21 \cdot 4,37) - (10 \cdot 4,37) = 48,07 \text{ kN/m}^2$$

- $I_{z \text{ inicial}} = 0,113$ – (Definição do autor por interpolação do gráfico para sapata retangular)

$$- \Delta_{zm\acute{a}x} = \frac{B}{2} = \frac{1,40}{2} = 0,70 \text{ m}$$

- E_{si} = módulo de deformabilidade do solo

$$- E_{si} = \alpha \cdot K_i \cdot N_{spti}$$

- α (tabela 10)

- K (tabela 11)

A figura a seguir representa o gráfico do triângulo do fator de influência:

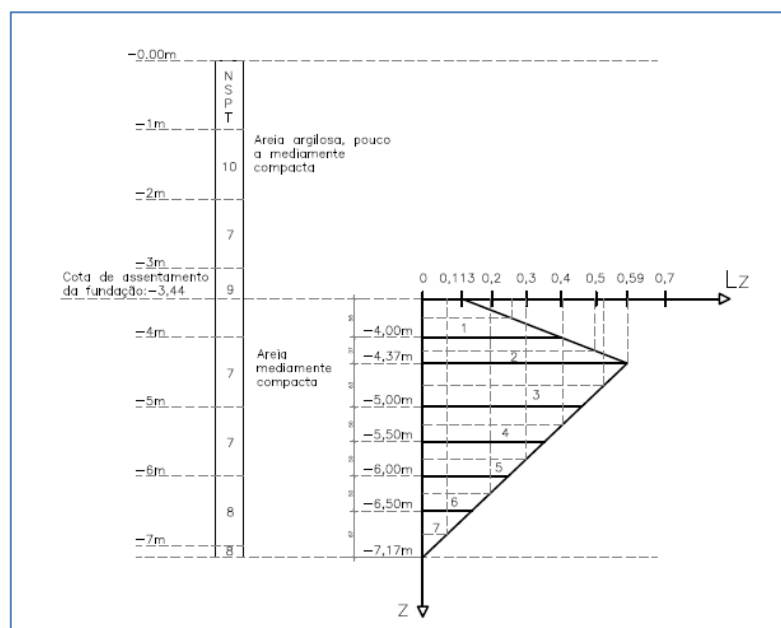


Figura 47 - Triângulo do fator de influência

Os valores extraídos do gráfico assim como os os parâmetros do solo por camada foram organizados na tabela a seguir:

Tabela 23 - Parâmetros de cada camada

Camada	Δz (m)	Z_i (m)	l_z	NSPT	α	K	E_{si} (Mpa)	$l_z \cdot \Delta z / E_s$
1	0,56	0,28	0,257	9	3	0,9	24,3	0,0059
2	0,37	0,74	0,495	7	3	0,9	18,9	0,0097
3	0,63	1,24	0,524	7	3	0,9	18,9	0,0175
4	0,5	1,81	0,405	7	3	0,9	18,9	0,0107
5	0,5	2,31	0,299	7	3	0,9	18,9	0,0079
6	0,5	2,81	0,194	8	3	0,9	21,6	0,0045
7	0,67	3,39	0,071	8	3	0,9	21,6	0,0022
Soma	3,73							0,0584

$$- \rho_d = C_1 \cdot C_2 \cdot \sigma^* \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{l_z}{E_s} \Delta z \right) i = 0,54 \cdot 1,20 \cdot 0,04097 \cdot 0,0584 = 0,0016 \text{m ou } 1,6 \text{mm}$$

$$- \rho_{\text{máx}} = 25 \text{mm (Areias)}$$

$$- \rho_d \leq \rho_{\text{máx}} \text{ OK!}$$

- SP-04 = Recalque em argila E.L.: -1,305

$$- \rho_i = \sigma \cdot B \cdot \left(\frac{1 - \nu^2}{E_s} \right) \cdot I_p \text{ sendo}$$

- σ tensão média na superfície de contato

- B largura sapata flexível

- $\nu = 0,4$ coeficiente de Poisson (tabela 14)

- E_s = módulo de deformabilidade do solo

$$- E_s = \alpha \cdot K \cdot N_{\text{spt}} = 7 \cdot 0,3 \cdot 8 = 16,8 \text{MPa ou } 16.800 \text{kN/m}^2$$

- α (tabela 10)

- I_p fator de influência forma e rigidez da sapata

$$- \frac{L}{B} = \frac{300}{140} = 2,14$$

- I_p Centro = 1,56 (tabela 16)

- I_p Canto = 0,78 (tabela 16)

- I_p Médio = 1,33 (tabela 16)

$$- \rho_{\text{centro}} = 78,81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1400 \text{mm} \cdot \left(\frac{1 - 0,4^2}{16800 \text{kN/m}^2} \right) \cdot 1,56 = 9 \text{mm}$$

$$- \rho_{\text{canto}} = 78,81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1400 \text{mm} \cdot \left(\frac{1 - 0,4^2}{16800 \text{kN/m}^2} \right) \cdot 0,78 = 4 \text{mm}$$

$$- \rho_{\text{médio}} = 78,81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1400 \text{mm} \cdot \left(\frac{1 - 0,4^2}{16800 \text{kN/m}^2} \right) \cdot 1,33 = 7 \text{mm}$$

$$- \rho_{\text{máx}} = 40 \text{mm (Argilas)}$$

- $\rho_i \leq \rho_{\text{máx}}$ **OK!**

- Recalque laje E.L.: -0,775

Como para a EEEB1 foram realizados dois furos de sondagem que apresentaram características de solo diferentes, a favor da segurança, será realizada a verificação do recalque para ambos os perfis de solo.

- SP-03 = Recalque em areias - Pelo método de Schmertmann (1970) adaptado por José Carlos A. Cintra e Nelson Aoki.

$$- \rho_d = C_1 \cdot C_2 \cdot \sigma^* \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E_s} \Delta z \right) i$$

Sendo

- C_1 = Fator de correção do recalque por embutimento

- C_2 = Fator de correção do recalque pelo efeito do tempo

- σ^* = tensão líquida aplicada pela fundação

$$(\sigma^* = \sigma - q)$$

- σ = Tensão na base da fundação

- q = tensão vertical efetiva á cota de apoio da fundação

- I_z = Fator de influência na deformação á meia altura da i -ésima camada

- Δz = Espessura da i -ésima camada

- E_s = módulo de deformabilidade do solo

Valores de q , C_1 , C_2 , σ^*

$$- q = \rho_s \cdot z - \rho_a \cdot z_a = (21 \text{ kN/m}^3 \cdot 2,91 \text{ m}) - (10 \text{ kN/m}^3 \cdot 2,91) = 32 \text{ kN/m}^2$$

$\rho_s = 21 \text{ kN/m}^3$ - Peso específico do solo acima da cota da fundação

$\rho_a = 10 \text{ kN/m}^3$ - Peso específico da água

$$\sigma^* = \sigma - q = 93,94 - 32 = 61,94 \text{ kN/m}^2 \text{ ou } 0,06194 \text{ Mpa}$$

$$\sigma = 93,94 \text{ kN/m}^2$$

$$- C_1 = 1 - 0,5 \cdot \frac{q}{\sigma^*} = 1 - 0,5 \cdot \frac{32,00}{61,94} = 0,74$$

$$- C_2 = 1 + 0,2 \cdot \log\left(\frac{t}{0,1}\right) = 1 + 0,2 \cdot \log\left(\frac{1}{0,1}\right) = 1,20$$

$t = 1$ – Considerando 1 ano

Desenho do triângulo para o fator de influência

Sapata retangular

$$- \frac{L}{B} = \frac{1,40}{1,20} = 1,17$$

- Cota de assentamento da fundação = 2,91m

$$- z_{\text{máx}} = 2 \cdot [1 + \log\left(\frac{L}{B}\right)] \cdot B$$

$$- z_{\text{máx}} = 2 \cdot [1 + \log\left(\frac{1,40}{1,20}\right)] \cdot 1,20 = 2,56\text{m} + 2,91\text{m} = 5,47\text{m}$$

$$- z_{Lz\text{máx}} = \frac{1}{4} \cdot z = \frac{1}{4} \cdot 2,56 = 0,64\text{m} + 2,91\text{m} = 3,55\text{m}$$

$$- I_{z\text{máx}} = 0,5 + 0,1 \cdot \sqrt{\sigma^* / \sigma_v} = 0,5 + 0,1 \cdot \sqrt{61,94 / 39,05} = 0,63$$

$$\sigma_v = \rho_s \cdot z_{Lz\text{máx}} - \rho_a \cdot z_a = (21 \cdot 3,55) - (10 \cdot 3,55) = 39,05\text{kN/m}^2$$

- $I_{z\text{inicial}} = 0,102$ – (Definição do autor por interpolação)

$$- \Delta_{z\text{máx}} = \frac{B}{2} = \frac{1,20}{2} = 0,60\text{m}$$

- E_{si} = módulo de deformabilidade do solo

$$- E_{si} = \alpha \cdot K_i \cdot N_{\text{spti}}$$

- α (tabela 10)

- K (tabela 11)

A figura a seguir representa o gráfico do triângulo do fator de influência:

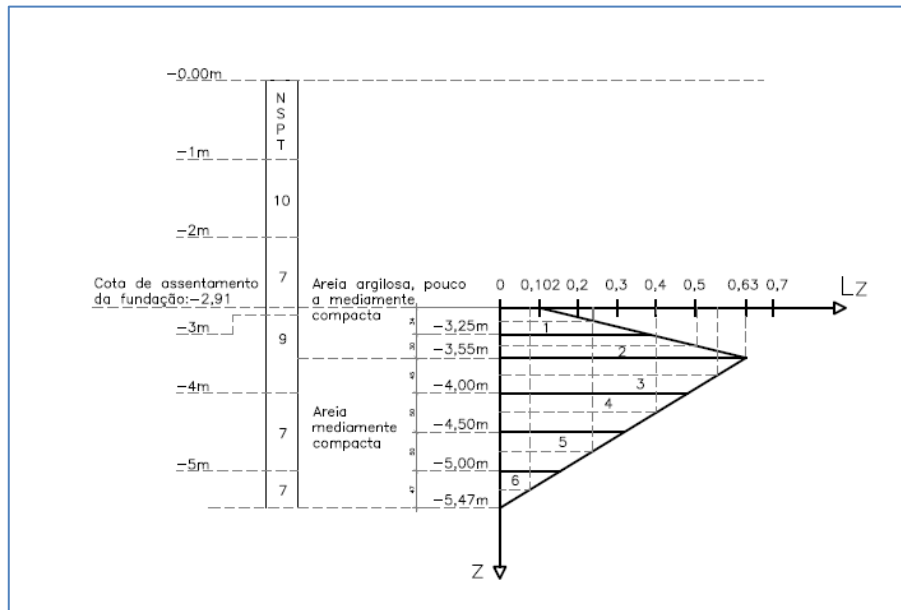


Figura 48 - Triângulo do fator de influência

Os valores extraídos do gráfico assim como os os parâmetros do solo por camada foram organizados na tabela a seguir:

Tabela 24 - Parâmetros de cada camada

Camada	Δz (m)	Z_i (m)	l_z	NSPT	α	K	E_{si} (Mpa)	$l_z \cdot \Delta z / E_s$
1	0,34	0,17	0,242	9	3	0,6	16,2	0,0051
2	0,3	0,49	0,506	9	3	0,6	16,2	0,0094
3	0,45	0,86	0,557	9	3	0,9	24,3	0,0103
4	0,5	1,34	0,401	7	3	0,9	18,9	0,0106
5	0,5	1,84	0,236	7	3	0,9	18,9	0,0062
6	0,47	2,32	0,077	7	3	0,9	18,9	0,0019
Soma	2,56							0,0435

$$- \rho_d = C_1 \cdot C_2 \cdot \sigma^* \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{l_z}{E_s} \Delta z \right) i = 0,74 \cdot 1,20 \cdot 0,06194 \cdot 0,0435 = 0,0024 \text{m ou } 2,4 \text{mm}$$

$$- \rho_{\text{máx}} = 25 \text{mm (Areias)}$$

$$- \rho_d \leq \rho_{\text{máx}} \text{ OK!}$$

$$- \text{SP-04} = \text{Recalque em argila E.L.: } -0,775$$

$$- \rho_i = \sigma \cdot B \cdot \left(\frac{1-v^2}{E_s} \right) \cdot I_p \text{ sendo}$$

- σ tensão média na superfície de contato

- B largura sapata flexível

- $v = 0,4$ coeficiente de Poisson (tabela 14)

- E_s = módulo de deformabilidade do solo

$$- E_s = \alpha \cdot K \cdot N_{\text{spt}} = 7 \cdot 0,3 \cdot 7 = 14,7 \text{MPa ou } 14.700 \text{kN/m}^2$$

- α (tabela 10)

- I_p fator de influência forma e rigidez da sapata

$$- \frac{L}{B} = \frac{140}{120} = 1,17$$

- I_p Centro = 1,20 (tabela 16)

- I_p Canto = 0,60 (tabela 16)

- I_p Médio = 1,02 (tabela 16)

$$- \rho_{\text{centro}} = 93,94 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1200 \text{mm} \cdot \left(\frac{1 - 0,4^2}{14700 \text{kN/m}^2} \right) \cdot 1,20 = 8 \text{mm}$$

$$- \rho_{\text{canto}} = 93,94 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1200 \text{mm} \cdot \left(\frac{1 - 0,4^2}{14700 \text{kN/m}^2} \right) \cdot 0,60 = 4 \text{mm}$$

$$- \rho_{\text{médio}} = 93,94 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1200 \text{mm} \cdot \left(\frac{1 - 0,4^2}{14700 \text{kN/m}^2} \right) \cdot 1,02 = 7 \text{mm}$$

- $\rho_{\text{máx}} = 40 \text{mm}$ (Argilas)

- $\rho_i \leq \rho_{\text{máx}}$ **OK!**

- Recalque laje E.L.:+0,425

Como para a EEEB1 foram realizados dois furos de sondagem que apresentaram características de solo diferentes, a favor da segurança, será realizada a verificação do recalque para ambos os perfis de solo.

- SP-03 = Recalque em areias - Pelo método de Schmertmann (1970) adaptado por José Carlos A. Cintra e Nelson Aoki.

$$- \rho_d = C_1 \cdot C_2 \cdot \sigma^* \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E_s} \Delta z \right) i$$

Sendo

- C_1 = Fator de correção do recalque por embutimento

- C_2 = Fator de correção do recalque pelo efeito do tempo

- σ^* = tensão líquida aplicada pela fundação

$$(\sigma^* = \sigma - q)$$

- σ = Tensão na base da fundação

- q = tensão vertical efetiva á cota de apoio da fundação

- I_z = Fator de influência na deformação á meia altura da i -ésima camada

- Δ_z = Espessura da i-ésima camada

- E_s = módulo de deformabilidade do solo

Valores de q , C_1 , C_2 , σ^*

$$- q = \rho_s \cdot z - \rho_a \cdot z_a = (21\text{kN/m}^3 \cdot 1,66\text{m}) - (10\text{kN/m}^3 \cdot 1,66) = 18,26\text{kN/m}^2$$

$\rho_s = 21\text{kN/m}^3$ - Peso específico do solo acima da cota da fundação

$\rho_a = 10\text{kN/m}^3$ - Peso específico da água

$$\sigma^* = \sigma - q = 35,16 - 18,26 = 16,90\text{kN/m}^2 \text{ ou } 0,01690 \text{ Mpa}$$

$$\sigma = 35,16\text{kN/m}^2$$

$$- C_1 = 1 - 0,5 \cdot \frac{q}{\sigma^*} = 1 - 0,5 \cdot \frac{18,26}{16,90} = 0,46$$

$$- C_2 = 1 + 0,2 \cdot \log\left(\frac{t}{0,1}\right) = 1 + 0,2 \cdot \log\left(\frac{1}{0,1}\right) = 1,20$$

$t = 1$ – Considerando 1 ano

Desenho do triângulo para o fator de influência

Sapata retangular

$$- \frac{L}{B} = \frac{4,64}{1,80} = 2,58$$

- Cota de assentamento da fundação = -1,66m

$$- z_{\text{máx}} = 2 \cdot [1 + \log\left(\frac{L}{B}\right)] \cdot B$$

$$- z_{\text{máx}} = 2 \cdot [1 + \log\left(\frac{4,64}{1,80}\right)] \cdot 1,80 = 5,08\text{m} + 1,66\text{m} = 6,74\text{m}$$

$$- z_{Lz\text{máx}} = \frac{1}{4} \cdot z = \frac{1}{4} \cdot 5,08 = 1,27\text{m} + 1,66\text{m} = 2,93\text{m}$$

$$- I_{z\text{máx}} = 0,5 + 0,1 \cdot \sqrt{\sigma^* / \sigma_v} = 0,5 + 0,1 \cdot \sqrt{16,90 / 32,23} = 0,57$$

$$\sigma_v = \rho_s \cdot z_{Lz\text{máx}} - \rho_a \cdot z_a = (21 \cdot 2,93) - (10 \cdot 2,93) = 32,23\text{kN/m}^2$$

- $I_{z\text{inicial}} = 0,117$ – (Definição do autor por interpolação)

$$- \Delta_{z\text{máx}} = \frac{B}{2} = \frac{1,80}{2} = 0,90\text{m}$$

- E_{si} = módulo de deformabilidade do solo

$$- E_{si} = \alpha \cdot K_i \cdot N_{\text{spti}}$$

- α (tabela 10)

- K (tabela 11)

A figura a seguir representa o gráfico do triângulo do fator de influência:

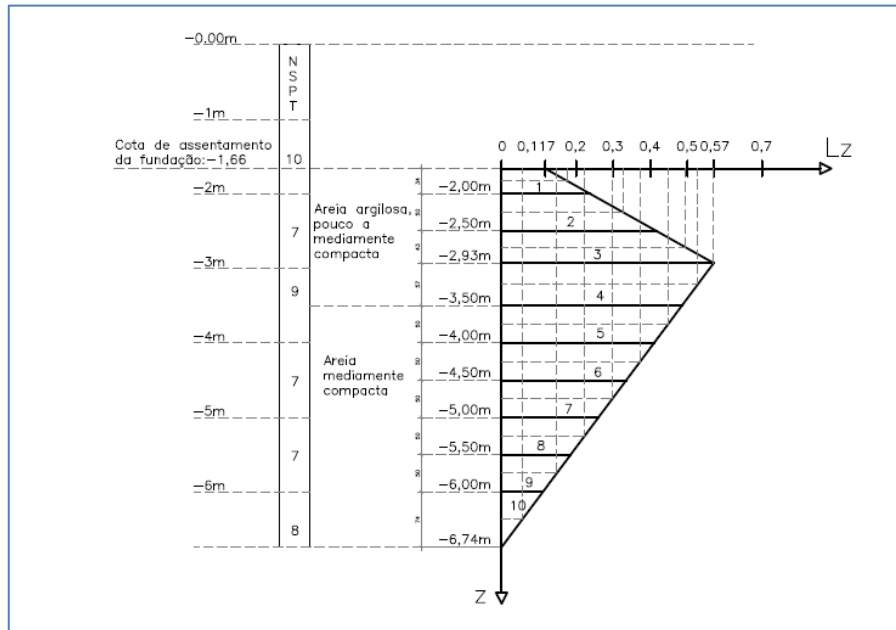


Figura 49 - Triângulo do fator de influência

Os valores extraídos do gráfico assim como os os parâmetros do solo por camada foram organizados na tabela a seguir:

Tabela 23 - Parâmetros de cada camada

Camada	Δz (m)	Z_i (m)	I_z	NSPT	α	K	E_s (Mpa)	$I_z \cdot \Delta z / E_s$
1	0,34	0,17	0,178	10	3	0,6	18	0,0034
2	0,5	0,59	0,327	7	3	0,6	12,6	0,013
3	0,43	1,05	0,493	7	3	0,6	12,6	0,0168
4	0,57	1,55	0,527	9	3	0,6	16,2	0,0185
5	0,5	2,09	0,447	9	3	0,9	24,3	0,0092
6	0,5	2,59	0,373	7	3	0,9	18,9	0,0099
7	0,5	3,09	0,298	7	3	0,9	18,9	0,0079
8	0,5	3,59	0,223	7	3	0,9	18,9	0,0059
9	0,5	4,09	0,148	7	3	0,9	18,9	0,0039
10	0,74	4,71	0,055	8	3	0,9	21,6	0,0019
Soma	5,08							0,0904

$$- \rho_d = C_1 \cdot C_2 \cdot \sigma^* \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E_s} \Delta z \right) i = 0,46 \cdot 1,20 \cdot 0,01690 \cdot 0,0904 = 0,0008\text{m ou } 0,8\text{mm}$$

$$- \rho_{\text{máx}} = 25\text{mm (Areias)}$$

$$- \rho_d \leq \rho_{\text{máx}} \text{ OK!}$$

- SP-04 = Recalque em argila E.L.:+0,425

$$- \rho_i = \sigma \cdot B \cdot \left(\frac{1 - \nu^2}{E_s} \right) \cdot I_p \text{ sendo}$$

- σ tensão média na superfície de contato

- B largura sapata flexível

- $\nu = 0,4$ coeficiente de Poisson (tabela 14)

- E_s = módulo de deformabilidade do solo

$$- E_s = \alpha \cdot K \cdot N_{\text{spt}} = 7 \cdot 0,3 \cdot 7 = 14,7 \text{MPa ou } 14.700 \text{kN/m}^2$$

- α (tabela 10)

- I_p fator de influência forma e rigidez da sapata

$$- \frac{L}{B} = \frac{464}{180} = 2,58$$

- I_p Centro = 1,67 (tabela 16)

- I_p Canto = 0,83 (tabela 16)

- I_p Médio = 1,43 (tabela 16)

$$- \rho_{\text{centro}} = 35,16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1800 \text{mm} \cdot \left(\frac{1 - 0,4^2}{14700 \text{kN/m}^2} \right) \cdot 1,67 = 6 \text{mm}$$

$$- \rho_{\text{canto}} = 35,16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1800 \text{mm} \cdot \left(\frac{1 - 0,4^2}{14700 \text{kN/m}^2} \right) \cdot 0,83 = 3 \text{mm}$$

$$- \rho_{\text{médio}} = 35,16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1800 \text{mm} \cdot \left(\frac{1 - 0,4^2}{14700 \text{kN/m}^2} \right) \cdot 1,43 = 5 \text{mm}$$

- $\rho_{\text{máx}} = 40 \text{mm}$ (Argilas)

- $\rho_i \leq \rho_{\text{máx}}$ **OK!**

Verificação à flutuação

Para a verificação à flutuação serão considerados duas condições de carregamento:

- (CCN) – Condição de Carregamento Normal

- Nível freático na cota máxima normal, indicado pelo relatório de sondagem.

$$- F_{\text{Sa}} = \frac{\sum V_r}{\sum U} \geq 1,3$$

- (CCE) – Condição de Carregamento Excepcional

- Nível freático na cota do terreno.

$$- F_{\text{Sa}} = \frac{\sum V_r}{\sum U} \geq 1,1$$

$$\Sigma U = h_a \cdot \rho_a \cdot A_b$$

sendo,

ΣV_r = Somatório de forças verticais resistentes (kN)

ΣU = Somatório de forças de subpressão (kN)

ρ_a = Peso específico da água

h_a = Diferença de cota entre a superfície do nível freático e a base da estrutura

A_b = Área da base da estrutura

- Abas

As abas foram adicionadas na estrutura com o objetivo de receber uma contribuição do peso do solo para a resistência da estrutura a subpressão causada pelo nível de água. A área da seção transversal da massa de solo atuando passivamente sobre as abas é definida por um trapézio com um ângulo α , a favor da segurança, equivalente a 45° , como demonstrado na figura a seguir.

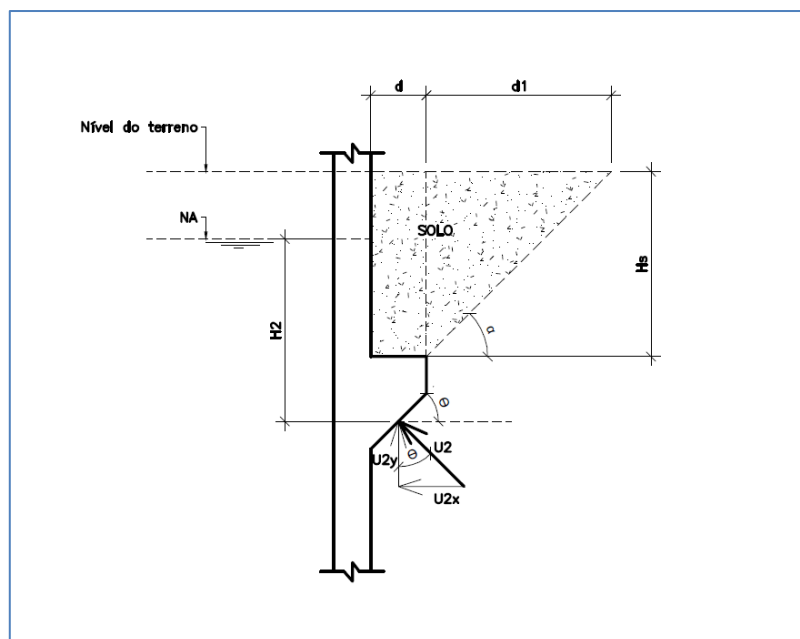


Figura 50 - Forças resistentes e forças atuantes nas abas

- H_s = Altura da camada de solo sobre o dente

- d = largura da aba

- L = comprimento total da aba

$$- d1 = \left(\frac{H_s}{\tan(\alpha)} \right)$$

- V_{solo} = Volume da massa de solo atuando passivamente sobre a aba

$$- V_{\text{solo}} = \left(\frac{[(d+d_1)+d] \cdot H_s}{2} \right) \cdot L$$

Com a finalidade de reduzir o efeito da subpressão da água atuante na aba, a base da mesma foi projetada com a seção inclinada, como é possível observar na figura anterior. Dessa maneira a parcela vertical da força de subpressão atuante na base da aba é dada por:

$$U_2 = H_2 \cdot \rho_a$$

$$U_{2y} = U_2 \cdot \cos(\Theta) \cdot A_d - \text{Parcela vertical da subpressão atuante na base da aba}$$

sendo,

H_2 = Diferença de cota entre a superfície do nível freático e a altura média da base da aba

ρ_a = 10kN/m³ - Peso específico da água

A_d = Área de projeção da base da aba

Θ = ângulo de inclinação da base da aba

Lajes de fundo (E.L.: -1,305 e E.L.: -0,775)

Forças resistentes (Σv_r)

- Peso próprio

$$- \text{Lajes de fundo} = 4,20\text{m} \cdot 1,40\text{m} \cdot 0,25 \cdot 25\text{kN/m}^3 = 36,75\text{kN}$$

$$- \text{Par1a} = ((2,75 \cdot 0,25 \cdot 1,93) + (2,75 \cdot 0,20 \cdot 1,36)) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 51,87\text{kN}$$

$$- \text{Par1b} = ((0,95 \cdot 0,25 \cdot 1,40) + (0,95 \cdot 0,20 \cdot 1,36)) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 14,77\text{kN}$$

$$- \text{Par2a} = (2,75 \cdot 0,25 \cdot 1,93) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 33,17\text{kN}$$

$$- \text{Par2b} = (0,95 \cdot 0,25 \cdot 1,40) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 8,31\text{kN}$$

$$- \text{Par3b} = ((1,40 \cdot 0,25 \cdot 1,93) + (1,40 \cdot 0,20 \cdot 1,36)) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 26,41\text{kN}$$

$$- \text{Par4} = (0,53 \cdot 0,25 \cdot 0,90) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 2,98\text{kN}$$

$$- \text{Par6, Par7, laje e vigas} = 0,31\text{m}^3 \cdot 25\text{kN/m}^3 = 7,75\text{kN}$$

$$- \text{Par5b} = ((1,40 \cdot 0,25 \cdot 1,40) + (1,40 \cdot 0,20 \cdot 1,36)) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 21,77\text{kN}$$

$$- \text{Laje E.L.: +0,625} = 0,90 \cdot 1,01 \cdot 0,20 \cdot 25\text{kN/m}^3 = 4,55\text{kN}$$

$$- \text{Aba S1}_{\text{par1,5b}} = 0,105\text{m}^2 \cdot 5,9\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 15,5\text{kN}$$

$$- \text{Total peso próprio} = 223,83\text{kN}$$

- Peso da cunha de solo sobre a aba

- $H_s = 1,00\text{m}$ - Altura da camada de solo sobre a aba
- $d = 0,30\text{m}$ - largura da aba
- $L = 5,90\text{m}$ - comprimento total da aba
- $\alpha = 45^\circ$
- $d_1 = \left(\frac{H_s}{\tan(\alpha)} \right) = \left(\frac{1,00\text{m}}{\tan(45^\circ)} \right) = 1,00\text{m}$
- $V_{\text{solo}} =$ Volume da massa de solo atuando passivamente sobre a aba
- $V_{\text{solo}} = \left(\frac{[(d+d_1)+d] \cdot H_s}{2} \right) \cdot L = \left(\frac{[(0,30\text{m}+1,00\text{m})+0,30\text{m}] \cdot 1,00\text{m}}{2} \right) \cdot 5,90\text{m} = 4,72\text{m}^3$

Como para a EEEB1 foram realizados dois furos de sondagem que apresentaram características de solo diferentes, a favor da segurança, será realizada a verificação da flutuação, considerando o solo sobre a aba com o peso específico de argila arenosa.

- $\rho_{s \text{ nat}} = 18\text{kN/m}^3$ - Peso específico do solo natural
- $\rho_s = 18\text{kN/m}^3$ - Peso específico do solo saturado
- $\rho_{s\text{-sub}} = \rho_s - \rho_a = 18 - 10 = 8\text{kN/m}^3$ - Peso específico do solo submerso

P/CCN

Como o nível freático apresentado pelo perfil de sondagem está abaixo da face da aba, para condições normais de carregamento, a massa de solo sobre a mesma será considerada com peso específico natural.

$$\text{Solo}_{s1 - \text{par}1,5b} = V_{\text{solo}} \cdot \rho_{\text{nat}} = 4,72\text{m}^3 \cdot 18\text{kN/m}^3 = 84,96\text{kN}$$

$$\Sigma V_r = 223,83 + 84,96 = 308,79\text{kN}$$

P/CCE

Para a condição de carregamento excepcional, em que o nível freático corresponde ao nível do terreno, a massa de solo sobre a aba será considerada com peso específico submerso.

$$\text{Solo}_{s1 - \text{par}1,5b} = V_{\text{solo}} \cdot \rho_{\text{sub}} = 4,72\text{m}^3 \cdot 8\text{kN/m}^3 = 37,76\text{kN}$$

$$\Sigma V_r = 223,83 + 37,76 = 261,59\text{kN}$$

(CCN) – Condição de Carregamento Normal

- $NA = E.L.: +0,435$ - Nível freático
- $h_a = 2,00\text{m}$
- $F_{s_a} = \frac{\Sigma V_r}{\Sigma U} \geq 1,3$

$$- F_{Sa} = \frac{308,79}{117,60} = 2,63 \geq 1,3 \text{ OK!}$$

Forças atuantes (ΣU)

$$\Sigma U = (h_a \cdot \rho_a \cdot A_b) + U_{2y} = 2,00\text{m} \cdot 10\text{kN/m}^3 \cdot (1,40\text{m} \cdot 4,20\text{m}) + 0 = 117,60\text{kN}$$

$$U_{2y} = H_2 \cdot \rho_a \cdot \cos(\Theta) \cdot A_d = 0 \cdot 10 \cdot \cos(45^\circ) \cdot 0,30 \cdot 5,90 = 0\text{kN}$$

$$\Theta = 45^\circ$$

$$H_2 = 0,00\text{m}$$

(CCE) – Condição de Carregamento Excepcional

- NA = E.L.:+1,885 - Nível freático

- $h_a = 3,44\text{m}$

$$- F_{Sa} = \frac{\Sigma V_r}{\Sigma U} \geq 1,1$$

$$- F_{Sa} = \frac{261,59}{219,20} = 1,19 \geq 1,1 \text{ OK!}$$

Forças atuantes (ΣU)

$$\Sigma U = [h_a \cdot \rho_a \cdot A_b] + U_{2y} = [3,44\text{m} \cdot 10\text{kN/m}^3 \cdot (1,40\text{m} \cdot 4,20\text{m})] + 16,90\text{kN} = 219,2\text{kN}$$

$$U_{2y} = H_2 \cdot \rho_a \cdot \cos(\Theta) \cdot A_d = 1,35 \cdot 10 \cdot \cos(45^\circ) \cdot 0,30 \cdot 5,90 = 16,90\text{kN}$$

$$\Theta = 45^\circ$$

$$H_2 = 1,35\text{m}$$

Laje (E.L.:+0,425)

Forças resistentes (ΣV_r)

- Peso Próprio

$$- \text{Laje E.L.:+0,425} = 8,10\text{m}^2 \cdot 0,20\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 40,50\text{kN}$$

$$- \text{Peso próprio da escada} = 0,8\text{m} \cdot 2 \cdot 9,34\text{kN/m} = 14,94\text{kN}$$

$$- \text{Par3a} = (1,80 \cdot 0,20 \cdot 1,56) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 14,04\text{kN}$$

$$- \text{Par5a} = (0,80 \cdot 0,20 \cdot 1,56) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 6,24\text{kN}$$

$$- \text{Aba S1}_{\text{Par5a}} = 0,105\text{m}^2 \cdot 0,60\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 1,58\text{kN}$$

$$- \text{Par8} = (0,24 \cdot 0,20 \cdot 1,56) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 1,87\text{kN}$$

$$- \text{Aba S1}_{\text{Par8}} = 0,105\text{m}^2 \cdot 0,14\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 0,37\text{kN}$$

$$- \text{Par9} = (4,24 \cdot 0,20 \cdot 1,56) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 33,03\text{kN}$$

$$\text{- Aba } S1_{\text{Par9}} = 0,105\text{m}^2 \cdot 4,64\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 12,18\text{kN}$$

$$\text{- Par10} = (1,20 - 0,20 \cdot 1,46) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 8,76\text{kN}$$

$$\text{- Aba } S1_{\text{Par10}} = 0,105\text{m}^2 \cdot 1,80\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 4,73\text{kN}$$

$$\text{- Total peso pr\u00f3prio} = 138,24\text{kN}$$

- Peso da cunha de solo sobre a aba

$$\text{- } H_s = 1,00\text{m} \text{ - Altura da camada de solo sobre a aba}$$

$$\text{- } d = 0,30\text{m} \text{ - largura da aba}$$

$$\text{- } L = 7,18\text{m} \text{ - comprimento total da aba}$$

$$\text{- } \alpha = 45^\circ$$

$$\text{- } d1 = \left(\frac{H_s}{\tan(\alpha)} \right) = \left(\frac{1,00\text{m}}{\tan(45^\circ)} \right) = 1,00\text{m}$$

- V_{solo} = Volume da massa de solo atuando passivamente sobre a aba

$$\text{- } V_{\text{solo}} = \left(\frac{[(d+d1)+d] \cdot H_s}{2} \right) \cdot L = \left(\frac{[(0,30\text{m}+1,00\text{m})+0,30\text{m}] \cdot 1,00\text{m}}{2} \right) \cdot 7,18\text{m} = 5,74\text{m}^3$$

Como para a EEEB1 foram realizados dois furos de sondagem que apresentaram características de solo diferentes, a favor da segurança, ser\u00e1 realizada a verifica\u00e7\u00e3o da flutua\u00e7\u00e3o, considerando o solo sobre a aba com o peso espec\u00edfico de argila arenosa.

$$\text{- } \rho_{s \text{ nat}} = 18\text{kN/m}^3 \text{ - Peso espec\u00edfico do solo natural}$$

$$\text{- } \rho_s = 18\text{kN/m}^3 \text{ - Peso espec\u00edfico do solo saturado}$$

$$\text{- } \rho_{s\text{-sub}} = \rho_s - \rho_a = 18 - 10 = 8\text{kN/m} \text{ - Peso espec\u00edfico do solo submerso}$$

P/CCN

Como o n\u00edvel fre\u00e1tico apresentado pelo perfil de sondagem est\u00e1 abaixo da face da aba, para condi\u00e7\u00f5es normais de carregamento, a massa de solo sobre a mesma ser\u00e1 considerada com peso espec\u00edfico natural.

$$\text{Solo}_{s1 - \text{par5a,8,9,10}} = V_{\text{solo}} \cdot \rho_{\text{nat}} = 5,74\text{m}^3 \cdot 18\text{kN/m}^3 = 103,32\text{kN}$$

$$\Sigma V_r = 138,24 + 103,32 = 241,56\text{kN}$$

P/CCE

Para a condi\u00e7\u00e3o de carregamento excepcional, em que o n\u00edvel fre\u00e1tico corresponde ao n\u00edvel do terreno, a massa de solo sobre a aba ser\u00e1 considerada com peso espec\u00edfico submerso.

$$\text{Solo}_{s1 - \text{par5a,8,9,10}} = V_{\text{solo}} \cdot \rho_{\text{sub}} = 5,74\text{m}^3 \cdot 8\text{kN/m}^3 = 45,92\text{kN}$$

$$\Sigma V_r = 138,24 + 45,92 = 184,16 \text{ kN}$$

(CCN) – Condição de Carregamento Normal

- NA = E.L.: +0,435 - Nível freático

- $h_a = 0,21 \text{ m}$

$$- F_{Sa} = \frac{\Sigma V_r}{\Sigma U} \geq 1,3$$

$$- F_{Sa} = \frac{241,56}{17,01} = 14,20 \geq 1,3 \text{ OK!}$$

Forças atuantes (ΣU)

$$\Sigma U = (h_a \cdot \rho_a \cdot A_b) + U_{2y} = 0,21 \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot (8,10 \text{ m}^2) + 0 = 17,01 \text{ kN}$$

$$U_{2y} = H_2 \cdot \rho_a \cdot \cos(\Theta) \cdot A_d = 0 \cdot 10 \cdot \cos(45^\circ) \cdot 0,30 \cdot 7,18 = 0 \text{ kN}$$

$$\Theta = 45^\circ$$

$$H_2 = 0,00 \text{ m}$$

(CCE) – Condição de Carregamento Excepcional

- NA = E.L.: +1,885 - Nível freático

- $h_a = 1,66 \text{ m}$

$$- F_{Sa} = \frac{\Sigma V_r}{\Sigma U} \geq 1,1$$

$$- F_{Sa} = \frac{184,16}{155,02} = 1,19 \geq 1,1 \text{ OK!}$$

Forças atuantes (ΣU)

$$\Sigma U = [h_a \cdot \rho_a \cdot A_b] + U_{2y} = [1,66 \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot (8,10 \text{ m}^2)] + 20,56 \text{ kN} = 155,02 \text{ kN}$$

$$U_{2y} = H_2 \cdot \rho_a \cdot \cos(\Theta) \cdot A_d = 1,35 \cdot 10 \cdot \cos(45^\circ) \cdot 0,30 \cdot 7,18 = 20,56 \text{ kN}$$

$$\Theta = 45^\circ$$

$$H_2 = 1,35 \text{ m}$$

4.4 Escada

A escada está localizada junto a caixa de areia/gradeamento. Possui extensão total com 2,99m e seção conforme ilustração a seguir.

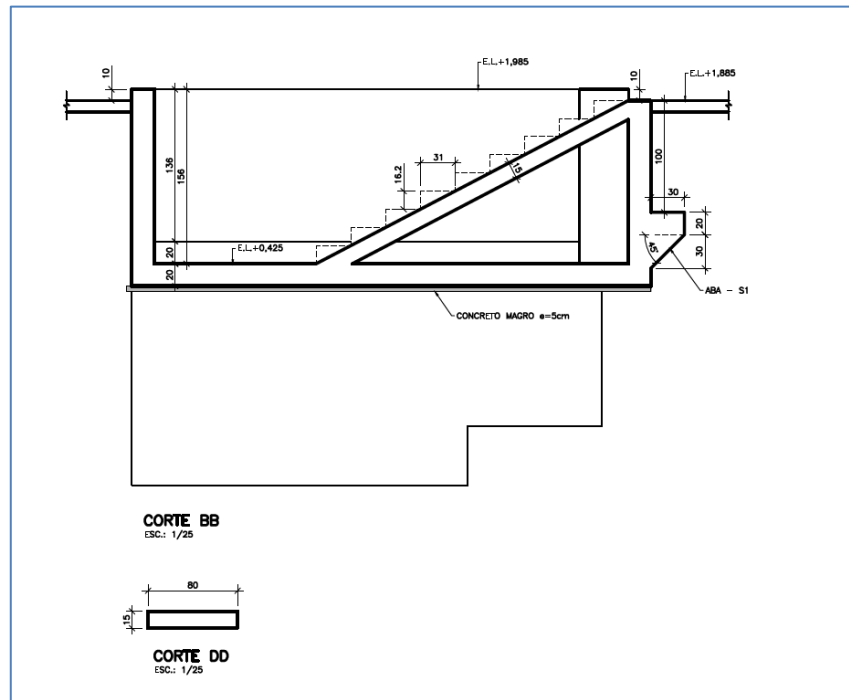


Figura 51 - Seção geométrica da escada

4.4.1 Esforços Atuantes

- Espessura média da escada

$$- \theta = \arctang \frac{\text{espelho}}{\text{degrau}} = \arctang \frac{0,162}{0,31} = 27,59^\circ - \text{ângulo de inclinação da escada}$$

$$- h1 = \frac{h}{\cos\theta} = \frac{0,15}{\cos(27,59)} = 0,17\text{m}$$

$$- hm = \frac{\text{espelho}}{2} + h1 = \frac{0,162}{2} + 0,17 = 0,25\text{m} - \text{Espessura média da escada}$$

- Peso Próprio Escada = $1,0\text{m} \cdot 0,25\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 6,25\text{kN/m}$

- Revestimento = $1,5\text{kN/m}$

- Sobrecarga = $3,0\text{kN/m}$

- TOTAL = $10,8\text{kN/m}$

4.4.2 Análise Estrutural e Dimensionamento

- Momento Máximo ($M_{\text{máx}}$)

$$- M_{\text{máx}} = \frac{P \cdot L^2}{8} = \frac{10,8 \cdot 2,99^2}{8} = 12,1\text{kN} \cdot \text{m}$$

- Flexão Simples Escada (seção 15cm x 100cm)

$$- d_1 = c + \frac{\emptyset \text{barra}}{2} = 5 + \frac{1,25}{2} = 5,63\text{cm} \rightarrow \text{Adotado } 6\text{cm}$$

$$- b_w = 1,00\text{m}$$

$$- h = 0,15\text{m}$$

$$- d = 0,15 - 0,06 = 0,09\text{m}$$

$$- M_d = 1,40 \cdot 12,1\text{kN}\cdot\text{m} = 16,9\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$- KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{16,9}{1,0 \cdot 0,09^2 \cdot 28600} = 0,0730$$

$$- f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,4} = 28,6\text{MPa ou } 28600 \text{ kPa}$$

$$- KX = 0,1116(\text{tabelado})$$

$$- KZ = 0,9554 (\text{tabelado})$$

$$- A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{16,9}{0,9554 \cdot 0,09 \cdot 43,5} = 4,52\text{cm}^2$$

$$- f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{50\text{KN/cm}^2}{1,15} = 43,5\text{KN/cm}^2$$

$$- A_{s,\min} = \frac{M_{d,\min}}{Z \cdot f_{yd}} \cdot 10^4 = \frac{13,87}{0,065 \cdot 434800} \cdot 10^4 = 4,90\text{cm}^2$$

$$- M_{d,\min} = 0,8 \cdot W_o \cdot f_{ctk,\text{sup}} = 0,80 \cdot 0,0038 \cdot 4563 = 13,87\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$- W_o = b_w \cdot \frac{h^2}{6} = 1 \cdot \frac{0,15^2}{6} = 0,0038\text{m}^3$$

$$- f_{ctk,\text{sup}} = 1,3 \cdot f_{ctm} = 1,3 \cdot 3,51 = 4,563\text{Mpa ou } 4563\text{kPa}$$

$$- f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51 \text{ Mpa ou } 3510 \text{ kPa}$$

$$- Z = \frac{h}{3} + \frac{h}{2} - d' = \frac{0,15}{3} + \frac{0,15}{2} - 0,06 = 0,065\text{m}$$

$$- f_{yd} = \frac{f_y}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa ou } 434800\text{kPa}$$

$$- A_{sd} = 4,90\text{cm}^2 \rightarrow \text{Adotado } \emptyset 8.0 \text{ c}/10\text{cm} (5,03\text{cm}^2)$$

$$- A_{s,\text{sec}} \geq 0,20 \cdot A_{sd} \text{ ou } 0,5 \cdot A_{s,\min} \text{ ou } 0,90 \text{ cm}^2 \rightarrow 0,20 \cdot 4,90 = 0,98 \text{ ou } 0,5 \cdot 4,90 = 2,45$$

$$- A_{s,\text{sec}} \geq 2,45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Adotado } \emptyset 6.3 \text{ c}/12,5\text{cm} (2,50 \text{ cm}^2)$$

- Cisalhamento Escada (seção 15cm x 100cm)

$$- V_d = 1,40 \cdot \frac{2,99\text{m} \cdot 10,8\text{kN/m}}{2} = 22,6\text{kN}$$

- Esmagamento da biela de concreto

$$- V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot 0,84 \cdot 28600 \cdot 1,00 \cdot 0,09 = 583,8 \text{ kN}$$

$$- \alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{40}{250} = 0,84$$

$$- V_d < V_{Rd2} \text{ OK!}$$

- Armadura transversal

$$- V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1750 \cdot 1,00 \cdot 0,09 = 94,5 \text{ kN}$$

$$- f_{ctd} = 0,15 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,15 \cdot (40)^{2/3} = 1,75 \text{ Mpa ou } 1750 \text{ KPa}$$

- Sendo $V_c > V_d$, é dispensado o uso de armadura cisalhante.

- Fissuração Escada (seção 15cm x 100cm)

$$- w_1 = \frac{\sigma_i}{12,5 \cdot \eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{si}} + 45 \right) = \frac{8}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{258,80}{210.000} \cdot \left(\frac{4}{0,020} + 45 \right) = 0,085 \text{ mm}$$

$$- w_1 = 0,085 \text{ mm} \leq 0,2 \text{ mm (CAAIV) OK!}$$

$$- \emptyset_i = 8 \text{ mm ou } 0,8 \text{ cm}$$

$$- \eta_i = \eta_1 = 2,25$$

$$- \sigma_{si} = \frac{f_{yk}}{1,4 \cdot 1,15} \cdot \frac{g_1 + g_2 + 0,4 \cdot q}{g_1 + g_2 + q} = \frac{500}{1,4 \cdot 1,15} \cdot \frac{(6,3+1,5)+0,4 \cdot 3}{6,3+1,5+3} = 258,80 \text{ MPa}$$

$$- E_{si} = 210 \text{ GPa}$$

$$- \rho_{si} = \frac{A_s}{A_{cri}} = \frac{0,503}{5 \cdot 4,95} = 0,020$$

$$- A_{cri} = l \cdot h \text{ sendo}$$

$$- l \leq 15 \cdot \emptyset \text{ ou } \leq \frac{\text{Espaçamento}}{2} \rightarrow l \leq 15 \cdot 0,8 \text{ ou } \leq \frac{10}{2} \rightarrow l \leq 5 \text{ cm}$$

$$- h \leq 15 \cdot \emptyset \text{ ou } 0,55 \cdot d \rightarrow h \leq 15 \cdot 0,8 \text{ ou } \leq 0,55 \cdot 9 \text{ cm} \rightarrow h \leq 4,95 \text{ cm}$$

- Deformação Escada (seção 15cm x 100cm)

$$- \text{Flecha imediata} = a_{t,0} = \frac{5 \cdot P \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 9 \cdot 2,99^4}{384 \cdot 31.875.000 \cdot 0,00028} = 0,001 \text{ m ou } 0,1 \text{ cm}$$

(Combinação Quase permanente - $\Sigma F_{gi,k} + 0,4 \cdot \Sigma F_{qi,k}$)

$$- P = (6,3+1,5)+0,40 \cdot 3,0 = 9 \text{ kN/m}$$

$$- I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,15^3}{12} = 0,00028 \text{ m}^4$$

$$- E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} = 0,90 \cdot 35.417 = 31.875 \text{ MPa ou } 31.875.000 \text{ kN/m}^2$$

$$- \alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{80} \right) = 0,8 + 0,2 \cdot \left(\frac{40}{80} \right) = 0,90 \leq 1,0$$

$$- E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 1,0 \cdot 5600 \cdot \sqrt{40} = 35.417 \text{MPa}$$

- Verificação da seção no Estádio II

$$- M_{at} = M_{a,cqp} = 9,7 \text{kN}\cdot\text{m} \text{ (Combinação Quase permanente - } \Sigma F_{gi,k} + 0,4 \cdot \Sigma F_{qi,k} \text{)}$$

$$- M_r = \alpha \cdot \frac{f_{ct,m}}{y_t} \cdot I_c = 1,5 \cdot \frac{3510}{0,075} \cdot 2,8 \cdot 10^{-4} = 19,7 \text{kN}\cdot\text{m} \text{ (Momento de fissuração)}$$

$$- y_t = \frac{15}{2} = 7,5 \text{cm ou } 0,075 \text{m}$$

$$- \alpha = 1,5 \text{ (seção retangular)}$$

$$- I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,15^3}{12} = 2,8 \cdot 10^{-4} \text{m}^4$$

$$- f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51 \text{Mpa ou } 3510 \text{KPa}$$

- Sendo $M_{at} < M_r \rightarrow$ Seção no estágio I

- Efeito fluência

$$- \alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50 \cdot \rho'} \text{ sendo } \rightarrow - \alpha_f = \frac{2 - 0,54}{1 + 50 \cdot 0} = 1,46$$

$$- \text{Flecha diferida} = a_\infty = a_1 \cdot (1 + \alpha_f) = 0,1 \cdot (1 + 1,46) = 0,25 \text{cm}$$

$$- \text{Flecha limite } a_{lim} = \left(\frac{L}{250} \right) = \left(\frac{299}{250} \right) = 1,20 \text{cm}$$

- Sendo $a_{t,\infty} \leq a_{lim}$ **OK!**

- Flecha Cargas Acidentais

$$- a_{t,0} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{380 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 3 \cdot 2,99^4}{384 \cdot 31.875.000 \cdot 0,00028} = 0,0003 \text{m ou } 0,03 \text{cm}$$

$$- a_{qt,\infty} = a_1 \cdot (1 + \alpha_f) = 0,03 \cdot (1 + 1,46) = 0,07 \text{cm}$$

$$- \text{Flecha limite } a_{lim} = \left(\frac{L}{350} \right) = \left(\frac{299}{350} \right) = 0,85 \text{cm}$$

- Sendo $a_{qt,\infty} \leq a_{lim}$ **OK!**

5 CAIXA DE DESCARGA EEEB1

A caixa de descarga da EEEB1 possui geometria conforme figuras a seguir. A tampa da caixa não possui interação estrutural com as paredes com objetivo de permitir o içamento das mesmas para manutenção.

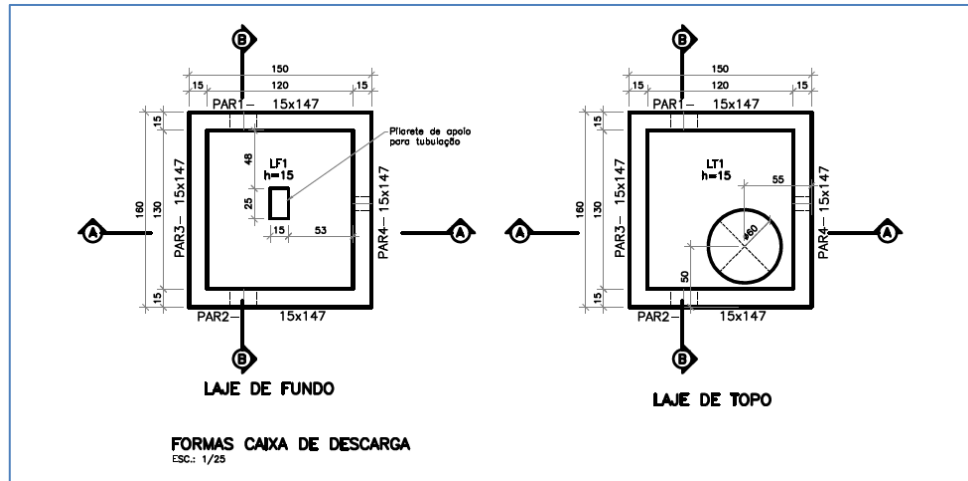


Figura 52 - Planta das lajes de fundo e topo da caixa de descarga – EEEB1

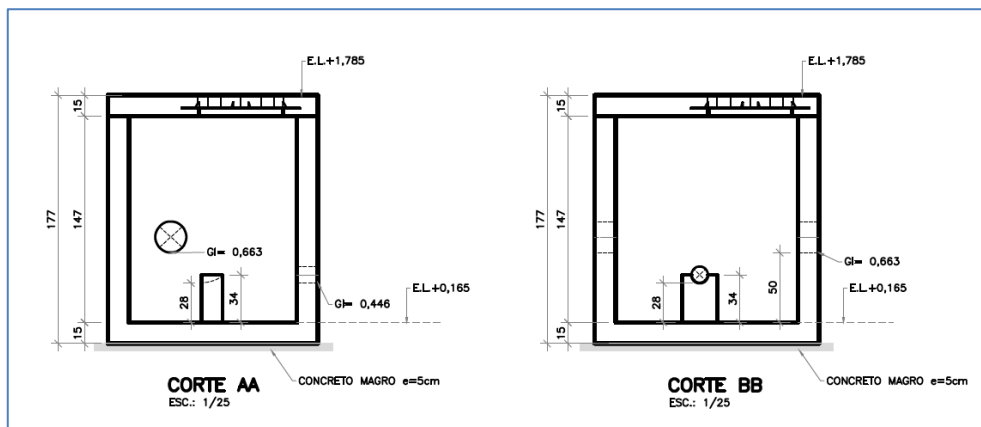


Figura 53 - Cortes AA e BB da caixa de descarga – EEEB1

5.1 Dados Gerais

- Parâmetros Concreto e Aço

- f_{ck} (MPa) = 40Mpa
- Uso aço CA-50 e CA-60
- Cobrimento = 4cm (Estrutura em área industrial e em contato com solo – Classe Agressividade III)
- $Y_c = 1,4$ – Coeficiente de ponderação da resistência do concreto
- $Y_s = 1,15$ – Coeficiente de ponderação da resistência do aço

- $\rho_{ca} = 25\text{kN/m}^3$ = Massa específica do concreto armado e protendido
- Parâmetros Geotécnicos
 - Foram adotados os seguintes parâmetros baseados nas camadas superficiais dos furos SP-03 e SP-04:
 - SP-03 = areia argilosa pouco a mediamente compacta, com SPT médio de 8 golpes.
 - SP-04 = Argila arenosa, com SPT médio de 6 golpes.
 - $\rho_s = 21\text{kN/m}^3$ - Peso específico do solo saturado (Tabela 6, definição autor)
 - $\rho_a = 10\text{kN/m}^3$ - Peso específico da água
 - $\rho_{s,sub} = \rho_s - \rho_a = 21-10 = 11\text{kN/m}^3$ - Peso específico do solo submerso
 - $c_{ef} = 0\text{kPa}$ – Coesão do solo (Tabela 7, definição do autor)
 - $\varphi_{ef} = 20^\circ$ - Ângulo de atrito interno (Tabela 8)
 - $\delta = 13^\circ$ - Ângulo de atrito estrutura-solo (Tabela 9, definição autor)
 - $\beta = 0^\circ$ - Inclinação talude a montante
 - $\alpha = 0^\circ$ - Inclinação parede de contenção

5.2 Esforços atuantes

- $E_{a,s}$ – Empuxo ativo solo
- $E_{a,s} = \frac{k_a \cdot \rho_{s,sub} \cdot h^2}{2} = \frac{0,439 \cdot 11 \cdot 1,77^2}{2} = 7,56\text{kN/m}$
 - $K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}}\right)^2} = \frac{\cos^2(20^\circ - 0)}{\cos^2 0 \cdot \cos(0 + 13^\circ) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(20^\circ + 13^\circ) \cdot \sin(20^\circ - 0)}{\cos(0 + 13^\circ) \cdot \cos(0 - 0^\circ)}}\right)^2} = 0,439$
 - $E_{ah} = E_a \cdot \cos(\alpha + \delta) = 7,56 \cdot \cos(0 + 13) = 7,37\text{kN/m}$ (Parcela Horizontal)
 - $E_{av} = E_a \cdot \sin(\alpha + \delta) = 7,56 \cdot \sin(0 + 13) = 1,70\text{kN/m}$ (Parcela Vertical)
- $E_{a,s}$ – Empuxo ativo água
- $E_{a,s} = \frac{k_a \cdot \rho_{s,sub} \cdot h^2}{2} = \frac{10 \cdot 1,77^2}{2} = 15,66\text{kN/m}$
 - E_{aq} – Empuxo ativo sobrecarga
 - $E_{aq} = k_a \cdot q \cdot h = 0,439 \cdot 20 \cdot 1,77 = 15,54\text{kN/m}$
 - $q = 20\text{kN/m}^2$

- $E_{aq,h} = E_{aq} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 15,54 \cdot \cos(0+13) = 15,14 \text{ kN/m}$ (Parcela Horizontal)

- $E_{aq,v} = E_{aq} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 15,54 \cdot \sin(0+13) = 3,50 \text{ kN/m}$ (Parcela Vertical)

- E_{ehq} – Empuxo horizontal equivalente

- O empuxo ativo possui distribuição triangular na parede. A conversão para uma distribuição retangular será acrescida de 20% para compensar os maiores valores na base. A carga uniformemente distribuída equivalente será:

- $E_{eq,h} = \frac{(1,2 \cdot E_{ah}) + E_{aqh}}{H} = \frac{1,2 \cdot (7,37 + 15,66) + 15,14}{1,77} = 24,17 \text{ kN/m}^2$

- P_{lf} – Peso Laje fundo

- Sobrecarga = $3,0 \text{ kN/m}^2$

- Revestimento = $1,5 \text{ kN/m}^2$

- Peso Próprio = $0,15 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 3,75 \text{ kN/m}^2$

- Peso das paredes, pilarete e laje de topo

- Paredes 1 e 2 = $2 \cdot 1,50 \text{ m} \cdot 1,62 \text{ m} \cdot 0,15 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 18,23 \text{ kN}$

- Paredes 3 e 4 = $2 \cdot 1,30 \text{ m} \cdot 1,62 \text{ m} \cdot 0,15 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 15,8 \text{ kN}$

- Laje de topo apoiada = $1,50 \text{ m} \cdot 1,60 \text{ m} \cdot 0,15 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 9 \text{ kN}$

- Pilarete = $0,25 \text{ m} \cdot 0,15 \text{ m} \cdot 0,34 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 0,32 \text{ kN}$

- Total Paredes e laje de topo = $\frac{43,35}{1,35 \cdot 1,45} = 22,15 \text{ kN/m}^2$

- Total Geral = $30,40 \text{ kN/m}^2$

- P_{lt} – Peso Laje Topo

- Sobrecarga = $10,0 \text{ kN/m}^2$

- Revestimento = $1,5 \text{ kN/m}^2$

- Concentrada = 170 kN (verificação flexão eixo sobre tampa e cisalhamento)

- Peso Próprio = $0,15 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 3,75 \text{ kN/m}^2$

- Total geral = $15,25 \text{ kN/m}^2$

5.3 Análise estrutural

O modelo contemplou uso de tabelas de reações, momentos máximos e deformações de lajes maciças com carregamento uniformemente distribuído extraída de Bares (1972), adaptada por L.M. Pinheiro.

As lajes/paredes, suas dimensões teóricas e tipo seguem conforme lista abaixo.

- Laje Fundo = 1,35mx1,45m – Tipo 6

- Laje Topo = 1,35mx1,45m – Tipo 1

- Parede 1 e 2 = 1,35mx1,55m – Tipo 10

- Parede 3 e 4 = 1,45mx1,55m – Tipo 10

- Laje Fundo

$$- \lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{1,45}{1,35} = 1,07 \text{ (} l_x \text{ menor vão)} \rightarrow \mu_x = 2,30 / \mu'_x = 5,64 / \mu_y = 2,00 / \mu'_y = 5,35$$

$$- m_x = \mu_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 2,30 \cdot \frac{30,40 \cdot 1,35^2}{100} = 1,27 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$- X_x = \mu'_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 5,64 \cdot \frac{30,40 \cdot 1,35^2}{100} = 3,12 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$- m_y = \mu_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 2,00 \cdot \frac{30,40 \cdot 1,35^2}{100} = 1,11 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$- X_y = \mu'_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 5,35 \cdot \frac{30,40 \cdot 1,35^2}{100} = 2,96 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- Laje de topo

$$- \lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{1,45}{1,35} = 1,07 \text{ (} l_x \text{ menor vão)} \rightarrow \mu_x = 4,77 / \mu_y = 4,26$$

$$- m_x = \mu_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 4,77 \cdot \frac{15,25 \cdot 1,35^2}{100} = 1,33 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$- m_y = \mu_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 4,26 \cdot \frac{15,25 \cdot 1,35^2}{100} = 1,18 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- Paredes 1 e 2

$$- \lambda = \frac{l_a}{l_b} = \frac{1,55}{1,35} = 1,15 \text{ (} l_b \text{ borda livre)} \rightarrow \mu_x = 1,24 / \mu'_x = 5,58 / \mu_y = 3,18 / \mu'_y = 7,17 / \mu_{yb} = 4,41 / \mu'_{yb} = 6,49$$

$$- m_x = \mu_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 1,24 \cdot \frac{24,17 \cdot 1,35^2}{100} = 0,55 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$- X_x = \mu'_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 5,58 \cdot \frac{24,17 \cdot 1,35^2}{100} = 2,46 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$- m_y = \mu_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 3,18 \cdot \frac{24,17 \cdot 1,35^2}{100} = 1,40 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$- X_y = \mu'_{y'} \cdot \frac{p \cdot l^2_x}{100} = 7,17 \cdot \frac{24,17 \cdot 1,35^2}{100} = 3,16 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$- m_{yb} = \mu_{yb} \cdot \frac{p \cdot l^2_x}{100} = 4,41 \cdot \frac{24,17 \cdot 1,35^2}{100} = 1,94 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$- X_{yb} = \mu'_{yb} \cdot \frac{p \cdot l^2_x}{100} = 6,49 \cdot \frac{24,17 \cdot 1,35^2}{100} = 2,86 \text{kN} \cdot \text{m}$$

- Paredes 3 e 4

$$- \lambda = \frac{l_a}{l_b} = \frac{1,55}{1,45} = 1,07 \text{ (l}_b \text{ borda livre)} \rightarrow \mu_x = 1,25 / \mu'_{x'} = 5,59 / \mu_y = 3,02 / \mu'_{y'} = 6,89 / \mu_{yb} = 4,38 / \mu'_{yb} = 8,50$$

$$- m_x = \mu_x \cdot \frac{p \cdot l^2_x}{100} = 1,25 \cdot \frac{24,17 \cdot 1,45^2}{100} = 0,64 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$- X_x = \mu'_{x'} \cdot \frac{p \cdot l^2_x}{100} = 5,59 \cdot \frac{24,17 \cdot 1,45^2}{100} = 2,84 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$- m_y = \mu_y \cdot \frac{p \cdot l^2_x}{100} = 3,02 \cdot \frac{24,17 \cdot 1,45^2}{100} = 1,53 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$- X_y = \mu'_{y'} \cdot \frac{p \cdot l^2_x}{100} = 6,89 \cdot \frac{24,17 \cdot 1,45^2}{100} = 3,50 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$- m_{yb} = \mu_{yb} \cdot \frac{p \cdot l^2_x}{100} = 4,38 \cdot \frac{24,17 \cdot 1,45^2}{100} = 2,23 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$- X_{yb} = \mu'_{yb} \cdot \frac{p \cdot l^2_x}{100} = 8,50 \cdot \frac{24,17 \cdot 1,45^2}{100} = 4,32 \text{kN} \cdot \text{m}$$

5.4 Dimensionamento estrutural

- Flexão Simples

$$- d_1 = c + \frac{\emptyset \text{barra}}{2} = 4,0 + \frac{1,25}{2} = 5,6 \text{cm} \rightarrow \text{Adotado } 5,0 \text{cm}$$

$$- b_w = 1,00 \text{m}$$

$$- h = 0,15 \text{m}$$

$$- d = 0,15 - 0,05 = 0,10 \text{m}$$

$$- f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,4} = 28,6 \text{MPa ou } 28600 \text{ kPa}$$

$$- A_{s,\min} = \frac{M_{d,\min}}{Z \cdot f_{yd}} \cdot 10^4 = \frac{13,7}{0,075 \cdot 434800} \cdot 10^4 = 4,20 \text{cm}^2$$

$$- M_{d,\min} = 0,8 \cdot W_o \cdot f_{ctk,\sup} = 0,80 \cdot 0,00375 \cdot 4563 = 13,7 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$- W_o = b_w \cdot \frac{h^2}{6} = 1 \cdot \frac{0,15^2}{6} = 0,00375 \text{m}$$

$$- f_{ctk,\sup} = 1,3 \cdot f_{ct,m} = 1,3 \cdot 3,51 = 4,563 \text{Mpa ou } 4563 \text{kPa}$$

$$- f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51 \text{ Mpa ou } 3510 \text{ kPa}$$

$$- Z = \frac{h}{3} + \frac{h}{2} - d' = \frac{0,15}{3} + \frac{0,15}{2} - 0,05 = 0,075 \text{ m}$$

$$- f_{yd} = \frac{f_y}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa ou } 434800 \text{ kPa}$$

A tabela a seguir resume as áreas de aço de cada laje e parede.

Tabela 26 - Área de aço a flexão

Elemento	Momento (kN-m)				Flexão Simples							
	Nome	M	Md	d	KMD	Kx	Kz	As	As,min	Adotado	As efetiva	
		kN-m	kN-m	cm				(cm ² /m)	(cm ² /m)		Ø e esp	(cm ² /m)
Laje de fundo	Mx	1,27	1,78	0,1	0,0062	0,0148	0,9941	0,41	4,2	8,0 c/ 10	5,03	
	Xx	3,12	4,37	0,1	0,0153	0,023	0,9908	1,01	4,2	8,0 c/ 10	5,03	
	My	1,11	1,55	0,1	0,0054	0,0148	0,9941	0,36	4,2	8,0 c/ 10	5,03	
	Xy	2,96	4,14	0,1	0,0145	0,0215	0,9914	0,96	4,2	8,0 c/ 10	5,03	
Laje de tampa	Mx	1,33	1,86	0,1	0,0065	0,0148	0,9941	0,43	4,2	8,0 c/ 10	5,03	
	My	1,18	1,65	0,1	0,0058	0,0148	0,9941	0,38	4,2	8,0 c/ 10	5,03	
Paredes 1 e 2	Mx	0,55	0,77	0,1	0,0027	0,0148	0,9941	0,18	4,2	8,0 c/ 10	5,03	
	Xx	2,46	3,44	0,1	0,012	0,0178	0,9929	0,8	4,2	8,0 c/ 10	5,03	
	My	1,40	1,96	0,1	0,0069	0,0148	0,9941	0,45	4,2	8,0 c/ 10	5,03	
	Xy	3,16	4,42	0,1	0,0155	0,023	0,9908	1,03	4,2	8,0 c/ 10	5,03	
	Myb	1,94	2,72	0,1	0,0095	0,0148	0,9941	0,63	4,2	8,0 c/ 10	5,03	
	Xyb	2,86	4	0,1	0,014	0,0208	0,9917	0,93	4,2	8,0 c/ 10	5,03	
Paredes 3 e 4	Mx	0,64	0,9	0,1	0,0031	0,0148	0,9941	0,21	4,2	8,0 c/ 10	5,03	
	Xx	2,84	3,98	0,1	0,0139	0,0208	0,9917	0,92	4,2	8,0 c/ 10	5,03	
	My	1,53	2,14	0,1	0,0075	0,0148	0,9941	0,49	4,2	8,0 c/ 10	5,03	
	Xy	3,50	4,9	0,1	0,0171	0,0253	0,9899	1,14	4,2	8,0 c/ 10	5,03	
	Myb	2,23	3,12	0,1	0,0109	0,0163	0,9935	0,72	4,2	8,0 c/ 10	5,03	
	Xyb	4,32	6,05	0,1	0,0212	0,0313	0,9875	1,41	4,2	8,0 c/ 10	5,03	

- Verificação carga concentrada laje da tampa

- V = 170kN, distribuído em 4 áreas de 30cmx30cm, conforme proposto pela NBR 6120:2019,

$$- V_d = 1,4 \cdot \frac{170}{4} = 1,40 \cdot 42,5 \text{ kN} = 59,5 \text{ kN}$$

Carga sobre laje tampa A

$$- Q = \frac{59,5}{1,35 \cdot 1,45} + 5,25 \text{ kN/m}^2 = 35,65 \text{ kN/m}^2 \rightarrow m_{\max} = 8,12 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow 2,69 \text{ cm}^2/\text{m} < A_s \text{ adotado}$$

OK!

- Esmagamento da biela de concreto

$$- V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot 0,84 \cdot 28600 \cdot 1,00 \cdot 0,09 = 583,78 \text{ kN/m}$$

$$- \alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{40}{250} = 0,84$$

$$- V_d < V_{Rd2} \text{ **OK!**}$$

- Armadura transversal

$$- V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1750 \cdot 1,00 \cdot 0,09 = 94,50 \text{ kN}$$

$$- f_{ctd} = 0,15 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,15 \cdot (40)^{2/3} = 1,75 \text{ Mpa ou } 1750 \text{ KPa}$$

- Sendo $V_c > V_d$, é dispensado o uso de armadura cisalhante.

Verificação Cortante Laje de fundo

$$- V_{\text{máx}} = v'_{\text{máx}} \cdot \frac{p \cdot l_x}{10} = 2,66 \cdot \frac{30,40 \cdot 1,35}{10} = 10,92 \text{ kN}$$

- $v'_{\text{máx}} = 2,66$ – Coeficiente tabelado

$$- V_d = 1,4 \cdot V_{\text{máx}} = 1,40 \cdot 10,92 \text{ N} = 15,29 \text{ kN/m}^2$$

- Esmagamento da biela de concreto

$$- V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot 0,84 \cdot 28600 \cdot 1,00 \cdot 0,09 = 583,78 \text{ kN/m}$$

$$- \alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{40}{250} = 0,84$$

- $V_d < V_{Rd2}$ **OK!**

Deformação de lajes e paredes

- Laje de fundo

$$- \lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{1,45}{1,35} = 1,07 \rightarrow \alpha = 1,69 \text{ (} l_x \text{ é menor vão)}$$

$$- \text{Flecha imediata} = a_{t,0} = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{b}{12} \cdot \frac{p \cdot l_x^4}{E_c \cdot I} = \frac{1,69}{100} \cdot \frac{100}{12} \cdot \frac{28,6 \cdot 1,35^4}{31875000 \cdot 0,000281} = 0,0015 \text{ cm}$$

- Carregamento para combinação Quase permanente - $\Sigma F_{gi,k} + 0,4 \cdot \Sigma F_{qi,k}$

$$- p = (1,50 + 3,75 + 22,15) + 0,40 \cdot 3 = 28,60 \text{ kN/m}^2$$

$$- b = 1,00 \text{ m}$$

$$- h = 0,15 \text{ m}$$

$$- I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,15^3}{12} = 0,000281 \text{ m}^4$$

$$- E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} = 0,90 \cdot 35417 = 31.875 \text{ MPa ou } 31.875.000 \text{ kN/m}^2$$

$$- \alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{80} \right) = 0,8 + 0,2 \cdot \left(\frac{40}{80} \right) = 0,90 \leq 1,0$$

$$- E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 1,0 \cdot 5600 \cdot \sqrt{40} = 35.417 \text{ MPa}$$

- Verificação da seção no Estádio II

$$- M_{at} = M_{a,cqp} \text{ (máximo)} = 1,20 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Combinação Quase permanente - } \Sigma F_{gi,k} + 0,4 \cdot \Sigma F_{qi,k} \text{)}$$

$$- M_r = \alpha \cdot \frac{f_{ct,m}}{y_t} \cdot I_c = 1,5 \cdot \frac{3510}{0,075} \cdot 2,81 \cdot 10^{-4} = 19,73 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Momento de fissuração)}$$

$$- y_t = \frac{15}{2} = 7,5\text{cm ou } 0,075\text{m}$$

$$- \alpha = 1,5 \text{ (seção retangular)}$$

$$- I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,15^3}{12} = 0,000281\text{m}^4$$

$$- f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51 \text{ Mpa ou } 3510 \text{ KPa}$$

- Sendo $M_{at} < M_r \rightarrow$ Seção no estágio I

Como a laje de fundo estará apoiada sobre o solo não haverá efeito de fluência.

$$- \text{Flecha total} = a_{t,\infty} = 0,0015\text{cm}$$

$$- \text{Flecha limite } a_{lim} = \left(\frac{135}{250}\right) = 0,54\text{cm}$$

- Sendo $a_{t,\infty} \leq a_{lim}$ **OK!**

- Laje de topo

$$- \lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{1,45}{1,35} = 1,07 \rightarrow \alpha = 5,46 \text{ (} l_x \text{ é menor vão)}$$

$$- \text{Flecha imediata} = a_{t,0} = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{b}{12} \cdot \frac{p \cdot l_x^4}{E_c \cdot I} = \frac{5,46}{100} \cdot \frac{100}{12} \cdot \frac{9,25 \cdot 1,35^4}{31875000 \cdot 0,000281} = 0,0016\text{cm}$$

- Carregamento para combinação Quase permanente - $\Sigma F_{gi,k} + 0,4 \cdot \Sigma F_{qi,k}$

$$- p = (1,50 + 3,75) + 0,40 \cdot 10 = 9,25\text{kN/m}^2$$

$$- b = 1,00\text{m}$$

$$- h = 0,15\text{m}$$

$$- I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,15^3}{12} = 0,000281\text{m}^4$$

$$- E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} = 0,90 \cdot 35417 = 31.875\text{MPa ou } 31.875.000\text{kN/m}^2$$

$$- \alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{80}\right) = 0,8 + 0,2 \cdot \left(\frac{40}{80}\right) = 0,90 \leq 1,0$$

$$- E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 1,0 \cdot 5600 \cdot \sqrt{40} = 35.417\text{MPa}$$

- Verificação da seção no Estádio II

$$- M_{at} = M_{a,cqp} \text{ (máximo)} = 0,80\text{kN}\cdot\text{m} \text{ (Combinação Quase permanente - } \Sigma F_{gi,k} + 0,4 \cdot \Sigma F_{qi,k})$$

$$- M_r = \alpha \cdot \frac{f_{ct,m}}{y_t} \cdot I_c = 1,5 \cdot \frac{3510}{0,075} \cdot 2,81 \cdot 10^{-4} = 19,73\text{kN}\cdot\text{m} \text{ (Momento de fissuração)}$$

$$- y_t = \frac{15}{2} = 7,5\text{cm ou } 0,075\text{m}$$

- $\alpha = 1,5$ (seção retangular)

- $I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,15^3}{12} = 0,000281 \text{m}^4$

- $f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51 \text{ Mpa ou } 3510 \text{ KPa}$

- Sendo $M_{at} < M_r \rightarrow$ Seção no estágio I

- Efeito fluência

- $\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1+50 \cdot \rho'} \text{ sendo } \rightarrow - \alpha_f = \frac{2-0,54}{1+50 \cdot 0} = 1,46$

- Flecha total $= a_{t,\infty} = a_1 \cdot (1+\alpha_f) = 0,0016 \cdot (1+1,46) = 0,004 \text{cm}$

- Flecha limite $a_{lim} = \left(\frac{l_x}{250}\right) = \left(\frac{135}{250}\right) = 0,54 \text{cm}$

- Sendo $a_{t,\infty} \leq a_{lim}$ **OK!**

- Paredes 1 e 2

- $\lambda = \frac{l_a}{l_b} = \frac{1,55}{1,35} = 1,15 \rightarrow \alpha = 3,29$ (l_b – borda livre)

- Flecha imediata $= a_{t,0} = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{b}{12} \cdot \frac{p \cdot l_x^4}{E_c \cdot I} = \frac{3,29}{100} \cdot \frac{100}{12} \cdot \frac{19,04 \cdot 1,35^4}{31875000 \cdot 0,000281} = 0,0019 \text{cm}$

- Carregamento para combinação Quase permanente - $\Sigma F_{gi,k} + 0,4 \cdot \Sigma F_{qi,k}$

- $p = \frac{1,2 \cdot (7,37+15,66) + (0,4 \cdot 15,14)}{1,77} = 19,04 \text{ kN/m}^2$

- $b = 1,00 \text{m}$

- $h = 0,15 \text{m}$

- $I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,15^3}{12} = 0,000281 \text{m}^4$

- $E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} = 0,90 \cdot 35417 = 31.875 \text{MPa ou } 31.875.000 \text{kN/m}^2$

- $\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{80}\right) = 0,8 + 0,2 \cdot \left(\frac{40}{80}\right) = 0,90 \leq 1,0$

- $E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 1,0 \cdot 5600 \cdot \sqrt{40} = 35.417 \text{MPa}$

- Verificação da seção no Estádio II

- $M_{at} = M_{a,cqp}$ (máximo) = $1,10 \text{kN} \cdot \text{m}$ (Combinação Quase permanente - $\Sigma F_{gi,k} + 0,4 \cdot \Sigma F_{qi,k}$)

- $M_r = \alpha \cdot \frac{f_{ct,m}}{y_t} \cdot I_c = 1,5 \cdot \frac{3510}{0,075} \cdot 2,81 \cdot 10^{-4} = 19,73 \text{kN} \cdot \text{m}$ (Momento de fissuração)

$$- y_t = \frac{15}{2} = 7,5\text{cm ou } 0,075\text{m}$$

$$- \alpha = 1,5 \text{ (seção retangular)}$$

$$- I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,15^3}{12} = 0,000281\text{m}^4$$

$$- f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51 \text{ Mpa ou } 3510 \text{ KPa}$$

- Sendo $M_{at} < M_r \rightarrow$ Seção no estágio I

- Efeito fluência

$$- \alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1+50 \cdot \rho'} \text{ sendo } \rightarrow - \alpha_f = \frac{2-0,54}{1+50 \cdot 0} = 1,46$$

$$- \text{ Flecha total } = a_{t,\infty} = a_1 \cdot (1+\alpha_f) = 0,0019 \cdot (1+1,46) = 0,005\text{cm}$$

$$- \text{ Flecha limite } a_{lim} = \left(\frac{l_x}{250}\right) = \left(\frac{135}{250}\right) = 0,54\text{cm}$$

- Sendo $a_{t,\infty} \leq a_{lim}$ **OK!**

- Paredes 3 e 4

$$- \lambda = \frac{l_a}{l_b} = \frac{1,55}{1,45} = 1,07 \rightarrow \alpha = 3,27 \text{ (} l_b \text{ – borda livre)}$$

$$- \text{ Flecha imediata } = a_{t,0} = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{b}{12} \cdot \frac{p \cdot l_x^4}{E_c \cdot I} = \frac{3,27}{100} \cdot \frac{100}{12} \cdot \frac{19,04 \cdot 1,45^4}{31875000 \cdot 0,000281} = 0,0026\text{cm}$$

- Carregamento para combinação Quase permanente - $\Sigma F_{gi,k} + 0,4 \cdot \Sigma F_{qi,k}$

$$- p = \frac{1,2 \cdot (7,37+15,66) + (0,4 \cdot 15,14)}{1,77} = 19,04\text{kN/m}^2$$

$$- b = 1,00\text{m}$$

$$- h = 0,15\text{m}$$

$$- I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,15^3}{12} = 0,000281\text{m}^4$$

$$- E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} = 0,90 \cdot 35417 = 31.875\text{MPa ou } 31.875.000\text{kN/m}^2$$

$$- \alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{80}\right) = 0,8 + 0,2 \cdot \left(\frac{40}{80}\right) = 0,90 \leq 1,0$$

$$- E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 1,0 \cdot 5600 \cdot \sqrt{40} = 35.417\text{MPa}$$

- Verificação da seção no Estádio II

$$- M_{at} = M_{a,cqp} \text{ (máximo)} = 1,21\text{kN}\cdot\text{m} \text{ (Combinação Quase permanente - } \Sigma F_{gi,k} + 0,4 \cdot \Sigma F_{qi,k})$$

$$- M_r = \alpha \cdot \frac{f_{ct,m}}{y_t} \cdot I_c = 1,5 \cdot \frac{3510}{0,075} \cdot 2,81 \cdot 10^{-4} = 19,73 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ (Momento de fissuração)}$$

$$- y_t = \frac{15}{2} = 7,5 \text{ cm ou } 0,075 \text{ m}$$

$$- \alpha = 1,5 \text{ (seção retangular)}$$

$$- I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,15^3}{12} = 0,000281 \text{ m}^4$$

$$- f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51 \text{ Mpa ou } 3510 \text{ KPa}$$

- Sendo $M_{at} < M_r \rightarrow$ Seção no estágio I

- Efeito fluência

$$- \alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50 \cdot \rho'} \text{ sendo } \rightarrow - \alpha_f = \frac{2 - 0,54}{1 + 50 \cdot 0} = 1,46$$

$$- \text{Flecha total} = a_{t,\infty} = a_1 \cdot (1 + \alpha_f) = 0,0026 \cdot (1 + 1,46) = 0,006 \text{ cm}$$

$$- \text{Flecha limite } a_{lim} = \left(\frac{l_x}{250} \right) = \left(\frac{145}{250} \right) = 0,58 \text{ cm}$$

- Sendo $a_{t,\infty} \leq a_{lim}$ **OK!**

- Tensão Admissível (Laje de fundo)

A favor da segurança serão calculadas as rupturas geral e local para argila arenosa e será considerado o menor valor entre elas para a determinação da tensão admissível. Foram adotados os seguintes parâmetros de solo baseados em correlações com SPT e experiência do autor.

P/ sapata retangular

$$Z = 3B = 3 \cdot 1,50 \text{ m} = 4,50 \rightarrow 5 \text{ m} - \text{Profundidade do bulbo de tensões}$$

$$N_{SPT,m} = \frac{7+5+7+6+9}{5} = 6,8 \rightarrow 6 - N_{spt} \text{ médio do bulbo de tensões}$$

- $c = 15 \text{ kN/m}^2$ - coesão do solo
- $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ - peso específico do solo saturado
- $\gamma_{sub} = 18 - 10 = 8 \text{ kN/m}^3$ - peso específico do solo submerso
- $q = \gamma_{sub} \cdot h = 8 \cdot 1,77 = 14,16 \text{ kN/m}^2$ - sobrecarga na cota de assentamento da fundação
- $h = 1,77 \text{ m}$ - distância da superfície do solo até a cota de assentamento da fundação
- $B = 1,50 \text{ m}$ – Menor dimensão da sapata
- $L = 1,60 \text{ m}$ – Maior dimensão da sapata

Ruptura geral

- $\varphi = 26^\circ$ - ângulo de atrito do solo
- $\text{tg } \varphi = 0,49$
- $N_c = 22,25$; $N_q = 11,85$; $N_\gamma = 12,54$; $(N_q/N_c) = 0,53$ – (tabela 13)
- S_c , S_q e S_γ (tabela 12)

$$S_c = 1 + (B/L) \cdot (N_q/N_c) = 1 + [(1,50/1,60) \cdot 0,53] = 1,50$$

$$S_q = 1 + (B/L) \cdot \text{tg } \varphi = 1 + [(1,50/1,60) \cdot 0,49] = 1,46$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \cdot (B/L) = 1 - [0,4 \cdot (1,50/1,60)] = 0,63$$

$$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma, \text{ para solos compactos ou rijo (Ruptura}$$

geral);

$$\sigma_r = (15 \cdot 22,25 \cdot 1,50) + (14,16 \cdot 11,85 \cdot 1,46) + (0,5 \cdot 8 \cdot 1,50 \cdot 12,54 \cdot 0,63) = 793 \text{ kPa}$$

Ruptura local

- $\text{tg } \varphi^* = 0,667 \text{ tg } \varphi = 0,667 \text{ tg } (26^\circ) = 0,33$
- $\varphi^* = \text{tg}^{-1}(\varphi^*) = \text{tg}^{-1}(0,33) = 18,1^\circ$
- $c' = (2/3) \cdot c = (2/3) \cdot 15 = 10 \text{ kN/m}^2$
- $N'_c = 13,10$; $N'_q = 5,26$; $N'_\gamma = 4,07$; $(N'_q/N'_c) = 0,40$ – (tabela 13)
- S_c , S_q e S_γ (tabela 12)

$$S_c = 1 + (B/L) \cdot (N_q/N_c) = 1 + [(1,50/1,60) \cdot 0,40] = 1,38$$

$$S_q = 1 + (B/L) \cdot \text{tg } \varphi = 1 + [(1,50/1,60) \cdot 0,33] = 1,31$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \cdot (B/L) = 1 - [0,4 \cdot (1,50/1,60)] = 0,63$$

$$\sigma_r = c' \cdot N'_c \cdot S_c + q \cdot N'_q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_\gamma \cdot S_\gamma, \text{ para solos moles ou fofo (Ruptura}$$

local);

$$\sigma_r = (10 \cdot 13,10 \cdot 1,38) + (14,16 \cdot 5,26 \cdot 1,31) + (0,5 \cdot 8 \cdot 1,50 \cdot 4,07 \cdot 0,63) = 293,7 \text{ kPa}$$

$$\sigma_a = \sigma_r / FS$$

$$\sigma_a = 293,7 / 3 = 97,9 \text{ kPa}$$

Tensão atuante

- área total de contato = $1,50 \text{ m} \cdot 1,60 \text{ m} = 2,40 \text{ m}^2$

- Carga Permanente:

- Revestimento

$$\text{- Laje de topo} = 1,50 \cdot 1,60 \cdot 1,5 \text{ kN/m}^2 = 3,6 \text{ kN}$$

$$\text{- Laje de fundo} = 1,20 \cdot 1,30 \cdot 1,5 \text{ kN/m}^2 = 2,34 \text{ kN}$$

- Total de revestimento = 5,94kN
- Peso próprio
 - Laje de fundo = $1,50m \cdot 1,60m \cdot 0,15 \cdot 25kN/m^3 = 9kN$
 - Paredes 1 e 2 = $2 \cdot 1,50m \cdot 1,47m \cdot 0,15m \cdot 25kN/m^3 = 16,54kN$
 - Paredes 3 e 4 = $2 \cdot 1,30m \cdot 1,47m \cdot 0,15 \cdot 25kN/m^3 = 14,33kN$
 - Laje de tampa apoiada = $1,50m \cdot 1,60m \cdot 0,15 \cdot 25kN/m^3 = 9kN$
 - Total Peso próprio = 48,87kN
- Total Carga Permanente = 54,81kN
- Sobrecarga:
 - Laje de topo = $1,60 \cdot 1,50 \cdot 10kN/m^2 = 24kN$
 - Laje de fundo = $1,20 \cdot 1,30 \cdot 3kN/m^2 = 4,68kN$
 - Total sobrecarga = 28,68kN
- Empuxos Verticais:
 - Solo

A favor da segurança, para a verificação da tensão admissível será considerado o empuxo vertical com o peso específico saturado.

- $E_{a,s}$ – Empuxo ativo solo
- $E_{a,s} = \frac{k_a \cdot \rho_s \cdot h^2}{2} = \frac{0,439 \cdot 21 \cdot 1,77^2}{2} = 14,44kN/m$
- $K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}}\right)^2} = \frac{\cos^2(20^\circ - 0)}{\cos^2 0 \cdot \cos(0 + 13^\circ) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(20^\circ + 13^\circ) \cdot \sin(20^\circ - 0)}{\cos(0 + 13^\circ) \cdot \cos(0 - 0^\circ)}}\right)^2} = 0,439$
- $E_{av} = E_a \cdot \sin(\alpha + \delta) = 14,44 \cdot \sin(0 + 13) = 3,25kN/m$ (Parcela Vertical)
 - Par 1 e 2 = $2 \cdot 3,25kN/m \cdot 1,50m = 9,75kN$
 - Par 3 e 4 = $2 \cdot 3,25kN/m \cdot 1,60m = 10,40kN$
- Sobrecarga
 - Par 1 e 2 = $2 \cdot 3,50kN/m \cdot 1,50m = 10,50kN$
 - Par 3 e 4 = $2 \cdot 3,50kN/m \cdot 1,60m = 11,20kN$
- Total empuxos verticais = 41,85kN
- Total do Carregamento vertical = 125,34kN

$$- \sigma_{med} = \frac{\Sigma V}{A} = \frac{125,34}{2,40} = 52,23 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a = 97,9 \text{ kPa} \geq \sigma_{med} = 52,23 \text{ kPa} - \text{Ok}$$

Verificação à flutuação

Para a verificação à flutuação serão considerados duas condições de carregamento:

- (CCN) – Condição de Carregamento Normal

- Nível freático na cota máxima normal, indicado pelo relatório de sondagem.

$$- F_{Sa} = \frac{\Sigma V_r}{\Sigma U} \geq 1,3$$

- (CCE) – Condição de Carregamento Excepcional

- Nível freático na cota do topo da caixa.

$$- F_{Sa} = \frac{\Sigma V_r}{\Sigma U} \geq 1,1$$

$$\Sigma U = h_a \cdot \rho_a \cdot A_b$$

sendo,

ΣV_r = Somatório de forças verticais resistentes (kN)

ΣU = Somatório de forças de subpressão (kN)

ρ_a = Peso específico da água

h_a = Diferença de cota entre a superfície do nível freático e a base da estrutura

A_b = Área da base da estrutura

- Peso próprio (ΣV_r)

$$- \text{Laje de fundo} = 1,50\text{m} \cdot 1,60\text{m} \cdot 0,15 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 9 \text{ kN}$$

$$- \text{Laje de tampa} = 1,50\text{m} \cdot 1,60\text{m} \cdot 0,15 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 9 \text{ kN}$$

$$- \text{Paredes 1 e 2} = 2 \cdot 1,50\text{m} \cdot 1,47\text{m} \cdot 0,15 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 16,54 \text{ kN}$$

$$- \text{Paredes 3 e 4} = 2 \cdot 1,30\text{m} \cdot 1,47\text{m} \cdot 0,15 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 14,33 \text{ kN}$$

$$\Sigma V_r = 48,87 \text{ kN}$$

(CCN) – Condição de Carregamento Normal

$$- \text{NA} = \text{E.L.} : +0,435$$

$$- h_a = 0,42 \text{ m}$$

$$- F_{Sa} = \frac{\Sigma V_r}{\Sigma U} \geq 1,3$$

$$- F_{Sa} = \frac{48,87}{10,08} = 4,85 \geq 1,3 \text{ OK!}$$

$$\Sigma U = h_a \cdot \rho_a \cdot A_b = 0,42\text{m} \cdot 10\text{kN/m}^3 \cdot (1,60\text{m} \cdot 1,50\text{m}) = 10,08\text{kN}$$

(CCE) – Condição de Carregamento Excepcional

$$- NA = E.L.: +1,785$$

$$- h_a = 1,77\text{m}$$

$$- F_{Sa} = \frac{\Sigma V_r}{\Sigma U} \geq 1,1$$

$$- F_{Sa} = \frac{48,87}{42,48} = 1,15 \geq 1,1 \text{ OK!}$$

$$\Sigma U = h_a \cdot \rho_a \cdot A_b = 1,77\text{m} \cdot 10\text{kN/m}^3 \cdot (1,60\text{m} \cdot 1,50\text{m}) = 42,48\text{kN}$$

Recalque da laje de fundo

Como para a EEEB1 foram realizados dois furos de sondagem que apresentaram características de solo diferentes, a favor da segurança, será realizada a verificação do recalque para ambos os perfis de solo.

- SP-03 = Recalque em areias - Pelo método de Schmertmann (1970) adaptado por José Carlos A. Cintra e Nelson Aoki.

$$- \rho_d = C_1 \cdot C_2 \cdot \sigma^* \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E_s} \Delta z \right) i$$

Sendo

- C_1 = Fator de correção do recalque por embutimento

- C_2 = Fator de correção do recalque pelo efeito do tempo

- σ^* = tensão líquida aplicada pela fundação

$$(\sigma^* = \sigma - q)$$

- σ = Tensão na base da fundação

- q = tensão vertical efetiva á cota de apoio da fundação

- I_z = Fator de influência na deformação á meia altura da i-ésima camada

- Δz = Espessura da i-ésima camada

- E_s = módulo de deformabilidade do solo

Valores de q , C_1 , C_2 , σ^*

$$- q = \rho_s \cdot Z - \rho_a \cdot Z_a = (21\text{kN/m}^3 \cdot 1,77\text{m}) - (10\text{kN/m}^3 \cdot 1,77) = 19,47\text{kN/m}^2$$

$$\rho_{s(0-1,77)} = 21\text{kN/m}^3 - \text{Peso específico do solo acima da cota da fundação}$$

$$\rho_a = 10\text{kN/m}^3 - \text{Peso específico da água}$$

$$\sigma^* = \sigma - q = 52,23 - 19,47 = 32,76\text{kN/m}^2 \text{ ou } 0,03276 \text{ Mpa}$$

$$\sigma = 52,23\text{kN/m}^2$$

$$- C_1 = 1 - 0,5 \cdot \frac{q}{\sigma^*} = 1 - 0,5 \cdot \frac{19,47}{32,76} = 0,70$$

$$- C_2 = 1 + 0,2 \cdot \log\left(\frac{t}{0,1}\right) = 1 + 0,2 \cdot \log\left(\frac{1}{0,1}\right) = 1,20$$

$$t = 1 - \text{Considerando 1 ano}$$

Desenho do triângulo para o fator de influência

Sapata retangular

$$- \frac{L}{B} = \frac{1,60}{1,50} = 1,07$$

$$- z_{\text{máx}} = 2 \cdot \left[1 + \log\left(\frac{L}{B}\right)\right]$$

$$- z_{\text{máx}} = 2 \cdot \left[1 + \log\left(\frac{1,60}{1,50}\right)\right] \cdot 1,50 = 3,08\text{m} + 1,77\text{m} = 4,85\text{m}$$

$$- z_{Lz\text{máx}} = \frac{1}{4} \cdot z = \frac{1}{4} \cdot 3,08 = 0,77\text{m} + 1,77\text{m} = 2,54\text{m}$$

$$- I_{z\text{máx}} = 0,5 + 0,1 \cdot \sqrt{\sigma^* / \sigma_v} = 0,5 + 0,1 \cdot \sqrt{32,76 / 27,94} = 0,61$$

$$\sigma_v = \rho_s \cdot z_{Lz\text{máx}} - \rho_a \cdot Z_a = (21 \cdot 2,54) - (10 \cdot 2,54) = 27,94$$

$$- I_{z\text{ inicial}} = 0,10$$

$$- \Delta_{z\text{máx}} = \frac{B}{2} = \frac{1,50}{2} = 0,75\text{m}$$

- E_{si} = módulo de deformabilidade do solo

$$- E_{si} = \alpha \cdot K_i \cdot N_{spti}$$

- α (tabela 10)

- K (tabela 11)

A figura a seguir representa o gráfico do triângulo do fator de influência:

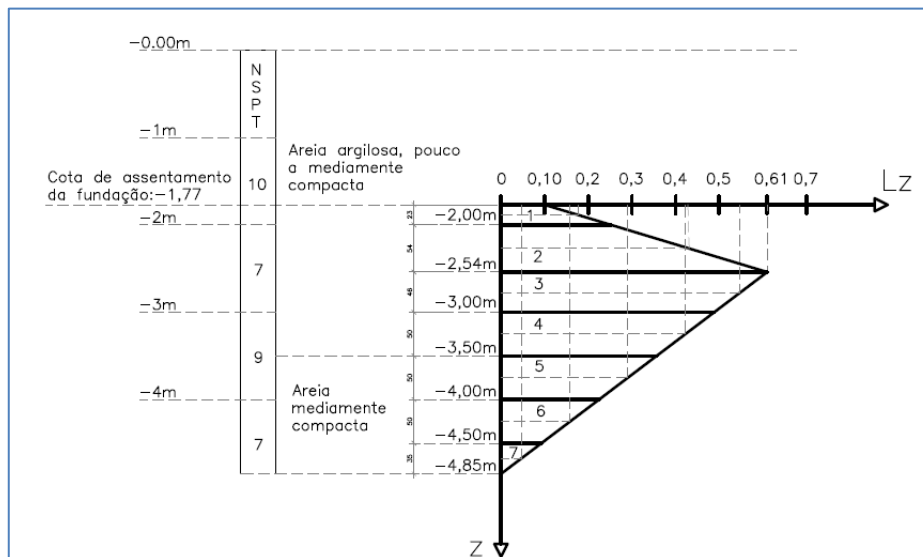


Figura 54 - Triângulo do fator de influência

Os valores extraídos do gráfico assim como os os parâmetros do solo por camada foram organizados na tabela a seguir:

Tabela 27 - Parâmetros de cada camada

Camada	Δz (m)	Z_i (m)	l_z	NSPT	α	K	Esi (Mpa)	$l_z \cdot \Delta z / E_s$
1	0,23	0,11	0,176	10	3	0,6	18	0,0022
2	0,54	0,5	0,428	7	3	0,6	12,6	0,0183
3	0,46	1	0,548	7	3	0,6	12,6	0,02
4	0,5	1,48	0,423	9	3	0,6	16,2	0,0131
5	0,5	1,98	0,291	9	3	0,9	24,3	0,006
6	0,5	2,48	0,158	7	3	0,9	18,9	0,0042
7	0,35	2,9	0,046	7	3	0,9	18,9	0,0009
Soma	3,08							0,0647

$$- \rho_d = C_1 \cdot C_2 \cdot \sigma^* \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{l_z}{E_s} \Delta z \right)_i = 0,70 \cdot 1,20 \cdot 0,03276 \cdot 0,0647 = 0,0018 \text{m ou } 1,8 \text{mm}$$

$$- \rho_{\text{máx}} = 25 \text{mm (Areias)}$$

$$- \rho_d \leq \rho_{\text{máx}} \text{ OK!}$$

- SP-04 = Recalque em argila

$$- \rho_i = \sigma \cdot B \cdot \left(\frac{1 - \nu^2}{E_s} \right) \cdot I_p \text{ sendo}$$

- σ tensão média na superfície de contato

- B largura sapata flexível

- $\nu = 0,4$ coeficiente de Poisson (tabela 14)

- E_s = módulo de deformabilidade do solo

$$- E_s = \alpha \cdot K \cdot N_{\text{spt}} = 7 \cdot 0,3 \cdot 6 = 12,6 \text{MPa ou } 12.600 \text{kN/m}^2$$

- α (tabela 10)

- I_p fator de influência forma e rigidez da sapata

$$- \frac{L}{B} = \frac{160}{150} = 1,07$$

- I_p Centro = 1,15 (tabela 16)

- I_p Canto = 0,58 (tabela 16)

- I_p Médio = 0,98 (tabela 16)

$$- \rho_{\text{centro}} = 52,23 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1500 \text{mm} \cdot \left(\frac{1 - 0,4^2}{12600 \text{kN/m}^2} \right) \cdot 1,15 = 6 \text{mm}$$

$$- \rho_{\text{canto}} = 52,23 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1500 \text{mm} \cdot \left(\frac{1 - 0,4^2}{12600 \text{kN/m}^2} \right) \cdot 0,58 = 3 \text{mm}$$

$$- \rho_{\text{médio}} = 52,23 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1500 \text{mm} \cdot \left(\frac{1 - 0,4^2}{12600 \text{kN/m}^2} \right) \cdot 0,98 = 5 \text{mm}$$

- $\rho_{\text{máx}} = 40 \text{mm}$ (Argilas)

- $\rho_i \leq \rho_{\text{máx}}$ **OK!**

6.1 Dados Gerais

▪ Parâmetros Concreto e Aço

- f_{ck} (MPa) = 40MPa
- Uso aço CA-50 e CA-60
- Cobrimento = 5,0cm (Estrutura em área industrial - Classe Agressividade IV)
- $Y_c = 1,4$ – Coeficiente de ponderação da resistência do concreto
- $Y_s = 1,15$ – Coeficiente de ponderação da resistência do aço
- $\rho_{ca} = 25\text{kN/m}^3$ = Massa específica do concreto armado e protendido

▪ Parâmetros Geotécnicos

- Foram adotados os seguintes parâmetros baseados nas camadas superficiais dos furos SP-01 e SP-02:

- SP-01 = Aterro de argila mole, com SPT médio de 5 golpes.
- SP-02 = Argila média, com SPT médio de 6 golpes.
- $\rho_s = 18\text{kN/m}^3$ - Peso específico do solo saturado (Tabela 6)
- $\rho_a = 10\text{kN/m}^3$ - Peso específico da água
- $\rho_{s\text{-sub}} = \rho_s - \rho_a = 18-10 = 8\text{kN/m}^3$ - Peso específico do solo submerso
- $c_{ef} = 0\text{kPa}$ – Coesão do solo (Tabela 7, definição do autor)
- $\varphi_{ef} = 17,5^\circ$ - Ângulo de atrito interno (Tabela 8, definição do autor)
- $\delta = 11^\circ$ - Ângulo de atrito estrutura-solo (Tabela 9, definição autor)
- $\beta = 0^\circ$ - Inclinação talude a montante
- $\alpha = 0^\circ$ - Inclinação parede de contenção

6.2 Análise Estrutural e dimensionamento

Como o Poço de Sucção da EEEB2 é menor e possui dimensões muito próximas às do Poço de Sucção da EEEB1, será considerada a mesma análise estrutural e dimensionamento para ambos os poços.

-Tensão Admissível da fundação

A favor da segurança serão calculadas as rupturas geral e local para argila e será considerado o menor valor entre elas para a determinação da tensão admissível. Foram adotados os seguintes parâmetros de solo baseados em correlações com SPT e experiência do autor.

P/ sapata circular

$Z = 2B = 2 \cdot 3\text{m} = 6\text{m}$ – Profundidade do bulbo de tensões

$$N_{\text{SPT}_m} = \frac{7+8+7+12+8+9}{6} = 8,5 \rightarrow 8 - \text{Nspt médio do bulbo de tensões}$$

- $c = 20\text{kN/m}^2$ - coesão do solo
- $\gamma = 18\text{kN/m}^3$ - peso específico do solo saturado
- $\gamma_{\text{sub}} = 18 - 10 = 8\text{kN/m}^3$ - peso específico do solo submerso
- $q = \gamma_{\text{sub}} \cdot h = 8 \cdot 4,33 = 34,64\text{kN/m}^2$ - sobrecarga na cota de assentamento da fundação
- $h = 4,33\text{m}$ - distância da superfície do solo até a cota de assentamento da fundação

Ruptura geral

- $\varphi = 25^\circ$ - ângulo de atrito do solo
- $\text{tg } \varphi = 0,47$
- $N_c = 20,72$; $N_q = 10,66$; $N_\gamma = 10,88$; $(N_q/N_c) = 0,51$ – (tabela 13)
- S_c , S_q e S_γ (tabela 12)

$$S_c = 1 + (N_q/N_c) = 1 + 0,51 = 1,51$$

$$S_q = 1 + \text{tg } \varphi = 1 + 0,47 = 1,47$$

$$S_\gamma = 0,60$$

$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$, para solos compactos ou rijos (Ruptura geral);

$$\sigma_r = (20 \cdot 20,72 \cdot 1,51) + (34,64 \cdot 10,66 \cdot 1,47) + (0,5 \cdot 8 \cdot 3 \cdot 10,88 \cdot 0,60) = 1246,9 \text{ kPa}$$

Ruptura local

- $\text{tg } \varphi^* = 0,667 \text{ tg } \varphi = 0,667 \text{ tg } (25^\circ) = 0,313$
- $\varphi^* = \text{tg}^{-1}(\varphi^*) = \text{tg}^{-1}(0,313) = 17,4^\circ$
- $c' = (2/3) \cdot c = (2/3) \cdot 20 = 13,33\text{kN/m}^2$
- $N'_c = 12,34$; $N'_q = 4,77$; $N'_\gamma = 3,53$; $(N'_q/N'_c) = 0,39$ – (tabela 13)
- S_c , S_q e S_γ (tabela 12)

$$S_c = 1 + (N'_q/N'_c) = 1 + 0,39 = 1,39$$

$$S_q = 1 + \text{tg } \varphi^* = 1 + 0,313 = 1,313$$

$$S_\gamma = 0,60$$

$\sigma_r = c' \cdot N'_c \cdot S_c + q \cdot N'_q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_\gamma \cdot S_\gamma$, para solos moles ou fofo (Ruptura local);

$$\sigma_r = (13,33 \cdot 12,34 \cdot 1,39) + (34,64 \cdot 4,77 \cdot 1,313) + (0,5 \cdot 8 \cdot 3 \cdot 3,53 \cdot 0,60) = 471 \text{ kPa}$$

$$\sigma_a = \sigma_r / FS$$

$$\sigma_a = 471 / 3 = 157 \text{ kPa}$$

Onde:

- σ_a é a tensão admissível adotada para calculo
- σ_r é a tensão de ruptura
- FS é o fator de segurança global (Adotado 3.0)

Tensão atuante

- área total de contato = $3,00^2 \text{m} \cdot \pi \cdot 0,25 = 7,07 \text{m}^2$

- Peso Próprio

- Laje de fundo = $(3,00^2 \text{m} \cdot \pi \cdot 0,25) \cdot 0,25 \cdot 25 \text{kN/m}^3 = 44,18 \text{kN}$

- Paredes = $(3,98 \text{m} \cdot 0,25 \text{m} \cdot 2,75 \text{m} \cdot \pi) \cdot 25 \text{kN/m}^3 = 214,9 \text{kN}$

- Aba S1 = $0,105 \text{m}^2 \cdot 3,30 \text{m} \cdot \pi \cdot 25 \text{kN/m}^3 = 27,21 \text{kN}$

- Peso laje de topo = $(3,00^2 \text{m} \cdot \pi \cdot 0,25 \cdot 0,20) \cdot 25 \text{kN/m}^3 = 35,34 \text{kN}$

- Peso Parede defletora = $0,61 \text{m}^3 \cdot 25 \text{kN/m}^3 = 15,25 \text{kN}$

- Total Peso Próprio = 336,88kN

- Peso Água Máximo = $(2,50^2 \cdot \pi \cdot 0,25) \cdot 3,98 \text{m} \cdot 10 \text{kN/m}^3 = 195,37 \text{kN}$

- Enchimento = $0,30 \text{m}^3 \cdot 24 \text{kN/m}^3 = 7,20 \text{kN/m}^2$

- Revestimento

- Laje de fundo = $2,50^2 \text{m} \cdot \pi \cdot 0,25 \cdot 1,5 \text{kN/m}^2 = 7,36 \text{kN}$

- Laje de topo = $3,00^2 \text{m} \cdot \pi \cdot 0,25 \cdot 1,5 \text{kN/m}^2 = 10,61 \text{kN}$

- Cunha de solo sobre aba S1 = $(0,30 \text{m} \cdot 3,30 \text{m} \cdot \pi) \cdot 1 \text{m} \cdot 18 \text{kN/m}^3 = 56 \text{kN}$

- Total Carga Permanente = 634,62kN

- Sobrecarga

- Laje de topo = $3,00^2 \text{m} \cdot \pi \cdot 0,25 \cdot 3 \text{kN/m}^2 = 21,20 \text{kN}$

- Empuxos Verticais:

- Solo

A favor da segurança, para a verificação da tensão admissível, será considerado os empuxos verticais com o peso específico do solo saturado.

- $E_{a,s}$ – Empuxo ativo solo ($h=4,33m$)

$$- E_{a,s} = \frac{k_a \cdot \rho_s \cdot h^2}{2} = \frac{0,485 \cdot 18 \cdot 4,33^2}{2} = 81,84 \text{ kN/m}$$

- $E_{av} = E_a \cdot \sin(\alpha + \delta) = 81,84 \cdot \sin(0+11) = 15,62 \text{ kN/m}$ (Parcela Vertical)

- Paredes = $15,62 \text{ kN/m} \cdot 3,00 \text{ m} \cdot \pi = 147,22 \text{ kN}$

- Sobrecarga

- Paredes = $8,01 \text{ kN/m} \cdot 3,00 \text{ m} \cdot \pi = 75,5 \text{ kN}$

- Total empuxos verticais = $222,72 \text{ kN}$

- Total carregamentos verticais = $857,34 \text{ kN}$

$$- \sigma_{med} = \frac{857,34}{7,07} = 121,26 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a = 157 \text{ kPa} \geq \sigma_{med} = 121,26 \text{ kPa} - \text{Ok}$$

Verificação à flutuação

Para a verificação à flutuação serão considerados duas condições de carregamento:

- (CCN) – Condição de Carregamento Normal

- Nível freático na cota máxima normal, indicado pelo relatório de sondagem.

$$- F_{Sa} = \frac{\Sigma V_r}{\Sigma U} \geq 1,3$$

- (CCE) – Condição de Carregamento Excepcional

- Nível freático na cota do terreno.

$$- F_{Sa} = \frac{\Sigma V_r}{\Sigma U} \geq 1,1$$

$$\Sigma U = h_a \cdot \rho_a \cdot A_b$$

sendo,

ΣV_r = Somatório de forças verticais resistentes (kN)

ΣU = Somatório de forças de subpressão (kN)

ρ_a = Peso específico da água

h_a = Diferença de cota entre a superfície do nível freático e a base da estrutura

$A_b = \text{Área da base da estrutura}$

- Abas

As abas foram adicionadas na estrutura com o objetivo de receber uma contribuição do peso do solo para a resistência da estrutura a subpressão causada pelo nível de água. A área da seção transversal da massa de solo atuando passivamente sobre as abas é definida por um trapézio com um ângulo α , a favor da segurança, equivalente a 45° , como demonstrado na figura a seguir.

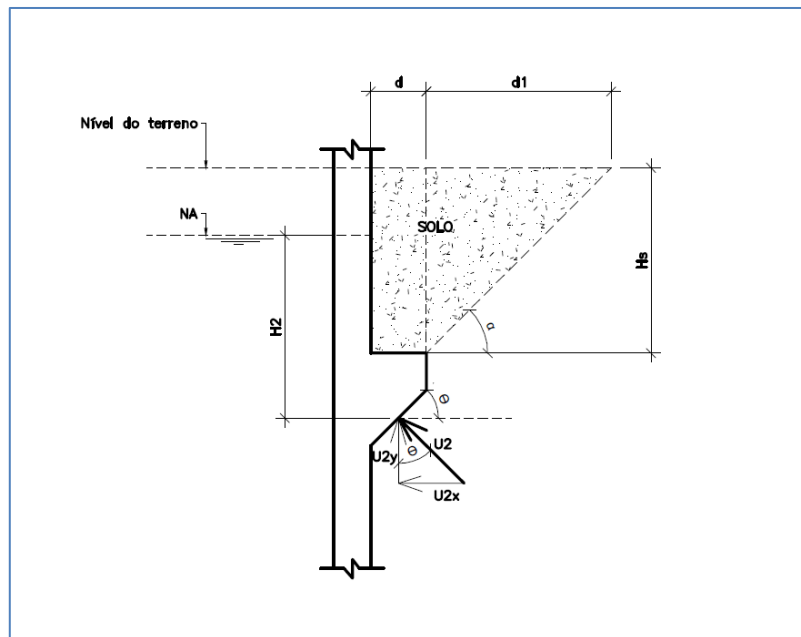


Figura 57 - Forças resistentes e forças atuantes nas abas

- $H_s =$ Altura da camada de solo sobre o dente

- $d =$ largura da aba

- $L =$ comprimento total da aba

- $d_1 = \left(\frac{H_s}{\tan(\alpha)} \right)$

- $V_{\text{solo}} =$ Volume da massa de solo atuando passivamente sobre a aba

Como a estrutura do poço de sucção é circular o volume do solo de contribuição na aba será calculado pelo tronco de cone total menos o volume do poço.

- $V_{\text{solo}} = \left\{ \left(\frac{\pi \cdot H_s}{3} \right) \cdot [(R_{\text{poço}} + d + d_1)^2 + (R_{\text{poço}} + d + d_1) \cdot d + d^2] \right\} - (R_{\text{poço}}^2 \cdot \pi \cdot H_s)$

Com a finalidade de reduzir o efeito da subpressão da água atuante na aba, a base da mesma foi projetada com a seção inclinada, como é possível observar na figura anterior. Dessa maneira a parcela vertical da força de subpressão atuante na base da aba é dada por:

$$U_2 = H_2 \cdot \rho_a$$

$U_{2y} = U_2 \cdot \cos(\Theta) \cdot A_d$ – Parcela vertical da subpressão atuante na base da aba

sendo,

H_2 = Diferença de cota entre a superfície do nível freático e a altura média da base da aba

$\rho_a = 10\text{kN/m}^3$ - Peso específico da água

A_d = Área de projeção da base da aba

Θ = ângulo de inclinação da base da aba

Forças resistentes (Σv_r)

- Peso próprio

- Laje de fundo = $(3,00^2\text{m} \cdot \pi \cdot 0,25) \cdot 0,25 \cdot 25\text{kN/m}^3 = 44,18\text{kN}$

- Paredes = $((3,98 \cdot 0,25\text{m} \cdot 2,75\text{m} \cdot \pi)) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 214,90\text{kN}$

- Aba S1 = $(0,105\text{m}^2 \cdot 3,30\text{m} \cdot \pi) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 27,21\text{kN}$

- Peso laje de topo = $(3,00^2\text{m} \cdot \pi \cdot 0,25) \cdot 0,20 \cdot 25\text{kN/m}^3 = 35,34\text{kN}$

- Peso Parede defletora = $0,61\text{m}^3 \cdot 25\text{kN/m}^3 = 15,25\text{kN}$

- Total peso próprio = 336,88kN

- Peso da cunha de solo sobre a aba

- $H_s = 1,00\text{m}$ - Altura da camada de solo sobre a aba

- $d = 0,30\text{m}$ - largura da aba

- $\alpha = 45^\circ$

- $R_{\text{poço}} = 1,50\text{m}$

- $d1 = \left(\frac{H_s}{\tan(\alpha)}\right) = \left(\frac{1,00\text{m}}{\tan(45^\circ)}\right) = 1,00\text{m}$

- V_{solo} = Volume da massa de solo atuando passivamente sobre a aba

- $V_{\text{solo}} = \left\{\left(\frac{\pi \cdot H_s}{3}\right) \cdot [(R_{\text{poço}} + d + d1)^2 + (R_{\text{poço}} + d + d1) \cdot (d + R_{\text{poço}}) + (d + R_{\text{poço}})^2] - (R_{\text{poço}}^2 \cdot \pi \cdot H_s)\right\}$

- $V_{\text{solo}} = \left\{\left(\frac{\pi \cdot 1,00}{3}\right) \cdot [(1,50 + 1,30)^2 + (1,50 + 1,30) \cdot (0,30 + 1,50) + (0,30 + 1,50)^2] - (1,50^2 \cdot \pi \cdot 1,00)\right\}$

- $V_{\text{solo}} = 9,81\text{m}^3$

- $\rho_{s \text{ nat}} = 18\text{kN/m}^3$ - Peso específico do solo natural

- $\rho_s = 18\text{kN/m}^3$ - Peso específico do solo saturado

- $\rho_{s\text{-sub}} = \rho_s - \rho_a = 18 - 10 = 8\text{kN/m}^3$ - Peso específico do solo submerso

P/CCN

Como o nível freático apresentado pelo perfil de sondagem está abaixo da face da aba, para condições normais de carregamento, a massa de solo sobre a mesma será considerada com peso específico natural.

$$\text{Solo}_{s1} = V_{\text{solo}} \cdot \rho_{\text{nat}} = 9,81\text{m}^3 \cdot 18\text{kN/m}^3 = 176,58\text{kN}$$

$$\Sigma V_r = 336,88 + 176,58 = 513,46\text{kN}$$

P/CCE

Para a condição de carregamento excepcional, em que o nível freático corresponde ao nível do terreno, a massa de solo sobre a aba será considerada com peso específico submerso.

$$\text{Solo}_{s1 - \text{par}1,5b} = V_{\text{solo}} \cdot \rho_{\text{sub}} = 9,81\text{m}^3 \cdot 8\text{kN/m}^3 = 78,48\text{kN}$$

$$\Sigma V_r = 336,88 + 78,48 = 415,36\text{kN}$$

(CCN) – Condição de Carregamento Normal

- NA = E.L.:+0,393 - Nível freático

- $h_a = 2,88\text{m}$

$$- F_{s_a} = \frac{\Sigma V_r}{\Sigma U} \geq 1,3$$

$$- F_{s_a} = \frac{513,46}{203,58} = 2,52 \geq 1,3 \text{ OK!}$$

Forças atuantes (ΣU)

$$\Sigma U = (h_a \cdot \rho_a \cdot A_b) + U_{2y} = 2,88\text{m} \cdot 10\text{kN/m}^3 \cdot (3,00^2 \cdot \pi \cdot 0,25) + 0 = 203,58\text{kN}$$

$$U_{2y} = H_2 \cdot \rho_a \cdot \cos(\Theta) \cdot A_d = 0\text{kN}$$

$$\Theta = 45^\circ$$

$$H_2 = 0,00\text{m}$$

(CCE) – Condição de Carregamento Excepcional

- NA = E.L.:+1,843 - Nível freático

- $h_a = 4,33\text{m}$

$$- F_{s_a} = \frac{\Sigma V_r}{\Sigma U} \geq 1,1$$

$$- F_{Sa} = \frac{415,36}{335,77} = 1,24 \geq 1,1 \text{ OK!}$$

Forças atuantes (ΣU)

$$\Sigma U = [h_a \cdot \rho_a \cdot A_b] + U_{2y} = [4,33m \cdot 10kN/m^3 \cdot (3,00^2m \cdot \pi \cdot 0,25)] + 29,70kN = 335,77kN$$

$$U_{2y} = H_2 \cdot \rho_a \cdot \cos(\Theta) \cdot A_d = 1,35 \cdot 10 \cdot \cos(45^\circ) \cdot 3,11 = 29,70kN$$

$$A_d = (3,60^2 \cdot \pi \cdot 0,25) - (3,00^2 \cdot \pi \cdot 0,25) = 3,11m^2$$

$$\Theta = 45^\circ$$

$$H_2 = 1,35m$$

- Recalque laje de fundo

$$- \rho_i = \sigma \cdot B \cdot \left(\frac{1 - \nu^2}{E_s} \right) \cdot I_p \text{ sendo}$$

- σ tensão média na superfície de contato

- B largura sapata flexível

- $\nu = 0,4$ coeficiente de Poisson (tabela 14)

- E_s = módulo de deformabilidade do solo

$$- E_s = \alpha \cdot K \cdot N_{spt} = 7 \cdot 0,2 \cdot 8 = 11,2MPa \text{ ou } 11.200kN/m^2$$

- α (tabela 10)

- I_p fator de influência forma e rigidez da sapata

Sapata circular

- I_p Centro = 1,00 (tabela 16)

- I_p Borda = 0,64 (tabela 16)

- I_p Médio = 0,85 (tabela 16)

$$- \rho_{\text{centro}} = 121,26 \frac{kN}{m^2} \cdot 3000mm \cdot \left(\frac{1 - 0,4^2}{11200kN/m^2} \right) \cdot 1,00 = 27mm$$

$$- \rho_{\text{canto}} = 121,26 \frac{kN}{m^2} \cdot 3000mm \cdot \left(\frac{1 - 0,4^2}{11200kN/m^2} \right) \cdot 0,64 = 17mm$$

$$- \rho_{\text{médio}} = 121,26 \frac{kN}{m^2} \cdot 3000mm \cdot \left(\frac{1 - 0,4^2}{11200kN/m^2} \right) \cdot 0,85 = 23mm$$

- $\rho_{\text{máx}} = 40mm$ (Argilas)

$$- \rho_i \leq \rho_{\text{máx}} \text{ OK!}$$

7 CAIXA DE AREIA/GRADEAMENTO EEEB2

A caixa de areia e gradeamento da EEEB2 possui geometria conforme figuras a seguir:

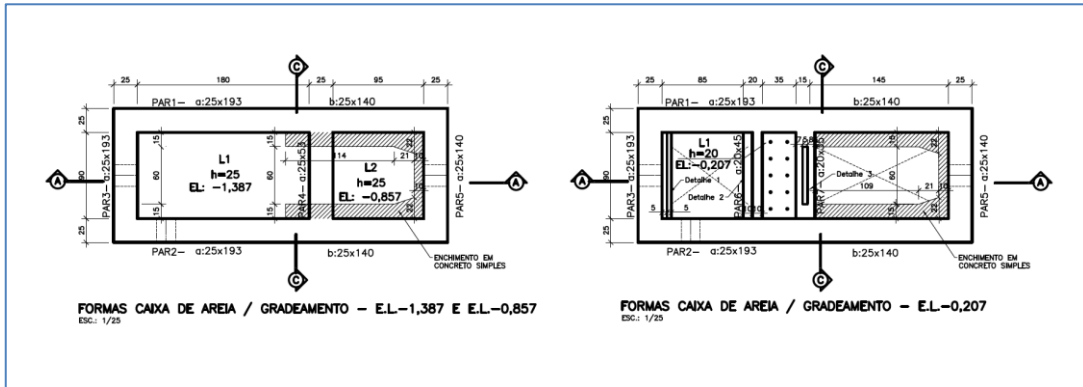


Figura 58 - Fôrmas da caixa de areia/gradeamento níveis E.L.: -1,387, E.L.: -0,857 e E.L.: -0,207

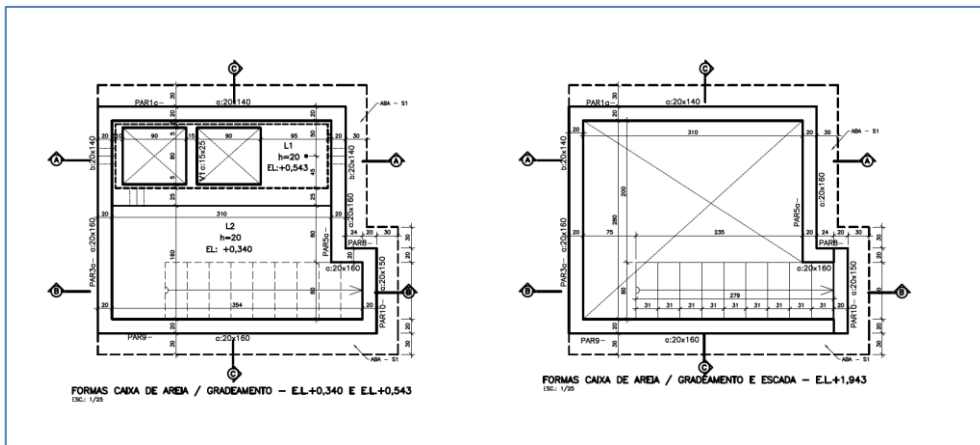


Figura 59 - Fôrmas da caixa de areia/gradeamento níveis E.L.: +0,340, E.L.: +0,543 e E.L.: +1,943

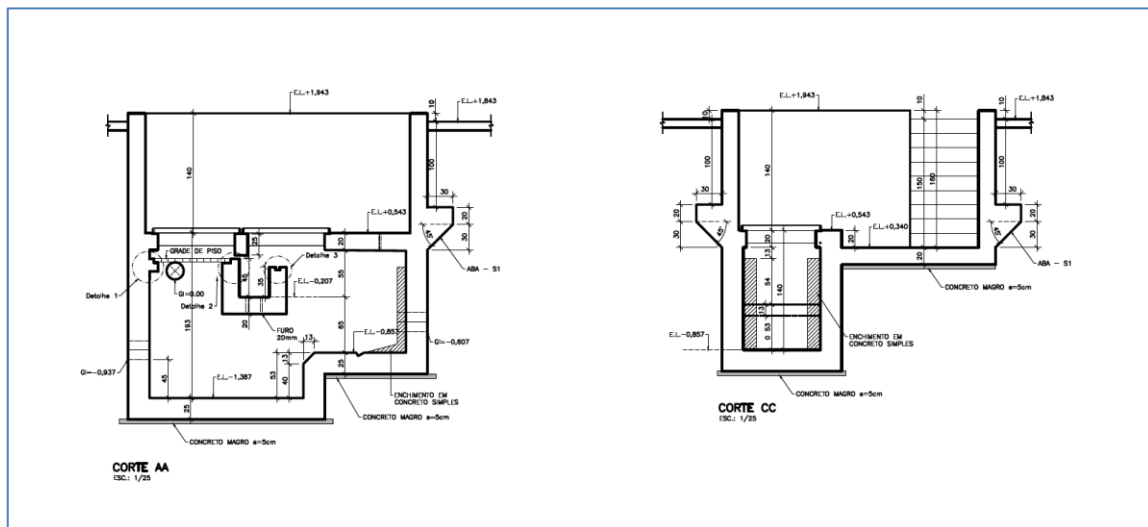


Figura 60 - Cortes AA e CC

7.1 Dados Gerais

- Parâmetros Concreto e Aço

- f_{ck} (MPa) = 40Mpa

- Uso aço CA-50 e CA-60

- Cobrimento = 5cm (Estrutura em área industrial e em contato com solo – Classe Agressividade IV)

- $Y_c = 1,4$ – Coeficiente de ponderação da resistência do concreto

- $Y_s = 1,15$ – Coeficiente de ponderação da resistência do aço

- $\rho_{ca} = 25\text{kN/m}^3$ = Massa específica do concreto armado e protendido

▪ Parâmetros Geotécnicos

- Foram adotados os seguintes parâmetros baseados nas camadas superficiais dos furos SP-01 e SP-02:

- SP-01 = aterro de argila mole, com SPT médio de 4 golpes.

- SP-02 = Argila média, com SPT médio de 5 golpes.

- $\rho_s = 18\text{kN/m}^3$ - Peso específico do solo saturado (Tabela 6, definição autor)

- $\rho_a = 10\text{kN/m}^3$ - Peso específico da água

- $\rho_{s,sub} = \rho_s - \rho_a = 18-10 = 8\text{kN/m}^3$ - Peso específico do solo submerso

- $c_{ef} = 0\text{kPa}$ – Coesão do solo (Tabela 7, definição do autor)

- $\varphi_{ef} = 17,5^\circ$ - Ângulo de atrito interno (Tabela 8, definição do autor)

- $\delta = 11^\circ$ - Ângulo de atrito estrutura-solo (Tabela 9, definição autor)

- $\beta = 0^\circ$ - Inclinação talude a montante

- $\alpha = 0^\circ$ - Inclinação parede de contenção

7.2 Análise estrutural

Como a caixa de areia/gradeamento da EEEB2 é menor e possui dimensões muito próximas as da caixa de areia/gradeamento da EEEB1, será considerada a mesma análise estrutural e dimensionamento para ambas as caixas.

-Tensão Admissível (E.L.: -1,387)

A favor da segurança serão calculadas as rupturas geral e local e será considerado o menor valor entre elas para a determinação da tensão admissível. Foram adotados os seguintes parâmetros de solo baseados em correlações com SPT e experiência do autor.

P/ sapata retangular

$Z = 3B = 3 \cdot 1,40\text{m} = 4,20 \rightarrow 5\text{m}$ – Profundidade do bulbo de tensões

$N_{\text{SPT}_m} = \frac{6+5+9+7+9}{5} = 7,20 \rightarrow 7$ – N_{spt} médio do bulbo de tensões

- $c = 18\text{kN/m}^2$ - coesão do solo
- $\gamma = 18\text{kN/m}^3$ - peso específico do solo saturado
- $\gamma_{\text{sub}} = 18 - 10 = 8\text{kN/m}^3$ - peso específico do solo submerso
- $q = \gamma_{\text{sub}} \cdot h = 8 \cdot 3,48 = 27,84\text{kN/m}^2$ - sobrecarga na cota de assentamento da fundação
- $h = 3,48\text{m}$ - distância da superfície do solo até a cota de assentamento da fundação
- $B = 1,40\text{m}$ – Menor dimensão da sapata
- $L = 2,30\text{m}$ – Maior dimensão da sapata

Ruptura geral

- $\varphi = 25^\circ$ - ângulo de atrito do solo
- $\text{tg } \varphi = 0,47$
- $N_c = 20,72$; $N_q = 10,66$; $N_\gamma = 10,88$; $(N_q/N_c) = 0,51$ – (tabela 13)
- S_c , S_q e S_γ (tabela 12)

$$S_c = 1 + (B/L) \cdot (N_q/N_c) = 1 + [(1,40/2,30) \cdot 0,51] = 1,31$$

$$S_q = 1 + (B/L) \cdot \text{tg } \varphi = 1 + [(1,40/2,30) \cdot 0,47] = 1,29$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \cdot (B/L) = 1 - [0,4 \cdot (1,4/2,30)] = 0,76$$

$$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma, \text{ para solos compactos ou rijos (Ruptura}$$

geral);

$$\sigma_r = (18 \cdot 20,72 \cdot 1,31) + (27,84 \cdot 10,66 \cdot 1,29) + (0,5 \cdot 8 \cdot 1,40 \cdot 10,88 \cdot 0,76) = 917,7\text{kPa}$$

Ruptura local

- $\text{tg } \varphi^* = 0,667 \text{ tg } \varphi = 0,667 \text{ tg } (25^\circ) = 0,311$
- $\varphi^* = \text{tg}^{-1}(\varphi^*) = \text{tg}^{-1}(0,311) = 17,27^\circ$
- $c' = (2/3) \cdot c = (2/3) \cdot 18 = 12\text{kN/m}^2$
- $N'_c = 12,34$; $N'_q = 4,77$; $N'_\gamma = 3,53$; $(N'_q/N'_c) = 0,39$ – (tabela 13)

- S_c , S_q e S_γ (tabela 12)

$$S_c = 1 + (B/L) \cdot (N_q/N_c) = 1 + [(1,40/2,30) \cdot 0,39] = 1,24$$

$$S_q = 1 + (B/L) \cdot \tan \phi = 1 + [(1,40/2,30) \cdot 0,311] = 1,19$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \cdot (B/L) = 1 - [0,4 \cdot (1,4/2,30)] = 0,76$$

$$\sigma_r = c' \cdot N'_c \cdot S_c + q \cdot N'_q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_\gamma \cdot S_\gamma, \text{ para solos moles ou fofo (Ruptura}$$

local);

$$\sigma_r = (12 \cdot 12,34 \cdot 1,24) + (27,84 \cdot 4,77 \cdot 1,19) + (0,5 \cdot 8 \cdot 1,40 \cdot 3,53 \cdot 0,76) = 356,7 \text{ kPa}$$

$$\sigma_a = \sigma_r / FS$$

$$\sigma_a = 356,7 / 3 = 118,9 \text{ kPa}$$

Onde:

- σ_a é a tensão admissível adotada para cálculo
- σ_r é a tensão de ruptura
- FS é o fator de segurança global (Adotado 3.0)

Tensão atuante (E.L.: -1,387)

- área total de contato = $2,3\text{m} \cdot 1,40\text{m} = 3,22\text{m}^2$

- Carga Permanente

- Peso Próprio

- Laje de fundo = $2,30\text{m} \cdot 1,40\text{m} \cdot 0,25 \cdot 25\text{kN/m}^3 = 20,13\text{kN}$

- Par1a = $((2,05 \cdot 0,25 \cdot 1,93) + (2,05 \cdot 0,20 \cdot 1,40)) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 39,1\text{kN}$

- Aba S1_{Par1a} = $0,105\text{m}^2 \cdot 2,30\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 6,04\text{kN}$

- Par2a = $(2,05 \cdot 0,25 \cdot 1,93) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 24,73\text{kN}$

- Par3b = $((1,40 \cdot 0,25 \cdot 1,93) + (1,40 \cdot 0,20 \cdot 1,40)) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 26,7\text{kN}$

- Par4 = $(0,53 \cdot 0,25 \cdot 0,90) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 3\text{kN}$

- Par6, Par7, laje e vigas = $0,31\text{m}^3 \cdot 25\text{kN/m}^3 = 7,75\text{kN}$

- Total Peso Próprio = 127,45kN

- Peso Água Máximo = $[(1,73\text{m} \cdot 1,80\text{m} \cdot 0,90\text{m}) + (0,25\text{m} \cdot 1,20\text{m} \cdot 0,90\text{m})] \cdot 10\text{kN/m}^3 = 30,73\text{kN}$

- Enchimento = $2 \cdot 0,15\text{m} \cdot 1,60\text{m} \cdot 0,5\text{m} \cdot 24\text{kN/m}^3 = 5,76\text{kN}$

- Revestimento

- Laje E.L.: -1,387 = $2,05\text{m} \cdot 0,90\text{m} \cdot 1,5\text{kN/m}^2 = 2,77\text{kN}$

- Cunha de solo sobre aba S1_{Par1a} = $0,30 \cdot 2,30 \cdot 1 \cdot 18\text{kN/m}^3 = 12,42\text{kN}$

- Total Carga Permanente = 179,13kN

- Empuxos Verticais:

- Solo

A favor da segurança, para a verificação da tensão admissível, será considerado os empuxos verticais com o peso específico do solo saturado.

- E_{a,s} – Empuxo ativo solo (h=3,48m)

- $E_{a,s} = \frac{k_a \cdot \rho_s \cdot h^2}{2} = \frac{0,485 \cdot 18 \cdot 3,48^2}{2} = 52,86\text{kN/m}$

- $E_{av} = E_a \cdot \text{sen}(\alpha + \delta) = 54,55 \cdot \text{sen}(0+11) = 10,1\text{kN/m}$ (Parcela Vertical)

- E_{a,s} – Empuxo ativo solo (h=1,78m)

- $E_{a,s} = \frac{k_a \cdot \rho_s \cdot h^2}{2} = \frac{0,485 \cdot 18 \cdot 1,78^2}{2} = 13,83\text{kN/m}$

- $E_{av} = E_a \cdot \text{sen}(\alpha + \delta) = 13,83 \cdot \text{sen}(0+11) = 2,64\text{kN/m}$ (Parcela Vertical)

- E_{a,s} – Empuxo ativo solo (h=0,53m)

- $E_{a,s} = \frac{k_a \cdot \rho_s \cdot h^2}{2} = \frac{0,485 \cdot 18 \cdot 0,53^2}{2} = 1,23\text{kN/m}$

- $E_{av} = E_a \cdot \text{sen}(\alpha + \delta) = 1,23 \cdot \text{sen}(0+11) = 0,23\text{kN/m}$ (Parcela Vertical)

- Par1a = $10,10\text{kN/m} \cdot 2,30\text{m} = 23,23\text{kN}$

- Par2a = $2,64\text{kN/m} \cdot 2,30\text{m} = 6,07\text{kN}$

- Par3b = $10,1\text{kN/m} \cdot 1,40\text{m} = 14,14\text{kN}$

- Par4 = $0,23\text{kN/m} \cdot 1,40\text{m} = 0,32\text{kN}$

- Sobrecarga

- Par1a = $6,44\text{kN/m} \cdot 2,30\text{m} = 14,81\text{kN}$

- Par2a = $3,30\text{kN/m} \cdot 2,30\text{m} = 7,59\text{kN}$

- Par3b = $6,44\text{kN/m} \cdot 1,40\text{m} = 9,02\text{kN}$

- Par4 = $0,98\text{kN/m} \cdot 1,40\text{m} = 1,37\text{kN}$

- Total empuxos verticais = 76,55kN

- Total carregamentos verticais = 255,68kN

$$-\sigma_{med} = \frac{255,68}{3,22} = 79,40 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a = 118,9 \text{ kPa} \geq \sigma_{med} = 79,40 \text{ kPa} - \text{Ok}$$

-Tensão Admissível (E.L.: -0,857)

A favor da segurança serão calculadas as rupturas geral e local e será considerado o menor valor entre elas para a determinação da tensão admissível. Foram adotados os seguintes parâmetros de solo baseados em correlações com SPT e experiência do autor.

P/ sapata retangular

$Z = 3B = 3 \cdot 1,20 \text{ m} = 3,60 \rightarrow 4 \text{ m}$ – Profundidade do bulbo de tensões

$$N_{SPT,m} = \frac{6+5+9+7}{4} = 6,75 \rightarrow 6 - N_{spt} \text{ médio do bulbo de tensões}$$

- $c = 16 \text{ kN/m}^2$ - coesão do solo
- $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ - peso específico do solo saturado
- $\gamma_{sub} = 18 - 10 = 8 \text{ kN/m}^3$ - peso específico do solo submerso
- $q = \gamma_{sub} \cdot h = 8 \cdot 2,95 = 23,6 \text{ kN/m}^2$ - sobrecarga na cota de assentamento da fundação
- $h = 2,95 \text{ m}$ - distância da superfície do solo até a cota de assentamento da fundação
- $B = 1,20 \text{ m}$ – Menor dimensão da sapata
- $L = 1,40 \text{ m}$ – Maior dimensão da sapata

Ruptura geral

- $\phi = 24^\circ$ - ângulo de atrito do solo
- $\text{tg } \phi = 0,45$
- $N_c = 19,32$; $N_q = 9,60$; $N_\gamma = 9,44$; $(N_q/N_c) = 0,50$ – (tabela 13)
- S_c , S_q e S_γ (tabela 12)

$$S_c = 1 + (B/L) \cdot (N_q/N_c) = 1 + [(1,20/1,40) \cdot 0,50] = 1,43$$

$$S_q = 1 + (B/L) \cdot \text{tg } \phi = 1 + [(1,20/1,40) \cdot 0,45] = 1,39$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \cdot (B/L) = 1 - [0,4 \cdot (1,20/1,40)] = 0,66$$

$$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma, \text{ para solos compactos ou rijos (Ruptura}$$

geral);

$$\sigma_r = (16 \cdot 19,32 \cdot 1,43) + (23,60 \cdot 9,60 \cdot 1,39) + (0,5 \cdot 8 \cdot 1,20 \cdot 9,44 \cdot 0,66) = 786,87 \text{ kPa}$$

Ruptura local

- $\text{tg } \phi^* = 0,667 \text{ tg } \phi = 0,667 \text{ tg } (24^\circ) = 0,30$

- $\varphi^* = \text{tg}^{-1}(\varphi^*) = \text{tg}^{-1}(0,30) = 16,70^\circ$
- $c' = (2/3) \cdot c = (2/3) \cdot 16 = 10,66\text{kN/m}^2$
- $N'c = 11,63$; $N'q = 4,34$; $N'\gamma = 3,06$; $(N'q/N'c) = 0,37$ – (tabela 13)
- S_c , S_q e S_γ (tabela 12)

$$S_c = 1 + (B/L) \cdot (Nq/Nc) = 1 + [(1,20/1,40) \cdot 0,37] = 1,32$$

$$S_q = 1 + (B/L) \cdot \text{tg} \varphi = 1 + [(1,20/1,40) \cdot 0,30] = 1,26$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \cdot (B/L) = 1 - [0,4 \cdot (1,20/1,40)] = 0,66$$

$$\sigma_r = c' \cdot N'c \cdot S_c + q \cdot N'q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N'\gamma \cdot S_\gamma, \text{ para solos moles ou fofo (Ruptura}$$

local);

$$\sigma_r = (10,66 \cdot 11,63 \cdot 1,26) + (23,6 \cdot 4,34 \cdot 1,26) + (0,5 \cdot 8 \cdot 1,20 \cdot 3,06 \cdot 0,66) = 295\text{kPa}$$

$$\sigma_a = \sigma_r / FS$$

$$\sigma_a = 295 / 3 = 98\text{kPa}$$

Tensão atuante

- área total de contato = $1,20\text{m} \cdot 1,40\text{m} = 1,68\text{m}^2$

- Carga Permanente

- Peso Próprio

- Laje E.L.: -0,857 = $1,20\text{m} \cdot 1,40\text{m} \cdot 0,25 \cdot 25\text{kN/m}^3 = 10,5\text{kN}$

- Aba S1_{Par1b} = $0,105\text{m}^2 \cdot 1,20\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 3,15\text{kN}$

- Par1b = $((0,95 \cdot 0,25 \cdot 1,40) + (0,95 \cdot 0,20 \cdot 1,40)) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 14,96\text{kN}$

- Par2b = $(0,95 \cdot 0,25 \cdot 1,40) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 8,31\text{kN}$

- Par5b = $((1,40 \cdot 0,25 \cdot 1,40) + (1,40 \cdot 0,20 \cdot 1,40)) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 22,05\text{kN}$

- Aba S1_{Par5b} = $0,105\text{m}^2 \cdot 1,70\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 4,46\text{kN}$

- Laje E.L.: +0,543 = $0,90 \cdot 0,95 \cdot 0,20 \cdot 25\text{kN/m}^3 = 4,28\text{kN}$

- Total Peso Próprio = 67,71kN

- Peso Água Máximo = $1,20\text{m} \cdot 0,95\text{m} \cdot 0,90\text{m} \cdot 10\text{kN/m}^3 = 10,26\text{kN}$

- Enchimento = $0,40\text{m}^3 \cdot 24\text{kN/m}^3 = 9,6\text{kN}$

- Revestimento

- Laje E.L.: -0,857 = $0,95\text{m} \cdot 0,90\text{m} \cdot 1,5\text{kN/m}^2 = 1,28\text{kN}$

- Laje E.L.: +0,543 = $0,90\text{m} \cdot 0,95\text{m} \cdot 1,5\text{kN/m}^2 = 1,28\text{kN}$

- Total Revestimento = 2,56kN

- Cunha de solo

- Solo Aba S1_{Par1b} = 0,30m·1m·1,20m·18kN/m³ = 6,48kN

- Solo Aba S1_{Par5b} = 0,30m·1m·1,70m·18kN/m³ = 9,18kN

- Total cunha solo = 15,66kN

- Total Carga Permanente = 105,79kN

- Sobrecarga:

- Laje de topo Nível E.L.: +0,543 = 0,90·0,95·3kN/m² = 2,57kN

- Empuxos Verticais:

- Solo

A favor da segurança, para a verificação da tensão admissível, será considerado os empuxos verticais com o peso específico do solo saturado.

- E_{a,s} – Empuxo ativo solo (h=2,95m)

$$- E_{a,s} = \frac{k_a \cdot \rho_s \cdot h^2}{2} = \frac{0,485 \cdot 18 \cdot 2,95^2}{2} = 38 \text{ kN/m}$$

- E_{av} = E_a·sen(α + δ) = 38·sen(0+11) = 7,25kN/m (Parcela Vertical)

- E_{a,s} – Empuxo ativo solo (h=1,78m)

$$- E_{a,s} = \frac{k_a \cdot \rho_s \cdot h^2}{2} = \frac{0,485 \cdot 18 \cdot 1,78^2}{2} = 13,83 \text{ kN/m}$$

- E_{av} = E_a·sen(α + δ) = 13,83·sen(0+11) = 2,64kN/m (Parcela Vertical)

- Par1b= 7,25kN/m·1,20m = 8,70kN

- Par2b= 2,64kN/m·1,20m = 3,17kN

- Par5b = 7,25kN/m·1,40m = 10,15kN

- Sobrecarga

- Par1b= 5,46kN/m·1,20m = 6,55kN

- Par2b= 3,30kN/m·1,20m = 3,96kN

- Par5b = 5,46kN/m·1,40m = 7,64kN

-Total empuxos verticais = 40,17kN

-Total carregamentos verticais = 148,53kN

$$- \sigma_{med} = \frac{148,53}{1,68} = 88,41 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a = 98 \text{ kPa} \geq \sigma_{med} = 88,41 \text{ kPa} - \text{Ok}$$

- Tensão Admissível (Laje E.L.:+0,340)

A favor da segurança serão calculadas as rupturas geral e local para argila arenosa e será considerado o menor valor entre elas para a determinação da tensão admissível. Foram adotados os seguintes parâmetros de solo baseados em correlações com SPT e experiência do autor.

P/ sapata retangular

$Z = 3B = 3 \cdot 1,80 \text{ m} = 5,40 \rightarrow 6 \text{ m}$ – Profundidade do bulbo de tensões

$$N_{SPT_m} = \frac{5+6+5+9+7+9}{6} = 6,83 \rightarrow 6 \text{ – Nspt médio do bulbo de tensões}$$

- $c = 16 \text{ kN/m}^2$ - coesão do solo
- $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ - peso específico do solo saturado
- $\gamma_{sub} = 18 - 10 = 8 \text{ kN/m}^3$ - peso específico do solo submerso
- $q = \gamma_{sub} \cdot h = 8 \cdot 1,70 = 13,60 \text{ kN/m}^2$ - sobrecarga na cota de assentamento da fundação
- $h = 1,70 \text{ m}$ - distância da superfície do solo até a cota de assentamento da fundação
- $B = 1,80 \text{ m}$ – Menor dimensão da sapata
- $L = 3,94 \text{ m}$ – Maior dimensão da sapata

Ruptura geral

- $\varphi = 24^\circ$ - ângulo de atrito do solo
- $\text{tg } \varphi = 0,45$
- $N_c = 19,32$; $N_q = 9,60$; $N_\gamma = 9,44$; $(N_q/N_c) = 0,50$ – (tabela 13)
- S_c , S_q e S_γ (tabela 12)

$$S_c = 1 + (B/L) \cdot (N_q/N_c) = 1 + [(1,80/3,94) \cdot 0,50] = 1,23$$

$$S_q = 1 + (B/L) \cdot \text{tg } \varphi = 1 + [(1,80/3,94) \cdot 0,45] = 1,21$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \cdot (B/L) = 1 - [0,4 \cdot (1,80/3,94)] = 0,82$$

$$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma, \text{ para solos compactos ou rijos (Ruptura}$$

geral);

$$\sigma_r = (16 \cdot 19,32 \cdot 1,23) + (13,60 \cdot 9,60 \cdot 1,21) + (0,5 \cdot 8 \cdot 1,80 \cdot 9,44 \cdot 0,82) = 593,9 \text{ kPa}$$

Ruptura local

- $\text{tg } \varphi^* = 0,667 \text{ tg } \varphi = 0,667 \text{ tg } (24^\circ) = 0,30$
- $\varphi^* = \text{tg}^{-1}(\varphi^*) = \text{tg}^{-1}(0,30) = 16,70^\circ$
- $c' = (2/3) \cdot c = (2/3) \cdot 16 = 10,67 \text{ kN/m}^2$
- $N'_c = 11,63$; $N'_q = 4,34$; $N'_\gamma = 3,06$; $(N'_q/N'_c) = 0,37$ – (tabela 13)
- S_C , S_q e S_γ (tabela 12)

$$S_C = 1 + (B/L) \cdot (N_q/N_c) = 1 + [(1,80/3,94) \cdot 0,37] = 1,17$$

$$S_q = 1 + (B/L) \cdot \text{tg } \varphi = 1 + [(1,80/3,94) \cdot 0,30] = 1,14$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \cdot (B/L) = 1 - [0,4 \cdot (1,80/3,94)] = 0,82$$

$$\sigma_r = c' \cdot N'_c \cdot S_C + q \cdot N'_q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_\gamma \cdot S_\gamma, \text{ para solos moles ou fofo (Ruptura$$

local);

$$\sigma_r = (10,67 \cdot 11,63 \cdot 1,17) + (13,6 \cdot 4,34 \cdot 1,14) + (0,5 \cdot 8 \cdot 1,80 \cdot 3,06 \cdot 0,82) = 230,5 \text{ kPa}$$

$$\sigma_a = \sigma_r / FS$$

$$\sigma_a = 230,5 / 3 = 76,83 \text{ kPa}$$

Tensão atuante

- área total de contato = 6,83m²

- Carga Permanente:

- Peso Próprio

- Laje E.L.:+0,340 = 6,83m²·0,20m·25kN/m³ = 34,15kN

- Peso da escada = 0,8m·2·16,30kN/m = 26,08kN

- Par3a = (1,80·0,20·1,60)·25kN/m³ = 14,40kN

- Par5a = (0,80·0,20·1,60)·25kN/m³ = 6,40kN

- Aba S1_{Par5a} = 0,105m²·0,60m·25kN/m³ = 1,58kN

- Par8 = (0,24·0,20·1,60)·25kN/m³ = 1,92kN

- Aba S1_{Par8} = 0,105m²·0,14m·25kN/m³ = 0,37kN

- Par9 = (3,54·0,20·1,60)·25kN/m³ = 28,32kN

- Aba S1_{Par9} = 0,105m²·3,94m·25kN/m³ = 10,34kN

- Par10 = (1,20·0,20·1,50)·25kN/m³ = 9kN

- Aba S1_{Par10} = 0,105m²·1,80m·25kN/m³ = 4,73kN

-Total = 137,29kN

- Revestimento = $6,83\text{m}^2 \cdot 1,5\text{kN/m}^2 = 10,25\text{kN}$

- Cunha de solo sobre abas

- Solo Aba S1_{Par5a} = $0,30\text{m} \cdot 1,00\text{m} \cdot 0,60 \cdot 18\text{kN/m}^3 = 3,24\text{kN}$

- Solo Aba S1_{Par8} = $0,30\text{m} \cdot 1,00\text{m} \cdot 0,24 \cdot 18\text{kN/m}^3 = 1,30\text{kN}$

- Solo Aba S1_{Par9} = $0,30\text{m} \cdot 1,00\text{m} \cdot 3,94 \cdot 18\text{kN/m}^3 = 21,30\text{kN}$

- Solo Aba S1_{Par10} = $0,30\text{m} \cdot 1,00\text{m} \cdot 1,80 \cdot 18\text{kN/m}^3 = 9,72\text{kN}$

-Total = 35,36kN

- Total Carga Permanente = 182,90kN

- Sobrecarga:

-Total sobrecarga = $6,83\text{m}^2 \cdot 3\text{kN/m}^2 = 20,5\text{kN}$

- Empuxos Verticais:

- Solo

A favor da segurança, para a verificação da tensão admissível, será considerado os empuxos verticais com o peso específico do solo saturado.

- $E_{a,s}$ – Empuxo ativo solo (h=1,70m)

- $E_{a,s} = \frac{k_a \cdot \rho_s \cdot h^2}{2} = \frac{0,485 \cdot 18 \cdot 1,70^2}{2} = 12,61\text{kN/m}$

- $E_{av} = E_a \cdot \text{sen}(\alpha + \delta) = 12,61 \cdot \text{sen}(0+11) = 2,41\text{kN/m}$ (Parcela Vertical)

- Par3a = $2,41\text{kN/m} \cdot 1,80\text{m} = 4,34\text{kN}$

- Par5a = $2,41\text{kN/m} \cdot 0,60\text{m} = 1,45\text{kN}$

- Par8 = $2,41\text{kN/m} \cdot 0,44\text{m} = 1,06\text{kN}$

- Par9 = $2,41\text{kN/m} \cdot 3,94\text{m} = 9,46\text{kN}$

- Par10 = $2,41\text{kN/m} \cdot 1,20\text{m} = 2,89\text{kN}$

- Sobrecarga

- Par3a = $3,15\text{kN/m} \cdot 1,80\text{m} = 5,67\text{kN}$

- Par5a = $3,15\text{kN/m} \cdot 0,60\text{m} = 1,89\text{kN}$

- Par8 = $3,15\text{kN/m} \cdot 0,44\text{m} = 1,37\text{kN}$

- Par9 = $3,15\text{kN/m} \cdot 3,94\text{m} = 12,41\text{kN}$

- Par10 = $3,15\text{kN/m} \cdot 1,20\text{m} = 3,78\text{kN}$

- Total empuxos verticais = 44,32kN

- Total carregamentos verticais = 247,72kN

$$- \sigma_{med} = \frac{\Sigma V}{A} = \frac{247,72}{6,83} = 36,27 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma_a = 76,83 \text{ kPa} \geq \sigma_{med} = 36,27 \text{ kPa}$ - **Ok**

- Recalque laje E.L.: -1,387

$$- \rho_i = \sigma \cdot B \cdot \left(\frac{1 - \nu^2}{E_s} \right) \cdot I_p \text{ sendo}$$

- σ tensão média na superfície de contato

- B largura sapata flexível

- $\nu = 0,4$ coeficiente de Poisson (tabela 14)

- E_s = módulo de deformabilidade do solo

$$- E_s = \alpha \cdot K \cdot N_{spt} = 7 \cdot 0,2 \cdot 7 = 9,8 \text{ MPa ou } 9.800 \text{ kN/m}^2$$

- α (tabela 10)

- I_p fator de influência forma e rigidez da sapata

$$- \frac{L}{B} = \frac{230}{140} = 1,64$$

- I_p Centro = 1,43 (tabela 16)

- I_p Canto = 0,70 (tabela 16)

- I_p Médio = 1,19 (tabela 16)

$$- \rho_{centro} = 79,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1400 \text{ mm} \cdot \left(\frac{1 - 0,4^2}{9800 \text{ kN/m}^2} \right) \cdot 1,43 = 14 \text{ mm}$$

$$- \rho_{canto} = 79,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1400 \text{ mm} \cdot \left(\frac{1 - 0,4^2}{9800 \text{ kN/m}^2} \right) \cdot 0,70 = 7 \text{ mm}$$

$$- \rho_{médio} = 79,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1400 \text{ mm} \cdot \left(\frac{1 - 0,4^2}{9800 \text{ kN/m}^2} \right) \cdot 1,19 = 11 \text{ mm}$$

- $\rho_{máx} = 40 \text{ mm}$ (Argilas)

- $\rho_i \leq \rho_{máx}$ **OK!**

- Recalque laje E.L.: -0,857

$$- \rho_i = \sigma \cdot B \cdot \left(\frac{1 - \nu^2}{E_s} \right) \cdot I_p \text{ sendo}$$

- σ tensão média na superfície de contato

- B largura sapata flexível
- $\nu = 0,4$ coeficiente de Poisson (tabela 14)
- E_s = módulo de deformabilidade do solo
 - $E_s = \alpha \cdot K \cdot N_{spt} = 7 \cdot 0,2 \cdot 6 = 8,20 \text{MPa}$ ou 8.200kN/m^2
 - α (tabela 10)
- I_p fator de influência forma e rigidez da sapata

$$- \frac{L}{B} = \frac{140}{120} = 1,17$$

- I_p Centro = 1,20 (tabela 16)
- I_p Canto = 0,60 (tabela 16)
- I_p Médio = 1,02 (tabela 16)
- $\rho_{\text{centro}} = 88,41 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1200 \text{mm} \cdot \left(\frac{1 - 0,4^2}{8200 \text{kN/m}^2} \right) \cdot 1,20 = 13 \text{mm}$
- $\rho_{\text{canto}} = 88,41 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1200 \text{mm} \cdot \left(\frac{1 - 0,4^2}{8200 \text{kN/m}^2} \right) \cdot 0,60 = 7 \text{mm}$
- $\rho_{\text{médio}} = 88,41 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1200 \text{mm} \cdot \left(\frac{1 - 0,4^2}{8200 \text{kN/m}^2} \right) \cdot 1,02 = 11 \text{mm}$
- $\rho_{\text{máx}} = 40 \text{mm}$ (Argilas)

- $\rho_i \leq \rho_{\text{máx}}$ **OK!**

- Recalque laje E.L.:+0,340

- $\rho_i = \sigma \cdot B \cdot \left(\frac{1 - \nu^2}{E_s} \right) \cdot I_p$ sendo
 - σ tensão média na superfície de contato
 - B largura sapata flexível
 - $\nu = 0,4$ coeficiente de Poisson (tabela 14)
 - E_s = módulo de deformabilidade do solo
 - $E_s = \alpha \cdot K \cdot N_{spt} = 7 \cdot 0,2 \cdot 6 = 8,40 \text{MPa}$ ou 8400kN/m^2
 - α (tabela 10)
 - I_p fator de influência forma e rigidez da sapata
- $$- \frac{L}{B} = \frac{394}{180} = 2,18$$
- I_p Centro = 1,57 (tabela 16)

- I_p Canto = 0,78 (tabela 16)

- I_p Médio = 1,34 (tabela 16)

$$- \rho_{\text{centro}} = 36,27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1800\text{mm} \cdot \left(\frac{1 - 0,4^2}{8400\text{kN/m}^2} \right) \cdot 1,57 = 10\text{mm}$$

$$- \rho_{\text{canto}} = 36,27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1800\text{mm} \cdot \left(\frac{1 - 0,4^2}{8400\text{kN/m}^2} \right) \cdot 0,78 = 5\text{mm}$$

$$- \rho_{\text{médio}} = 36,27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1800\text{mm} \cdot \left(\frac{1 - 0,4^2}{8400\text{kN/m}^2} \right) \cdot 1,34 = 9\text{mm}$$

- $\rho_{\text{máx}} = 40\text{mm}$ (Argilas)

- $\rho_i \leq \rho_{\text{máx}}$ **OK!**

Verificação à flutuação

Para a verificação à flutuação serão considerados duas condições de carregamento:

- (CCN) – Condição de Carregamento Normal

- Nível freático na cota máxima normal, indicado pelo relatório de sondagem.

$$- F_{S_a} = \frac{\sum V_r}{\sum U} \geq 1,3$$

- (CCE) – Condição de Carregamento Excepcional

- Nível freático na cota do terreno.

$$- F_{S_a} = \frac{\sum V_r}{\sum U} \geq 1,1$$

$$\sum U = h_a \cdot \rho_a \cdot A_b$$

sendo,

$\sum V_r$ = Somatório de forças verticais resistentes (kN)

$\sum U$ = Somatório de forças de subpressão (kN)

ρ_a = Peso específico da água

h_a = Diferença de cota entre a superfície do nível freático e a base da estrutura

A_b = Área da base da estrutura

- Abas

As abas foram adicionadas na estrutura com o objetivo de receber uma contribuição do peso do solo para a resistência da estrutura a subpressão causada pelo nível de água. A área da seção transversal da massa de solo atuando passivamente sobre as abas é

definida por um trapézio com um ângulo α , a favor da segurança, equivalente a 45° , como demonstrado na figura a seguir.

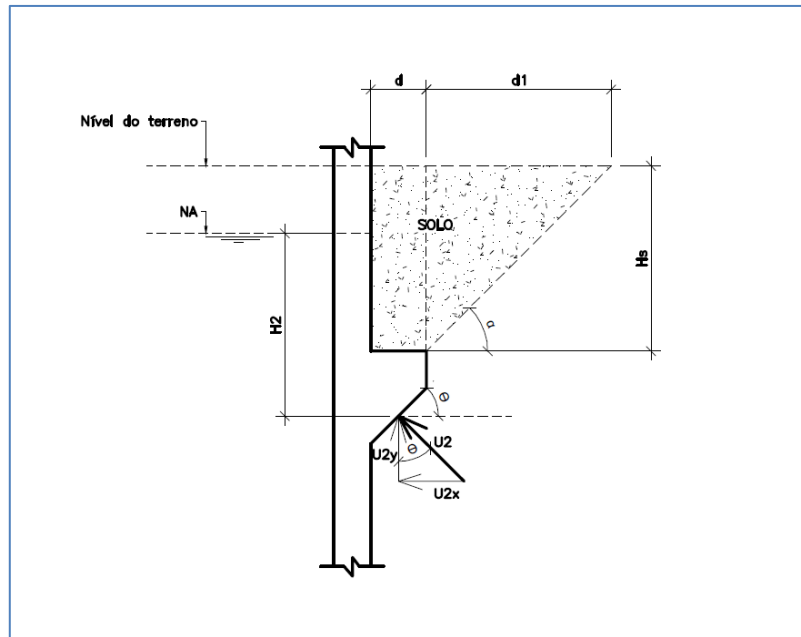


Figura 61 - Forças resistentes e forças atuantes nas abas

- H_s = Altura da camada de solo sobre o dente

- d = largura da aba

- L = comprimento total da aba

$$- d1 = \left(\frac{H_s}{\tan(\alpha)} \right)$$

- V_{solo} = Volume da massa de solo atuando passivamente sobre a aba

$$- V_{\text{solo}} = \left(\frac{[(d+d1)+d] \cdot H_s}{2} \right) \cdot L$$

Com a finalidade de reduzir o efeito da subpressão da água atuante na aba, a base da mesma foi projetada com a seção inclinada, como é possível observar na figura anterior. Dessa maneira a parcela vertical da força de subpressão atuante na base da aba é dada por:

$$U_2 = H_2 \cdot \rho_a$$

$$U_{2y} = U_2 \cdot \cos(\Theta) \cdot A_d - \text{Parcela vertical da subpressão atuante na base da aba}$$

sendo,

H_2 = Diferença de cota entre a superfície do nível freático e a altura média da base da aba

ρ_a = 10 kN/m^3 - Peso específico da água

A_d = Área de projeção da base da aba

Θ = ângulo de inclinação da base da aba

Lajes de fundo (E.L.: -1,387 e E.L.: -0,857)

Forças resistentes (Σv_r)

- Peso próprio

- Lajes de fundo = $3,50\text{m} \cdot 1,40\text{m} \cdot 0,25 \cdot 25\text{kN/m}^3 = 30,63\text{kN}$

- Par1a = $((2,05 \cdot 0,25 \cdot 1,93) + (2,05 \cdot 0,20 \cdot 1,40)) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 39,1\text{kN}$

- Par1b = $((0,95 \cdot 0,25 \cdot 1,40) + (0,95 \cdot 0,20 \cdot 1,40)) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 14,96\text{kN}$

- Par2a = $(2,05 \cdot 0,25 \cdot 1,93) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 24,73\text{kN}$

- Par2b = $(0,95 \cdot 0,25 \cdot 1,40) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 8,31\text{kN}$

- Par3b = $((1,40 \cdot 0,25 \cdot 1,93) + (1,40 \cdot 0,20 \cdot 1,40)) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 26,7\text{kN}$

- Par4 = $(0,53 \cdot 0,25 \cdot 0,90) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 3\text{kN}$

- Par5b = $((1,40 \cdot 0,25 \cdot 1,40) + (1,40 \cdot 0,20 \cdot 1,40)) \cdot 25\text{kN/m}^3 = 22,05\text{kN}$

- Par6, Par7, laje e vigas = $0,31\text{m}^3 \cdot 25\text{kN/m}^3 = 7,75\text{kN}$

- Laje E.L.: +0,543 = $0,90 \cdot 0,95 \cdot 0,20 \cdot 25\text{kN/m}^3 = 4,28\text{kN}$

- Aba S1_{par1,5b} = $0,105\text{m}^2 \cdot 5,2\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 13,65\text{kN}$

- Total peso próprio = 195,16kN

- Peso da cunha de solo sobre a aba

- Hs = 1,00m - Altura da camada de solo sobre a aba

- d = 0,30m - largura da aba

- L = 5,20m - comprimento total da aba

- $\alpha = 45^\circ$

- $d1 = \left(\frac{Hs}{\tan(\alpha)} \right) = \left(\frac{1,00\text{m}}{\tan(45^\circ)} \right) = 1,00\text{m}$

- V_{solo} = Volume da massa de solo atuando passivamente sobre a aba

- $V_{\text{solo}} = \left(\frac{[(d+d1)+d] \cdot Hs}{2} \right) \cdot L = \left(\frac{[(0,30\text{m}+1,00\text{m})+0,30\text{m}] \cdot 1,00\text{m}}{2} \right) \cdot 5,20\text{m} = 4,16\text{m}^3$

- $\rho_{\text{s nat}} = 18\text{kN/m}^3$ - Peso específico do solo natural

- $\rho_{\text{s}} = 18\text{kN/m}^3$ - Peso específico do solo saturado

- $\rho_{\text{s-sub}} = \rho_{\text{s}} - \rho_{\text{a}} = 18 - 10 = 8\text{kN/m}^3$ - Peso específico do solo submerso

P/CCN

Como o nível freático apresentado pelo perfil de sondagem está abaixo da face da aba, para condições normais de carregamento, a massa de solo sobre a mesma será considerada com peso específico natural.

$$\text{Solo}_{s1 - \text{par}1,5b} = V_{\text{solo}} \cdot \rho_{\text{nat}} = 4,16\text{m}^3 \cdot 18\text{kN/m}^3 = 74,88\text{kN}$$

$$\Sigma V_r = 195,16 + 74,88 = 270,04\text{kN}$$

P/ CCE

Para a condição de carregamento excepcional, em que o nível freático corresponde ao nível do terreno, a massa de solo sobre a aba será considerada com peso específico submerso.

$$\text{Solo}_{s1 - \text{par}1,5b} = V_{\text{solo}} \cdot \rho_{\text{sub}} = 4,16\text{m}^3 \cdot 8\text{kN/m}^3 = 33,28\text{kN}$$

$$\Sigma V_r = 195,16 + 33,28 = 228,44\text{kN}$$

(CCN) – Condição de Carregamento Normal

- NA = E.L.:+0,393 - Nível freático

- $h_a = 2,03\text{m}$

$$- F_{Sa} = \frac{\Sigma V_r}{\Sigma U} \geq 1,3$$

$$- F_{Sa} = \frac{270,04}{99,47} = 2,71 \geq 1,3 \text{ OK!}$$

Forças atuantes (ΣU)

$$\Sigma U = (h_a \cdot \rho_a \cdot A_b) + U_{2y} = 2,03\text{m} \cdot 10\text{kN/m}^3 \cdot (1,40\text{m} \cdot 3,50\text{m}) + 0 = 99,47\text{kN}$$

$$U_{2y} = H_2 \cdot \rho_a \cdot \cos(\Theta) \cdot A_d = 0 \cdot 10 \cdot \cos(45^\circ) \cdot 0,30 \cdot 5,20 = 0\text{kN}$$

$$\Theta = 45^\circ$$

$$H_2 = 0,00\text{m}$$

(CCE) – Condição de Carregamento Excepcional

- NA = E.L.:+1,843 - Nível freático

- $h_a = 3,48\text{m}$

$$- F_{Sa} = \frac{\Sigma V_r}{\Sigma U} \geq 1,1$$

$$- F_{Sa} = \frac{228,44}{184,86} = 1,23 \geq 1,1 \text{ OK!}$$

Forças atuantes (ΣU)

$$\Sigma U = [h_a \cdot \rho_a \cdot A_b] + U_{2y} = [3,48\text{m} \cdot 10\text{kN/m}^3 \cdot (1,40\text{m} \cdot 3,50\text{m})] + 14,34\text{kN} = 184,86\text{kN}$$

$$U_{2y} = H_2 \cdot \rho_a \cdot \cos(\Theta) \cdot A_d = 1,35 \cdot 10 \cdot \cos(45^\circ) \cdot 0,30 \cdot 5,20 = 14,34 \text{ kN}$$

$$\Theta = 45^\circ$$

$$H_2 = 1,35 \text{ m}$$

Laje (E.L.:+0,340)

Forças resistentes (ΣV_r)

- Peso Próprio

- Peso Próprio

- Laje E.L.:+0,340 = $6,83 \text{ m}^2 \cdot 0,20 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 34,15 \text{ kN}$

- Peso da escada = $0,8 \text{ m} \cdot 2 \cdot 9,4 \text{ kN/m} = 15,04 \text{ kN}$

- Par3a = $(1,80 \cdot 0,20 \cdot 1,60) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 14,40 \text{ kN}$

- Par5a = $(0,80 \cdot 0,20 \cdot 1,60) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 6,40 \text{ kN}$

- Aba S1_{Par5a} = $0,105 \text{ m}^2 \cdot 0,60 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 1,58 \text{ kN}$

- Par8 = $(0,24 \cdot 0,20 \cdot 1,60) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 1,92 \text{ kN}$

- Aba S1_{Par8} = $0,105 \text{ m}^2 \cdot 0,14 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 0,37 \text{ kN}$

- Par9 = $(3,54 \cdot 0,20 \cdot 1,60) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 28,32 \text{ kN}$

- Aba S1_{Par9} = $0,105 \text{ m}^2 \cdot 3,94 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 10,34 \text{ kN}$

- Par10 = $(1,20 \cdot 0,20 \cdot 1,50) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 9 \text{ kN}$

- Aba S1_{Par10} = $0,105 \text{ m}^2 \cdot 1,80 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 4,73 \text{ kN}$

- Total peso próprio = 126,25 kN

- Peso da cunha de solo sobre a aba

- Hs = 1,00 m - Altura da camada de solo sobre a aba

- d = 0,30 m - largura da aba

- L = 6,48 m - comprimento total da aba

- $\alpha = 45^\circ$

- $d1 = \left(\frac{Hs}{\tan(\alpha)} \right) = \left(\frac{1,00 \text{ m}}{\tan(45^\circ)} \right) = 1,00 \text{ m}$

- V_{solo} = Volume da massa de solo atuando passivamente sobre a aba

- $V_{\text{solo}} = \left(\frac{[(d+d1)+d] \cdot Hs}{2} \right) \cdot L = \left(\frac{[(0,30 \text{ m} + 1,00 \text{ m}) + 0,30 \text{ m}] \cdot 1,00 \text{ m}}{2} \right) \cdot 6,48 \text{ m} = 5,18 \text{ m}^3$

- $\rho_{s \text{ nat}} = 18 \text{ kN/m}^3$ - Peso específico do solo natural
- $\rho_s = 18 \text{ kN/m}^3$ - Peso específico do solo saturado
- $\rho_{s\text{-sub}} = \rho_s - \rho_a = 18 - 10 = 8 \text{ kN/m}^3$ - Peso específico do solo submerso

P/ CCN

Como o nível freático apresentado pelo perfil de sondagem está abaixo da face da aba, para condições normais de carregamento, a massa de solo sobre a mesma será considerada com peso específico natural.

$$\text{Solo}_{s1 - \text{par}5a,8,9,10} = V_{\text{solo}} \cdot \rho_{\text{nat}} = 5,18 \text{ m}^3 \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = 93,24 \text{ kN}$$

$$\Sigma V_r = 126,25 + 93,24 = 219,5 \text{ kN}$$

P/ CCE

Para a condição de carregamento excepcional, em que o nível freático corresponde ao nível do terreno, a massa de solo sobre a aba será considerada com peso específico submerso.

$$\text{Solo}_{s1 - \text{par}5a,8,9,10} = V_{\text{solo}} \cdot \rho_{\text{sub}} = 5,18 \text{ m}^3 \cdot 8 \text{ kN/m}^3 = 41,44 \text{ kN}$$

$$\Sigma V_r = 126,25 + 41,44 = 167,69 \text{ kN}$$

(CCN) – Condição de Carregamento Normal

- NA = E.L.: +0,395 - Nível freático

$$- h_a = 0,25 \text{ m}$$

$$- F_{s_a} = \frac{\Sigma V_r}{\Sigma U} \geq 1,3$$

$$- F_{s_a} = \frac{219,5}{17,08} = 12,85 \geq 1,3 \text{ OK!}$$

Forças atuantes (ΣU)

$$\Sigma U = (h_a \cdot \rho_a \cdot A_b) + U_{2y} = 0,25 \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot (6,83 \text{ m}^2) + 0 = 17,08 \text{ kN}$$

$$U_{2y} = H_2 \cdot \rho_a \cdot \cos(\Theta) \cdot A_d = 0 \cdot 10 \cdot \cos(45^\circ) \cdot 0,30 \cdot 6,48 = 0 \text{ kN}$$

$$\Theta = 45^\circ$$

$$H_2 = 0,00 \text{ m}$$

(CCE) – Condição de Carregamento Excepcional

- NA = E.L.: +1,843 - Nível freático

$$- h_a = 1,70 \text{ m}$$

$$- F_{Sa} = \frac{\Sigma V_r}{\Sigma U} \geq 1,1$$

$$- F_{Sa} = \frac{167,69}{134,67} = 1,26 \geq 1,1 \text{ OK!}$$

Forças atuantes (ΣU)

$$\Sigma U = [h_a \cdot \rho_a \cdot A_b] + U_{2y} = [1,70\text{m} \cdot 10\text{kN/m}^3 \cdot (6,83\text{m}^2)] + 18,56\text{kN} = 134,67\text{kN}$$

$$U_{2y} = H_2 \cdot \rho_a \cdot \cos(\Theta) \cdot A_d = 1,35 \cdot 10 \cdot \cos(45^\circ) \cdot 0,30 \cdot 6,48 = 18,56\text{kN}$$

$$\Theta = 45^\circ$$

$$H_2 = 1,35\text{m}$$

7.3 Escada

A escada está localizada junto a caixa de areia/gradeamento. Possui extensão total com 2,99m e seção conforme ilustração a seguir.

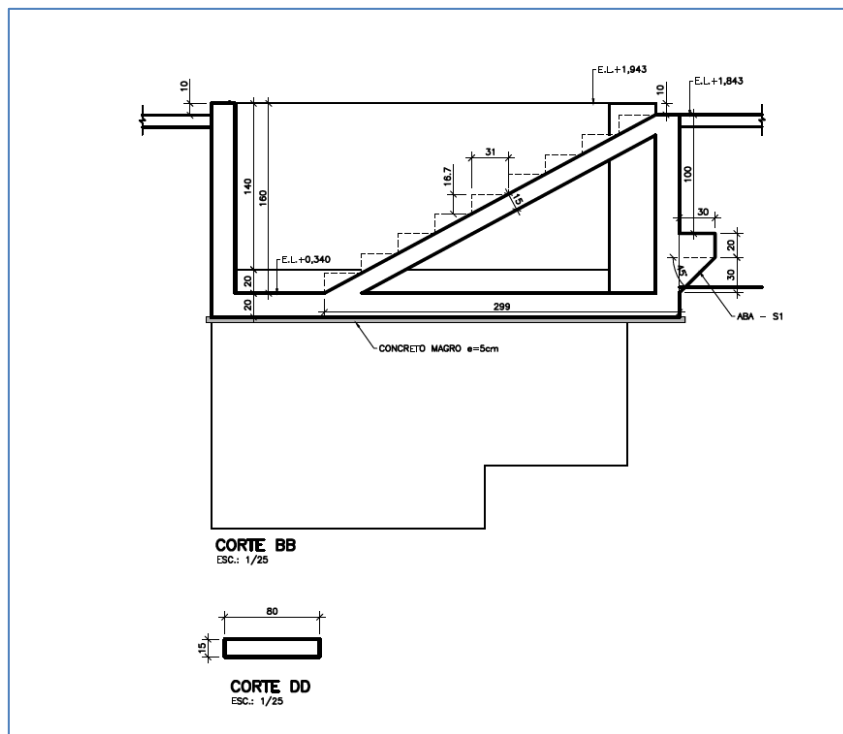


Figura 62 - Seção geométrica da escada

7.3.1 Esforços Atuantes

- Espessura média da escada

$$- \Theta = \arctang \frac{\text{espelho}}{\text{degrau}} = \arctang \frac{0,167}{0,31} = 28,31^\circ - \text{ângulo de inclinação da escada}$$

$$- h_1 = \frac{h}{\cos\theta} = \frac{0,15}{\cos(28,31)} = 0,17\text{m}$$

$$- h_m = \frac{\text{espelho}}{2} + h_1 = \frac{0,167}{2} + 0,17 = 0,254\text{m} - \text{Espessura média da escada}$$

$$- \text{Peso Próprio Escada} = 1,0\text{m} \cdot 0,254\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 6,4\text{kN/m}$$

$$- \text{Revestimento} = 1,5\text{kN/m}$$

$$- \text{Sobrecarga} = 3,0\text{kN/m}$$

$$- \text{TOTAL} = 10,9\text{kN/m}$$

7.3.2 Análise Estrutural e Dimensionamento

$$- \text{Momento Máximo (M}_{\text{máx}})$$

$$- M_{\text{máx}} = \frac{P \cdot L^2}{8} = \frac{10,9 \cdot 2,99^2}{8} = 12,2\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$- \text{Flexão Simples Escada (seção 15cm x 100cm)}$$

$$- d_1 = c + \frac{\varnothing_{\text{barra}}}{2} = 5 + \frac{1,25}{2} = 5,63\text{cm} \rightarrow \text{Adotado 6cm}$$

$$- b_w = 1,00\text{m}$$

$$- h = 0,15\text{m}$$

$$- d = 0,15 - 0,06 = 0,09\text{m}$$

$$- M_d = 1,40 \cdot 12,2\text{kN} \cdot \text{m} = 17,1\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$- \text{KMD} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{17,1}{1,0 \cdot 0,09^2 \cdot 28600} = 0,0738$$

$$- f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,4} = 28,6\text{MPa ou } 28600 \text{ kPa}$$

$$- \text{KX} = 0,1132(\text{tabelado})$$

$$- \text{KZ} = 0,9547 (\text{tabelado})$$

$$- A_s = \frac{M_d}{\text{KZ} \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{17,1}{0,9547 \cdot 0,09 \cdot 43,5} = 4,58\text{cm}^2$$

$$- f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{50\text{KN/cm}^2}{1,15} = 43,5\text{kN/cm}^2$$

$$- A_{s,\text{min}} = \frac{M_{d,\text{min}}}{Z \cdot f_{yd}} \cdot 10^4 = \frac{13,87}{0,065 \cdot 434800} \cdot 10^4 = 4,90\text{cm}^2$$

$$- M_{d,\text{min}} = 0,8 \cdot W_o \cdot f_{ctk,\text{sup}} = 0,80 \cdot 0,0038 \cdot 4563 = 13,87\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$- W_o = b_w \cdot \frac{h^2}{6} = 1 \cdot \frac{0,15^2}{6} = 0,0038\text{m}^3$$

$$- f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ctm} = 1,3 \cdot 3,51 = 4,563 \text{ Mpa ou } 4563 \text{ kPa}$$

$$- f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51 \text{ Mpa ou } 3510 \text{ kPa}$$

$$- Z = \frac{h}{3} + \frac{h}{2} - d' = \frac{0,15}{3} + \frac{0,15}{2} - 0,06 = 0,065 \text{ m}$$

$$- f_{yd} = \frac{f_y}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa ou } 434800 \text{ kPa}$$

$$- A_{sd} = 4,90 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Adotado } \varnothing 8.0 \text{ c}/10 \text{ cm } (5,03 \text{ cm}^2)$$

$$- A_{s,sec} \geq 0,20 \cdot A_{sd} \text{ ou } 0,5 \cdot A_{s,min} \text{ ou } 0,90 \text{ cm}^2 \rightarrow 0,20 \cdot 4,90 = 0,98 \text{ ou } 0,5 \cdot 4,90 = 2,45$$

$$- A_{s,sec} \geq 2,45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Adotado } \varnothing 6.3 \text{ c}/12,5 \text{ cm } (2,50 \text{ cm}^2)$$

- Cisalhamento Escada (seção 15cm x 100cm)

$$- V_d = 1,40 \cdot \frac{2,99 \text{ m} \cdot 10,9 \text{ kN/m}}{2} = 22,8 \text{ kN}$$

- Esmagamento da biela de concreto

$$- V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot 0,84 \cdot 28600 \cdot 1,00 \cdot 0,09 = 583,8 \text{ kN}$$

$$- \alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{40}{250} = 0,84$$

$$- V_d < V_{Rd2} \text{ OK!}$$

- Armadura transversal

$$- V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1750 \cdot 1,00 \cdot 0,09 = 94,5 \text{ kN}$$

$$- f_{ctd} = 0,15 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,15 \cdot (40)^{2/3} = 1,75 \text{ Mpa ou } 1750 \text{ KPa}$$

- Sendo $V_c > V_d$, é dispensado o uso de armadura cisalhante.

- Fissuração Escada (seção 15cm x 100cm)

$$- w_1 = \frac{\varnothing_i}{12,5 \cdot \eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{si}} + 45 \right) = \frac{8}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{259,27}{210.000} \cdot \left(\frac{4}{0,020} + 45 \right) = 0,086 \text{ mm}$$

$$- w_1 = 0,086 \text{ mm} \leq 0,2 \text{ mm (CAAIV) OK!}$$

$$- \varnothing_i = 8 \text{ mm ou } 0,8 \text{ cm}$$

$$- \eta_i = \eta_1 = 2,25$$

$$- \sigma_{si} = \frac{f_{yk}}{1,4 \cdot 1,15} \cdot \frac{g_1 + g_2 + 0,4 \cdot q}{g_1 + g_2 + q} = \frac{500}{1,4 \cdot 1,15} \cdot \frac{(6,4 + 1,5) + 0,4 \cdot 3}{6,4 + 1,5 + 3} = 259,27 \text{ MPa}$$

$$- E_{si} = 210 \text{ GPa}$$

$$- \rho_{si} = \frac{A_s}{A_{cri}} = \frac{0,503}{5 \cdot 4,95} = 0,020$$

- $A_{cri} = l \cdot h$ sendo

$$- l \leq 15 \cdot \emptyset \text{ ou } \leq \frac{\text{Espaçamento}}{2} \rightarrow l \leq 15 \cdot 0,8 \text{ ou } \leq \frac{10}{2} \rightarrow l \leq 5\text{cm}$$

$$- h \leq 15 \cdot \emptyset \text{ ou } 0,55 \cdot d \rightarrow h \leq 15 \cdot 0,8 \text{ ou } \leq 0,55 \cdot 9\text{cm} \rightarrow h \leq 4,95\text{cm}$$

- Deformação Escada (seção 15cm x 100cm)

$$- \text{ Flecha imediata} = a_{t,0} = \frac{5 \cdot P \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 9,1 \cdot 2,99^4}{384 \cdot 31.875.000 \cdot 0,00028} = 0,0011\text{m ou } 0,11\text{cm}$$

(Combinação Quase permanente - $\Sigma F_{gi,k} + 0,4 \cdot \Sigma F_{qi,k}$)

$$- P = (6,4+1,5)+0,40 \cdot 3,0 = 9,1\text{kN/m}$$

$$- I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,15^3}{12} = 0,00028\text{m}^4$$

$$- E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} = 0,90 \cdot 35.417 = 31.875\text{MPa ou } 31.875.000\text{kN/m}^2$$

$$- \alpha_i = 0,8+0,2 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{80}\right) = 0,8+0,2 \cdot \left(\frac{40}{80}\right) = 0,90 \leq 1,0$$

$$- E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 1,0 \cdot 5600 \cdot \sqrt{40} = 35.417\text{MPa}$$

- Verificação da seção no Estádio II

$$- M_{at} = M_{a,cqp} = 10,2\text{kN}\cdot\text{m} \text{ (Combinação Quase permanente - } \Sigma F_{gi,k} + 0,4 \cdot \Sigma F_{qi,k}\text{)}$$

$$- M_r = \alpha \cdot \frac{f_{ct,m}}{y_t} \cdot I_c = 1,5 \cdot \frac{3510}{0,075} \cdot 2,8 \cdot 10^{-4} = 19,7\text{kN}\cdot\text{m} \text{ (Momento de fissuração)}$$

$$- y_t = \frac{15}{2} = 7,5\text{cm ou } 0,075\text{m}$$

$$- \alpha = 1,5 \text{ (seção retangular)}$$

$$- I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,15^3}{12} = 2,8 \cdot 10^{-4}\text{m}^4$$

$$- f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51 \text{ Mpa ou } 3510 \text{ KPa}$$

- Sendo $M_{at} < M_r \rightarrow$ Seção no estádio I

- Efeito fluência

$$- \alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1+50 \cdot \rho'} \text{ sendo } \rightarrow - \alpha_f = \frac{2-0,54}{1+50 \cdot 0} = 1,46$$

$$- \text{ Flecha diferida} = a_{\infty} = a_1 \cdot (1+\alpha_f) = 0,11 \cdot (1+1,46) = 0,27\text{cm}$$

$$- \text{ Flecha limite } a_{lim} = \left(\frac{L}{250}\right) = \left(\frac{299}{250}\right) = 1,20\text{cm}$$

- Sendo $a_{t,\infty} \leq a_{lim}$ **OK!**

- Flecha Cargas Acidentais

$$- a_{t,0} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{380 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 3 \cdot 2,99^4}{384 \cdot 31.875.000 \cdot 0,00028} = 0,0003\text{m ou } 0,03\text{cm}$$

$$- a_{qt,\infty} = a_1 \cdot (1 + \alpha_f) = 0,03 \cdot (1 + 1,46) = 0,07\text{cm}$$

$$- \text{Flecha limite } a_{\text{lim}} = \left(\frac{L}{350} \right) = \left(\frac{299}{350} \right) = 0,85\text{cm}$$

- Sendo $a_{qt,\infty} \leq a_{\text{lim}}$ **OK!**

8 CAIXA DE DESCARGA EEEB2

A caixa de descarga da EEEB2 possui geometria conforme figuras a seguir. A tampa da caixa não possui interação estrutural com as paredes com objetivo de permitir o içamento das mesmas para manutenção.

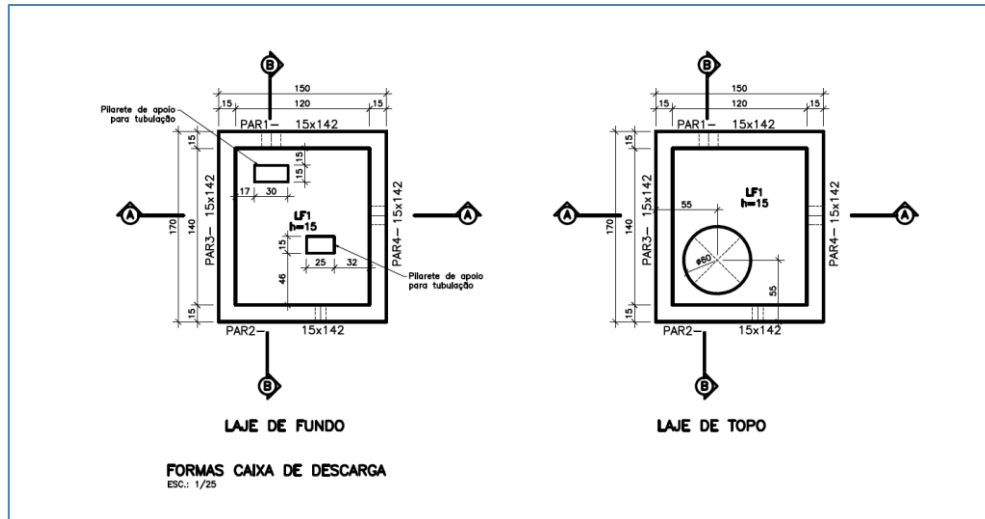


Figura 63 - Planta das lajes de fundo e topo da caixa de descarga – EEEB2

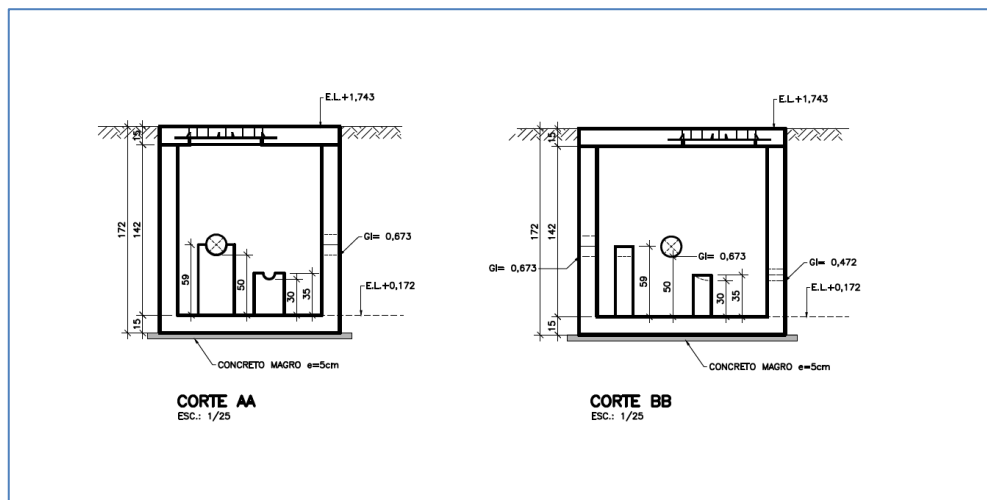


Figura 64 - Cortes AA e BB das caixas de descarga – EEEB2

8.1 Dados Gerais

- Parâmetros Concreto e Aço

- f_{ck} (MPa) = 40MPa
- Uso aço CA-50 e CA-60
- Cobrimento = 4cm (Estrutura em área industrial e em contato com solo – Classe Agressividade III)

- $Y_c = 1,4$ – Coeficiente de ponderação da resistência do concreto
- $Y_s = 1,15$ – Coeficiente de ponderação da resistência do aço
- $\rho_{ca} = 25\text{kN/m}^3$ = Massa específica do concreto armado e protendido

▪ Parâmetros Geotécnicos

- Foram adotados os seguintes parâmetros baseados nas camadas superficiais dos furos SP-01 e SP-02:

- SP-01 = Aterro de argila mole, com SPT médio de 4 golpes.
- SP-02 = Argila média, com SPT médio de 4 golpes.
- $\rho_s = 17\text{kN/m}^3$ - Peso específico do solo saturado (Tabela 6, definição autor)
- $\rho_a = 10\text{kN/m}^3$ - Peso específico da água
- $\rho_{s,sub} = \rho_s - \rho_a = 17-10 = 7\text{kN/m}^3$ - Peso específico do solo submerso
- $c_{ef} = 0\text{kPa}$ – Coesão do solo (Tabela 7, definição do autor)
- $\varphi_{ef} = 17,5^\circ$ - Ângulo de atrito interno (Tabela 8)
 - $\delta = 11^\circ$ - Ângulo de atrito estrutura-solo (Tabela 9, definição autor)
 - $\beta = 0^\circ$ - Inclinação talude a montante
 - $\alpha = 0^\circ$ - Inclinação parede de contenção

8.2 Esforços atuantes

- $E_{a,s}$ – Empuxo ativo solo

$$- E_{a,s} = \frac{k_a \cdot \rho_{s,sub} \cdot h^2}{2} = \frac{0,485 \cdot 7 \cdot 1,72^2}{2} = 5,02\text{kN/m}$$

$$- K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}}\right)^2} = \frac{\cos^2(17,5^\circ - 0)}{\cos^2 0 \cdot \cos(0 + 11^\circ) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(17,5^\circ + 11^\circ) \cdot \sin(17,5^\circ - 0)}{\cos(0 + 11^\circ) \cdot \cos(0 - 0^\circ)}}\right)^2} = 0,485$$

- $E_{ah} = E_a \cdot \cos(\alpha + \delta) = 5,02 \cdot \cos(0 + 11) = 4,93\text{kN/m}$ (Parcela Horizontal)

- $E_{av} = E_a \cdot \sin(\alpha + \delta) = 5,02 \cdot \sin(0 + 11) = 0,96\text{kN/m}$ (Parcela Vertical)

- $E_{a,s}$ – Empuxo ativo água

$$- E_{a,s} = \frac{k_a \cdot \rho_{s,sub} \cdot h^2}{2} = \frac{10 \cdot 1,72^2}{2} = 14,80\text{kN/m}$$

- E_{aq} – Empuxo ativo sobrecarga

- $E_{aq} = k_a \cdot q \cdot h = 0,485 \cdot 20 \cdot 1,72 = 16,68 \text{ kN/m}$

- $q = 20 \text{ kN/m}^2$

- $E_{aq,h} = E_{aq} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 16,68 \cdot \cos(0+11) = 16,37 \text{ kN/m}$ (Parcela Horizontal)

- $E_{aq,v} = E_{aq} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 16,68 \cdot \sin(0+11) = 3,18 \text{ kN/m}$ (Parcela Vertical)

- E_{ehq} – Empuxo horizontal equivalente

- O empuxo ativo possui distribuição triangular na parede. A conversão para uma distribuição retangular será acrescida de 20% para compensar os maiores valores na base. A carga uniformemente distribuída equivalente será:

- $E_{eq,h} = \frac{(1,2 \cdot E_{ah}) + E_{aqh}}{H} = \frac{1,2 \cdot (4,93 + 14,80) + 16,37}{1,72} = 23,28 \text{ kN/m}^2$

- P_{lf} – Peso Laje fundo

- Sobrecarga = $3,0 \text{ kN/m}^2$

- Revestimento = $1,5 \text{ kN/m}^2$

- Peso Próprio = $0,15 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 3,75 \text{ kN/m}^2$

- Peso das paredes, pilaretes e laje de topo

- Paredes 1 e 2 = $2 \cdot 1,50 \text{ m} \cdot 1,57 \text{ m} \cdot 0,15 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 17,66 \text{ kN}$

- Paredes 3 e 4 = $2 \cdot 1,40 \text{ m} \cdot 1,57 \text{ m} \cdot 0,15 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 16,49 \text{ kN}$

- Laje de topo apoiada = $1,50 \text{ m} \cdot 1,60 \text{ m} \cdot 0,15 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 9 \text{ kN}$

- Pilarete 1 = $0,25 \text{ m} \cdot 0,15 \text{ m} \cdot 0,35 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 0,33 \text{ kN}$

- Pilarete 2 = $0,30 \text{ m} \cdot 0,15 \text{ m} \cdot 0,59 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 0,66 \text{ kN}$

- Total Paredes e laje de topo = $\frac{44,14}{1,35 \cdot 1,55} = 21,09 \text{ kN/m}^2$

- Total Geral = $29,34 \text{ kN/m}^2$

- P_{lt} – Peso Laje Topo

- Sobrecarga = $10,0 \text{ kN/m}^2$

- Revestimento = $1,5 \text{ kN/m}^2$

- Concentrada = 170 kN (verificação flexão eixo sobre tampa e cisalhamento)

- Peso Próprio = $0,15 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 3,75 \text{ kN/m}^2$

- Total geral = $15,25 \text{ kN/m}^2$

8.3 Análise estrutural

O modelo contemplou uso de tabelas de reações, momentos máximos e deformações de lajes maciças com carregamento uniformemente distribuído extraída de Bares (1972), adaptada por L.M. Pinheiro.

As lajes/paredes, suas dimensões teóricas e tipo seguem conforme lista abaixo.

- Laje Fundo = 1,35mx1,55m – Tipo 6

- Laje Topo = 1,35mx1,55m – Tipo 1

- Parede 1 e 2 = 1,35mx1,50m – Tipo 10

- Parede 3 e 4 = 1,55mx1,50m – Tipo 10

- Laje Fundo

$$- \lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{1,55}{1,35} = 1,15 (l_x \text{ menor vão}) \rightarrow \mu_x = 2,65 / \mu'_x = 6,14 / \mu_y = 1,94 / \mu'_y = 5,51$$

$$- m_x = \mu_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 2,65 \cdot \frac{29,34 \cdot 1,35^2}{100} = 1,42 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$- X_x = \mu'_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 6,14 \cdot \frac{29,34 \cdot 1,35^2}{100} = 3,28 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$- m_y = \mu_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 1,94 \cdot \frac{29,34 \cdot 1,35^2}{100} = 1,04 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$- X_y = \mu'_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 5,51 \cdot \frac{29,34 \cdot 1,35^2}{100} = 2,95 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- Laje de topo

$$- \lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{1,55}{1,35} = 1,15 (l_x \text{ menor vão}) \rightarrow \mu_x = 5,38 / \mu_y = 4,25$$

$$- m_x = \mu_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 5,38 \cdot \frac{15,25 \cdot 1,35^2}{100} = 1,50 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$- m_y = \mu_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 4,25 \cdot \frac{15,25 \cdot 1,35^2}{100} = 1,18 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- Paredes 1 e 2

$$- \lambda = \frac{l_a}{l_b} = \frac{1,50}{1,35} = 1,11 (l_b \text{ borda livre}) \rightarrow \mu_x = 1,24 / \mu'_x = 5,58 / \mu_y = 3,10 / \mu'_y = 7,03 / \mu_{yb} = 4,40 / \mu'_{yb} = 8,10$$

$$- m_x = \mu_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 1,24 \cdot \frac{23,28 \cdot 1,35^2}{100} = 0,53 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$- X_x = \mu'_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 5,58 \cdot \frac{23,28 \cdot 1,35^2}{100} = 2,37 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$- m_y = \mu_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 3,10 \cdot \frac{23,28 \cdot 1,35^2}{100} = 1,32 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$- X_y = \mu'_{y'} \cdot \frac{p \cdot l^2_x}{100} = 7,03 \cdot \frac{23,28 \cdot 1,35^2}{100} = 2,98 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$- m_{yb} = \mu_{yb} \cdot \frac{p \cdot l^2_x}{100} = 4,40 \cdot \frac{23,28 \cdot 1,35^2}{100} = 1,87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$- X_{yb} = \mu'_{yb} \cdot \frac{p \cdot l^2_x}{100} = 8,10 \cdot \frac{23,28 \cdot 1,35^2}{100} = 3,44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Paredes 3 e 4

$$- \lambda = \frac{l_a}{l_b} = \frac{1,50}{1,55} = 0,97 \text{ (l}_b \text{ borda livre)} \rightarrow \mu_x = 1,34 / \mu'_{x'} = 5,99 / \mu_y = 3,02 / \mu'_{y'} = 6,83 / \mu_{yb} = 4,44 / \mu'_{yb} = 8,71$$

$$- m_x = \mu_x \cdot \frac{p \cdot l^2_x}{100} = 1,34 \cdot \frac{23,28 \cdot 1,50^2}{100} = 0,70 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$- X_x = \mu'_{x'} \cdot \frac{p \cdot l^2_x}{100} = 5,99 \cdot \frac{23,28 \cdot 1,50^2}{100} = 3,14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$- m_y = \mu_y \cdot \frac{p \cdot l^2_x}{100} = 3,02 \cdot \frac{23,28 \cdot 1,50^2}{100} = 1,58 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$- X_y = \mu'_{y'} \cdot \frac{p \cdot l^2_x}{100} = 6,83 \cdot \frac{23,28 \cdot 1,50^2}{100} = 3,58 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$- m_{yb} = \mu_{yb} \cdot \frac{p \cdot l^2_x}{100} = 4,44 \cdot \frac{23,28 \cdot 1,50^2}{100} = 2,33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$- X_{yb} = \mu'_{yb} \cdot \frac{p \cdot l^2_x}{100} = 8,71 \cdot \frac{23,28 \cdot 1,50^2}{100} = 4,56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

8.4 Dimensionamento estrutural

- Flexão Simples

$$- d_1 = c + \frac{\emptyset \text{ barra}}{2} = 4,0 + \frac{1,25}{2} = 5,6 \text{ cm} \rightarrow \text{Adotado } 5,0 \text{ cm}$$

$$- b_w = 1,00 \text{ m}$$

$$- h = 0,15 \text{ m}$$

$$- d = 0,15 - 0,05 = 0,10 \text{ m}$$

$$- f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,4} = 28,6 \text{ MPa ou } 28600 \text{ kPa}$$

$$- A_{s,\min} = \frac{M_{d,\min}}{Z \cdot f_{yd}} \cdot 10^4 = \frac{13,7}{0,075 \cdot 434800} \cdot 10^4 = 4,20 \text{ cm}^2$$

$$- M_{d,\min} = 0,8 \cdot W_o \cdot f_{ctk,\text{sup}} = 0,80 \cdot 0,00375 \cdot 4563 = 13,7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$- W_o = b_w \cdot \frac{h^2}{6} = 1 \cdot \frac{0,15^2}{6} = 0,00375 \text{ m}$$

$$- f_{ctk,\text{sup}} = 1,3 \cdot f_{ctm} = 1,3 \cdot 3,51 = 4,563 \text{ MPa ou } 4563 \text{ kPa}$$

$$- f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51 \text{ Mpa ou } 3510 \text{ kPa}$$

$$- Z = \frac{h}{3} + \frac{h}{2} - d' = \frac{0,15}{3} + \frac{0,15}{2} - 0,05 = 0,075 \text{ m}$$

$$- f_{yd} = \frac{f_y}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa ou } 434800 \text{ kPa}$$

Tabela a seguir resume as áreas de aço de cada laje e parede.

Tabela 28 - Área de aço a flexão

Elemento	Momento (kN-m)				Flexão Simples							
	Nome	M	Md	d	KMD	Kx	Kz	As	As,min	Adotado Ø e esp	As efetiva (cm²/m)	
		kN-m	kN-m	cm				(cm²/m)	(cm²/m)			
Laje de fundo	Mx	1,42	1,99	0,10	0,007	0,0148	0,9941	0,46	4,2	8,0 c/ 10	5,03	
	Xx	3,28	4,59	0,10	0,016	0,0238	0,9905	1,07	4,2	8,0 c/ 10	5,03	
	My	1,04	1,46	0,10	0,0051	0,0148	0,9941	0,34	4,2	8,0 c/ 10	5,03	
Laje de tampa	Xy	2,95	4,13	0,10	0,0144	0,0215	0,9914	0,96	4,2	8,0 c/ 10	5,03	
	Mx	1,50	2,1	0,10	0,0073	0,0148	0,9941	0,49	4,2	8,0 c/ 10	5,03	
	My	1,18	1,65	0,10	0,0058	0,0148	0,9941	0,38	4,2	8,0 c/ 10	5,03	
Paredes 1 e 2	Mx	0,53	0,74	0,10	0,0026	0,0148	0,9941	0,17	4,2	8,0 c/ 10	5,03	
	Xx	2,37	3,32	0,10	0,0116	0,017	0,9932	0,77	4,2	8,0 c/ 10	5,03	
	My	1,32	1,85	0,10	0,0065	0,0148	0,9941	0,43	4,2	8,0 c/ 10	5,03	
	Xy	2,98	4,17	0,10	0,0146	0,0215	0,9914	0,97	4,2	8,0 c/ 11	5,03	
	Myb	1,87	2,62	0,10	0,0092	0,0148	0,9941	0,61	4,2	8,0 c/ 12	5,03	
	Xyb	3,44	4,82	0,10	0,0169	0,0253	0,9899	1,12	4,2	8,0 c/ 10	5,03	
Paredes 3 e 4	Mx	0,70	0,98	0,10	0,0034	0,0148	0,9941	0,23	4,2	8,0 c/ 10	5,03	
	Xx	3,14	4,4	0,10	0,0154	0,023	0,9908	1,02	4,2	8,0 c/ 10	5,03	
	My	1,58	2,21	0,10	0,0077	0,0148	0,9941	0,51	4,2	8,0 c/ 10	5,03	
	Xy	3,58	5,01	0,10	0,0175	0,026	0,9896	1,16	4,2	8,0 c/ 11	5,03	
	Myb	2,33	3,26	0,10	0,0114	0,017	0,9932	0,75	4,2	8,0 c/ 12	5,03	
	Xyb	4,56	6,38	0,10	0,0223	0,0335	0,9866	1,49	4,2	8,0 c/ 10	5,03	

- Verificação carga concentrada laje da tampa

- V = 170kN, distribuído em 4 áreas de 30cmx30cm, conforme proposto pela NBR 6120:2019,

$$- V_d = 1,4 \cdot \frac{170}{4} = 1,40 \cdot 42,5 \text{ kN} = 59,5 \text{ kN}$$

Carga sobre laje tampa A

$$- Q = \frac{59,5}{1,35 \cdot 1,55} + 5,25 \text{ kN/m}^2 = 33,68 \text{ kN/m}^2 \rightarrow m_{\max} = 7,67 \text{ kN}\cdot\text{m} \rightarrow 2,52 \text{ cm}^2/\text{m} < A_s \text{ adotado}$$

OK!

- Esmagamento da biela de concreto

$$- V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot 0,84 \cdot 28600 \cdot 1,00 \cdot 0,10 = 648,65 \text{ kN/m}$$

$$- \alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{40}{250} = 0,84$$

- $V_d < V_{Rd2}$ **OK!**

- Armadura transversal

$$- V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1750 \cdot 1,00 \cdot 0,10 = 105,0 \text{ kN}$$

$$- f_{ctd} = 0,15 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,15 \cdot (40)^{2/3} = 1,75 \text{ Mpa ou } 1750 \text{ KPa}$$

- Sendo $V_c > V_d$, é dispensado o uso de armadura cisalhante.

Verificação Cortante Laje de fundo

$$- V_{\text{máx}} = v'_{\text{máx}} \cdot \frac{p \cdot l_x}{10} = 2,83 \cdot \frac{29,34 \cdot 1,35}{10} = 11,21 \text{ kN}$$

$$- v'_{\text{máx}} = 2,83 - \text{Coeficiente tabelado}$$

$$- V_d = 1,4 \cdot V_{\text{máx}} = 1,40 \cdot 11,21 \text{ kN} = 15,69 \text{ kN/m}^2$$

- Esmagamento da biela de concreto

$$- V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot 0,84 \cdot 28600 \cdot 1,00 \cdot 0,10 = 648,65 \text{ kN/m}$$

$$- \alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{40}{250} = 0,84$$

$$- V_d < V_{Rd2} \text{ OK!}$$

Deformação de lajes e paredes

- Laje de fundo

$$- \lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{1,55}{1,35} = 1,15 \rightarrow \alpha = 1,90 \text{ (} l_x \text{ é menor vão)}$$

$$- \text{Flecha imediata} = a_{t,0} = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{b}{12} \cdot \frac{p \cdot l_x^4}{E_c \cdot I} = \frac{1,90}{100} \cdot \frac{100}{12} \cdot \frac{27,54 \cdot 1,35^4}{31875000 \cdot 0,000281} = 0,0016 \text{ cm}$$

- Carregamento para combinação Quase permanente - $\Sigma F_{gi,k} + 0,4 \cdot \Sigma F_{qi,k}$

$$- p = (1,50 + 3,75 + 21,09) + 0,40 \cdot 3 = 27,54 \text{ kN/m}^2$$

$$- b = 1,00 \text{ m}$$

$$- h = 0,15 \text{ m}$$

$$- I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,15^3}{12} = 0,000281 \text{ m}^4$$

$$- E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} = 0,90 \cdot 35417 = 31.875 \text{ MPa ou } 31.875.000 \text{ kN/m}^2$$

$$- \alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{80} \right) = 0,8 + 0,2 \cdot \left(\frac{40}{80} \right) = 0,90 \leq 1,0$$

$$- E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 1,0 \cdot 5600 \cdot \sqrt{40} = 35.417 \text{ MPa}$$

- Verificação da seção no Estádio II

$$- M_{at} = M_{a,cqp} \text{ (máximo)} = 1,33 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Combinação Quase permanente - } \Sigma F_{gi,k} + 0,4 \cdot \Sigma F_{qi,k})$$

$$- M_r = \alpha \cdot \frac{f_{ct,m}}{y_t} \cdot I_c = 1,5 \cdot \frac{3510}{0,075} \cdot 2,81 \cdot 10^{-4} = 19,73 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Momento de fissuração)}$$

$$- y_t = \frac{15}{2} = 7,5 \text{ cm ou } 0,075 \text{ m}$$

- $\alpha = 1,5$ (seção retangular)

$$- I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,15^3}{12} = 0,000281 \text{m}^4$$

$$- f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51 \text{ Mpa ou } 3510 \text{ KPa}$$

- Sendo $M_{at} < M_r \rightarrow$ Seção no estádio I

Como a laje de fundo estará apoiada sobre o solo não haverá efeito de fluência.

$$- \text{ Flecha total } = a_{t,\infty} = 0,0016 \text{cm}$$

$$- \text{ Flecha limite } a_{lim} = \left(\frac{135}{250}\right) = 0,54 \text{cm}$$

- Sendo $a_{t,\infty} \leq a_{lim}$ **OK!**

- Laje de topo

$$- \lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{1,55}{1,35} = 1,15 \rightarrow \alpha = 6,20 \text{ (} l_x \text{ é menor vão)}$$

$$- \text{ Flecha imediata } = a_{t,0} = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{b}{12} \cdot \frac{p \cdot l_x^4}{E_c \cdot I} = \frac{6,20}{100} \cdot \frac{100}{12} \cdot \frac{9,25 \cdot 1,35^4}{31875000 \cdot 0,000281} = 0,0018 \text{cm}$$

- Carregamento para combinação Quase permanente - $\Sigma F_{gi,k} + 0,4 \cdot \Sigma F_{qi,k}$

$$- p = (1,50 + 3,75) + 0,40 \cdot 10 = 9,25 \text{ kN/m}^2$$

$$- b = 1,00 \text{m}$$

$$- h = 0,15 \text{m}$$

$$- I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,15^3}{12} = 0,000281 \text{m}^4$$

$$- E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} = 0,90 \cdot 35417 = 31.875 \text{MPa ou } 31.875.000 \text{ kN/m}^2$$

$$- \alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{80}\right) = 0,8 + 0,2 \cdot \left(\frac{40}{80}\right) = 0,90 \leq 1,0$$

$$- E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 1,0 \cdot 5600 \cdot \sqrt{40} = 35.417 \text{MPa}$$

- Verificação da seção no Estádio II

$$- M_{at} = M_{a,cqp} \text{ (máximo)} = 0,91 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Combinação Quase permanente - } \Sigma F_{gi,k} + 0,4 \cdot \Sigma F_{qi,k})$$

$$- M_r = \alpha \cdot \frac{f_{ct,m}}{y_t} \cdot I_c = 1,5 \cdot \frac{3510}{0,075} \cdot 2,81 \cdot 10^{-4} = 19,73 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Momento de fissuração)}$$

$$- y_t = \frac{15}{2} = 7,5 \text{cm ou } 0,075 \text{m}$$

- $\alpha = 1,5$ (seção retangular)

$$- I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,15^3}{12} = 0,000281 \text{m}^4$$

$$- f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51 \text{ Mpa ou } 3510 \text{ KPa}$$

- Sendo $M_{at} < M_r \rightarrow$ Seção no estádio I

- Efeito fluência

$$- \alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1+50 \cdot \rho'} \text{ sendo } \rightarrow - \alpha_f = \frac{2-0,54}{1+50 \cdot 0} = 1,46$$

$$- \text{Flecha total} = a_{t,\infty} = a_1 \cdot (1+\alpha_f) = 0,0018 \cdot (1+1,46) = 0,004 \text{cm}$$

$$- \text{Flecha limite } a_{lim} = \left(\frac{l_x}{250}\right) = \left(\frac{135}{250}\right) = 0,54 \text{cm}$$

- Sendo $a_{t,\infty} \leq a_{lim}$ **OK!**

- Paredes 1 e 2

$$- \lambda = \frac{l_a}{l_b} = \frac{1,50}{1,35} = 1,11 \rightarrow \alpha = 3,28 \text{ (} l_b \text{ – borda livre)}$$

$$- \text{Flecha imediata} = a_{t,0} = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{b}{12} \cdot \frac{p \cdot l_x^4}{E_c \cdot I} = \frac{3,28}{100} \cdot \frac{100}{12} \cdot \frac{17,57 \cdot 1,35^4}{31875000 \cdot 0,000281} = 0,0018 \text{cm}$$

- Carregamento para combinação Quase permanente - $\Sigma F_{gi,k} + 0,4 \cdot \Sigma F_{qi,k}$

$$- p = \frac{1,2 \cdot (4,93+14,80) + (0,40 \cdot 16,37)}{1,72} = 17,57 \text{kN/m}^2$$

$$- b = 1,00 \text{m}$$

$$- h = 0,15 \text{m}$$

$$- I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,15^3}{12} = 0,000281 \text{m}^4$$

$$- E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} = 0,90 \cdot 35417 = 31.875 \text{MPa ou } 31.875.000 \text{kN/m}^2$$

$$- \alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{80}\right) = 0,8 + 0,2 \cdot \left(\frac{40}{80}\right) = 0,90 \leq 1,0$$

$$- E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 1,0 \cdot 5600 \cdot \sqrt{40} = 35.417 \text{MPa}$$

- Verificação da seção no Estádio II

$$- M_{at} = M_{a,cqp} \text{ (máximo)} = 0,99 \text{kN} \cdot \text{m} \text{ (Combinação Quase permanente - } \Sigma F_{gi,k} + 0,4 \cdot \Sigma F_{qi,k})$$

$$- M_r = \alpha \cdot \frac{f_{ct,m}}{y_t} \cdot I_c = 1,5 \cdot \frac{3510}{0,075} \cdot 2,81 \cdot 10^{-4} = 19,73 \text{kN} \cdot \text{m} \text{ (Momento de fissuração)}$$

$$- y_t = \frac{15}{2} = 7,5 \text{cm ou } 0,075 \text{m}$$

- $\alpha = 1,5$ (seção retangular)

$$- I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,15^3}{12} = 0,000281 \text{m}^4$$

$$- f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51 \text{ Mpa ou } 3510 \text{ KPa}$$

- Sendo $M_{at} < M_r \rightarrow$ Seção no estágio I

- Efeito fluência

$$- \alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1+50 \cdot \rho'} \text{ sendo } \rightarrow - \alpha_f = \frac{2-0,54}{1+50 \cdot 0} = 1,46$$

$$- \text{Flecha total} = a_{t,\infty} = a_1 \cdot (1+\alpha_f) = 0,0018 \cdot (1+1,46) = 0,004 \text{cm}$$

$$- \text{Flecha limite } a_{lim} = \left(\frac{l_x}{250}\right) = \left(\frac{135}{250}\right) = 0,54 \text{cm}$$

- Sendo $a_{t,\infty} \leq a_{lim}$ **OK!**

- Paredes 3 e 4

$$- \lambda = \frac{l_a}{l_b} = \frac{1,50}{1,55} = 0,97 \rightarrow \alpha = 3,56 \text{ (} l_b \text{ - borda livre)}$$

$$- \text{Flecha imediata} = a_{t,0} = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{b}{12} \cdot \frac{p \cdot l_x^4}{E_c \cdot I} = \frac{3,56}{100} \cdot \frac{100}{12} \cdot \frac{17,57 \cdot 1,50^4}{31875000 \cdot 0,000281} = 0,0029 \text{cm}$$

- Carregamento para combinação Quase permanente - $\Sigma F_{gi,k} + 0,4 \cdot \Sigma F_{qi,k}$

$$- p = \frac{1,2 \cdot (4,93+14,80) + (0,40 \cdot 16,37)}{1,72} = 17,57 \text{ kN/m}^2$$

$$- b = 1,00 \text{m}$$

$$- h = 0,15 \text{m}$$

$$- I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,15^3}{12} = 0,000281 \text{m}^4$$

$$- E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} = 0,90 \cdot 35417 = 31.875 \text{MPa ou } 31.875.000 \text{kN/m}^2$$

$$- \alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{80}\right) = 0,8 + 0,2 \cdot \left(\frac{40}{80}\right) = 0,90 \leq 1,0$$

$$- E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 1,0 \cdot 5600 \cdot \sqrt{40} = 35.417 \text{MPa}$$

- Verificação da seção no Estádio II

$$- M_{at} = M_{a,cqp} \text{ (máximo)} = 1,19 \text{kN} \cdot \text{m} \text{ (Combinação Quase permanente - } \Sigma F_{gi,k} + 0,4 \cdot \Sigma F_{qi,k})$$

$$- M_r = \alpha \cdot \frac{f_{ct,m}}{y_t} \cdot I_c = 1,5 \cdot \frac{3510}{0,075} \cdot 2,81 \cdot 10^{-4} = 19,73 \text{kN} \cdot \text{m} \text{ (Momento de fissuração)}$$

$$- y_t = \frac{15}{2} = 7,5\text{cm ou } 0,075\text{m}$$

$$- \alpha = 1,5 \text{ (seção retangular)}$$

$$- I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \cdot 0,15^3}{12} = 0,000281\text{m}^4$$

$$- f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (40)^{2/3} = 3,51 \text{ Mpa ou } 3510 \text{ KPa}$$

- Sendo $M_{at} < M_r \rightarrow$ Seção no estágio I

- Efeito fluência

$$- \alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1+50 \cdot \rho'} \text{ sendo } \rightarrow - \alpha_f = \frac{2-0,54}{1+50 \cdot 0} = 1,46$$

$$- \text{Flecha total} = a_{t,\infty} = a_1 \cdot (1+\alpha_f) = 0,0029 \cdot (1+1,46) = 0,007\text{cm}$$

$$- \text{Flecha limite } a_{lim} = \left(\frac{l_x}{250}\right) = \left(\frac{145}{250}\right) = 0,58\text{cm}$$

- Sendo $a_{t,\infty} \leq a_{lim}$ **OK!**

- Tensão Admissível (Laje de fundo)

A favor da segurança serão calculadas as rupturas geral e local para argila arenosa e será considerado o menor valor entre elas para a determinação da tensão admissível. Foram adotados os seguintes parâmetros de solo baseados em correlações com SPT e experiência do autor.

P/ sapata retangular

$$Z = 3B = 3 \cdot 1,50\text{m} = 4,50 \rightarrow 5\text{m} - \text{Profundidade do bulbo de tensões}$$

$$N_{SPT,m} = \frac{5+7+7+8+7}{5} = 6,8 \rightarrow 6 - N_{spt} \text{ médio do bulbo de tensões}$$

- $c = 16\text{kN/m}^2$ - coesão do solo
- $\gamma = 17\text{kN/m}^3$ - peso específico do solo saturado
- $\gamma_{sub} = 17 - 10 = 7\text{kN/m}^3$ - peso específico do solo submerso
- $q = \gamma_{sub} \cdot h = 7 \cdot 1,72 = 12,04\text{kN/m}^2$ - sobrecarga na cota de assentamento da fundação
- $h = 1,72\text{m}$ - distância da superfície do solo até a cota de assentamento da fundação
- $B = 1,50\text{m}$ – Menor dimensão da sapata
- $L = 1,70\text{m}$ – Maior dimensão da sapata

Ruptura geral

- $\phi = 24^\circ$ - ângulo de atrito do solo

- $\text{tg } \varphi = 0,45$
- $N_c = 19,32$; $N_q = 9,60$; $N_\gamma = 9,44$; $(N_q/N_c) = 0,50$ – (tabela 13)
- S_c , S_q e S_γ (tabela 12)

$$S_c = 1 + (B/L) \cdot (N_q/N_c) = 1 + [(1,50/1,70) \cdot 0,50] = 1,44$$

$$S_q = 1 + (B/L) \cdot \text{tg } \varphi = 1 + [(1,50/1,70) \cdot 0,45] = 1,40$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \cdot (B/L) = 1 - [0,4 \cdot (1,50/1,70)] = 0,65$$

$$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma, \text{ para solos compactos ou rijos (Ruptura}$$

geral);

$$\sigma_r = (16 \cdot 19,32 \cdot 1,44) + (12,04 \cdot 9,60 \cdot 1,40) + (0,5 \cdot 7 \cdot 1,50 \cdot 9,44 \cdot 0,65) = 639,16 \text{ kPa}$$

Ruptura local

- $\text{tg } \varphi^* = 0,667$ $\text{tg } \varphi = 0,667$ $\text{tg } (24^\circ) = 0,30$
- $\varphi^* = \text{tg}^{-1}(\varphi^*) = \text{tg}^{-1}(0,30) = 16,69^\circ$
- $c' = (2/3) \cdot c = (2/3) \cdot 16 = 10,66 \text{ kN/m}^2$
- $N'_c = 11,63$; $N'_q = 4,34$; $N'_\gamma = 3,06$; $(N'_q/N'_c) = 0,37$ – (tabela 13)
- S_c , S_q e S_γ (tabela 12)

$$S_c = 1 + (B/L) \cdot (N_q/N_c) = 1 + [(1,50/1,70) \cdot 0,37] = 1,33$$

$$S_q = 1 + (B/L) \cdot \text{tg } \varphi = 1 + [(1,50/1,70) \cdot 0,30] = 1,26$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \cdot (B/L) = 1 - [0,4 \cdot (1,50/1,70)] = 0,65$$

$$\sigma_r = c' \cdot N'_c \cdot S_c + q \cdot N'_q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_\gamma \cdot S_\gamma, \text{ para solos moles ou fofo (Ruptura}$$

local);

$$\sigma_r = (10,66 \cdot 11,63 \cdot 1,33) + (12,05 \cdot 4,34 \cdot 1,26) + (0,5 \cdot 7 \cdot 1,50 \cdot 3,06 \cdot 0,65) = 241,2 \text{ kPa}$$

$$\sigma_a = \sigma_r / FS$$

$$\sigma_a = 241,2 / 3 = 80,4 \text{ kPa}$$

Tensão atuante

- área total de contato = $1,50 \text{ m} \cdot 1,70 \text{ m} = 2,55 \text{ m}^2$

- Carga Permanente:

- Revestimento

- Laje de topo = $1,50 \cdot 1,70 \cdot 1,5 \text{ kN/m}^2 = 3,83 \text{ kN}$

- Laje de fundo = $1,20 \cdot 1,40 \cdot 1,5 \text{ kN/m}^2 = 2,52 \text{ kN}$

- Total de revestimento = $6,35 \text{ kN}$

- Peso próprio

- Laje de fundo = $1,50\text{m} \cdot 1,70\text{m} \cdot 0,15 \cdot 25\text{kN/m}^3 = 9,56\text{kN}$
- Paredes 1 e 2 = $2 \cdot 1,50\text{m} \cdot 1,42\text{m} \cdot 0,15\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 15,98\text{kN}$
- Paredes 3 e 4 = $2 \cdot 1,40\text{m} \cdot 1,42\text{m} \cdot 0,15 \cdot 25\text{kN/m}^3 = 14,91\text{kN}$
- Laje de tampa apoiada = $1,50\text{m} \cdot 1,70\text{m} \cdot 0,15 \cdot 25\text{kN/m}^3 = 9,56\text{kN}$
- Pilarete 1 = $0,25\text{m} \cdot 0,15\text{m} \cdot 0,35\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 0,33\text{kN}$
- Pilarete 2 = $0,30\text{m} \cdot 0,15\text{m} \cdot 0,59\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 0,66\text{kN}$
- Total Peso próprio = 51kN

- Total Carga Permanente = 57,35kN

- Sobrecarga:

- Laje de topo = $1,70 \cdot 1,50 \cdot 10\text{kN/m}^2 = 25,50\text{kN}$
- Laje de fundo = $1,20 \cdot 1,40 \cdot 3\text{kN/m}^2 = 5,04\text{kN}$
- Total sobrecarga = 30,54kN

- Empuxos Verticais:

- Solo

A favor da segurança, para a verificação da tensão admissível será considerado o empuxo vertical com o peso específico saturado.

- $E_{a,s}$ – Empuxo ativo solo

$$- E_{a,s} = \frac{k_a \cdot \rho_s \cdot h^2}{2} = \frac{0,485 \cdot 17 \cdot 1,72^2}{2} = 12,20\text{kN/m}$$

$$- E_{av} = E_a \cdot \text{sen}(\alpha + \delta) = 12,20 \cdot \text{sen}(0+11) = 2,33\text{kN/m (Parcela Vertical)}$$

$$- \text{Par 1 e 2} = 2 \cdot 2,33\text{kN/m} \cdot 1,50\text{m} = 6,99\text{kN}$$

$$- \text{Par 3 e 4} = 2 \cdot 2,33\text{kN/m} \cdot 1,70\text{m} = 7,92\text{kN}$$

- Sobrecarga

$$- \text{Par 1 e 2} = 2 \cdot 3,18\text{kN/m} \cdot 1,50\text{m} = 9,54\text{kN}$$

$$- \text{Par 3 e 4} = 2 \cdot 3,18\text{kN/m} \cdot 1,70\text{m} = 10,81\text{kN}$$

- Total empuxos verticais = 35,26kN

- Total do Carregamento vertical = 123,15kN

$$- \sigma_{med} = \frac{\Sigma V}{A} = \frac{123,15}{2,55} = 48,29 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a = 80,40 \text{ kPa} \geq \sigma_{med} = 48,29 \text{ kPa} - \text{Ok}$$

Verificação à flutuação

Para a verificação à flutuação serão considerados duas condições de carregamento:

- (CCN) – Condição de Carregamento Normal

- Nível freático na cota máxima normal, indicado pelo relatório de sondagem.

$$- F_{Sa} = \frac{\Sigma V_r}{\Sigma U} \geq 1,3$$

- (CCE) – Condição de Carregamento Excepcional

- Nível freático na cota do topo da caixa.

$$- F_{Sa} = \frac{\Sigma V_r}{\Sigma U} \geq 1,1$$

$$\Sigma U = h_a \cdot \rho_a \cdot A_b$$

sendo,

ΣV_r = Somatório de forças verticais resistentes (kN)

ΣU = Somatório de forças de subpressão (kN)

ρ_a = Peso específico da água

h_a = Diferença de cota entre a superfície do nível freático e a base da estrutura

A_b = Área da base da estrutura

- Peso próprio (ΣV_r)

- Laje de fundo = $1,50\text{m} \cdot 1,70\text{m} \cdot 0,15 \cdot 25\text{kN/m}^3 = 9,56\text{kN}$

- Paredes 1 e 2 = $2 \cdot 1,50\text{m} \cdot 1,42\text{m} \cdot 0,15 \cdot 25\text{kN/m}^3 = 15,98\text{kN}$

- Paredes 3 e 4 = $2 \cdot 1,40\text{m} \cdot 1,42\text{m} \cdot 0,15 \cdot 25\text{kN/m}^3 = 14,91\text{kN}$

- Laje de tampa apoiada = $1,50\text{m} \cdot 1,70\text{m} \cdot 0,15 \cdot 25\text{kN/m}^3 = 9,56\text{kN}$

- Pilarete 1 = $0,25\text{m} \cdot 0,15\text{m} \cdot 0,35\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 0,33\text{kN}$

- Pilarete 2 = $0,30\text{m} \cdot 0,15\text{m} \cdot 0,59\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 0,66\text{kN}$

$$\Sigma V_r = 51\text{kN}$$

(CCN) – Condição de Carregamento Normal

- NA = E.L.: +0,393

$$- h_a = 0,37\text{m}$$

$$- F_{Sa} = \frac{\Sigma V_r}{\Sigma U} \geq 1,3$$

$$- F_{Sa} = \frac{51,00}{9,44} = 5,40 \geq 1,3 \text{ OK!}$$

$$\Sigma U = h_a \cdot \rho_a \cdot A_b = 0,37\text{m} \cdot 10\text{kN/m}^3 \cdot (1,70\text{m} \cdot 1,50\text{m}) = 9,44\text{kN}$$

(CCE) – Condição de Carregamento Excepcional

$$- NA = E.L.: +1,743$$

$$- h_a = 1,72\text{m}$$

$$- F_{Sa} = \frac{\Sigma V_r}{\Sigma U} \geq 1,1$$

$$- F_{Sa} = \frac{51,00}{43,86} = 1,16 \geq 1,1 \text{ OK!}$$

$$\Sigma U = h_a \cdot \rho_a \cdot A_b = 1,72\text{m} \cdot 10\text{kN/m}^3 \cdot (1,70\text{m} \cdot 1,50\text{m}) = 43,86\text{kN}$$

Recalque da laje de fundo

$$- \rho_i = \sigma \cdot B \cdot \left(\frac{1 - \nu^2}{E_s} \right) \cdot I_p \text{ sendo}$$

- σ tensão média na superfície de contato

- B largura sapata flexível

- $\nu = 0,4$ coeficiente de Poisson (tabela 14)

- E_s = módulo de deformabilidade do solo

$$- E_s = \alpha \cdot K \cdot N_{\text{spt}} = 7 \cdot 0,2 \cdot 6 = 8,40\text{MPa ou } 8.400\text{kN/m}^2$$

- α (tabela 10)

- I_p fator de influência forma e rigidez da sapata

$$- \frac{L}{B} = \frac{170}{150} = 1,13$$

- I_p Centro = 1,18 (tabela 16)

- I_p Canto = 0,59 (tabela 16)

- I_p Médio = 1,00 (tabela 16)

$$- \rho_{\text{centro}} = 48,29 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1500\text{mm} \cdot \left(\frac{1 - 0,4^2}{8400\text{kN/m}^2} \right) \cdot 1,18 = 9\text{mm}$$

$$- \rho_{\text{canto}} = 48,29 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1500\text{mm} \cdot \left(\frac{1 - 0,4^2}{8400\text{kN/m}^2} \right) \cdot 0,59 = 4\text{mm}$$

- $\rho_{\text{méd}} = 48,29 \frac{kN}{m^2} \cdot 1500mm \cdot \left(\frac{1 - 0,4^2}{8400kN/m^2} \right) \cdot 1,00 = 7mm$

- $\rho_{\text{máx}} = 40mm$ (Argilas)

- $\rho_i \leq \rho_{\text{máx}}$ **OK!**



CESAN
qualidade em saneamento



CONTRATO 226/2021
AS N°030/2022

**MUNICÍPIO VITÓRIA
DISTRITO GOIABEIRAS**

**MELHORIAS NO SISTEMA DE
ESGOTAMENTO SANITÁRIO DO
CAMPUS GOIABEIRAS DA UFES**

VOLUME V – PROJETO ESTRUTURAL

TOMO B – DESENHOS

GANEM
Engenharia Ltda

JULHO/2023

APRESENTAÇÃO

O presente trabalho foi desenvolvido no âmbito do contrato nº 226/2021, celebrado entre a **GANEM Engenharia Ltda EPP** e a **Companhia Espírito Santense de Saneamento (CESAN)**, em 21 de setembro de 2021.

Este contrato visa atender as demandas de análise operacional e projetos da **Gerência de Projetos (E-GPJ)**, e está sendo acompanhado pela **Divisão de Projetos de Expansão (E-DPE)**.

A **GANEM Engenharia Ltda EPP** apresenta a seguir o memorial de cálculo do projeto estrutural do sistema de esgotamento sanitário do *Campus* Goiabeiras da Universidade Federal do Espírito Santo - UFES, localizado no município de Vitória / ES. Esse memorial visa dar suporte a elaboração de projetos executivos para melhorias no sistema de esgotamento sanitário do *Campus* Goiabeiras da UFES.

O projeto completo da elaboração de projetos executivos para o sistema de esgotamento sanitário do *Campus* Goiabeiras da UFES está apresentado conforme descrito abaixo:

- Volume I – Sondagem: Relatório Técnico (C-040-002-94-3-SD-0001).
- Volume II – Topografia:
 - Tomo A: Caderneta Topográfica (D-040-002-94-1-CT-0001);
 - Tomo B: Desenhos.
- Volume III – Projeto Hidráulico:
 - Tomo A: Memorial Descritivo e de Cálculo (C-040-002-94-5-MD-0001);
 - Tomo B: Desenhos.
- Volume IV – Projeto Elétrico:
 - Tomo A: Memorial de Cálculo (C-040-002-91-6-MC-0001);
 - Tomo B: Desenhos.
- Volume V – Projeto Estrutural:
 - Tomo A: Memorial de Cálculo (C-040-002-91-4-MC-0001);
 - Tomo B: Desenhos.
- Volume VI – Orçamento (C-040-002-90-0-OR-0001):
 - Planilha Orçamentária (C-040-002-90-0-PL-0001).

Seguem listados abaixo os desenhos produzidos neste projeto estrutural e apresentados no Tomo B desse volume

	Número da CESAN	Referência do desenho
1	C-040-002-91-4-XX-0001	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Formas do Poço de Sucção e Corte AA

2	C-040-002-91-4-XX-0002	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Poço de Sucção – Armadura Positiva da Laje de Fundo E.L.: -2,615
3	C-040-002-91-4-XX-0003	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Poço de Sucção – Armadura Negativa da Laje de Fundo E.L.: -2,615
4	C-040-002-91-4-XX-0004	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Poço de Sucção – Armadura Positiva da Laje de Topo E.L.: +1,985
5	C-040-002-91-4-XX-0005	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Poço de Sucção – Armadura Negativa da Laje de Topo E.L.: +1,985
6	C-040-002-91-4-XX-0006	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Poço de Sucção – Armadura Longitudinal da Aba S1
7	C-040-002-91-4-XX-0007	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Poço de Sucção – Armadura Vertical das Paredes – Parte 1-2
8	C-040-002-91-4-XX-0008	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Poço de Sucção – Armadura Vertical das Paredes – Parte 2-2
9	C-040-002-91-4-XX-0009	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Poço de Sucção – Armação Horizontal das Paredes
10	C-040-002-91-4-XX-0010	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Formas da Caixa de Areia / Gradeamento e Escada, Cortes AA, BB e DD
11	C-040-002-91-4-XX-0011	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Caixa de Areia e Gradeamento – Corte CC, Armação de Lajes e Armação Horizontal Paredes 6 e 7
12	C-040-002-91-4-XX-0012	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Caixa de Areia e Gradeamento – Armação Longitudinal das Abas
13	C-040-002-91-4-XX-0013	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Caixa de Areia e Gradeamento – Armação Horizontal de Paredes 1 a 5 e Paredes 8 a 10
14	C-040-002-91-4-XX-0014	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Caixa de Areia e Gradeamento – Armação Vertical das Paredes – Parte 1-3
15	C-040-002-91-4-XX-0015	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Caixa de Areia e Gradeamento – Armação Vertical das Paredes – Parte 2-3
16	C-040-002-91-4-XX-0016	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Caixa de Areia e Gradeamento – Armação Vertical das Paredes – Parte 3-3 e Armação da Escada
17	C-040-002-91-4-XX-0017	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Formas da Caixa de Descarga, Cortes AA e BB e Armação de Lajes
18	C-040-002-91-4-XX-0018	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Caixa de Descarga e Armação de Paredes
19	C-040-002-91-4-XX-0019	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Formas do Sucção e Corte AA
20	C-040-002-91-4-XX-0020	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Poço de Sucção – Armação Positiva da Laje de Fundo E.L.: -2,237
21	C-040-002-91-4-XX-0021	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Poço de Sucção – Armação Negativa da Laje de Fundo E.L.: -2,237

22	C-040-002-91-4-XX-0022	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Poço de Sucção – Armação Positiva da Laje de Topo E.L.: +1,943
23	C-040-002-91-4-XX-0023	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Poço de Sucção – Armação Negativa da Laje de Topo E.L.: +1,943
24	C-040-002-91-4-XX-0024	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Poço de Sucção – Armação Longitudinal da Aba S1
25	C-040-002-91-4-XX-0025	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Poço de Sucção – Armação Vertical das Paredes – Parte 1-2
26	C-040-002-91-4-XX-0026	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Poço de Sucção – Armação Vertical das Paredes – Parte 2-2
27	C-040-002-91-4-XX-0027	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Poço de Sucção – Armação Horizontal de Paredes
28	C-040-002-91-4-XX-0028	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Formas da Caixa de Areia / Gradeamento e Escada, Cortes AA, BB e DD
29	C-040-002-91-4-XX-0029	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Caixa de Areia e Gradeamento – Corte CC, Armação de Lajes, Viga V1 e Armação Horizontal Paredes 6 e 7
30	C-040-002-91-4-XX-0030	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Caixa de Areia e Gradeamento – Armação Longitudinal das Abas
31	C-040-002-91-4-XX-0031	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Caixa de Areia e Gradeamento – Armação Horizontal de Paredes
32	C-040-002-91-4-XX-0032	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Caixa de Areia e Gradeamento – Armação Vertical de Paredes – Parte 1-3
33	C-040-002-91-4-XX-0033	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Caixa de Areia e Gradeamento – Armação Vertical de Paredes – Parte 2-3
34	C-040-002-91-4-XX-0034	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Caixa de Areia e Gradeamento – Armação Vertical de Paredes – Parte 3-3 e Armação da Escada
35	C-040-002-91-4-XX-0035	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Formas da Caixa de Descarga, Cortes AA e BB e Armação de Lajes
36	C-040-002-91-4-XX-0036	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Caixa de Descarga – Armação das Paredes
37	C-040-002-91-4-XX-0037	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB01 – Formas e Armação da Base e Tampa do PV de Entrada
38	C-040-002-91-4-XX-0038	Melhorias no SES do <i>Campus</i> Goiabeiras da UFES - Projeto Estrutural - Estação Elevatória de Esgoto Bruto - EEEB02 – Formas e Armação da Base e Tampa do PV de Entrada

DESENHOS