

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC  
CENTRO DAS ENGENHARIAS DA MOBILIDADE - CEM

Marcus Vinicius Alves Beloli

**Proposta de solução para os efeitos de subpressão em um decantador secundário de uma estação de tratamento de efluentes (ETE).**

Joinville, 2015

Marcus Vinicius Alves Beloli

**Proposta de solução para os efeitos de subpressão em um decantador secundário de uma estação de tratamento de efluentes (ETE).**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Centro de Engenharias da Mobilidade (CEM) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Campus Joinville, como requisito parcial para a obtenção do título de Engenheiro de Infraestrutura.

Orientador: Prof. Dr. Marcelo Heidemann.

Joinville, 2015

BELOLI, Marcus Vinicius Alves; BELOLI, M. V. A.

Proposta de solução para os efeitos de subpressão em um decantador secundário de uma estação de tratamento de efluentes (ETE).

Joinville, 2015, volume único, 61p.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia de Infraestrutura),  
Curso de Graduação em Engenharia de Infraestrutura,  
Centro de Engenharias da Mobilidade (CEM) – Campus Joinville,  
Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC.

Orientador: Prof. Dr. Marcelo Heidemann

Defesa: 03/12/2015.

Palavras-chave: Efeitos de subpressão, tirantes, empuxo em estruturas de concreto.

**PROPOSTA DE SOLUÇÃO PARA OS EFEITOS DE SUBPRESSÃO EM UM  
DECANTADOR SECUNDÁRIO DE UMA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE  
EFLUENTES (ETE).**

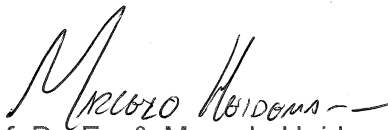
Este trabalho foi julgado para obtenção do título de graduado em Engenharia de Infraestrutura, e aprovado em sua forma final pela banca examinadora perante o curso de Engenharia de Infraestrutura da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Campus Joinville.



Prof.<sup>a</sup>. Valéria Bennack.

UFSC Campus Joinville Centro de Engenharias da  
Mobilidade (CEM) Coordenadora do Curso  
Engenharia de Infraestrutura

**Comissão Examinadora**



Prof. Dr. Eng.º. Marcelo Heidemann  
Orientador

UFSC – Campus Joinville  
Centro de Engenharias da Mobilidade (CEM)



Prof.<sup>a</sup>. Valéria Bennack  
UFSC – Campus Joinville

Centro de Engenharias da Mobilidade (CEM)



Eng.º. Kássio Fernandes Goulart  
PROSUL

Joinville, 03 de Dezembro de 2015.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço aos meus professores, independente da fase em que estiveram presentes. Faço um agradecimento especial aos professores Viviane Grubisic, Cristiano Vasconcellos e Marcelo Heidemann, não só pelo apoio e ensinamentos, mas por acreditarem na minha dedicação, comprometimento e capacidade. Estendo meus agradecimentos às servidoras Amarilis Laurenti, Luciana Reginato Dias e Milehna Guarido, por toda paciência e parceria.

Ao Engº Fabiano Augusto Plois e Sr. Gilson Vidotti também deixo meu agradecimento, pela confiança e parceria.

Agradeço a todos os colegas e amigos da UFSC que, de alguma forma, estiveram presentes durante esta etapa importante. Principalmente aos amigos da Equipe EfiCEM, PET e CONEMB 2015 e 2013, pois cada um de vocês contribuiu para provar que vale a pena lutar e acreditar! O início foi difícil, mas me sinto orgulhoso por ver a evolução e o trabalho continuado.

Muchas gracias a mis amigos Jorge Rivera y Jesus Lopez Tinoco, por toda la ayuda y amistad desde mi primer día en México.

Agradeço muito aos meus amigos da garagem por estarem sempre presentes, ainda que eu estivesse distante. Vocês são a parte da família que eu escolhi.

Um agradecimento especial à Nida, Carlos e Bruno Brogni. Vocês são minha segunda família e agradeço por todo carinho, preocupação, zelo e amizade desde meus primeiros dias de vida.

Aos amigos Luiz Carlos Bombazar e Marilene Ferraz Bombazar, agradeço também pelo apoio e confiança.

À Kamila Ferraz, minha grande parceira e uma das minhas maiores incentivadoras, que vibrou e sofreu comigo a cada vitória e a cada dificuldade. Agradeço todo o teu apoio, ajuda, companheirismo, dedicação, carinho, compreensão e, principalmente, paciência.

Finalmente, à minha família, meu bem maior. Sou grato não só por todo o esforço, trabalho duro e dedicação, mas por estarem comigo em todos os momentos, por curtirem comigo minhas vitórias e rirem das minhas derrotas. Se hoje escrevo essas páginas, é graças a vocês! Muito obrigado!

## SUMÁRIO

<b>LISTA DE ABREVIACÕES</b> .....	<b>v</b>
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	<b>vi</b>
<b>LISTA DE TABELAS</b> .....	<b>viii</b>
<b>RESUMO</b> .....	<b>ix</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>x</b>
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>1</b>
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
1.2. OBJETIVOS DA PESQUISA.....	2
1.2.1. <b>Objetivo geral</b> .....	<b>2</b>
1.2.2. <b>Objetivos específicos</b> .....	<b>2</b>
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	3
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>4</b>
2.1. CONCEITOS E DEFINIÇÕES DE TENSÕES.....	4
2.1.1. <b>Tensão normal, cisalhante e oriunda do peso próprio</b> .....	<b>4</b>
2.1.2. <b>Poropressão</b> .....	<b>5</b>
2.1.3. <b>Tensão efetiva</b> .....	<b>6</b>
2.2. SUBPRESSÃO.....	7
2.2.1. <b>Problemática</b> .....	<b>7</b>
2.2.2. <b>Fatores de segurança (FS)</b> .....	<b>9</b>

2.3. DIMENSIONAMENTO DAS CARGAS .....	10
2.3.1. Peso da estrutura .....	11
2.3.2. Peso do efluente.....	11
2.3.3. Peso total da estrutura.....	12
2.3.4. Empuxo hidrostático.....	12
2.3.5. Diagrama de tensões .....	12
2.4. TIRANTES.....	14
2.4.1. Conceito .....	14
2.4.2. Tipos.....	15
2.4.3. Abordagem .....	15
2.4.4. Normas técnicas envolvidas na execução de tirantes.....	16
2.4.5. Critérios de projeto .....	16
2.4.5.1. Dimensionamento conforme a NBR 5629/2006. ....	18
2.4.5.2. Dimensionamento conforme Ebeling et al. (2002).....	20
2.4.5.3. Sistemas de proteção mediante agressividade do meio. ....	21
2.4.5.4. Dimensionamento da protensão ( $T_{protensão}$ ).....	22
2.4.6. Exemplos de emprego de tirantes em lajes de subpressão.....	23
2.4.6.1. Museu da Imagem e do Som, Rio de Janeiro .....	23
2.4.6.2. Aquário Ceará .....	24
3. ESTUDO DE CASO .....	27

3.1. PROBLEMÁTICA .....	27
3.2. CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS REGIONAIS.....	27
3.3. CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS LOCAIS .....	28
<b>4. DIMENSIONAMENTO DA SOLUÇÃO.....</b>	<b>32</b>
4.1. CARACTERÍSTICAS DO DECANTADOR .....	32
4.2. ESFORÇOS ENVOLVIDOS .....	34
<b>4.2.1. Carga de projeto.....</b>	<b>39</b>
4.3. DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ENVOLVIDOS.....	39
4.4. QUANTIDADE DE TIRANTES .....	41
4.5. DISPOSIÇÃO DOS TIRANTES.....	42
4.6. BARRAS.....	42
<b>4.6.1. Comprimento livre (LI) .....</b>	<b>43</b>
4.7. COMPRIMENTO ANCORADO .....	43
4.8. PROTENSÃO.....	44
4.9. COMPONENTES .....	44
<b>4.9.1. Porca .....</b>	<b>45</b>
<b>4.9.2. Placa .....</b>	<b>46</b>
<b>4.9.3. Luva de emenda .....</b>	<b>48</b>
4.10. PUNÇIONAMENTO DO CONCRETO.....	48
4.11. DETALHAMENTO.....	50



4.12. ALÍVIO NA PROTENSÃO .....	53
<b>5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES .....</b>	<b>57</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>59</b>

## LISTA DE ABREVIações

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

CASAN – Companhia Catarinense de Águas e Saneamento

CPRM – Companhia de Pesquisa e Recursos Minerais

ETE – Estação de Tratamento de Esgoto

FC – Furo Cônico

FR – Furo Reto

FS – Fator de Segurança

FSF – Fator de Segurança a Flutuação

Lb – Comprimento Ancorado

LI – Comprimento Livre

N.A. – Nível d'água

N.D. – Nível d'água Dinâmico

N.E. – Nível d'água Estático

N.T. – Nível de Terra / Superfície

NSPT – Resultado (nº de golpes) do ensaio SPT

PLANSAB – Plano Nacional de Saneamento Básico

SPT – Standard Penetration Testing

UASB – Reator/Dijestor Anaeróbio

**LISTA DE FIGURAS**

Figura 1: Transmissão de carga grão a grão.....	4
Figura 2: Representação esquemática da ação da subpressão.....	7
Figura 3: Laje com armadura superior tracionada em decorrência dos efeitos de subpressão.....	8
Figura 4: Nível d'água abaixo da base do tanque decorrente da operação de um equipamento de rebaixamento de lençol freático.....	9
Figura 5: Distribuição de tensões hidrostáticas em barragens por gravidade.....	13
Figura 6: Distribuição de tensões hidrostáticas no decantador.....	13
Figura 7: Elementos do tirante.....	17
Figura 8: Fachada do Museu da Imagem e do Som.....	23
Figura 9: Extravasamento da água pelo tubo de instalação das estacas.....	24
Figura 10: Arquitetura da edificação Aquário Ceará.....	25
Figura 11: Preparação da laje de subpressão.....	25
Figura 12: Aplicação dos tirantes na laje de subpressão.....	26
Figura 13: Mapa litoestratigráfico da região de estudo.....	28
Figura 14: Pontos de sondagem SPT.....	29
Figura 15: Boletim de sondagem SPT.....	30
Figura 16: Ilustração do posicionamento do decantador e dos tirantes.....	31
Figura 17: Projeto do decantador secundário.....	33
Figura 18: Sentido das cargas atuantes na estrutura cheia.....	37

Figura 19: Sentido das cargas atuantes na estrutura vazia. ....	38
Figura 20: Sentido das cargas atuantes na estrutura vazia e sem equipamentos.....	38
Figura 21: Parte do catálogo de tirantes da empresa Solotrat. ....	40
Figura 22: Ilustração da disposição radial dos tirantes (planta baixa). ....	42
Figura 23: Componentes do conjunto de atirantagem.....	44
Figura 24: Tipos de porca. ....	45
Figura 25: Dimensões da porca. ....	47
Figura 26: Luva de emenda.....	48
Figura 27: Porca sextavada.....	50
Figura 28: Placa. ....	50
Figura 29: Cabeça do tirante.....	51
Figura 30: Disposição dos tirantes no decantador. ....	52

**LISTA DE TABELAS**

Tabela 1: Coeficiente de ancoragem $K_f$ .....	19
Tabela 2: Estimativa de transferência última de carga (RLT últ) para projeto preliminar de Tirante de pequeno diâmetro, concretado sob gravidade, de ancoragem em solos. ....	21
Tabela 3: Dimensões dos componentes. ....	45
Tabela 4: Fator de forma para cálculo de recalque. ....	53
Tabela 5: Valores típicos de módulo de elasticidade. ....	54

## RESUMO

O presente trabalho é uma análise de estabilidade geotécnica em Decantador Secundário presente em uma ETE de um município litorâneo situado ao norte do estado de Santa Catarina. Durante o estudo de caso foi verificado que em determinadas situações, como em momentos em que o nível do lençol freático estiver próximo à superfície e o decantador necessitar ser esvaziado, o mesmo poderá apresentar instabilidade, tendendo a ser soerguido. Este efeito é oriundo de tensões chamadas de Tensões de Subpressão. Além de analisar e determinar as situações em que ocorrerão instabilidade, este trabalho irá propor uma solução de estabilização através de tirantes passivos, buscando o equilíbrio estático. A solução de tirantes passivos do tipo monobarra proposta foi dimensionada baseada na resultante entre as cargas de empuxo hidrostático, peso próprio da estrutura, peso dos equipamentos e peso do efluente, onde no caso mais crítico, a situação apresentou uma carga de instabilização na ordem de  $9 \times 10^3 \text{kN}$ . Este trabalho foi realizado baseado em normas relevantes, referencial teórico em geotecnia, geologia, mecânica dos solos, e laudos SPT, onde também verificou-se a resistência ao cisalhamento dos elementos complementares do tirante, bem como a não necessidade de protensão devido ao alívio de tensões causado pelo recalque do solo.

Palavras-chave: Efeitos de subpressão, tirantes, empuxo em estruturas de concreto.

## **ABSTRACT**

This work is about geotechnical stability analysis at the secondary decanter of the ETE in coastal city in the north of the Santa Catarina state. During the case study it was observed that in certain situations, like in moments that the water table level has been next to the surface, the decanter can be unstable, tending to be uplifted. This effect comes from the underpressure tensions. In addition to analyzing and determining the instability situations, this paper will propose a stabilizing solution by tiebacks, seeking the static equilibrium. The solution proposal was a bar anchor type and was designed based on the resultant load between the loads involved. In the several situation, the resultant of load instability can be more than  $9 \times 10^3 \text{kN}$ . This work were done based in relevant norms, geotechnical references, geology, soil mechanics and SPT reports, where it has checked out the shear resistance of the complementary tieback elements, as well as no need for prestressing because of the stress relief caused by the soil settlement.

Keywords: Underpressure effects, tiebacks, uplifted concrete structure.

## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Segundo a Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental (2013), o Brasil possui um *déficit* de 60,3% no atendimento de esgotamento sanitário, um dos motivos pelos quais o governo lançou, em 2013, o Plano Nacional de Saneamento Básico (PLANSAB), sendo que um dos objetivos é investir, até 2033, cerca de R\$180 milhões (dados de Dezembro/2012) em saneamento. E, para que as metas sejam alcançadas, é imprescindível que parte desses investimentos sejam em rede coletora e estações de tratamento de esgotos (ETE).

Para CASAN (2012), uma ETE pode ser definida como unidade operacional que trata o esgoto através de processos físicos, químicos ou biológicos, devolvendo ao ambiente um efluente tratado em conformidade com a legislação ambiental. De maneira geral, o ciclo de tratamento consiste em um tratamento preliminar, secundário e até terciário, sofrendo alterações conforme características do esgoto e da região.

Em regiões litorâneas, há a tendência de ocorrência de esgoto com maior quantidade de areia, como é o caso de onde serão instalados a ETE e o decantador analisado neste trabalho. Esta ETE está situada no norte do estado de Santa Catarina, em uma região próxima à Baía da Babitonga, sendo cortada por vários rios como o rio das Areias, da Conquista, Água Branca, Perequê e rio Pinheiros, com presença de manguezais e ocorrência do encontro do rio do Linguado com o mar. Como consequências desta localização, e que diz respeito a uma região predominantemente plana e de baixa elevação, há presença de nível d'água próximo à superfície do terreno, além da possibilidade de que o solo seja heterogêneo, resultado de sucessivas camadas compondo a estratigrafia do local, com materiais que variam entre areias e turfas.

Como o escoamento do esgoto durante as etapas de tratamento visa aproveitar a ação da gravidade, evitando assim, gastos com estações de bombeamento, o decantador estudado, que tem papel importante durante a etapa de tratamento, encontra-se parcialmente enterrado, possuindo parte de sua estrutura



abaixo da cota do terreno e em contato com solo. A transmissão das cargas se dá de forma direta ao solo por sua própria base e paredes.

A característica da fundação do decantador, sua considerável área de base, a presença de lençol freático próximo à superfície e a existência da possibilidade de elevação do nível d'água, pois segundo Truccolo (1998) *apud* Martins (2011) a circulação hidrodinâmica na baía é influenciada predominantemente pela ação das marés, poderá acarretar o desenvolvimento de uma tensão vertical atuante na base da estrutura tendendo a soerguê-la. Para que não haja problemas estruturais durante a execução da obra, operação e manutenções, o balanço das tensões envolvidas deve buscar o equilíbrio estático.

Em casos em que os efeitos de subpressão são relevantes, pode-se adotar algumas soluções para que o equilíbrio das tensões seja atingido. Diante deste contexto, o foco deste trabalho de conclusão de curso é analisar a ocorrência dos efeitos de subpressão em um decantador presente no tratamento secundário de uma ETE situada em um balneário da região norte do estado de Santa Catarina e propor uma solução de estabilização baseada no uso de tirantes passivos.

## 1.2. OBJETIVOS DA PESQUISA

### 1.2.1. Objetivo geral

Apresentar uma solução baseada em tirantes passivos para combater possíveis problemas de soerguimento de um decantador presente no tratamento secundário de uma Estação de Tratamento de Esgoto (ETE), decorrente de subpressão oriunda da elevação do nível d'água.

### 1.2.2. Objetivos específicos

Para que seja alcançado o objetivo geral, este trabalho possui os seguintes objetivos específicos:

- Caracterizar as condições geológicas e geotécnicas em que o projeto está inserido;

- Determinar as ações estabilizantes e instabilizantes relacionadas ao caso estudado;
- Dimensionar os tirantes de forma a suportar os esforços gerados pela subpressão.

### 1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho se encontra organizado da seguinte forma:

**Capítulo 1:** Introdução e contextualização do leitor ao tema, bem como a definição dos objetivos e problemática, ambos necessários para alcançar o objetivo proposto.

**Capítulo 2:** Revisão bibliográfica onde é feita a apresentação conceitual sobre subpressão, tirantes e seus fatores relevantes.

**Capítulo 3:** Definição das características geológicas e geotécnicas da região e, da problemática que será abordada e estudada.

**Capítulo 4:** Análise de estabilidade, apresentação de uma opção de solução de estabilização e dimensionamento da solução e dos elementos envolvidos.

**Capítulo 5:** Conclusões sobre a solução apresentada durante o desenvolvimento deste trabalho.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

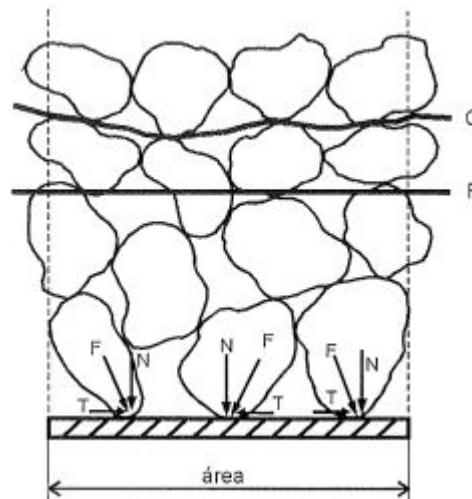
### 2.1. CONCEITOS E DEFINIÇÕES DE TENSÕES

#### 2.1.1. Tensão normal, cisalhante e oriunda do peso próprio

Para que seja facilitada a compreensão sobre a origem e os efeitos da subpressão em estruturas, primeiramente faz-se necessário uma básica compreensão sobre o que de fato são tensões, tensão total, efetiva e neutra, esta última também chamada de poropressão. Para tal, segue abaixo uma breve explicação baseada em Pinto (2006).

De maneira geral, um solo pode ser considerado como sendo composto por material particulado, ar e água. Pode-se considerar também que a força no solo é transmitida então, basicamente, pelo contato grão a grão, como apresentado na figura 1, variando conforme o índice de vazios, forma dos grãos e o percentual de água presente.

**Figura 1: Transmissão de carga grão a grão.**



Fonte: Pinto (2006).

Considerando, hipoteticamente, a existência de uma placa de área qualquer recebendo as cargas transmitidas pelos grãos, surge a definição de tensão como sendo o somatório das cargas incidentes em uma área determinada. A tensão normal é definida então como o somatório das tensões verticais aplicadas em uma área e; tensão cisalhante como sendo o somatório das tensões horizontais aplicadas

em uma área determinada, conforme apresentado nas equações (1) e (2) abaixo, respectivamente.

$$\sigma = \frac{\sum N}{A} \quad (1) \quad \tau = \frac{\sum T}{A} \quad (2)$$

Onde,

$\sigma$  = Tensão normal (kPa);

$\sum N$  = Somatório das cargas verticais gravitacionais (kN);

$\tau$  = Tensão cisalhante (kPa);

$\sum T$  = Somatório das cargas horizontais (kN);

$A$  = Área (m<sup>2</sup>).

Conforme Pinto (2006), quando se analisa o comportamento dos solos, as tensões causadas pelo peso próprio do solo são verticais e consideráveis, sendo calculadas relacionando o peso específico do solo, o volume ocupado pelo mesmo, e incidindo sobre uma área qualquer, como nas equações (3) e (4).

$$\sigma = \frac{\gamma n * V}{A} \quad (3) \quad \sigma = \gamma n * Z_n \quad (4)$$

Onde,

$\sigma$  = Tensão normal (kPa);

$\gamma n$  = Peso específico (kN/m<sup>3</sup>);

$V$  = volume (m<sup>3</sup>);

$A$  = Área (m<sup>2</sup>);

$Z_n$  = Altura da camada do solo (m).

E ainda, se houverem múltiplas camadas de solo, a tensão vertical será o somatório das tensões verticais de cada camada.

### 2.1.2. Poropressão

A tensão vertical causada pelo peso próprio do solo, analisada acima, foi estudada considerando uma camada de solo sem a presença de lençol freático. Quando há a presença de nível d'água, as camadas de solo abaixo deste nível

encontram-se em estado saturado, em que a água exerce influência sobre as tensões atuantes. Esta água, presente no interior dos vazios, estará sob pressão que depende apenas da profundidade em relação ao nível do lençol freático, sendo independente da porosidade do solo (PINTO, 2006). Esta pressão relacionada à presença de água na camada é chamada de poropressão, sendo ela o produto do peso específico da água pela altura alcançada pela água, conforme a equação (5), abaixo.

$$u = \gamma_w * Z_w \quad (5)$$

Onde,

$u$  = Poropressão ou pressão neutra (kPa);

$\gamma_w$  = Peso específico da água (kN/m<sup>3</sup>);

$Z_w$  = Altura de coluna d'água (m).

É importante salientar que a poropressão pode apresentar resultados negativos quando houver presença de capilaridade, uma particularidade que não será abordada neste trabalho.

### 2.1.3. Tensão efetiva

A tensão efetiva, que é a tensão de fato transmitida no contato grão a grão, ocasiona, quando sofre variações, todos os efeitos mensuráveis no solo, como compressão, distorção e resistência ao cisalhamento (PINTO, 2006). Segundo Handy e Spanger (2007), Terzaghi definiu a tensão efetiva como sendo diferença entre a tensão total e a poropressão, sendo considerada uma das mais importantes equações (6) da mecânica dos solos.

$$\bar{\sigma} = \sigma - u \quad (6)$$

Onde,

$\bar{\sigma}$  = Tensão efetiva (kPa);

$\sigma$  = Tensão total (kPa);

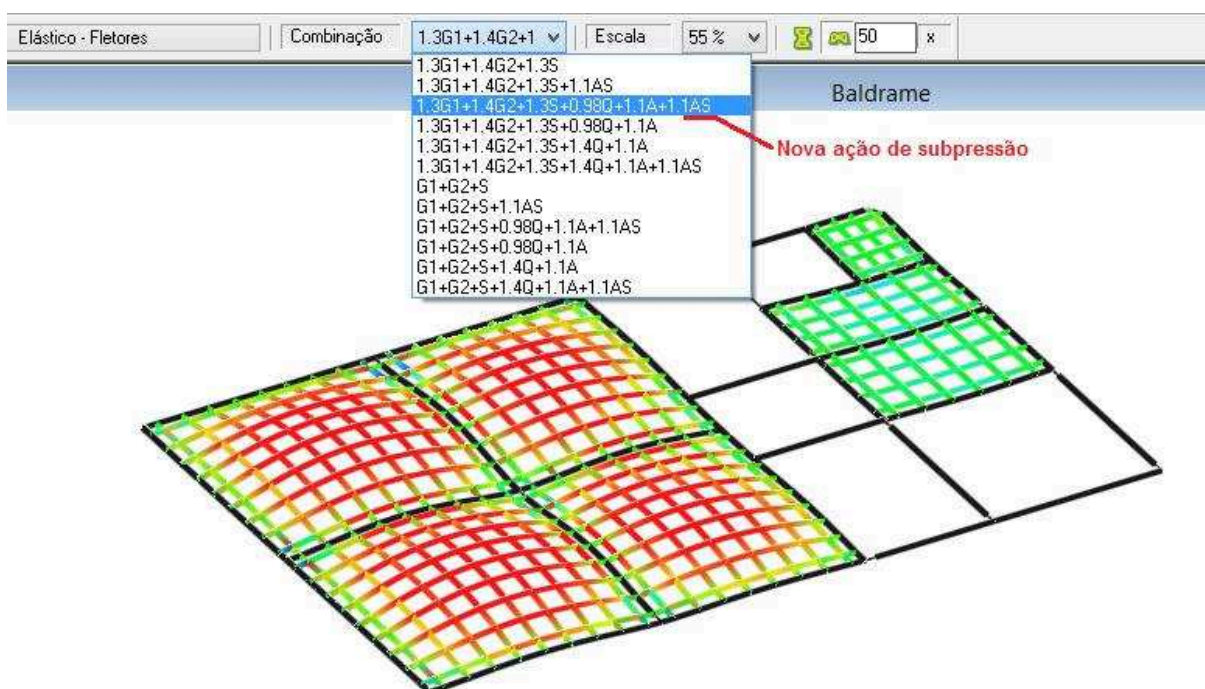
$u$  = Poropressão ou pressão neutra (kPa).



tirantes deve ser efetuada em uma massa de solo suficientemente pesada para que resista a tendência à flutuação.

De certa forma, o empuxo causado na base de uma estrutura pode inverter as tensões atuantes no interior da mesma, carregando negativamente a malha superior da laje, tornando tracionada uma região que antes se encontrava comprimida, conforme ilustrado na figura 3, onde as quatro lajes posicionadas à esquerda da planta se encontram sofrendo com os efeitos de subpressão, podendo ocasionar problemas estruturais caso as armaduras superiores não sejam dimensionadas prevendo a ocorrência de tais efeitos (SOUZA, 2014).

**Figura 3: Laje com armadura superior tracionada em decorrência dos efeitos de subpressão.**

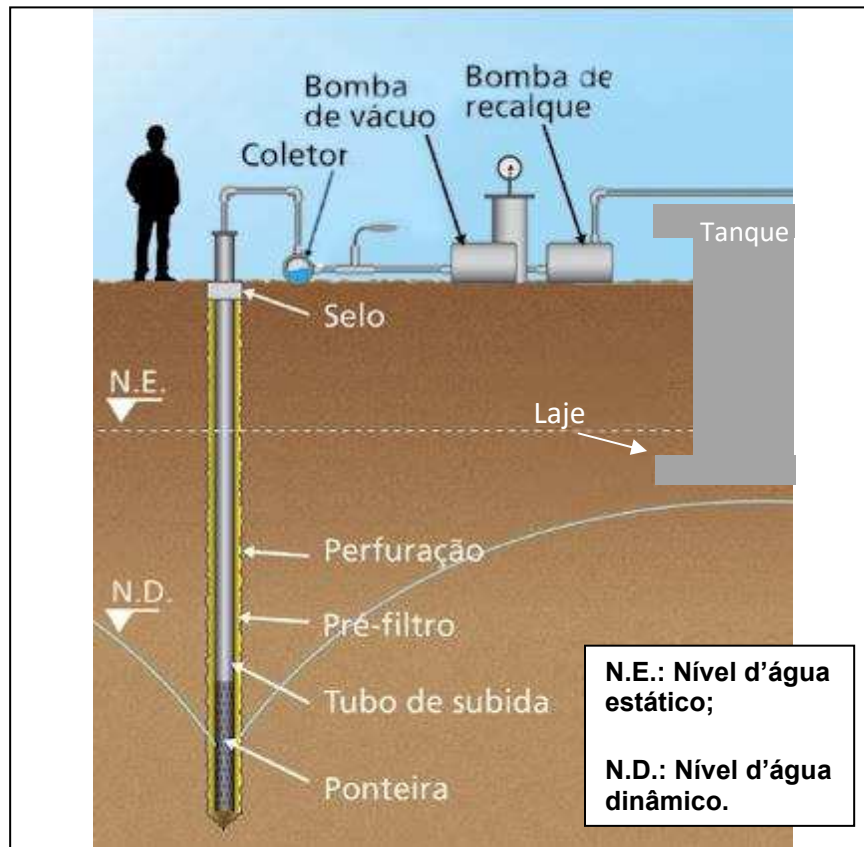


Fonte: Software EberickV9 - AltoQI.

Além das patologias estruturais que podem ocorrer em situações em que a armadura superior da laje sofra com efeitos da subpressão, como citado anteriormente, assentar uma estrutura abaixo do nível d'água (N.E.) pode levar à outras complicações e necessidades, como o uso de rebaixamento de lençol freático. A figura 4 esquematiza o processo de rebaixamento do lençol freático para obras enterradas, onde o equipamento de rebaixamento de lençol freático deve ser

dimensionado de modo que o nível d'água (N.D.) se mantenha abaixo da cota em que será executada a obra.

**Figura 4: Nível d'água abaixo da base do tanque decorrente da operação de um equipamento de rebaixamento de lençol freático.**



Fonte: Solotrat (2015).

### 2.2.2. Fatores de segurança (FS)

O emprego de coeficientes de segurança está fortemente relacionado ao nível de precisão dos dados e modelos empregados. Esta questão estende-se desde a coleta das amostras e se foram adquiridos por ensaio direto ou por correlações, até a confiabilidade do método de cálculo e outros tipos de incertezas que possam existir, como por exemplo, a impossibilidade do total conhecimento do perfil estratigráfico de um determinado terreno, ou então, como apresentado por Velloso e Lopes (2004), o fator de segurança (FS) reflete o grau de incerteza presente no evento sendo que, quanto maior a incerteza, menor será a confiabilidade.



De maneira geral, os fatores de segurança associados à análise do contato entre as estruturas e o solo, como em barragens por gravidade, contenções, entre outras soluções que podem sofrer com empuxos verticais e horizontais, envolvem aspectos como estabilidade ao deslizamento, ao tombamento e à flutuação (ICOLD/CBDB, 2001). Pelo fato da estrutura estudada neste trabalho estar parcialmente enterrada, sofrendo carregamento lateral homogêneo ao longo de todo o perímetro, desconsidera-se a possibilidade de ocorrência de deslizamento e tombamento, sendo necessário então, calcular o fator de segurança à flutuação.

Segundo Volkmer (2011), o fator de segurança à flutuação pode ser calculado com base na equação (7), podendo-se, em geral, desconsiderar o atrito lateral.

$$FSF = \frac{\sum N}{\sum u} \quad (7)$$

Onde,

$FSF$  = Coeficiente de Segurança à Flutuação;

$\sum N$  = Somatório das cargas verticais gravitacionais (kN);

$\sum u$  = Somatório das cargas verticais oriundas da poropressão (kN).

E conforme proposto por Terzaghi e Peck (1967), pode-se considerar como coeficiente global mínimo de segurança para subpressão/levantamento de fundo, entre 1,5 e 2,5; onde 2,5 é um valor aplicado em condições normais de serviço e 1,5 é usado em análises baseadas em condições de carregamento máximo e obras provisórias.

### 2.3. DIMENSIONAMENTO DAS CARGAS

Para a análise das cargas envolvidas em estruturas de concreto, a NBR 6120/1980 as classifica como sendo cargas permanentes, ou acidentais, onde são consideradas permanentes, as cargas oriundas do peso próprio da estrutura e dos elementos auxiliares permanentes que a compõe. E ainda, a NBR 6118/2003 considera que ações permanentes são valores que permanecem praticamente constantes por toda a vida.

São consideradas cargas acidentais, segundo NBR 6120/1980, as cargas atuantes sobre a estrutura de forma não permanente.

A NBR 8681/2002 cita como exemplos de cargas permanentes, o peso próprio da estrutura, sobrecargas permanentes, empuxos, protensão e etc. E ainda, como exemplos de cargas acidentais, ou variáveis, cita sobrecargas variáveis, impactos, ventos e etc.

### 2.3.1. Peso da estrutura

Conforme NBR 6118/2003, para o cálculo do peso próprio da estrutura de concreto é necessário levar em consideração o peso específico do mesmo, que multiplicada pelo volume de concreto, resulta no peso da estrutura, conforme equação (8).

$$P_{est} = V_{conc} * \gamma_{conc} \quad (8)$$

Onde,

$P_{est}$  = Peso da estrutura (kN);

$V_{conc}$  = Volume de concreto na estrutura (m<sup>3</sup>);

$\gamma_{conc}$  = Peso específico do concreto (kN/m<sup>3</sup>).

### 2.3.2. Peso do efluente

O peso do efluente pode ser calculado relacionando o volume interno do decantador, considerando a altura do efluente, e a densidade do efluente, conforme a equação (9) abaixo.

$$P_{efl} = V_{int} * \gamma_{efl} \quad (9)$$

Onde,

$P_{efl}$  = Peso do efluente (kN);

$V_{int}$  = Volume interno efetivo do decantador (m<sup>3</sup>);

$\gamma_{efl}$  = Peso específico do efluente (kN/m<sup>3</sup>).

### 2.3.3. Peso total da estrutura

O peso total pode ser calculado então, somando o peso da estrutura de concreto com o peso do efluente e o peso dos equipamentos, conforme equação (10).

$$P_{total\ est} = P_{est} + P_{efl} + P_{equip} \quad (10)$$

Onde,

$P_{est}$  = Peso da estrutura (kN);

$P_{efl}$  = Peso do efluente (kN);

$P_{equip}$  = Peso dos equipamentos auxiliares (kN);

$P_{total\ est}$  = Peso total da estrutura (kN).

### 2.3.4. Empuxo hidrostático

O empuxo hidrostático pode ser calculado através da multiplicação da poropressão pela área em que ela incide, conforme (11).

$$E = u * A \quad (11)$$

Onde,

$E$  = Empuxo hidrostático (kN);

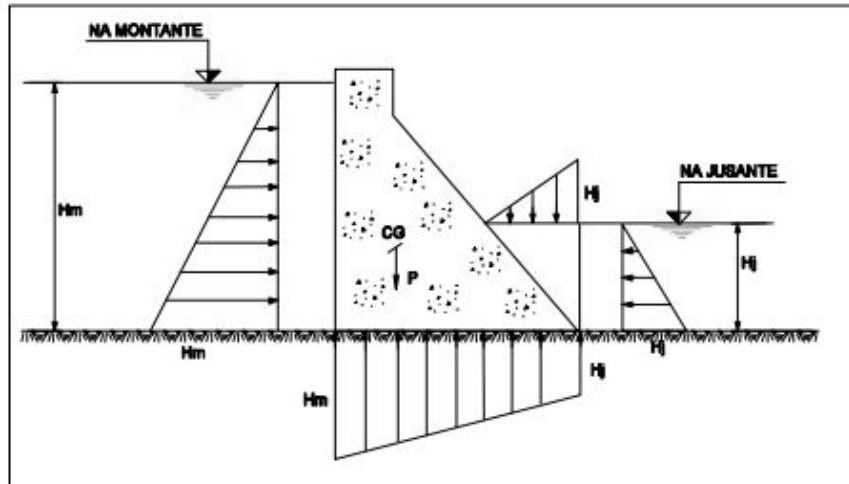
$u$  = Poropressão ou pressão neutra (kPa);

$A$  = Área em que incide a poropressão (m<sup>2</sup>).

### 2.3.5. Diagrama de tensões

Conforme ELETROBRÁS (2003), o diagrama de tensões que representa as ações de subpressão possui dimensões e características fortemente influenciadas pela tensão hidrostática a montante e a jusante da barragem. Na figura 5 é representada a distribuição de tensões hidrostáticas em barragens por gravidade.

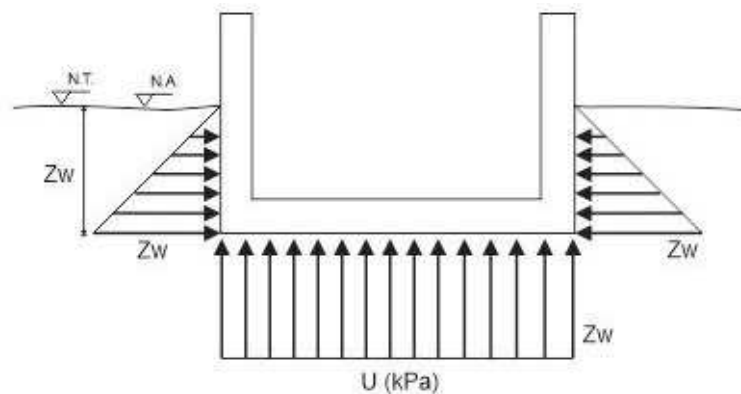
**Figura 5: Distribuição de tensões hidrostáticas em barragens por gravidade.**



Fonte: ELETROBRÁS (2003).

Seguindo a mesma ideia apresentada em ELETROBRÁS (2003), como o nível d'água considerado neste trabalho tende a ser o mesmo, tanto a montante ( $H_m$ ) quanto a jusante ( $H_j$ ), será considerada a atuação de uma distribuição retangular, com altura ( $Z_w$ ), onde  $H_m = H_j = Z_w$ , como representado na figura 6.

**Figura 6: Distribuição de tensões hidrostáticas no decantador.**



Fonte: Autor.

## 2.4. TIRANTES

### 2.4.1. Conceito

Schnabel Junior (1982) define tirantes como sendo estruturas de ancoragem cujo objetivo é tornar o solo estável, onde a ancoragem feita no interior do solo é a peça chave de cada tipo de tirante.

Para Corsini (2011), os tirantes são elementos compostos por fios, cabos, cordoalhas ou monobarras que possuem a capacidade de resistir e transferir cargas de tração à cortina atirantada, que são estruturas de concreto armado, cujo objetivo é conter o terreno.

Conforme More (2003), o atirantamento é feito por meio de ancoragem em maciço de solo ou rocha, em furos contendo em seu interior um elemento estrutural resistente aos esforços de tração, onde o bulbo de ancoragem é feito através da injeção de calda de cimento sob pressão. Dessa forma, a parte do tirante que se encontra inserida no solo possui a função de se ancorar ao solo, enquanto a parte externa do tirante possui a função de transferir a carga do sistema ao muro.

De maneira geral, os tirantes são soluções empregadas quando há a possibilidade de ocorrência de ações instabilizantes relevantes, aumentando a resistência ao cisalhamento do solo, ou acrescentando uma força tangencial à linha de ruptura (VELLOSO e LOPES, 2004).

O sistema de atirantamento pode ser utilizado como solução temporária ou permanente. Conforme presente na NBR 5629/2006, tirante temporário, ou provisório, é aquele destinado por um tempo menor que 2 anos; enquanto o tirante permanente é aquele destinado ao uso por um período maior que 2 anos. A opção de escolha entre o uso de tirantes provisórios ou permanentes é do proprietário da obra, porém quando for necessária a utilização de tirante temporário por mais de 2 anos, é de responsabilidade do mesmo tomar as medidas necessárias para garantir a segurança da obra.

Quando temporários, são utilizados em casos cujas escavações possuem limitação de área, a fim de não afetar instalações muito próximas à área escavada.

Quando permanentes, são muito utilizados em estabilização de taludes e muros de contenção (STROM e EBELING, 2001).

Para Hachich et al. (1998), a elevação dos custos e as dificuldades de execução de escavações com áreas cada vez mais limitadas, fazem dos tirantes uma alternativa econômica de estabilização. Outra vantagem de utilizar tirantes é a possibilidade do emprego de protensão, chamado de tirante ativo. O emprego de tirantes sem protensão é chamado tirante passivo. Como desvantagem, Hachich et al. (1998) cita o fato de não ser possível sua reutilização, em casos de tirantes provisórios, e não ser possível sua remoção, podendo se tornar uma interferência significativa em casos de ampliações de ocupação de áreas adjacentes.

#### 2.4.2. Tipos

A NBR 5629/2006 classifica os tirantes como sendo:

- **Tirante injetado:** Possui como componente principal um ou mais elementos resistentes à tração, que são introduzidos no terreno em perfuração própria, nas quais por meio de injeção de calda de cimento (ou outro aglutinante) em parte dos elementos, forma um bulbo de ancoragem que é ligado à estrutura através do elemento resistente à tração e da cabeça do tirante;
- **Tirante reinjetável:** Aquele que permite injeções adicionais após sua instalação;
- **Tirante não injetável:** Aquele que não permite injeções adicionais após sua instalação.

Os tirantes acima podem ter a seção individual composta por fio, barra ou cordoalha.

#### 2.4.3. Abordagem:

Strom e Ebeling (2001) sugerem uma abordagem em 7 passos, após a escolha do tipo de tirante a ser empregado, iniciando pela determinação dos requisitos de projeto; pela exploração do solo e caracterização da solução conforme

necessidade de projeto; seleção das cargas e análise das combinações de projeto; projeto do sistema estrutural baseado em normas e práticas reconhecidas de projeto; análise do projeto considerando a análise apropriada das cargas de solo envolvidas, análise de capacidade, estabilidade de talude, interação solo-estrutura e análise de corrosão; preparação dos relatórios e memorial de cálculo demonstrando que o sistema garante o atendimento às especificações técnicas e os objetivos de desempenho a curto e longo prazo; teste de carga e monitoramento do desempenho do sistema.

#### **2.4.4. Normas técnicas envolvidas na execução de tirantes**

A norma NBR 5629/2006 objetiva determinar atividades e parâmetros mínimos necessários para a execução de tirantes ancorados e para tal apresenta, entre outros requisitos, uma lista de normas obrigatórias e complementares, que devem ser seguidas durante a execução dos mesmos. As normas a serem observadas são:

- **NBR 6502:1995** – Rochas e Solos – Terminologia
- **NBR 7480:2007** – Barras e Fios de Aço Destinados a Armaduras para Concreto Armado – Especificação
- **NBR 7482:2008** – Fios de Aço para Concreto Protendido – Especificação
- **NBR 7483:2008** – Cordoalhas de Aço para Concreto Protendido – Especificação
- **NBR 7681:2013** – Calda de Cimento para Injeção - Especificação

Caso os tirantes sejam de material diferente do aço, este deve ser dimensionado conforme orientações e critérios de uma instituição idônea.

#### **2.4.5. Critérios de projeto**

Para Hachich et al. (1998), quando elaborado o projeto de tirantes, é importante considerar a influência dos mesmos em estruturas adjacentes, pois recalques podem ser provocados pelas perfurações, pode ocorrer o soerguimento do solo decorrente da injeção de material e, além disso, pode ocorrer também a

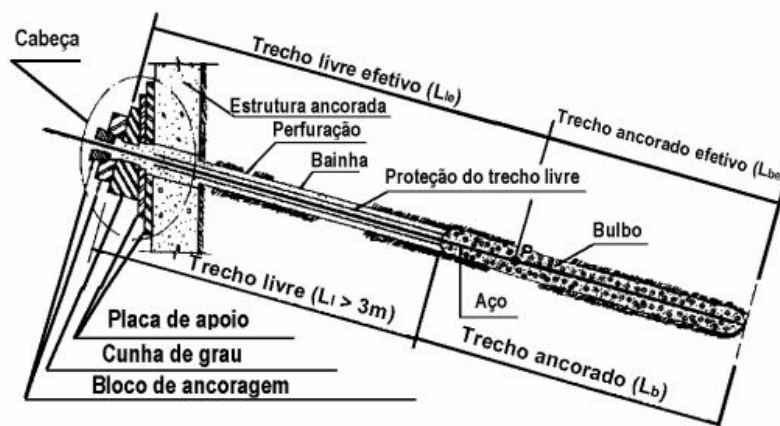
introdução, em fundações de estruturas vizinhas, de cargas horizontais. Por este motivo, muitas vezes se faz necessária a autorização dos vizinhos para a execução dos tirantes.

Hachich et al. (1998) destacam ainda que os tirantes podem ser divididos basicamente em: cabeça, comprimento livre e comprimento ancorado, também conhecido como bulbo.

Como ilustrado na figura 7, é possível verificar que a cabeça é constituída por elementos que atuam com o objetivo de escorar a estrutura no tirante. As placas de apoio são responsáveis por transmitir as tensões à estrutura, podendo ser uma ou mais, e com dimensões convenientes (MORE, 2003).

Segundo More (2003), a cunha de grau visa permitir o alinhamento do tirante à cabeça. O bloco de ancoragem pode ser constituído por porca, cunha ou botões. As porcas são utilizadas quando o tirante for de barra, possuindo rosca; as cunhas ou botões, quando tirantes de fios ou cordoalhas múltiplas.

**Figura 7: Elementos do tirante.**



Fonte: Hachich et al. (1998).

Segundo consta na NBR 5629/2006, a ancoragem do tirante ao solo deve ser feita somente através do bulbo de ancoragem, elemento geralmente formado por calda de cimento sob pressão.



O comprimento livre (LI) é o elemento responsável por conectar o bulbo de ancoragem à cabeça. Conforme a NBR 5629/2006, em cortinas atirantadas esse comprimento deve ser maior que 3m. Hachich et al. (1998) cita que, em situações de uso de tirantes em efeitos de subpressão, o comprimento livre deve ser maior que 1m.

#### 2.4.5.1. Dimensionamento conforme a NBR 5629/2006.

- **Dimensionamento da seção do aço:**

A seção do aço deverá ser dimensionada baseada a partir do esforço máximo a que o mesmo será submetido, tomando-se como tensão admissível:

$$\text{Tirante permanente: } \sigma_{adm} = \left( \frac{f_{yk}}{1,75} \right) * 0,9 \quad (12)$$

$$\text{Tirante provisório: } \sigma_{adm} = \left( \frac{f_{yk}}{1,50} \right) * 0,9 \quad (13)$$

Onde,

$\sigma_{adm}$  = Tensão admissível (MPa);

$f_{yk}$  = Resistência característica do aço à tração (MPa).

No caso de tirantes com elementos de aço, a seção individual de cada barra, fio ou cordoalha não deve ser inferior a 50 mm<sup>2</sup>. More (2003) afirma que 1,75 e 1,50 são os fatores de segurança contra o arrancamento quando tirante permanente ou provisório, respectivamente.

- **Dimensionamento do comprimento ancorado (Bulbo):**

O dimensionamento do bulbo no que diz respeito ao comprimento ancorado ( $L_b$ ) e ao perímetro do mesmo ( $U$ ) está fortemente relacionado à resistência à tração ( $T$ ) da ancoragem e pode ser estimada conforme o tipo de solo:

$$\text{Em solos arenosos: } T = \sigma'_z * U * L_b * K_f \quad (14)$$

$$\text{Em solos argilosos: } T = \alpha * U * L_b * S_u \quad (15)$$

Onde:

$\sigma'_z$  = Tensão efetiva no ponto médio da ancoragem;

$L_b$  = Comprimento ancorado;

$U$  = Perímetro médio da seção transversal na coragem;

$K_f$  = Coeficiente de ancoragem indicado na tabela 1;

$\alpha$  = Coeficiente redutor da resistência ao cisalhamento;

$S_u$  = Resistência ao cisalhamento não drenado do solo argiloso.

**Tabela 1: Coeficiente de ancoragem  $K_f$**

SOLO	CAPACIDADE		
	Fofa	Compacta	Muito compacta
Silte	0,1	0,4	1,0
Areia fina	0,2	0,6	1,5
Areia média	0,5	1,2	2,0
Areia grossa e pedregulho	1,0	2,0	3,0

Fonte: NBR 5629/2006.

Sobre o parâmetro  $\alpha$ , a referida norma recomenda que sejam adotados:

- Para  $S_u \leq 40$  kPa,  $\alpha = 0,75$ ;
- Para  $S_u \geq 100$  kPa,  $\alpha = 0,35$ ;

Quando entre estes dois valores de resistência não drenada ( $S_u$ ), deve-se interpolar linearmente para obtenção de  $\alpha$ .

- **Limitações de ancoragem:**

Em certos tipos de solo não é permitida a utilização de atirantamento, os quais:

- a) solos orgânicos moles;
- b) aterros ou solos coesivos, com  $N_{spt} \leq 4$ ;
- c) aterros sanitários.

#### 2.4.5.2. Dimensionamento conforme Ebeling et al. (2002).

Um dos métodos empíricos usados para o dimensionamento preliminar do comprimento de ancoragem foi proposto por Ebeling et al. (2002), em que, ao final do dimensionamento, deve-se ter sua capacidade de ancoragem comprovada em prova de carga.

- **Dimensionamento do comprimento ancorado (Bulbo):**

O comprimento ancorado ( $L_b$ ) é baseado na relação entre a equação (16) e equação (17), sendo então calculado conforme equação (18), abaixo.

$$TF = \frac{TF \text{ \acute{u}lt}}{FS} \quad (16)$$

$$L_b = \frac{TF \text{ \acute{u}lt}}{RLT \text{ \acute{u}lt}} \quad (17)$$

$$L_b = \frac{TF * FS}{RLT \text{ \acute{u}lt}} \quad (18)$$

Onde,

$TF$  = Carga de tração de trabalho do tirante (kN);

$TF \text{ \acute{u}lt}$  = Carga de resistência última (kN);

$FS$  = Fator de segurança contra arrancamento;

$L_b$  = Comprimento de ancoragem;

$RLT \text{ \acute{u}lt}$  = Estimativa de transferência última de carregamento conforme característica de solo.

Enquanto que More (2003) sugere 1,75 e 1,5 como fatores de segurança contra arrancamento de tirantes, Ebeling et al (2002) propõe a utilização de um fator de segurança na ordem de 2, enquanto a resistência  $TF \text{ \acute{u}lt}$  é fornecida como especificação do produto, variando conforme o tipo de tirante e fabricante.

O  $RLT \text{ \acute{u}lt}$  é obtido através de tabelas, como a tabela 2 abaixo, apresentada por Sabatini et al. (1999) *apud* Strom e Ebeling (2001) estimando os valores últimos

de transferência de carga em solos, variando conforme o tipo de solo, sua densidade e resistência à penetração através do ensaio SPT,  $N_{SPT}$ . É importante salientar que os valores presentes na tabela 2 devem ser confirmados através de provas de carga em campo.

**Tabela 2: Estimativa de transferência última de carga ( $RLT_{últ}$ ) para projeto preliminar de Tirante de pequeno diâmetro, concretado sob gravidade, de ancoragem em solos.**

Tipo de solo	Densidade relativa / Consistência (Intervalo NSPT) <sup>1</sup>	RLT <sub>últ</sub>
		kN/m
Areia e Pedregulho	Fofo (4-10)	145
	Média densidade (11-30)	220
	Denso (31-50)	290
Areia	Fofo (4-10)	100
	Média densidade (11-30)	145
	Denso (31-50)	190
Areia e silte	Fofo (4-10)	70
	Média densidade (11-30)	100
	Denso (31-50)	130
Silte / mistura de Siltes / mistura de Argilas com pouca plasticidade ou areias finas micáceas	Rija (10-20)	30
	Dura (21-40)	60

<sup>1</sup> Valores de SPT são corrigidos em função das tensões advindas de sobrecargas

Fonte: Sabatini et al (1999) *apud* Strom e Ebeling (2001).

#### 2.4.5.3. Sistemas de proteção mediante agressividade do meio

Segundo NBR 5629/2006, a proteção contra agressividade do meio tem como objetivo garantir que o tirante não seja comprometido durante sua vida útil, evitando principalmente a corrosão do aço.

O tipo de proteção depende do grau de agressividade do solo, sendo classificado por NBR 5629/2006 como proteções classe 1, 2 e 3.

- **Proteção classe 1:** Quando meio muito agressivo e tirantes permanentes ou provisórios, ou quando meio medianamente agressivo e tirantes permanentes. Este tipo de proteção exige a utilização de barreira física, sendo o cimento um exemplo desse tipo de barreira. Além disso, o comprimento de ancoragem deve ser revestido por tubo plástico corrugado ou tubo metálico com espessura maior ou igual a 4 mm.

Os elementos presentes no trecho livre devem ser envolvidos por graxa anticorrosiva e duto plástico. Após a protensão, deve-se injetar calda de cimento.

- **Proteção classe 2:** Quando meio medianamente agressivo e tirante provisório, ou meio não agressivo e tirante permanente. O trecho livre possui a mesma proteção da classe 1. O trecho ancorado deve possuir recobrimento mínimo de 2 cm e centralizadores.

- **Proteção classe 3:** Quando meio não agressivo e tirante provisório. O trecho livre é protegido por duto plástico. O trecho de ancoragem é protegido por calda de cimento ou argamassa injetada e possui componentes centralizadores.

#### 2.4.5.4. Dimensionamento da protensão ( $T_{\text{protensão}}$ )

Objetivando diminuir os deslocamentos da estrutura, a protensão exerce sobre o tirante uma tensão de tração, aplicando na estrutura um carregamento antes mesmo das cargas oriundas do solo (MORE, 2003).

Segundo a NBR 5629/2006, no caso de cimento, a protensão só deve ser aplicada ao tirante após 7 dias de cura da calda.

A carga de protensão para obras em geral, tratada como sendo uma carga de incorporação por NBR 5629/2006, deve ser definida no projeto, estando entre o intervalo de 80% a 100% da carga de trabalho do tirante.

#### **2.4.6. Exemplos de emprego de tirantes em lajes de subpressão**

Como já comentado, os tirantes podem ser empregados em lajes que sofrem com tensões de subpressão, que são oriundas do empuxo causado pela elevação do nível d'água. Para ilustrar o uso da solução de atirantamento para contrapor as tensões de subpressão, segue abaixo dois exemplos.

##### **2.4.6.1. Museu da Imagem e do Som, Rio de Janeiro**

O Museu da Imagem e do Som (figura 8) é uma edificação de arquitetura impactante e concepção singular, possuindo cerca de 9,8 mil m<sup>2</sup> de área construída, sendo sete andares acima da superfície e dois andares no subsolo (PINI, 2014).

***Figura 8: Fachada do Museu da Imagem e do Som.***



Fonte: PINI, 2014.

Segundo PINI (2014), as fundações foram o maior desafio da obra devido aos problemas encontrados. Entre outros desafios, o de executar dois pavimentos

abaixo da cota da rua, em solo arenoso e com presença de lençol freático, acarretou em uma grande dificuldade na execução do estaqueamento abaixo da laje de subpressão, ainda que com equipamento de rebaixamento instalado. Devido à grande pressão da água sob a laje, ao iniciar a execução das estacas, houve o extravasamento de água através do tubo de instalação das estacas (figura 9), inviabilizando esta solução de projeto.

**Figura 9: Extravasamento da água pelo tubo de instalação das estacas.**



Fonte: PINI (2014).

O projeto então foi alterado e a solução de estacas foi substituída por 165 tirantes autoinjetáveis, evitando o soerguimento da laje.

#### 2.4.6.2. Aquário Ceará

A construção deste aquário irá ocorrer na cidade de Fortaleza – CE. Possui área construída de 4.252.043 m<sup>2</sup> e, se considerar o somatório de todos os 21 aquários, armazenará cerca de 15 milhões de litros (CABUS, 2013). Na figura 10 é apresentado o projeto da arquitetura da edificação.

**Figura 10: Arquitetura da edificação.**



Fonte: Cabus (2013).

Segundo Cabus (2013), o projeto geotécnico foi baseado na utilização de 498 tirantes distribuídos em duas linhas de tirantes, para contenção provisória do subsolo e 1200 chumbadores Dywidag de 36mm de diâmetro e 8,50m de comprimento para a estabilização da laje sob tensão de subpressão.

Nas figuras 11 e 12 são apresentadas a preparação da laje de subpressão e a aplicação do tirante na mesma, respectivamente.

**Figura 11: Preparação da laje de subpressão.**



Fonte: Cabus (2013).



**Figura 12: Aplicação dos tirantes na laje de subpressão.**



Fonte: Cabus (2013).

### 3. ESTUDO DE CASO

#### 3.1. PROBLEMÁTICA

Em uma ETE, o decantador presente no tratamento secundário possui uma função importante, sendo responsável pela separação do lodo e da água por meio da decantação, após a passagem pelo reator tipo UASB, outro equipamento da estação de tratamento de efluentes.

Por uma questão de projeto, onde objetiva-se aproveitar ao máximo a gravidade para promover o deslocamento do efluente, o decantador será executado com sua base em contato direto com o solo e abaixo da superfície, sofrendo com possível empuxo oriundo da presença do lençol freático.

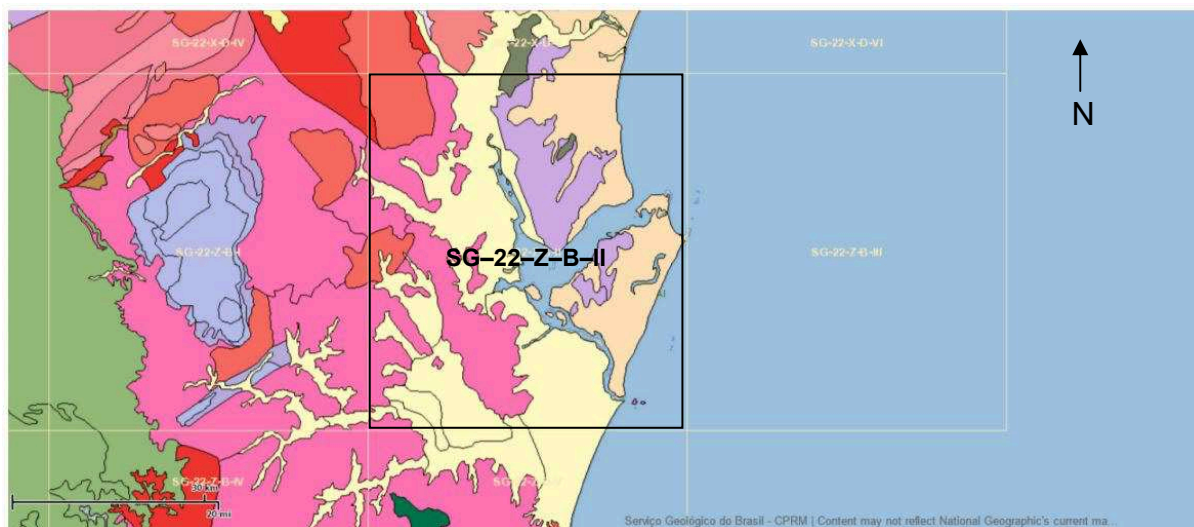
Durante a maior parte de sua vida útil, o decantador se mantém com peso próprio elevado, decorrente da sua operação e utilização. Porém, assim como toda e qualquer estrutura, ou equipamento, se faz necessária algumas mudanças e manutenções. Em situações em que houver a necessidade do esvaziamento do decantador, se seu peso próprio for menor que o empuxo, o mesmo poderá ser soerguido, principalmente em casos de elevação do nível d'água. Situação similar poderá ocorrer no período entre a pós-cura do concreto e o início das operações.

#### 3.2. CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS REGIONAIS

O mapa de geodiversidade do Brasil, um trabalho conduzido pela CPRM, está inserido num projeto de desenvolver mapas temáticos brasileiros como ferramenta de planejamento aos diversos segmentos da sociedade brasileira (BRASÍLIA, 2006).

A figura 13, obtida através do banco de dados GEOBANK (2004), apresenta o mapa SG-22-Z-B-II de geodiversidade com o mapa temático litoestratigráfico, onde está inserida a região foco deste trabalho.

**Figura 13: Mapa litoestratigráfico da região de estudo.**



Fonte: GEOBANK (2004).

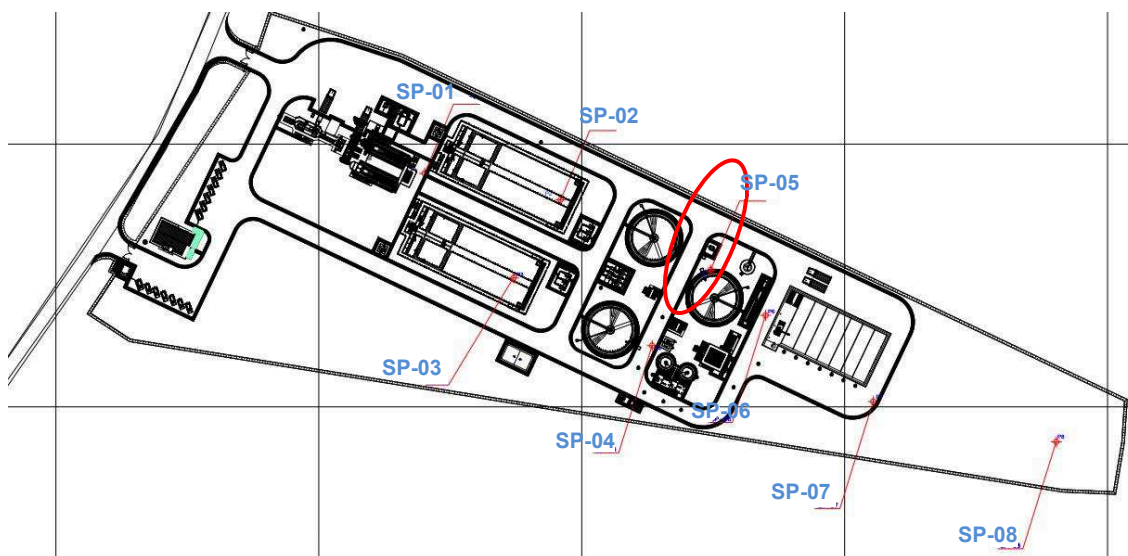
Conforme GEOBANK (2004) a região analisada é constituída de um depósito aluvionar com areias e cascalhos como litotipos primários e, argilas, siltes e turfacenozóicos como secundários. Os materiais encontram-se inconsolidados e tem espessura variável. O relevo apresenta traços marcadamente flúvio-lacustre, e os sedimentos tem porosidade alta (maior que 30%). GEOBANK (2004) também afirma que a região é datada da era cenozóica, o que define como sendo terreno geologicamente recente, em processo de formação. É formada por sedimentos aluvionares inconsolidados constituídos por seixos, areias finas a grossas, com níveis de cascalhos, lentes de material silto-argiloso e restos de matéria orgânica, relacionados a planícies de inundação, barras de canal e canais fluviais atuais e podendo haver a ocorrência de matacões (GEOBANK, 2004).

### 3.3. CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS LOCAIS

Para uma análise geotécnica mais específica da região onde será construída a estação de tratamento foi feito um plano de sondagem para geração de um perfil estratigráfico do terreno e obtenção de estimativas de resistência do solo.

As sondagens foram feitas através do equipamento SPT. A figura 14 ilustra o local dos 8 pontos de sondagens executados no terreno.

**Figura 14: Pontos de sondagem SPT.**



Fonte: Projeto da ETE do município "X".

As informações geotécnicas que serão consideradas para a análise do decantador secundário foram obtidas através da sondagem no ponto SP-05, circulado na figura 14. O boletim da sondagem, que segue abaixo, na figura 15, apresenta 0,05m de camada vegetal, seguido de aproximadamente 18,00m de areia fina, mediamente compacta a compacta, variando entre coloração amarela e branca. A resistência à penetração SPT é superior a 10 golpes e com tendência de crescimento com a profundidade. O laudo ainda indica o nível d'água a 2,10m abaixo da superfície.

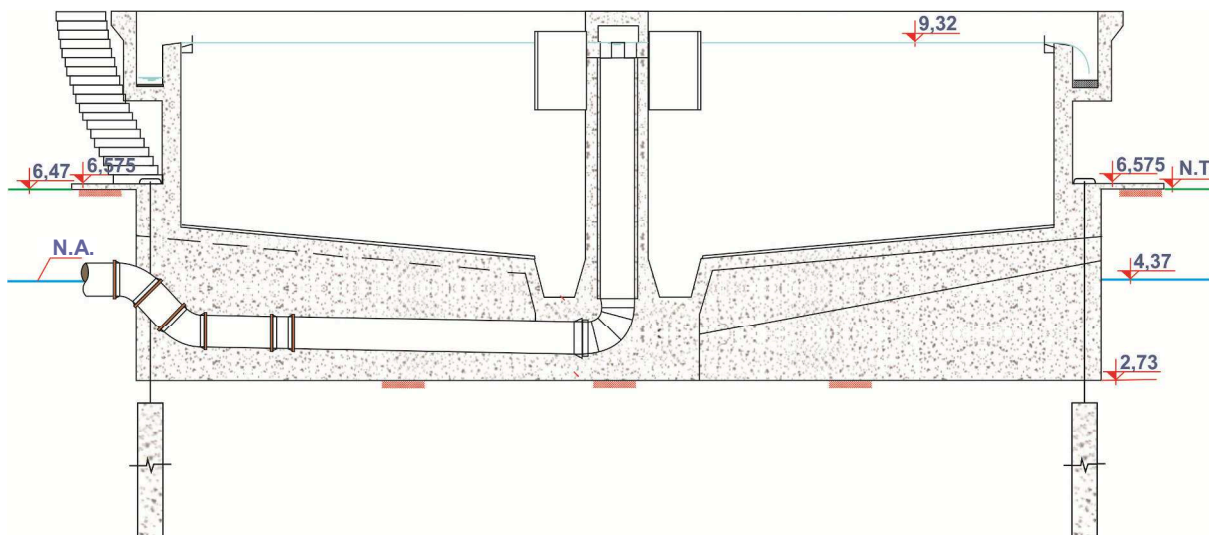
Figura 15: Boletim de sondagem SPT.

PERFIL DE SONDAÇÃO SP-05										01/01					
NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF. (m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg						DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL		
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50						
	①	12	14								0,00 - 0,05 m: CAMADA VEGETAL.				
	②	09	10								0,05 - 8,83 m: AREIA FINA, MEDIAMENTE COMPACTA Á COMPACTA, AMARELA.				
	③	11	14												
	④	12	13												
	⑤	13	16												
	⑥	18	20												
	⑦	26	18												
	⑧	16	22												
	⑨	21	25								8,83 - 19,89 m: AREIA FINA, COMPACTA, BRANCA.				
	⑩	19	23												
	⑪	23	25												
	⑫	24	26												
	⑬	26	28												
	⑭	27	29												
	⑮	30	32												
	⑯	35	33												
	⑰	34	36												
	⑱	36	38												
	⑲	38	44												
	⑳	-	-								LIMITE DA SONDAÇÃO: 19,89 m CONFORME NBR - 6484				
	㉑	-	-												
CLIENTE:															
OBRA/LOCAL:										SONDADOR: ANDERSON					
DATA INÍCIO: 07/11/12					DATA TÉRMINO: 08/11/12										
LAVAGEM POR TEMPO			AVANÇO TRADO:		1,00 m		ESCALA: 1:100								
TEMPO (min.):		AVANÇO (m):		AVANÇO REVESTIMENTO:		1,50 m		NÍVEIS D'ÁGUA							
10		00		FUGA D'ÁGUA COM:		-		INICIAL:							
10		00		USO BENTONITE:		0,00 - 19,89 m		01 HORA:							
10		00		MOTIVO DO TÉRMINO:		24 HORAS: 2,10m									
CONVENÇÕES:			camada resistentes.				RESP. TÍC.:								
SO: Solo Orgânico AT: Aterro															
SS: Solo Superficial AL: Solo Aluvionar CV: Camada Vegetal SA: Solo alteração															

Fonte: Projeto da ETE do município "X".

A figura 16 ilustra o posicionamento do decantador em relação à superfície (N.T.) e o nível d'água (N.A.) obtido no ensaio SPT, bem como o posicionamento dos tirantes.

**Figura 16: Ilustração do posicionamento do decantador e dos tirantes.**



Fonte: Autor.

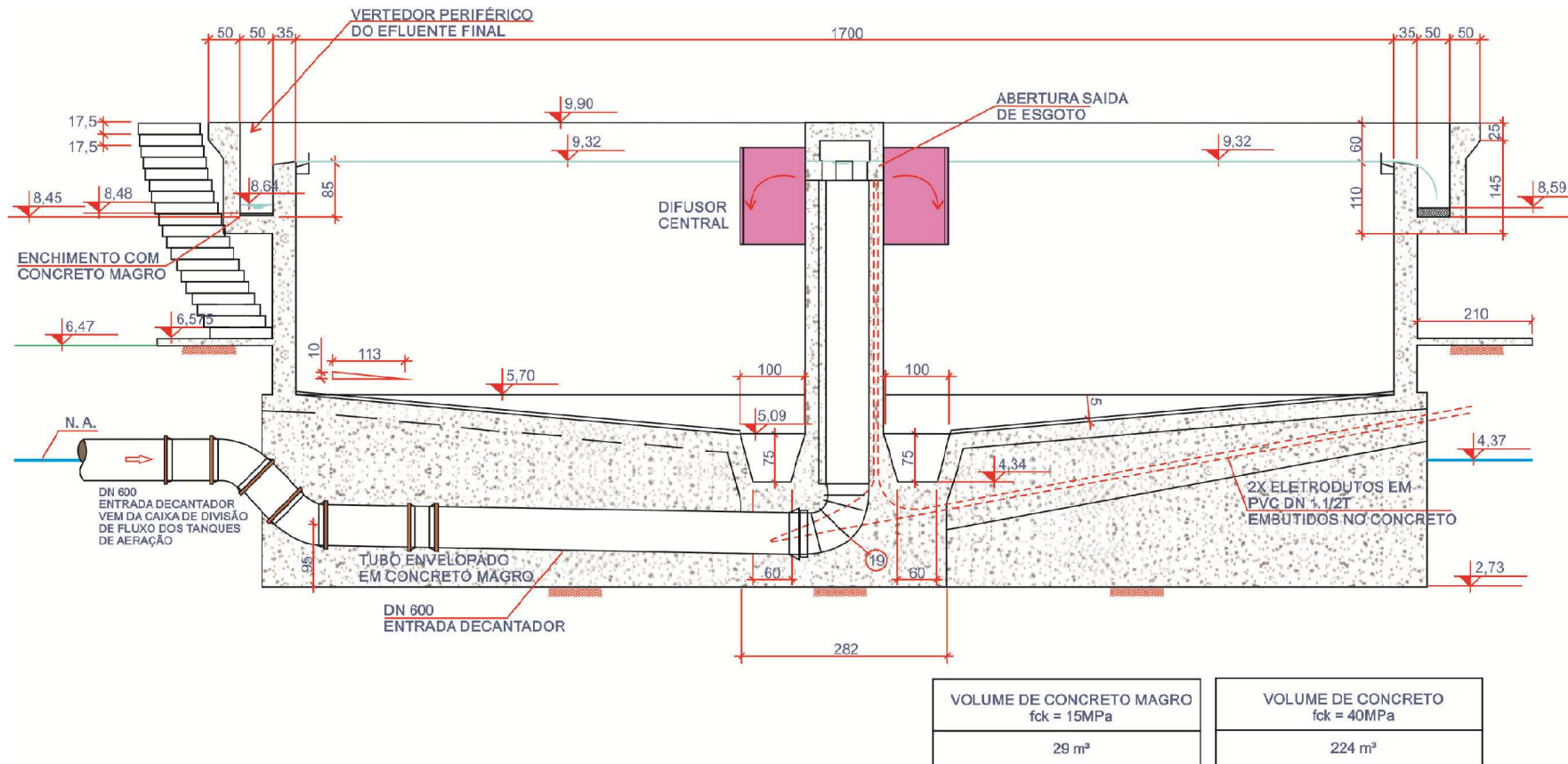
## 4. DIMENSIONAMENTO DA SOLUÇÃO

### 4.1. CARACTERÍSTICAS DO DECANTADOR

Como é possível observar na figura 17 (projeto do decantador secundário), o equipamento possui 17,00m de diâmetro interno, 19,70m externo e 18,70m de diâmetro de base, uma altura útil de efluente de 3,60m, volume de concreto magro ( $f_{ck} = 15\text{MPa}$ ) de  $29,00\text{m}^3$  e volume de concreto ( $f_{ck} = 40\text{MPa}$ ) de  $224,00\text{m}^3$ .

A superfície do terreno está na cota 6,47m e a base do decantador se encontra abaixo da superfície, na cota 2,73m. Ou seja, o nível d'água está a 2,10m de distância da superfície e a base do equipamento está a 3,74m de distância, também da superfície, estando então, 1,64m submerso, o que remete à ocorrência de efeitos de subpressão.

Figura 17: Projeto do decantador secundário.



Fonte: Projeto da ETE do município "X".



## 4.2. ESFORÇOS ENVOLVIDOS

Para o dimensionamento da solução, primeiramente faz-se necessário a consideração das eventuais variações de carga, tanto da estrutura, quanto referente à variação do nível do lençol freático.

De maneira genérica, em um caso de um tanque parcialmente submerso, sendo esta uma situação similar à estudada, existem ao menos 9 combinações de situações, após a cura do concreto, em que se deve analisar as cargas envolvidas.

Primeiramente deve-se analisar os tipos de cargas referentes à estrutura, conforme segue abaixo.

- Menor peso possível: Pré-início das operações ou, em casos de necessidade, o esvaziamento total da estrutura para que seja efetuada determinada manutenção;
- Maior peso possível: Carregamento durante a operação, incluindo a maior carga, ou seja, aquele momento em que o equipamento é mais solicitado;
- Peso intermediário: Peso resultante de um esvaziamento parcial em que a partir daquele ponto, qualquer redução de peso tornará a subpressão maior que a carga vertical gravitacional.

Seguindo a mesma lógica, seguem as cargas referentes ao lençol freático.

- Maior empuxo possível: Nível do lençol freático próximo à superfície;
- Empuxo intermediário: Considerando o nível d'água encontrado na sondagem;
- Mínimo empuxo possível: Nível d'água em que a partir daquele ponto, qualquer elevação do lençol freático tornará a subpressão maior que a carga vertical gravitacional.

Para que seja feito então o desenvolvimento dos cálculos de dimensionamento, deve-se definir, sob a ótica de evitar situações problemáticas,

quais das 9 combinações possíveis são interessantes de serem investigadas. Neste trabalho optou-se por investigar as combinações de:

- Maior empuxo possível e menor peso possível;
- Maior empuxo possível e maior peso possível.

A primeira situação refere-se ao momento antes de iniciar as operações, quando o decantador já possui sua estrutura consolidada e curada, porém o mesmo se encontra vazio, sem material, e sofrendo a influência de uma máxima altura de coluna d'água.

A segunda situação é típica do momento de operação do sistema, em que o mesmo se encontra em pleno funcionamento e sofrendo influência de uma máxima altura de coluna d'água.

Ao término das análises das combinações mais críticas ao projeto, e em posse das informações das dimensões da estrutura, volume de concreto e peso específico do mesmo, calcula-se o peso da estrutura conforme a equação (8).

Em posse do peso dos equipamentos, do volume interno efetivo do decantador secundário, considerando a altura do efluente, e da densidade do efluente, calcula-se o peso do efluente e o peso total da estrutura através das equações (9) e (10).

O peso específico do concreto utilizado não é conhecido, então conforme NBR 6118/2003, para fins de cálculo, pode-se utilizar um peso específico para o concreto armado ( $\gamma_{\text{conc}}$ ) igual a 2500 kg/m<sup>3</sup> (~25kN/m<sup>3</sup>) e concreto simples igual a 2400kg/m<sup>3</sup> (~24kN/m<sup>3</sup>). Tendo um volume de concreto armado de 224,00m<sup>3</sup> e de concreto magro de 29,00m<sup>3</sup>, obtém-se, através da equação (8), o seguinte peso da estrutura:

$$P_{est} = 224m^3 * \frac{25kN}{m^3} + 29m^3 * \frac{24kN}{m^3}$$

$$P_{est} = 5600kN + 696kN = 6296,0 kN$$

O peso do efluente é calculado através da equação (9), porém como o peso específico do efluente é variável e constituído de maior percentual de água, será considerado como se o esgoto fosse apenas formado por água, sendo o peso específico igual a  $\gamma_{efl} = 10\text{kN/m}^3$ .

O volume interno é calculado como sendo a área interna do decantador multiplicada pela altura útil de projeto.

$$V_{int} = A_{int} * Z_{\text{útil}} = \pi * \left(\frac{17}{2}\right)^2 m^2 * 3,60 m = 817,13 m^3$$

$$P_{efl} = 817,13m^3 * \frac{10kN}{m^3} = 8171,3 kN$$

O peso dos equipamentos é fornecido pelos fabricantes, e conforme informação cedida pela empresa executora da obra, os equipamentos pesam 3,90 toneladas, aproximadamente 39,00 kN, sendo assim:

$$P_{equip} = 39,00kN$$

Para o cálculo da poropressão (5), usando como peso específico da água um  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$  e altura de coluna d'água considerando elevação do lençol freático até a superfície a fim de obter o maior empuxo possível,  $Z_w = 3,74\text{m}$ , obtém-se:

$$u = \frac{10kN}{m^3} * 3,74m = 37,4 kPa$$

Como já mencionado anteriormente, para a análise dos efeitos de subpressão, é necessário calcular o empuxo hidrostático. Em posse do resultado de poropressão, calculado acima, multiplica-se pela área em que a poropressão incide a fim de obter o resultado do empuxo, conforme a equação (11).

A área da base do decantador é definida como sendo:

$$A = \pi * r^2 = \pi * \left(\frac{18,7}{2}\right)^2 = 274,65m^2$$

E o empuxo hidrostático como sendo:

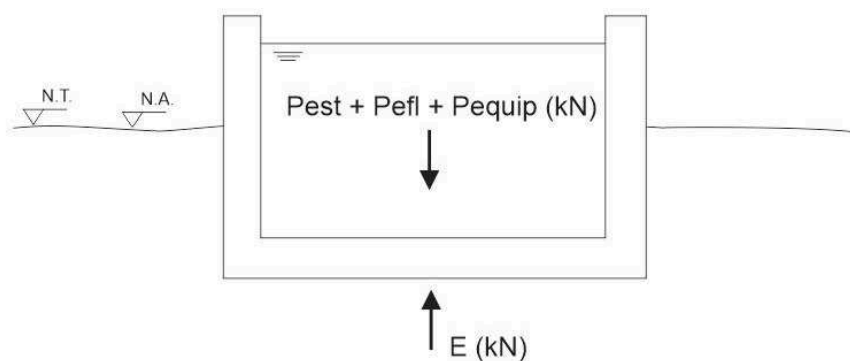
$$E = 37,40 \text{ kPa} * 274,65\text{m}^2 = 10271,91\text{kN}$$

Como critério de análise, serão consideradas as situações:

- Instável quando:  $E > P_{total \ est}$ ,
- Estável quando:  $E \leq P_{total \ est}$ .

Sendo assim, como ilustrado na figura 18, quando o decantador se encontrar cheio:

**Figura 18: Sentido das cargas atuantes na estrutura cheia.**



Fonte: Autor.

$$E < P_{est} + P_{efl} + P_{equip}$$

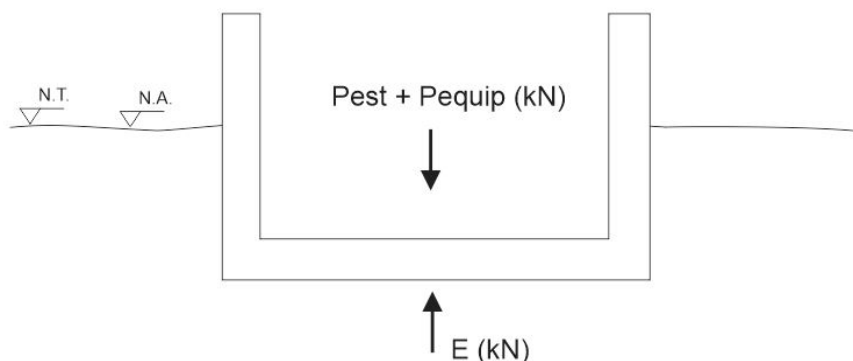
$$10271,91\text{kN} < (6296,00 + 8171,30 + 39,00)\text{kN}$$

$$10271,91\text{kN} < 14506,30\text{kN}$$

Ou seja, enquanto em operação, o decantador se mantém estável com relação aos efeitos da subpressão.

Quando o decantador, após certo período de trabalho, necessitar ser esvaziado, conforme figura 19:

**Figura 19: Sentido das cargas atuantes na estrutura vazia.**



Fonte: Autor.

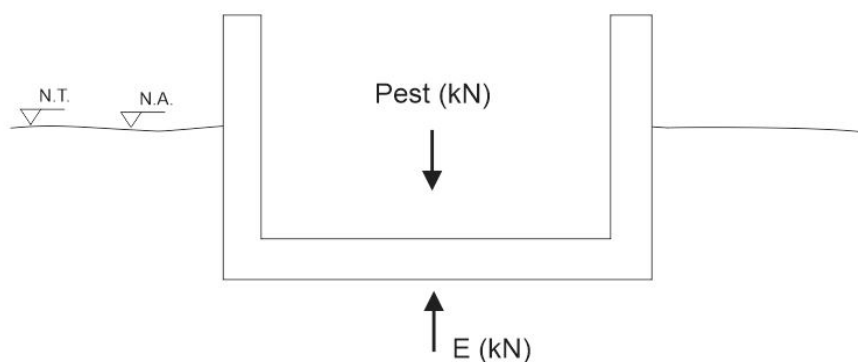
$$E > Pest + Pequip$$

$$10271,91\text{kN} > 6296,00\text{kN} + 39,00\text{kN}$$

$$10271,91\text{kN} > 6335,00\text{kN}$$

Considerando que o equipamento de rebaixamento de lençol freático será desinstalado após a cura do concreto, no período entre o final da cura e o início da instalação dos equipamentos no decantador, as tensões verticais serão como exemplificadas na figura 20:

**Figura 20: Sentido das cargas atuantes na estrutura vazia e sem equipamentos.**



Fonte: Autor.

$$E > Pest$$

$$10271,91\text{kN} > 6296,00\text{kN}$$

Ou seja, nestas situações o mesmo tende a ser soerguido, encontrando-se em uma condição instável. Será então, considerada como referência para o dimensionamento da solução, a última situação citada, sendo ela a condição mais crítica.

#### 4.2.1. Carga de projeto

Como o empuxo é a principal ação quando a estrutura se encontra instável, o mesmo poderá ser majorado em 40% conforme NBR 6118/2003, porém será adotado o fator de segurança mínimo proposto por Terzaghi e Peck (1967) e NBR 5629/2006 de 1,5, sendo então a carga de empuxo de projeto ( $E_d$ ), que será utilizada para encontrar o empuxo de tração de projeto ( $E_{td}$ ) para o dimensionamento da solução, igual a:

$$E_d = 10271,91 \text{ kN} * 1,5$$

$$E_d = 15407,87 \text{ kN}$$

Logo, a tensão de tração que tenderá soerguer a estrutura do decantador é dada pela diferença entre o empuxo de projeto ( $E_d$ ) e o peso total da estrutura vazia e sem equipamentos ( $P_{est}$ ):

$$E_{td} = 15407,87 \text{ kN} - 6296 \text{ kN}$$

$$E_{td} = 9111,87 \text{ kN}$$

#### 4.3. DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ENVOLVIDOS

A metodologia de dimensionamento de tirantes apresentada pela NBR 5629/2006 exige que tanto o comprimento de ancoragem, quanto a seção transversal do bulbo, devem ser obtidos através de ensaios básicos e de qualificação. E ainda, a referida norma afirma que a porção de solo acima do tirante

em cortinas atirantadas exerce um carregamento sobre o mesmo, influenciando na ancoragem, ao considerar na equação (14) o termo  $\sigma'_z$  (tensão efetiva no ponto médio da ancoragem).

Como, na solução de atirantamento passivo para combater os efeitos de subpressão no decantador que será proposta, os tirantes estarão dispostos verticalmente, o carregamento da porção de solo acima dos tirantes pode ser desconsiderado. Neste caso, como foi inviável a execução de tirantes para experimentação e determinação de alguns parâmetros, optou-se pela utilização do método proposto por Ebeling et al. (2002) para o dimensionamento da solução, em nível preliminar.

Para a escolha do tirante, foram analisados alguns catálogos de fabricantes. Abaixo, na figura 21, é apresentado parte do catálogo Solotrat (2015), onde optou-se pela solução de tipo Barra da fabricante Dywidag. Este elemento apresenta as seguintes dimensões e propriedades mecânicas.

**Figura 21: Parte do catálogo de tirantes da empresa Solotrat.**

Carga de trabalho (kN)	CARACTERÍSTICAS DO AÇO								
	TIPO	Fornecedor	Bitola	Seção (mm <sup>2</sup> )	Peso (Kg/m)	Rutura		Escoamento	
						Carga (kN)	Tensão (kg/mm <sup>2</sup> )	Carga (kN)	Tensão (kg/mm <sup>2</sup> )
330	Fios	CP-150-RB	8 ø 8mm	402,4	3,16	604	150	543	135
330	Barra	GEWI PLUS ST 67/80	1 ø 32mm	804,0	6,31	643	80	539	67
378	Barra	SAS 500/550	1 ø 40mm	1.260,0	9,87	707	56	643	51
387	Barra	SAS 670/800	1 ø 35mm	962,0	7,55	785	82	657	68
410	Barra	INCO 35D	1 ø 40mm	1.140,0	9,00	821	72	684	60
410	Barra	DYWIDAG ST 85/105	1 ø 32mm	804,0	6,31	844	105	683	85
410	Fios	CP-150-RB	10 ø 8mm	503,0	3,95	755	150	679	135
410	Barra	TOR 35B	1 ø 40mm	1.140,0	8,90	798	70	684	60
420	Barra	TOR 36TH	1 ø 34mm	791,0	6,22	791	100	700	90
440	Barra	ROCSOLO 1 1/2"	1 ø 1 1/2"	977,6	7,67	811	83	733	75
458	Barra	SAS 950/1050	1 ø 32mm	804,0	6,53	861	107	779	97
490	Fios	CP-150-RB	12 ø 8mm	603,6	4,74	905	150	815	135
530	Barra	INCO 45D	1 ø 47mm	1.555,0	12,30	1.120	72	933	60
510	Barra	DYWIDAG ST 85/105	1 ø 36mm	1.018,0	8,14	1.069	105	865	85
510	Barra	TOR 44TH	2 ø 34mm	791,0	6,22	925	117	846	107
520	Barra	TOR 45B	1 ø 43mm	1.338,0	10,50	937	70	870	65
524	Barra	ROCSOLO 1 5/8"	1 ø 1 5/8"	1.124,0	8,91	978	87	877	78
581	Barra	SAS 950/1050	1 ø 36mm	1.020,0	8,27	1.092	107	988	97

Fonte: Solotrat (2015).

#### 4.4. QUANTIDADE DE TIRANTES

A quantidade de tirantes ( $N$ ) no emprego da solução varia com as características do tirante escolhido, como a carga de trabalho que ele suporta e a carga de trabalho que lhe será imposta.

A carga de trabalho que será imposta aos tirantes, neste trabalho chamada de empuxo de tração de projeto ( $E_{td}$ ), foi calculada anteriormente e majorada, sendo igual a:

$$E_{td} = 9111,87 \text{ kN}$$

A quantidade de tirantes ( $N$ ) é então calculada através da equação (19), abaixo:

$$N = \frac{E_{td}}{\text{Carga de trabalho do tirante}} \quad (19)$$

$$N = \frac{9111,87 \text{ kN}}{510 \text{ kN}} = 17,87 = 18 \text{ tirantes}$$

Logo, a carga de trabalho que carregará cada tirante ( $TF$ ) é calculada através da equação (20), abaixo:

$$TF = \frac{E_{td}}{N} \quad (20)$$

$$TF = \frac{9111,87 \text{ kN}}{18 \text{ tirantes}} = 506,21 \frac{\text{kN}}{\text{tirante}} = 507,00 \frac{\text{kN}}{\text{tirante}}$$

Sendo menor que os 510,00 kN de carga de trabalho suportado pelo tipo de tirante selecionado.



#### 4.5. DISPOSIÇÃO DOS TIRANTES

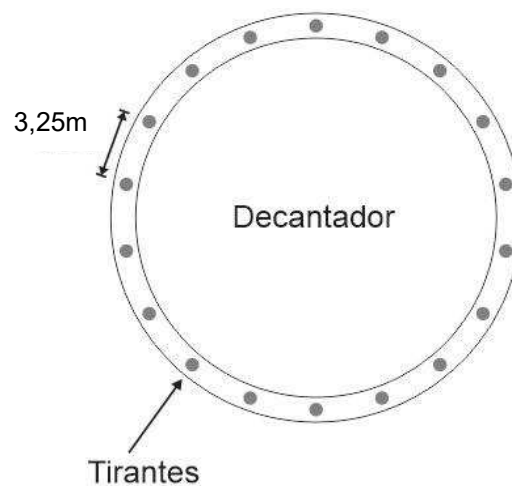
Os 18 tirantes serão dispostos radialmente no entorno do decantador, como ilustrado na figura 22, tendo seu espaçamento calculado conforme a equação (21):

$$\text{Perímetro } (P) = 2 * \pi * r = 2 * \pi * \left(\frac{18,7}{2}\right) m = 58,75 m$$

$$\text{Espaçamento } (e) = \frac{P}{N} \quad (21)$$

$$e = \frac{58,75 m}{18 \text{ tirantes}} = 3,26 m = 3,25 m$$

**Figura 22: Ilustração da disposição radial dos tirantes (planta baixa).**



Fonte: Autor.

#### 4.6. BARRAS

Conforme descrito anteriormente, o tirante escolhido é do tipo monobarra de 36mm de diâmetro e 1018,00 mm<sup>2</sup> de seção circular, estando de acordo com a NBR 5629/2006, que fixa 50mm<sup>2</sup> como seção transversal mínima. O tirante resiste a uma carga de trabalho de 510,00 kN; tem carga de ruptura da ordem de 1069,00 kN; carga de escoamento de 865,00 kN; e peso de 8,14 kg/m.

#### 4.6.1. Comprimento livre (LI)

Conforme já citado, NBR 5629/2006 e Hachich et al. (1998) definem comprimentos mínimos para tirantes em cortinas atirantadas e para efeitos de subpressão, respectivamente. Tal exigência tem relação com a possibilidade de haver vazamento da calda de cimento durante a injeção sob pressão.

Como o bulbo de ancoragem do tirante deve ser ancorado após a zona ativa do solo, o comprimento livre deve ser igual, ou maior, que a distância entre a parede atirantada e o limite da zona ativa do terreno. Mas, como no caso objeto de estudo deste trabalho não existe de fato o rompimento do solo, a injeção ocorrerá em profundidade e o tirante será disposto verticalmente, o comprimento livre foi definido por um critério geométrico, de forma que fosse maior que a altura do decantador abaixo da cota do terreno. Dessa forma busca-se evitar que haja qualquer influência da injeção da calda de cimento e do bulbo de ancoragem, na estrutura do decantador. Nesse sentido, segundo Hachichat al. (1988), não é aconselhável que o cimento do bulbo de ancoragem esteja em contato com a laje de subpressão, para evitar que o ensaio de ancoragem resulte em valores não condizentes com a realidade do comportamento bulbo-solo.

Como a base do decantador está 3,74m abaixo da cota do terreno, definiu-se que o comprimento livre (LI) é:

$$Ll = 4,00 \text{ m}$$

#### 4.7. COMPRIMENTO ANCORADO

O comprimento ancorado ( $L_b$ ) é calculado com base na metodologia proposta por Ebeling et al. (2002), onde na equação (18), o  $RLT_{\text{últ}}$  para o tipo de solo encontrado no local é assumido como da ordem de 145 kN/m (Tabela 2), a carga de trabalho (TF) é igual a 507 kN por tirante e o fator de segurança (FS) proposto por Ebeling et al. (2002) é igual a 2.

$$L_b = \frac{(507,00 \text{ kN/tirante}) * 2}{145 \text{ kN/m}} = 7,00 \text{ m por tirante}$$

Como já mencionado, os bulbos são executados através da injeção da calda de cimento onde segundo a NBR 5629/2006, deve estar em conformidade com a NBR 7681/2013 e ter a dosagem de 0,5 a 0,7 na relação entre o peso da água e do cimento. Em casos de injeção inicial, ou injeção em uma única fase, caso deste trabalho, o fator água/cimento deve ser igual 0,5.

#### 4.8. PROTENSÃO

Como a solução analisada será constituída por tirantes passivos, a tensão de protensão ( $T_{\text{protensão}}$ ), é nula.

#### 4.9. COMPONENTES

Os componentes presentes no conjunto de atirantamento serão dimensionados conforme as características dimensionais e estruturais do tirante e da força cortante que atuará nos mesmos. Como o tirante é do tipo monobarra, conforme ilustrado na figura 23, os componentes que constituem o conjunto são: Porca (1), Luva de emenda (2) e Placa (3).

**Figura 23: Componentes do conjunto de atirantagem.**



Fonte: Dywidag (2015).

As dimensões dos componentes mencionados acima são determinadas pelo fabricante, estando disposto na tabela (3).

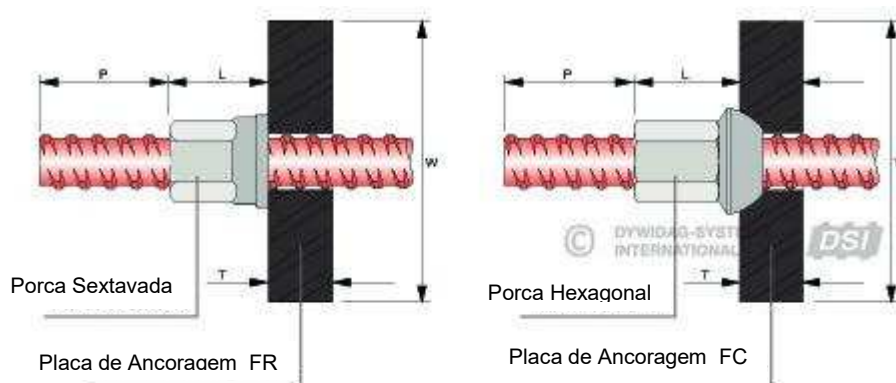
**Tabela 3: Dimensões dos componentes.**

<b>DIÂMETRO NOMINAL</b>	<b>mm</b>	<b>47</b>	<b>36</b>	<b>32</b>	<b>15</b>
Porca sextavada	L	140	110	100	40
	Chave	80	60	50	30
Porca hexagonal	L	115	80	65	35
	Chave	80	65	55	30
Contra-porca	L	40	60	35	20
	Chave	80	60	50	30
Luva de emenda	C	270	210	180	80
	D	83	68	63	35
Placa de ancoragem FR	W	260	200	200	120
	T	50	45	20	16
Placa de ancoragem FC	W	260	200	200	120
	T	50	45	25	20
Anel de compensação de ângulo	Graus (°)	Até 45°	Até 45°	Até 45°	Até 45°
Comprimento mínimo de protensão	P	135	105	90	40

Fonte: Dywidag (2015).

#### 4.9.1. Porca

Conforme o fabricante Dywidag (2015), a porca transfere a carga de protensão/trabalho para a placa. As porcas podem ser do tipo sextavada ou hexagonal, como ilustrado na figura 24.

**Figura 24: Tipos de porca.**

Fonte: Dywidag (2015).

Conforme Dywidag (2015), o passo da barra de diâmetro nominal de 36mm do tirante (solução escolhida) é de 18mm. Neste trabalho optou-se pela porca sextavada cujo passo deve ser compatível com o passo da barra do tirante e como

pode-se verificar na tabela (3), o comprimento (L) da porca é igual a 110mm e a chave é igual a 60 mm.

Outro fator que é relevante na escolha dos componentes é a resistência à força cortante no contato entre os mesmos. No caso da porca, como a fabricante garante a resistência da rosca da barra, entende-se que a rosca da porca também é garantida e que não haverá ruptura no contato entre os dois helicóides.

#### 4.9.2. Placa

As placas podem ser de furo reto (FR) ou de furo cônico (FC), dependendo do tipo de porca escolhida. Estes componentes possuem a função de transferir e distribuir a protensão para a estrutura ancorada, e como a porca escolhida foi a sextavada (base reta), a placa será também de furo reto. Conforme especificações do fabricante, a placa para o tipo de tirante escolhido deve possuir espessura (t) igual a 45mm.

Em relação à resistência, a porca é quem transfere a carga à placa, onde se faz necessário a verificação a fim de garantir que a mesma não rompa por cisalhamento oriundo do carregamento pela porca. Essa análise é feita através da equação (23).

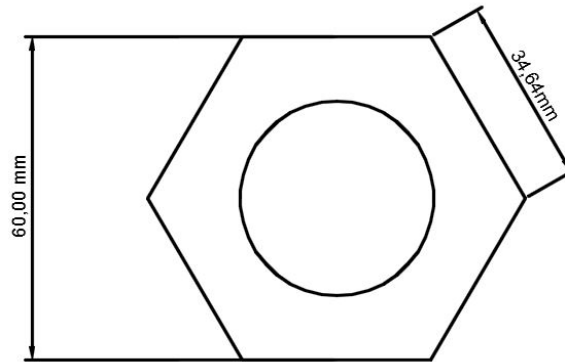
$$\tau_{placa} = \frac{TR (kN)}{\text{Perímetro da porca (mm)} * \text{Altura da Placa (mm)}} \quad (23)$$

Onde a verificação é feita através da relação:  $\tau_{placa} < \tau_{Raço}$ .

E, conforme presente na figura 21,  $\tau_{Raço} = 85 \frac{kgf}{mm^2}$ .

O perímetro é calculado baseado na chave da porca, onde pode-se verificar as dimensões da porca na figura 25:

**Figura 25: Dimensões da porca.**



Fonte: Autor.

Assim, o perímetro da porca é igual a:

$$P = 6 \text{ lados} * 34,64 \text{ mm} = 207,84 \text{ mm} = 208,00 \text{ mm}$$

E assim:

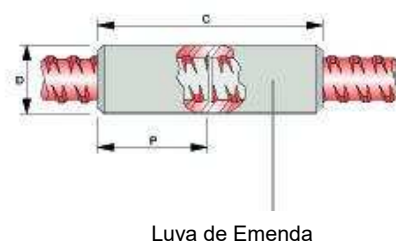
$$\tau_{placa} = \frac{507,00 \text{ kN}}{208,00 \text{ mm} * 45 \text{ mm}} = 0,054 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{placa} = 5,49 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}^2} < 85 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}^2}$$

Logo, a placa não romperá por cisalhamento.

#### **4.9.3. Luva de emenda**

As luvas são utilizadas quando há a necessidade de comprimentos maiores que o comprimento da barra.

**Figura 26: Luva de emenda.**

Luva de Emenda

Fonte: Dywidag (2015).

Segundo a tabela 3, o comprimento (C) da luva é igual a 210mm e o diâmetro (D) é igual a 68mm, tendo suas extremidades travadas por contra-porcas de L = 60mm e Chave = 60mm.

#### 4.10. PUNÇIONAMENTO DO CONCRETO

Seguindo a ideia de transferência de carga, como nos componentes mencionados acima, a placa é quem transfere aos tirantes os esforços desenvolvidos quando da ocorrência de flutuação da estrutura de concreto. Neste caso, as dimensões de largura e comprimento devem ser determinadas a fim de não causarem punçionamento na estrutura, onde para tal, é utilizada a equação (24) para determinar a tensão cisalhante que incidirá sobre o concreto e, a equação (25) para determinar a resistência ao cisalhamento do concreto.

$$\tau_{concreto} = \frac{TR \text{ (kN)}}{\text{Perímetro da placa (m)} * \text{Altura do concreto (m)}} \quad (24)$$

$$\tau_{ResistConcreto} = 0,27 * \left(1 - \frac{fck}{250}\right) * \frac{fck}{1,4} \quad (25)$$

Onde neste caso:  $\tau_{concreto} < \tau_{ResistConcreto}$

A resistência do concreto na região de aplicação do tirante é dada pelo concreto de  $fck = 40\text{MPa}$ , onde a favor da segurança, optou-se por ampliar a base do decantador, obtendo a espessura de 1,00m de concreto. Logo:

$$\tau_{Resist\ Concreto} = 0,27 * \left(1 - \frac{40MPa}{250}\right) * \frac{40MPa}{1,4} = 6,48 MPa$$

E ainda,

$$6,48 * 10^3 kPa = \frac{507,00 kN}{Perímetro\ da\ placa\ (m) * 1,00\ m}$$

E, como o termo do lado esquerdo da igualdade é igual à resistência multiplicada pela sua espessura, temos:

$$Perímetro\ da\ placa\ (m) = \frac{507,00\ kN}{6,48 * 10^3 \frac{kN}{m}}$$

$$Perímetro\ mínimo\ da\ placa = 0,078m = 7,8\ cm$$

Esta dimensão de perímetro é a mínima necessária para garantir que o cisalhamento não seja maior que a resistência do concreto. Como as dimensões sugeridas para a placa por Dywidag (2015) é de 200mm, acarretando um perímetro de 80 cm (0,80m), e o perímetro mínimo da placa calculado é menor que o perímetro sugerido pelo fabricante, serão utilizadas placas com lados de dimensões iguais a 200mm, acarretando em um fator de segurança conforme calculado abaixo.

Considerando a placa com perímetro de 0,80 m, o esforço resistente é:

$$6,48 * 10^3 kPa = \frac{Tresis\ (kN)}{0,80\ m * 1,00\ m}$$

$$Tresis = 5184,00\ kN$$

Sendo assim, o fator de segurança pode ser determinado pela divisão da tensão resistente (Tresis), calculada acima, pela tensão atuante (TR) como:

$$FS = \frac{Tresis\ (kN)}{TR\ (kN)} = \frac{5184,00}{507,00} = 10,22$$

Sendo assim, não haverá puncionamento na estrutura de concreto.



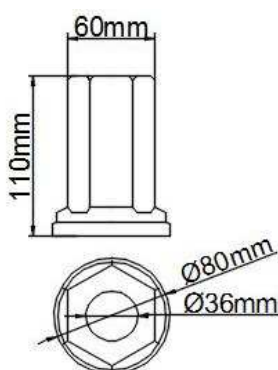
#### 4.11. DETALHAMENTO

Diante da opção de solução selecionada, bem como da avaliação positiva referente à resistência ao puncionamento, ou tensão cisalhante, abaixo segue o detalhamento dos elementos escolhidos baseado nas informações fornecidas pelo fabricante do tirante.

O tirante será do Tipo Injetado cuja proteção será de Classe 1, considerando uma aplicação permanente em meio de medianamente agressivo a muito agressivo, sendo radialmente disposto com espaçamentos de 3,25m.

As porcas, conforme já dimensionado terão as características dimensionais apresentadas na figura 27, abaixo.

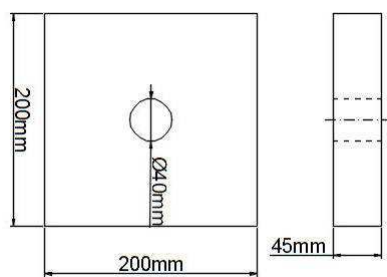
**Figura 27: Porca sextavada.**



Fonte: Autor.

Enquanto a placa terá dimensões conforme ilustrado na figura 28.

**Figura 28: Placa.**

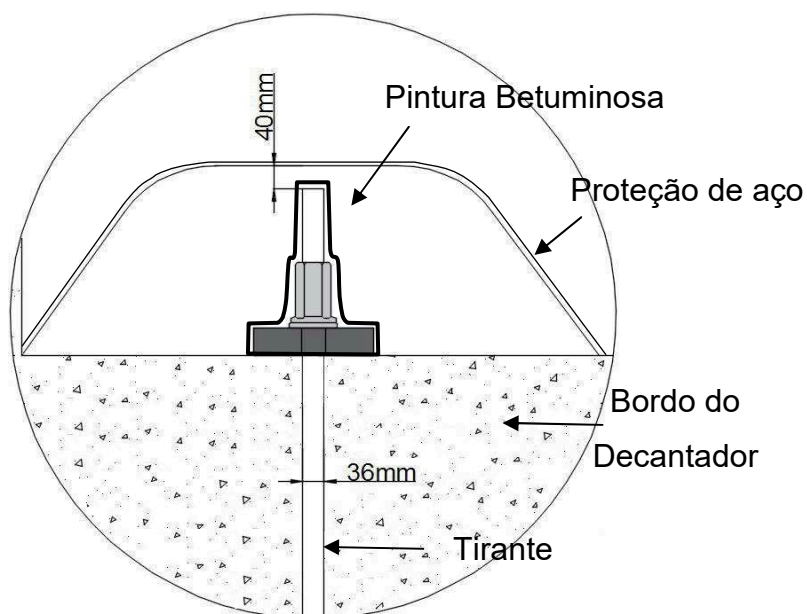


Fonte: Autor.

O detalhamento da cabeça do tirante, onde há a interação entre os componentes do tirante e a superfície do decantador, é ilustrado na figura 29, abaixo.

Em relação à proteção da cabeça do tirante, a figura 29 ilustra também que a mesma receberá uma pintura betuminosa, cujo objetivo é evitar corrosão. E ainda, considerando a possibilidade de ocorrer movimentação vertical em virtude da variação das cargas verticais que atuam no problema, a proteção da cabeça contra choques ocorrerá através de uma proteção de aço que deverá ser fixada apenas na estrutura do decantador.

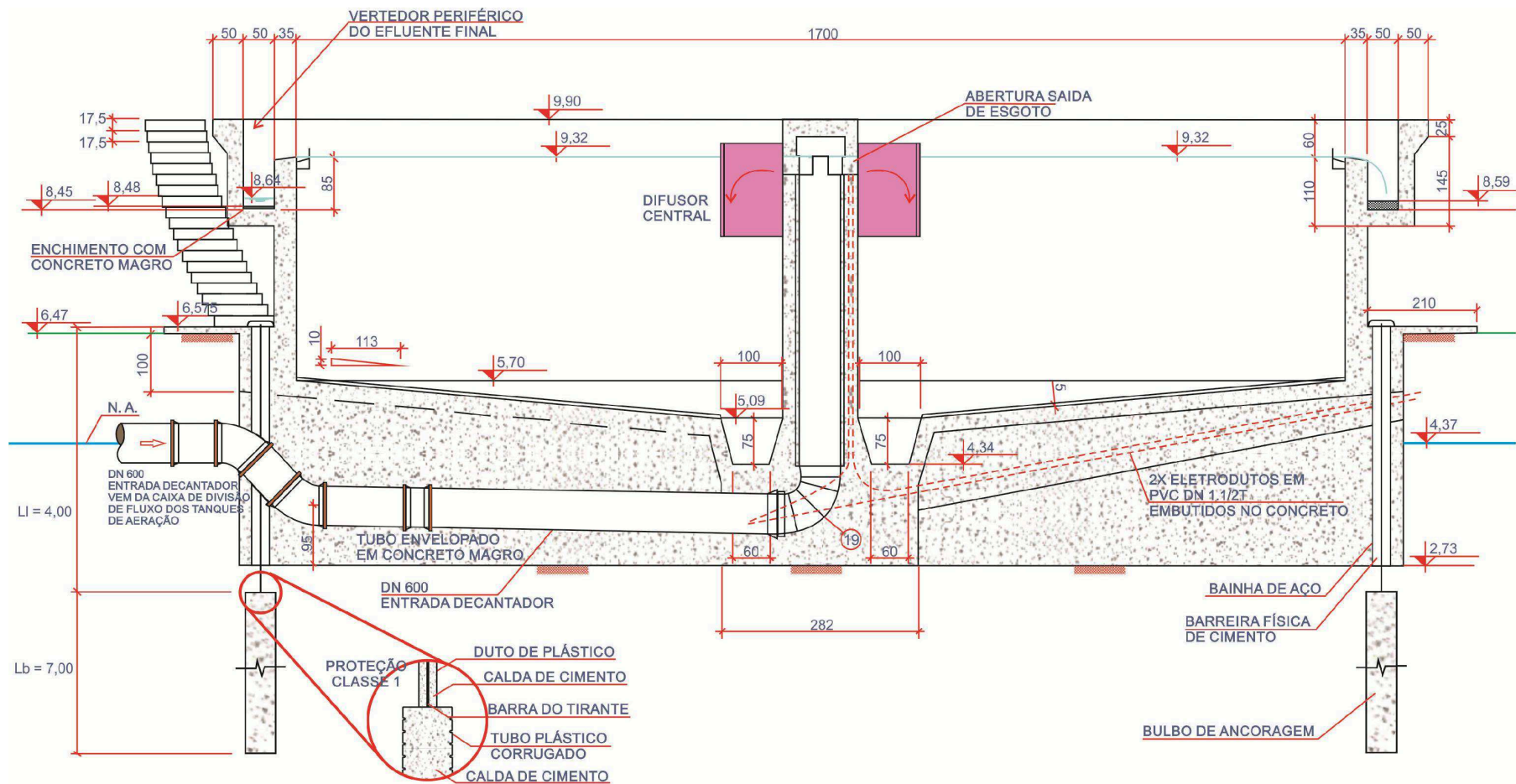
**Figura 29: Cabeça do tirante.**



Fonte: Autor.

A disposição do tirante em relação ao decantador é ilustrada na figura 30, abaixo.

**Figura 30: Disposição dos tirantes no decantador.**



Fonte: Autor.

#### 4.12. ALÍVIO NA PROTENSÃO

O dimensionamento dos tirantes foi feito baseado na situação em que o decantador estiver com menor peso possível. Logo, durante o período de trabalho, em que o mesmo se encontrar com nível máximo de efluente e com todos os equipamentos instalados, o decantador poderá sofrer com recalques devido à sobrecarga no solo.

Conforme Pinto (2006), o recalque elástico do solo arenoso pode ser calculado através da equação (26).

$$S_e = 1,21 * \frac{\sigma_o * B}{E} * I \quad (26)$$

Onde:

$S_e$  = Recalque elástico do solo;

$\sigma_o$  = Tensão aplicada;

$B$  = Diâmetro da base;

$I$  = Fator de forma;

$E$  = Módulo de elasticidade do solo.

O fator de forma  $I$  leva em conta a geometria da fundação, onde o fator é apresentado na tabela 4.

**Tabela 4: Fator de forma para cálculo de recalque.**

Tipo de Placa		Rígida	Flexível	
			Centro	Borda ou Canto
Circular		0,79	1,00	0,64
Quadrada		0,86	1,11	0,56
Retangular	L/B = 2	1,17	1,52	0,75
	L/B = 5	1,66	2,10	1,05
	L/B = 10	2,00	2,54	1,27

Fonte: Pinto (2006).

Enquanto o módulo de elasticidade  $E$  é apresentado na tabela abaixo 5, abaixo.

**Tabela 5: Valores típicos de módulo de elasticidade.**

	Tipo de Solo	Es (MPa)
Argila	Muito mole	1
	Mole	2
	Média	5
	Rija	7
	Muito Rija	8
	Dura	15
Areia	Fofa	5
	Pouco compacta	20
	Medianamente compacta	50
	Compacta	70
	Muito compacta	90
Areia com pedregulhos	Pouco compacta	50
	Compacta	120

Fonte: Pinto (2006).

Segundo Pinto (2006), existem duas grandes dificuldades em utilizar a teoria de elasticidade para descrever o comportamento tensão-deformação em solos. Uma diz respeito à variabilidade do módulo de elasticidade de cada solo, sendo função do nível de tensão aplicado e do nível de confinamento. Outra dificuldade é referente à possibilidade de um perfil estratigráfico com diferentes camadas de solos, onde tal teoria tem uso recomendado para meios homogêneos e uniformes. É importante salientar que, devido à variação do módulo de elasticidade com o confinamento, ainda que o solo seja uniforme, seu módulo estará sujeito a variações, portanto recomenda-se que o mesmo seja determinado em laboratório, através de ensaios triaxiais.

O alívio na protensão é então calculado através da equação (27), proposta por Schnabel Junior (1982).

$$\Delta T = \frac{A_{\text{barra}} * E_{\text{aço}} * \sigma_e}{L_{\text{barra}}} \quad (27)$$

Onde:

$\Delta T$  = Alívio de tensão na protensão;

$A_{barra}$  = Área transversal da barra de aço;

$Se$  = Recalque do solo após a aplicação da tensão vertical;

$E_{aço}$  = Módulo de elasticidade do aço;

$L_{barra}$  = Comprimento livre (LI) da barra do tirante.

Considerando a situação de equilíbrio estático, onde o peso da estrutura vazia somado à protensão do tirante é igual ao máximo empuxo possível, a imposição de uma carga, neste caso a do fluido, poderá acarretar em recalque, que por sua vez, promoverá a relaxação da protensão adicionada ao tirante.

Sendo assim, a tensão aplicada ao solo ( $\sigma_o$ ), após o enchimento do reservatório, é igual ao peso do efluente sobre a área em contato com o solo. Logo:

$$\sigma_o = \frac{P_{efl}}{A_{base}} = \frac{8171,30 \text{ kN}}{\pi * \left(\frac{18,70}{2}\right)^2 \text{ m}^2} = 29,75 \text{ kPa}$$

Utilizando a equação (26), sendo  $B = 18,70\text{m}$ ,  $I = 0,79$  (forma circular e rígida) e  $E_{\text{Soloarenoso}} = 70\text{MPa}$  obtém-se um recalque elástico ( $Se$ ) igual a:

$$Se = 1,21 * \frac{\sigma_o * B}{E} * I \quad (26)$$

$$Se = 1,21 * \frac{29,75 \text{ kPa} * 18,70 \text{ m}}{70 * 10^3 \text{ kPa}} * 0,79 = 7,59 * 10^{-3} \text{ m} = 7,59 \text{ mm}$$

E, através da equação (27), sabendo que  $A_{barra} = 1018,00 \text{ mm}^2$ ,  $E_{aço} = 85\text{kgf/mm}^2$ ,  $Se = 7,59\text{mm}$  e que  $L_{barra} = 4,00\text{m} = 4000\text{mm}$ , verifica-se que o alívio na protensão ( $\Delta T$ ) é:

$$\Delta T = \frac{1018 \text{ mm}^2 * 85 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}^2} * 7,59 \text{ mm}}{4000 \text{ mm}} = 164,19 \text{ kgf} = 1641,90 \text{ kN}$$

Caso fosse executada a protensão do tirante conforme NBR 5629/2006, a tensão de protensão empregada seria igual a carga solicitante, ou seja,  $T_{\text{protensão}} = 507,00 \text{ kN}$ . Esta carga, entretanto, é inferior ao alívio de tensões de protensão ( $\Delta T$ ) causado pelo recalque, o que comprova a não necessidade da protensão. Neste caso, o tirante estará frouxo quando o decantador estiver em operação e será carregado, com a própria tensão resultante de subpressão (507,00kN), quando o decantador estiver com o menor peso possível. E, caso os tirantes sejam protendidos enquanto o decantador estiver em operação, ao ser esvaziado a tensão de protensão já aplicada ao tirante será somada à tensão resultante da subpressão, o que poderá causar o escoamento ou a ruptura dos tirantes.

## 5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Neste trabalho analisou-se o efeito da ocorrência de subpressão em um decantador do tratamento secundário de uma estação de tratamento de esgoto, por conta da elevação do lençol freático.

A variação do nível d'água pode acarretar em tensões que resulte em efeitos de subpressão em estruturas com cota de base abaixo do lençol freático, o que poderá resultar na flutuação da estrutura. Nesta condição, a estabilidade dependerá das tensões que contraponham este efeito. Partindo do conceito de equilíbrio de tensões para a ocorrência de estabilidade, verificou-se que quando for necessário o esvaziamento do decantador objeto de estudo deste trabalho, ou no período de execução entre a pós-cura do concreto e o início da instalação dos equipamentos - sendo este último o pior caso - o decantador poderá ser submetido a uma condição geotecnicaamente instável, tendendo a ser soerguido, necessitando assim de uma solução de estabilização.

Uma das opções de solução de estabilização é o uso de atirantamento passivo. O dimensionamento aqui apresentado propôs o emprego de um conjunto de 18 tirantes Dywidag 85/105 de 36mm de diâmetro, com comprimento livre de 4,00m e comprimento ancorado de 7,00m. A solução mostrou-se viável tecnicamente, garantindo estabilidade ao decantador, conforme metodologia proposta por Ebeling et al. (2002), determinando o emprego de, ao menos, 18 tirantes para implantação da solução. Esta quantidade é a mínima necessária para que a carga resultante da subpressão (507,00kN) seja menor que a carga de trabalho especificada (510,00kN) para o tipo de tirante escolhido. A condição mais crítica, utilizada para este dimensionamento, é aquela em que o nível d'água atinge a superfície enquanto o decantador está vazio e sem equipamentos.

Durante a variação de carga causada pelo esvaziamento da estrutura, caso o nível do lençol freático esteja elevado, a estrutura tenderá a se mover verticalmente até que o conjunto de tirantes seja carregado, logo é interessante prever essa movimentação ao executar os sistemas que estarão conectados às estruturas adjacentes ao decantador.



Para que não houvesse a ruptura do bordo de concreto por puncionamento da placa, foi necessário que a base do decantador fosse ampliada até a superfície do terreno, garantindo a integridade da região quanto à força cortante.

Uma questão importante a ser considerada, e que resulta em incertezas, é que durante os estudos realizados neste trabalho foram usados dados estimados como referência, como a transferência última de carregamento ( $RLT_{últ}$ ) e módulo de elasticidade do solo ( $E$ ). A metodologia proposta por Ebeling et al. (2002), empregada neste trabalho leva em consideração o  $N_{SPT}$  e a classificação tátil-visual executada durante o ensaio SPT para determinação da capacidade de transferência última de carregamento ( $RLT_{últ}$ ). Tais considerações trazem incertezas ao dimensionamento pois, apesar de amplamente utilizado, o ensaio SPT não determina de fato a resistência do solo, mas a resistência do solo à cravação vertical de um barrilete. Outra questão é que a análise tátil-visual é influenciada pelo fator humano, dependendo da experiência e conhecimento do classificador.

Sendo assim, aconselha-se que estes valores sejam determinados através de ensaios, principalmente no que tange a determinação dos parâmetros de comportamento geotécnico do solo onde será executada a estrutura. É necessário salientar que a metodologia empregada para dimensionamento de tirantes sugere um pré-dimensionamento, sendo recomendada a comprovação de sua eficácia seguindo as provas de carga e monitoramento presentes na NBR 5629/2006.

Recomenda-se para trabalhos futuros a determinação do coeficiente de permeabilidade  $k$  do solo e o dimensionamento do equipamento de rebaixamento de lençol freático que será usado durante o processo de execução da obra. Ainda como sugestão para trabalhos futuros, sugere-se um comparativo entre a solução aqui dimensionada e outras possíveis soluções de combate a efeitos de subpressão, bem como um estudo de viabilidade econômica.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5629**: Execução de tirantes ancorados no terreno. Rio de Janeiro: ABNT, 2006. 24 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003. 221 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1980. 5 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7681-1**: Calda de cimento para injeção – Parte 1: Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2013. 5 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2002. 15 p.

BRASÍLIA. Manoel Barretto da Rocha. CPRM. **Apresentação CPRM**. 2012. Disponível em: <<http://www.cprm.gov.br/>>. Acesso em: 25 set. 2015.

BRASÍLIA. Reginaldo Alves dos Santos. Degeo. **Apresentação setor de geologia**. 2015. Disponível em: <<http://www.cprm.gov.br/>>. Acesso em: 25 set. 2015.

BRASÍLIA. Agamenon Dantas. CPRM. **Apresentação sobre Geodiversidade**. 2006. Disponível em: <[http://www.cprm.gov.br/publique/media/apresentacao\\_geodiversidade.pdf](http://www.cprm.gov.br/publique/media/apresentacao_geodiversidade.pdf)>. Acesso em: 25 set. 2015.

CABUS, Diogo. **Aquário Ceará**: Aplicação de Tirantes DYWIDAG. Fortaleza. 2013. Disponível em: <[http://www.geone.com.br/2013/palestras/Apresentacao\\_GeoNE\\_DiogoCabus.pdf](http://www.geone.com.br/2013/palestras/Apresentacao_GeoNE_DiogoCabus.pdf)>. Acesso em: 04 nov. 2015.

CASAN. **ETE - Estação de tratamento de esgotos sanitários**. 2012. Disponível em: <<http://www.casan.com.br/menu-conteudo/index/url/ete-estacao-de-tratamento-de-esgotos-sanitarios#0>>. Acesso em: 28 ago. 2015.

CORSINI, Rodnei. Fundações e Contensões: Taludes atirantados. **Infraestrutura Urbana: Projetos, custos e construção**, São Paulo, 6ª Ed., ano 1, p.46-49, set. 2011. Mensal. Editora PINI.

DYWIDAG. **Sistemas de Protensão com Barras DYWIDAG**: Aplicações Estruturais. 2015. Disponível em: <<https://www.dywidag.com.br/uploads/media/DSI-Protendidos-Sistemas-de-Protensao-com-Barras-DYWIDAG-Aplicacoes-Estruturais-Brasil-LA.pdf>>. Acesso em: 04 nov. 2015.

EBELING, Robert M. et al. **Simplified procedures for the design of tall, flexible anchored tieback walls**. Washington, DC: Us Army Corps Of Engineers, 2002. 203 p.

ELETROBRÁS. **Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas**. Rio de Janeiro: CDBD, 2003.

GEOBANK. **Visualizador de mapas GIS**: Unidades litoestratigráficas. 2004. Disponível em: <<http://geowebapp.cprm.gov.br/ViewerWEB/>>. Acesso em: 25 set. 2015.

HACHICH, Waldemar et al (Ed.). **Fundações**: Teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. 755 p. ABMS/ABEF.

HANDY, Richard L.; SPANGER, M. G.. **Geotechnical Engineering**: Soil and foundations principles and practice. 5 ed. Nova Iorque: Mcgraw - Hill, 2007. 887 p.

ICOLD/CBDB. **Guia básico de segurança de barragens**. São Paulo. 2001. 77 p.

ITAIPU. **Tipo da barragem**. Disponível em: <<https://www.itaipu.gov.br/energia/tipo-da-barragem>>. Acesso em: 08 de out. 2015.

MARTINS, Thiago dos Santos. **Caracterização hidrodinâmica e teste do modelo de transporte lagrangeano para avaliar a retenção de ovos e larvas de peixes na Baía da Babitonga, Santa Catarina, Brasil**. 2011. 102 p. TCC (Graduação) - Curso de Oceanografia, Universidade do Vale do Itajaí, Itajaí, 2011.

MASSAD, Façal. **Obras de terra**: Curso básico de geotecnia. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MORE, Javier Zenobio Pérez. **Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos**. 2003. 120 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, PUC - Rio, Rio de Janeiro, 2003.

OSAKO, Claudio Issamy. **A manutenção dos drenos nas fundações de barragens**: O caso da usina hidrelétrica de itaipu. 2002. 114 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, UFPR, Curitiba, 2002.

PINI. Entenda a execução da estrutura do Museu da Imagem e do Som, no Rio de Janeiro. **Téchne**, Rio de Janeiro, n. 206, Maio 2014. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/206/artigo311463-1.aspx>>. Acesso em: 04 nov. 2015.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso básico de mecânica dos solos**: Em 16 aulas. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

SCHNABEL JUNIOR, Harry. **Tiebacks in foundation engineering and construction**. USA: Mcgraw - Hill, 1982. 170 p.

Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. **Plano Nacional de Saneamento Básico (PLANSAB)**: Mais saúde com qualidade de vida e cidadania.. Brasília: Ministério das Cidades, 2013. 173 p.

SOUZA, Karine Cunha de. Blog AltoQI. **Melhorias no critério para consideração da subpressão nas lajes**. 2014. Disponível em: <<http://blogeberickv8.altoqi.com.br/melhorias-em-recursos/melhorias-no-criterio-para-consideracao-da-subpressao-nas-lajes/>>. Acesso em: 08 nov. 2015.

SOLOTRAT. **Tirantes**. 2015. Disponível em: <[http://www.solotrat.com.br/dados/pt\\_ManTirantes2015.pdf](http://www.solotrat.com.br/dados/pt_ManTirantes2015.pdf)>. Acesso em: 29 out. 2015.

STROM, Ralph W.; EBELING, Robert M.. **State of the practice in the design of tall, stiff and flexible tieback retaining walls**. Washington, DC: Us Army Corps Of Engineers, 2001. 225 p.

TERZAGHI, Karl; PECK, Ralph B. **Soil mechanics in engineering practice**. 2 ed. New York: John Wiley e Sons, 1967.

VELLOSO, Dirceu A.; LOPES, Francisco R. **Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2004. 226 p. (Volume 1).

VOLKMER, Mariana Vogt. **Análise de subpressão em fundações rochosas e seus efeitos na estabilidade de barragens tipo gravidade**. Publicação G.DM-199/2011. 117 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento Engenharia Civil, UnB, Brasília, 2011.

WINGE, Manfredo et al. **Glossário Geológico Ilustrado**. 2001. CPRM. Disponível em: <<http://sigep.cprm.gov.br/glossario/>>. Acesso em: 25 set. 2015.