



DANIELA PARAGUASSÚ COELHO
DEBORA PARAGUASSÚ COELHO
FRANKLIM GUALBERTO BARBOSA

ESTUDO DE PATOLOGIAS DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

Itaperuna
2021

DANIELA PARAGUASSÚ COELHO
DEBORA PARAGUASSÚ COELHO
FRANKLIM GUALBERTO BARBOSA

ESTUDO DE PATOLOGIAS DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado como requisito
parcial para a obtenção do título
de Bacharel em Engenharia Civil
ao Centro Universitário Redentor.

Orientadores: Profa. D.Sc. Muriel Batista de Oliveira
Prof. Rômulo Rodrigues Coelho Delfino Souza

Itaperuna
2021

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1: Construção de uma Contenção de Solo Reforçado.	11
Figura 2: Contenção Solo Reforçado.	12
Figura 3: Contenção de alvenaria de pedra sem argamassa.	13
Figura 4: Contenção de alvenaria de pedra argamassada.	13
Figura 5: Contenção de Concreto Ciclóptico sem blocos evidentes.	14
Figura 6: Contenção em Concreto Ciclóptico com blocos evidentes.	14
Figura 7: Contenção de Talude com Solo Cimento.	15
Figura 8: Contenção de Talude em Solo-Pneu.	16
Figura 9: Contenção de Talude com uso de Gabião.	17
Figura 10: Contenção de Talude com uso de Gabião.	17
Figura 11: Contenção de Concreto Armado.	18
Figura 12: Contenção em Concreto Armado.	19
Figura 13: Contenção Com Uso de Solo Grampeado.	20
Figura 14: Contenção Com Uso de Solo Grampeado.	20
Figura 15: Contenção com uso Cortina Atirantada.	21
Figura 16: Contenção com uso de Estaca Prancha.	21
Figura 17: Contenção de Alvenaria de Pedra com Problemas na Estabilização dos blocos.	24
Figura 18: Trincas Devido à Instabilidade Muro-Fundação.	24
Figura 19: Deslizamento de Pneus de uma Contenção.	27
Figura 20: Patologia em Contenção de Gabião.	28
Figura 21: Muro de Concreto Armado Colapsando Devido a Inúmeras Patologias, como Fissuras e Desaprumo.	29
Figura 22: Representação dos Componentes usados no Processo de Construção de uma Contenção de Solo Grampeado.	30
Figura 23: Contenção de Solo Grampeado Desmoronada.	30
Figura 24: Porca Tractionadora do Tirante Sofrendo Processo de Corrosão.	31
Figura 25: Proteção da Porca Tensionadora dos Tirantes.	32
Figura 26: Contenção de Estaca-prancha apresentando corrosão.	32
Figura 27: Deslocamento e trincas na contenção.	79
Figura 28: Execução do reforço.	81
Figura 29: Representação do muro.	82

Figura 30: Muro com vegetação.....	83
Figura 31: Descontinuidade do muro.	83
Figura 32: Ruptura de elementos de reforço.....	85
Figura 33: Boca de lobo para captação de água.....	86
Figura 34: Visualização das contenções.....	86
Figura 35: Patologia na concretagem.....	87
Figura 36: Visualização das contenções.....	88
Figura 37: Coberturas do Estacionamento.....	88
Figura 38: Coberturas do Estacionamento com caída para área gramada, com drenagem natural.	89
Figura 39: Buraco Criado por Carreamento de Material.....	90

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Verificação ao Tombamento, Deslizamento, Capacidade de carga e Estabilidade Global.	81
Quadro 2: Análise Patológica para o solo reforçado, a Alvenaria de pedra sem argamassa e com argamassa	74
Quadro 3: Análise Patológica para o concreto ciclópico, Solo-cimento, solo-pneu. ...	75
Quadro 4: Análise Patológica para o Gabião, concreto armado.....	76
Quadro 5: Análise Patológica para o solo grampeado, cortina Atirantada e Estacas-prancha.	77

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	7
1.1.	Objetivos.....	8
1.2.	Justificativa	9
1.3.	Estrutura do trabalho.....	9
2	REVISÃO DE LITERATURA	11
2.1.	Tipos de estruturas de contenção por gravidade	11
2.1.1.	Contenção de solo reforçado	11
2.1.2.	Contenção de alvenaria de pedras	12
2.1.3.	Contenção de concreto ciclópico	13
2.1.4.	Contenção de solo-cimento	14
2.1.5.	Contenção por solo-pneu.....	15
2.1.6.	Contenção gabião	16
2.2.	Tipos de estruturas de contenção por flexão	18
2.2.1.	Contenção de concreto armado	18
2.2.2.	Contenção de solo grampeado	19
2.2.3.	Contenção de cortina atirantada	20
2.2.4.	Contenção de cortina estacas-prancha	21
3	METODOLOGIA	23
3.1.	Contenção de solo reforçado.....	23
3.2.	Contenção de alvenaria de pedras	23
3.3.	Contenção de concreto ciclópico	25
3.4.	Contenção de solo-cimento	25
3.5.	Contenção por solo-pneu.....	26
3.6.	Contenção gabião	27
3.7.	Contenção de concreto armado	28
3.8.	Solo grampeado	29
3.9.	Contenção de cortina atirantada	31
3.10.	Contenção de cortina estacas-prancha	32
4	DISCUSSÃO BASEADA EM CASOS REAIS	74
4.1.	Caso 1	78
4.2.	Caso 2	81
4.3.	Caso 3	85
5	RESULTADOS OBTIDOS E ESPERADOS	91

REFERÊNCIAS.....92

1 INTRODUÇÃO

Como inferência da grande expansão territorial e conseqüentemente a ocupação de encostas para construção não apenas de residências com alto risco de colapso, mas também de malhas viárias desastrosas, o Brasil noticiou nos últimos anos grandes acidentes decorrentes de deslizamentos de encostas. Em vista disso, fica evidente que o panorama atual traz à tona a necessidade de obras que sejam eficazes na contenção dos maciços de terra, para que se torne possível a construção de uma malha viária mais eficiente e moradias mais seguras.

Como resultado da necessidade de estabilização destes maciços, diferentes técnicas surgiram ao longo do tempo. Tendo como mais usuais e seguras os diferentes tipos de muros de arrimo. Muros são estruturas corridas de contenção de parede vertical ou quase vertical, apoiadas em uma fundação. Podem ser construídos em alvenaria ou em concreto. Os muros de arrimo se dividem em duas vertentes: muros de gravidade e muros de flexão.

Os muros de gravidade são estruturas que se opõem aos empuxos horizontais pelo próprio peso. Geralmente, são utilizadas para conter desníveis pequenos ou médios, inferiores a 5 metros de altura. Os muros de gravidade podem ser construídos de pedra ou concreto, gabiões ou ainda, pneus usados.

Muros de flexão são estruturas mais esbeltas possuindo seção transversal em forma de “L”, com uma laje de fundo e outra vertical, resistem aos empuxos por flexão utilizando parte do peso próprio do maciço para manter-se em equilíbrio. São executados em concreto armado com ou sem contraforte, podendo ser ancorados por tirantes ou chumbadores.

Como toda obra de engenharia, os muros de arrimo estão sujeitos a diversas etapas em seu processo de execução. De forma geral, os estágios construtivos de muros de contenção se dividem em planejamento, projeto e execução. Não é incomum o surgimento de disfunções, originadas por problemas em alguma dessas etapas. Essas patologias surgem a partir das mais diversas origens e raramente possuem apenas um fator de gatilho, além disso, podem se manifestar após anos de utilização e até mesmo ocasionar a ruptura da estrutura, provocando acidentes e afetando estruturas próximas. Visto isso, é necessário que ao longo desses processos, principalmente do projeto e execução, se tenha um maior nível de

atenção, especialmente à fundação e drenagem, uma vez que um sistema falho de drenagem é capaz de corromper toda a estrutura.

1.1. Objetivos

O presente trabalho possui como objetivo principal analisar as estruturas de contenção de maciços de terra, com foco no estudo das patologias de cada uma, apontando suas causas, consequências e métodos de recuperação possíveis, culminando em um manual e posteriormente em um artigo científico.

Estão listados abaixo os objetivos específicos, a fim de atingir o objetivo geral do estudo de patologias em estruturas de contenção:

a) Apresentar e caracterizar as estruturas de contenção, identificando suas patologias;

b) Fazer uma busca em fontes materiais que apontem os problemas relacionados a obras de contenção, além de uma possível identificação em campo de patologias em estruturas de contenção;

c) Apontar as causas técnicas das patologias, devido a projeto, execução e uso da estrutura da contenção;

d) Propor métodos de recuperação das estruturas de contenção quando estas já apresentam alguma patologia;

e) Apontar meios de prevenção para as patologias;

f) Analisar os dados encontrados e transformá-los em um manual, sendo este o produto final do TCC I;

g) Descrever o passo a passo do dimensionamento de cada estrutura de contenção de acordo com seu tipo;

h) Refinar os dados a partir do manual de patologias e elaborar um artigo científico, submetendo-o a revista científica (com Qualis B3 ou superior) sendo este o produto final do TCC II.

1.2. Justificativa

O tema escolhido para este trabalho possui grande importância, uma vez que é se tornará um instrumento de consulta, para projetistas e executores de estruturas de contenção, sendo capaz de minimizar as patologias nas estruturas e, conseqüentemente, diminuir o número de acidentes provenientes destas.

Tendo em vista que estruturas ineficientes e em condições não ideais, apesar de transmitirem a sensação de segurança, podem se tornar tão perigosas quanto a falta destas estruturas. A principal justificativa para o referido trabalho é a necessidade de um estudo mais aprofundado e abrangente que reúna informações sobre os diversos tipos de patologias em estruturas de contenções, visto que, há uma enorme deficiência no quantitativo de materiais que abordam o assunto e que em sua maioria apontam apenas de forma específica e isolada apenas um tipo de patologia ou contenção.

O estudo permitirá um entendimento mais completo das origens e formas de correção destas alterações patológicas, tornando mais fácil a identificação das causas, a proposta de solução dessas anomalias funcionais, bem como os métodos de prevenção, colaborando ainda para que futuras estruturas sejam tratadas de forma a não sofrerem dos mesmos problemas.

Além das justificativas já citadas, durante as pesquisas nos poucos materiais existentes, em momento nenhum foi encontrado registro de algum tipo de manual com informações acerca de identificação e tratamentos para patologias em muros de arrimo. A construção deste manual se tornará uma fonte mais rica e completa de informações para futuras pesquisas e trará como ponto positivo a disseminação teórica sobre o assunto a ser colocada em prática.

1.3. Estrutura do trabalho

O trabalho está dividido em 4 capítulos, cada um deles descritos a seguir:

O Capítulo 1 traz a introdução ao tema estudado, dando enfoque a importância das obras de estabilização, apresentando também os objetivos gerais e específicos e a justificativa para o estudo;

O Capítulo 2 consiste na revisão bibliográfica, onde divididos em dois subcapítulos discorre sobre os tipos de estruturas de contenção por gravidade e os

tipos de contenção por flexão, abordando conceitos sobre essas estruturas e suas características;

O Capítulo 3 apresenta a metodologia usada para a elaboração do trabalho, descrevendo as principais patologias de cada contenção, suas causas, tratamentos e profilaxias;

O Capítulo 4 apresenta os resultados esperados ao final do estudo, além de um breve resumo do que já foi apresentado nos capítulos anteriores, e de abordar estudos de casos reais através de um olhar técnico.

2 REVISÃO DE LITERATURA

O presente capítulo apresentará os tipos de estruturas de contenção que serão estudadas, conceituando-as e apontando as principais características de cada uma. Serão divididas de acordo com seu modo de atuação, ou seja, por estruturas de contenção por gravidade e estruturas de contenção por flexão.

2.1. Tipos de estruturas de contenção por gravidade

Contenção por gravidade é o tipo de estrutura robusta que trabalha utilizando o seu peso próprio reagindo aos empuxos do solo e tornando-o mais estável, além disso, sua base gera atrito com o maciço contribuindo para que o equilíbrio da encosta seja restabelecido. São geralmente estruturas que alcançam no máximo 5 metros de altura (SÁ, 2006).

2.1.1. Contenção de solo reforçado

Muros de Solo Reforçado (Figura 1 e Figura 2) são muros de gravidade e utilizam o próprio peso para a contenção do maciço (OLIVEIRA, 2019), são executados com a compactação do solo por meio de algum elemento de reforço junto a um material resistente a tração como geotêxtil e geogrelhas além de drenos e vegetação para proteção do solo (LUIZ, 2014).

Figura 1: Construção de uma Contenção de Solo Reforçado.



Fonte: GEOTÊXTIL, [201-?, on-line]

São geralmente utilizados em solos com baixa qualidade e resistência, substituindo outras alternativas como os muros de concreto, isso porque são capazes de resistir ao recalque. São muito encontrados em viadutos, rodovias e pontes, além de serem uma alternativa eficiente para recuperação de taludes rompidos devido ao uso de vegetação e proteção de estruturas marítimas (OLIVEIRA, 2019).

Figura 2: Contenção Solo Reforçado.



Fonte: Autores (2021)

A exemplificar o descrito, tem-se as imagens acima, sendo a figura 1 a vista frontal da face durante a construção da contenção com talude com solo reforçado e a figura 2 mostra a contenção com acabamento da face com vegetação.

2.1.2. Contenção de alvenaria de pedras

Muros de alvenaria de pedras (Figura 3 e Figura 4) são muros de gravidade com simples execução compostos pela sobreposição de pedras de dimensões regulares que funcionam como carga de compressão no talude. Podem ser argamassados ou não, quando não se faz uso da argamassa, o muro não necessita de sistema de drenagem devido às características drenantes das pedras e pode atingir uma altura máxima de 1,5 metros, caso seja usado assentamento, o muro pode atingir até 3 metros de altura e um sistema drenante se faz necessário (LUIZ, 2014; SÁ, 2006).

As imagens a seguir buscam mostrar na realidade o que foi dito, sendo representado na imagem da esquerda a contenção de alvenaria de pedras sem

argamassa e a direita a contenção de alvenaria de pedras com uso de argamassa.

Figura 3: Contenção de alvenaria de pedra sem argamassa.



Fonte: MUROS..., (2013, on-line)

Figura 4: Contenção de alvenaria de pedra argamassada.



Fonte: Andrade (2018, on-line)

2.1.3. Contenção de concreto ciclópico

Os muros de concreto ciclópico são contenções por gravidade com método de execução simples, ou seja, eles reagem ao empuxo utilizando seu peso próprio e normalmente são encontrados no formato trapezoidal e com altura máxima de 4 metros. São formados por blocos de concreto e pedra de mão e apresentam variação nas dimensões entre um e outro, devido a adição de concreto o uso de um bom sistema drenante se faz necessário (LUIZ, 2014).

Figura 5: Contenção de Concreto Ciclóptico sem blocos evidentes.



Fonte: Andrade (2018, on-line)

O concreto ciclóptico pode assumir acabamento em concreto sem pedras à mostra, como representado na imagem acima (Figura 5), ou com blocos de pedras evidentes (Figura 6).

Figura 6: Contenção em Concreto Ciclóptico com blocos evidentes.



Fonte: Terres (2020n on-line)

2.1.4. Contenção de solo-cimento

Os muros de solo-cimento são muros que trabalham através da gravidade, são constituídos por sacos preenchidos com camadas de solo e cimento (Figura 7) juntamente com a adição de uma quantidade de água determinada ou compactados

em forma de blocos ou tijolos. São dispostos de forma que permita o travamento do elemento, e por isso são utilizados em terrenos com grande necessidade de adaptação (LUIZ, 2014; RAMOS *et al*, 2019).

Figura 7: Contenção de Talude com Solo Cimento.



Fonte: Drumond (2013, on-line)

Além da contenção de encostas, tem como aplicação principal em revestimentos de canais, proteção de saídas de água, ou seja, em casos que se necessita a proteção da ação erosiva da água. Possui uma simples execução que permite o barateamento da obra, além disso, também minimizam os impactos ambientais, contribuindo para a preservação do meio (RAMOS *et al*, 2019).

2.1.5. Contenção por solo-pneu

Segundo Gerscovich (2009), os muros de pneus (Figura 8) são constituídos a partir do lançamento de camadas horizontais de pneus, amarrados entre si com corda ou arame e preenchidos com solo compactado. Funcionam como muros de gravidade e apresentam como vantagens o reuso de pneus descartados e a flexibilidade. A utilização de pneus em obras geotécnicas apresenta-se como uma solução que combina a elevada resistência mecânica do material com baixo custo, comparativamente aos materiais convencionais.

Figura 8: CONTENÇÃO DE TALUDE EM SOLO-PNEU.



Fonte: PONTESERRADENSE..., (2013, on-line)

Sendo um muro de gravidade, que faz uso de seu peso para contenção do maciço, sua altura fica limitada a uma medida inferior ou igual a 5 (cinco) metros, além da disponibilidade de espaço para a construção da base com largura na ordem de 40% a 60% da altura do muro.

A entender o descrito acima, a imagem mostra um muro de contenção construído utilizando pneus, sendo usado para conter um maciço de solo próximo a um pequeno curso de água.

2.1.6. Contenção gabião

Os muros de gabião consistem em estruturas de gravidade executadas pela sobreposição de gaiolas de malha de arame galvanizado (Figura 9 e Figura 10) com revestimento de PVC preenchidas por enrocamento devidamente arrumado em seu interior. Sua principal finalidade é a contenção vertical de solo (BARROS, 2010).

Figura 9: Contenção de Talude com uso de Gabião.



Fonte: Autores (2021)

Dentre as diversas vantagens desta técnica, é possível citar: Alta permeabilidade do solo, que alivia empuxos hidrostáticos; flexibilidade, que permite a adaptação da estrutura às movimentações do solo; integração com o meio ambiente, possibilitando a interação da estrutura com a vegetação local; baixa emissão de carbono na execução, devido ao manuseio manual e enchimento das gaiolas serem executados no próprio local da obra; além disso, a construção é predominantemente seca, não havendo a necessidade do uso da água e grande parte de sua obra dispensa o uso de máquinas (que emitem CO₂, poluidoras) (MACCAFERRI, 2017).

Figura 10: Contenção de Talude com uso de Gabião.



Fonte: Autores (2021)

2.2. Tipos de estruturas de contenção por flexão

São estruturas mais esbeltas e flexíveis do que as de gravidade e que resistem aos empuxos por meio de flexão utilizando parte do peso próprio do maciço, para isso podem fazer uso de tirantes, chumbadores e contrafortes (ANDRADE, 2019).

2.2.1. Contenção de concreto armado

Muros de concreto armado são formados pela união entre o concreto resistindo à compressão e as barras de aço que absorvem a tensão de tração, são convencionais e muito utilizados pois possuem alta resistência e durabilidade (ANDRADE, 2019).

Muros em concreto armado são exemplos de muros de flexão, ou seja, trabalham não apenas com o peso próprio da estrutura, mas possuem uma sapata corrida e uma parede para a contenção do solo (Figura 11), sendo ambas armadas, resistindo aos esforços de flexão causados pelo empuxo (LUIZ, 2014).

Figura 11: Contenção de Concreto Armado.



Fonte: MUROS..., [201?, on-line]

Na maioria das vezes possuem seção transversal em L podendo variar conforme a altura necessária, podem contar com o auxílio de contrafortes para

melhoria de resistência, além da utilização de grampos ou chumbadores em alguns casos (LUIZ, 2014).

A Figura 12 mostra a aplicação de uma estrutura de contenção do tipo descrito acima exercendo sua função, contendo maciço de solo proveniente do corte para passagem de uma rodovia.

Figura 12: Contenção em Concreto Armado.



Fonte: Autores (2021)

2.2.2. Contenção de solo grampeado

A contenção por solo grampeado surgiu, no mundo na década de 1960, a partir de uma grande necessidade do surgimento de uma técnica que permitisse gerar estabilidade durante cortes e escavações no subsolo. No Brasil, essa metodologia começou a ser implantada na década de 1970, e pode ser encontrada em situações em que taludes naturais ou escavações feitas pelo homem, apresentem algum nível de instabilidade ou riscos de rompimento. (FRANCO, 2016 apud ZIRLIS, 1999; MIKOS et al, 2017).

Figura 13: Contenção Com Uso de Solo Grampeado.



Fonte: SOLO..., [201-?, on-line]

A técnica de solo grampeado consiste na implantação de grampos ou chumbadores que serão instalados de forma que cheguem até a zona passiva, que fica nas proximidades da zona instável do talude ou corte, a zona ativa. Esses chumbadores, quando solicitados, irão se deslocar e criar uma força resposta às ações instáveis, de maneira a impedir o deslocamento do solo (FRANCO,2016).

A seguir, serão apresentadas duas imagens que, na prática, representam a construção de contenção com uso de solo Grampeado (Figura 14) e a estrutura já finalizada e sendo utilizada (Figura 13).

Figura 14: Contenção Com Uso de Solo Grampeado.



Fonte: CONTENÇÃO..., [201?, on-line]

2.2.3. Contenção de cortina atirantada

A cortina atirantada (Figura 15) é uma estrutura de contenção que possui uma parede de concreto armado (em geral, vertical), além de tirantes, que são ancorados no terreno numa profundidade em que ele seja estável, sem possibilidade de ruptura ou movimentações indesejadas.

Figura 15: CONTENÇÃO COM USO CORTINA ATIRANTADA.



Fonte: Autores (2021)

Os tirantes são tracionados, por macaco hidráulico, até uma carga definida em projeto (carga de incorporação) e fixados na parede de concreto por meio de um sistema de placas e porcas. Essa carga nos tirantes ficará atuando contra a parede de concreto e será o carregamento responsável por se contrapor ao empuxo e garantir a estabilidade do solo arrimado (GERSCOVICH et al, 2017).

2.2.4. CONTENÇÃO DE CORTINA ESTACAS-PRANCHA

As contenções de estaca-prancha (Figura 16) são estruturas metálicas que não utilizam concreto. Possuem simples execução que consiste na cravação do perfil no solo e no intertravamento da estrutura. São bastantes usuais em obras de contenção de água, como valas de esgoto, barragens e até estacionamentos subterrâneos.

Figura 16: CONTENÇÃO COM USO DE ESTACA PRANCHA.



Fonte: ESTACAS..., (2019, on-line)

Entretanto, a estaca-prancha encontra dificuldades na contenção de solos muito duros, o que pode causar danos à sua estrutura. Além disso, outros problemas podem inviabilizar seu uso, como a vibração decorrente da cravação, que pode gerar patologias em estruturas vizinha e também a vulnerabilidade à corrosão. (MONTEIRO *et al*, 2017).

Após um breve conceito e apontamento das principais características de cada uma das estruturas tratadas, é possível categorizar as estruturas por seu tipo de atuação, bem como conhecer mais sobre suas aplicações e processos construtivos.

3 METODOLOGIA

Uma revisão bibliográfica sobre a temática foi feita em artigos científicos, dissertações, teses, livros e revistas buscando aprofundar conceitos que envolvam os muros de contenção, sendo abordados os tipos de contenção, suas características e as principais patologias em forma de uma revisão narrativa de literatura.

Na construção civil, patologia se resume aos danos ocorridos em uma edificação, que podem ser ocasionados por erros em projetos, execução e até pelo meio no qual está inserida. Nos muros de contenção não é diferente, cada tipo desses elementos pode apresentar patologias próprias que são responsáveis por ocasionar o desempenho falho dessas estruturas.

3.1. Contenção de solo reforçado

Muros de solo reforçado possuem como elementos de sua composição sistemas de drenagem e reforços por geossintéticos ou metálicos, esses são os responsáveis pelo aparecimento das principais patologias. O efeito de fluência e relaxamento presente nos geossintéticos com o passar do tempo, por exemplo, pode gerar uma deformação excessiva do maciço e até chegar à ruptura, por outro lado, quando usados reforços metálicos, esses podem apresentar sintomas de corrosão caso entrem em contato com umidade (OLIVEIRA, 2019).

A melhor forma de prevenir o aparecimento dessas patologias é levar em consideração o tipo de solo e a resistência desejada para a escolha do tipo de reforço. Além disso é necessário que um sistema de drenagem eficiente seja instalado e que sua manutenção seja feita periodicamente. Em casos em que a estrutura já esteja sofrendo com a patologia, o indicado é a retirada do reforço e posterior troca, levando em consideração o que causou o problema, para que o mesmo não ocorra novamente (OLIVEIRA, 2019).

3.2. Contenção de alvenaria de pedras

Os muros de alvenaria de pedras quando executados sem argamassa podem apresentar problemas com a estabilização (Figura 17) quando os blocos não

apresentarem dimensões regulares, uma vez que a variação dessas dimensões gera um aumento no atrito dessas pedras (LUIZ, 2014; SÁ, 2006; FLORES; BRITO, 2005).

Figura 17: Contenção de Alvenaria de Pedra com Problemas na Estabilização dos blocos.



Fonte: Nascimento; Lima (2010)

Outro problema recorrente nessas contenções é a ruptura por deslizamento no contato muro-fundação (Figura 18), para que isso não aconteça, é necessário que o muro seja projetado com uma base podendo variar de 0,5 a 1,0 metros de largura além de estar apoiado a uma cota menor que a do talude. Para melhoria na situação de casos que já estejam sofrendo com o problema, um reforço e reparação do terreno de fundação é uma opção que se mostra eficiente e viável (LUIZ, 2014; SÁ, 2006; FLORES; BRITO, 2005).

Figura 18: Trincas Devido à Instabilidade Muro-Fundação.



Fonte: Castro et al, (2012)

Em muros de alvenaria de pedra com uso de argamassa, uma atenção especial precisa ser dada para o sistema de drenagem para evitar que patologias

envolvendo infiltração de água na estrutura sejam recorrentes, mantendo sua resistência ao cisalhamento e sua estabilidade. Para a eliminação do problema, a melhor opção é a substituição do material afetado, juntamente com a proteção do novo utilizado (LUIZ, 2014; SÁ, 2006; FLORES; BRITO, 2005).

3.3. Contenção de concreto ciclópico

Nos muros de concreto ciclópico é durante o processo de projeto ou implantação de um sistema de drenagem que surgem as patologias mais comuns. Os problemas nessas estruturas aparecem quando, pela falta de drenagem, a água, principalmente de origem pluvial, acumula, acarretando um aumento considerável do empuxo que havia sido considerado no projeto. Por isso é indispensável a presença de um sistema de drenagem, que muitas vezes é ignorado e considerado dispensável (LOBO; FERREIRA; RENOFIO, 2003).

A identificação em casos como esse pode ser, primeiramente, visual. Será feita quando for observado o surgimento de deformações causadas pelo acréscimo de carga. O tratamento da patologia será definido de acordo com o caso, se a estrutura estiver muito danificada pode ser necessária a demolição e construção de uma nova contenção (CORADI et al, 2017).

3.4. Contenção de solo-cimento

As contenções de solo-cimento são construídas de forma simples e sem necessidade de mão de obra qualificada, contudo, é necessário que haja um cuidado na hora da fabricação dos blocos ensacados. Esses cuidados devem ser tomados na hora de verificar e escolher o tipo de solo que será utilizado na mistura, além disso, deve haver um cuidado na hora de determinar a dosagem da mistura. São os erros durante esse processo que levam as patologias, uma vez que a resistência a compressão será afetada diretamente (RAMOS et al, 2019).

Para tratamento da patologia, em casos onde a resistência foi fortemente afetada, pode ser necessário a demolição e construção de uma nova estrutura (CORADI et al, 2017). Em casos de menor gravidade, pode ser feita a troca dos elementos danificados.

Quando esse tipo de contenção tiver a finalidade de conter encostas de solo muito argiloso, deverá ser prevista a substituição de alguns sacos por geotêxteis ou de elementos de drenagem interna com intuito de promover a drenagem do maciço.

Uma das patologias observadas neste tipo de contenção, é o apodrecimento dos sacos, permitindo o contato do elemento estrutural (solo cimento) com o meio externo. Ao permitir o contato da estrutura interna dos sacos com as intempéries, poderá ocorrer erosão do muro de contenção, fragilizando sua macro estrutura, o que compromete o pleno exercício de sua função.

Para evitar a problemática acima descrita, após concluída a construção do muro, este deve receber revestimento, podendo ser em concreto magro ou solo vegetal, para sua adequada proteção contra as erosões.

3.5. Contenção por solo-pneu

A compactação não adequada, acaba por apresentar recalques indesejáveis, desconfigurando o assentamento dos pneus, acarretando uma descontinuidade no muro que compromete sua integridade estrutural, e por consequência sua função. Além disso, outro problema recorrente é ocasionado quando os pneus não são presos corretamente, ou usados pneus de tamanhos inconsistentes, podendo deslizar (Figura 19) com as fortes chuvas ou com as forças solicitantes não mensuradas em projeto, como por exemplo a carga exercida pelo acúmulo de água gerado por uma falha no sistema drenante.

Uma vez verificada a anomalia na estrutura, deve-se reparar o quanto antes para que seja evitado o rompimento da estrutura. Por ser constituídos por pequenas partes, como em um quebra cabeça, a estrutura de contenção solo-pneu pode ser recuperada parcialmente rearranjando seus elementos constituintes (pneus), porém em níveis altos de danos ou periculosidade, é necessário a reconstrução da estrutura por completo, atentando-se para uma boa compactação, assentamento dos pneus e um sistema drenante eficiente, que permita a percolação da água sem carreamento de materiais.

Para demonstrar na prática um dos problemas causados por patologias, segue abaixo a figura 19, onde observa-se um deslizamento ocorrido por conta de uma falha estrutural na contenção de solo-pneu.

Figura 19: Deslizamento de Pneus de uma Contenção.



Fonte: CONTENÇÃO..., (2017, on-line)

3.6. Contenção gabião

As principais características de uma estrutura em gabião, seja qual for sua aplicação final, são o fato de ser armada, monolítica, flexível, permeável e auto drenante. Por ter rochas naturais como principal componente material, é durável, tendo como principal foco de desgaste a malha metálica (Figura 20) (PINI, 2006).

Contenções realizadas por muro de arrimo do tipo Gabião, são estruturas autodrenantes, que por falha de projeto podem apresentar problemas em sua drenagem, e como a influência da água é fator relevante na estabilização de maciços de solo, se faz preciso atentar-se ao projeto de drenagem, para que não ocorram problemas como a sobrecarga da estrutura.

Para evitar o entupimento do sistema drenante e não causar uma descontinuação na granulometria do solo contido, deve-se conter a fuga de finos do solo, sendo necessário utilizar filtro de material geotêxtil não tecido entre o solo e o gabião.

Para as estruturas danificadas, seja por ação do tempo ou ação humana, a recuperação se dá pela substituição das caixas de pedras, sendo reconstruída parcialmente a contenção. Caso a estrutura tenha colapsado ou tenha sofrido danos em áreas ou em grau irreversível, torna-se preciso a demolição de toda a estrutura e posterior reerguimento da mesma.

Figura 20: Patologia em Contenção de Gabião.



Fonte: Silva; Barbosa; Carvalho (2016)

3.7. Contenção de concreto armado

A contenção de concreto armado pode apresentar diferentes tipos de patologias, dentre elas: Aço exposto, fissura, desaprumo, infiltração do maciço e ninho de concreto (Figura 21). As principais causas são decorrentes de falhas de projetos, especificação inadequada de materiais, detalhamento errado ou insuficiente, falhas na execução, falta de manutenção, ausência de drenos ou drenos obstruídos e até solos insuficientemente compactados (RIBEIRO et al, 2020).

Tendo como forma de identificação visual, na maioria das vezes, em alguns casos essa constatação precisa ser feita por ensaios. As principais maneiras de prevenir essas anomalias são, elaboração de projetos executivos que envolvam execução detalhada e manutenção, elaboração de projetos que sigam as normas e recomendações, fiscalização da execução, dimensionamento de sistemas de drenagem eficientes, uso de espessura de cobrimento adequada a agressividade do ambiente, entre outros.

Enquanto que a terapia dos problemas já existentes envolve, além de pequenos reparos; até a recuperação completa da estrutura em alguns casos; a implementação de sistemas de drenagem ou a recuperação deles, envolve também a adição de um programa de monitoramento e manutenção da estrutura (CRUZ et al, 2020; MAREK, 2005).

Figura 21: Muro de Concreto Armado Colapsando Devido a Inúmeras Patologias, como Fissuras e Desaprumo.



Fonte: Siqueira apud Marques, [201-?]

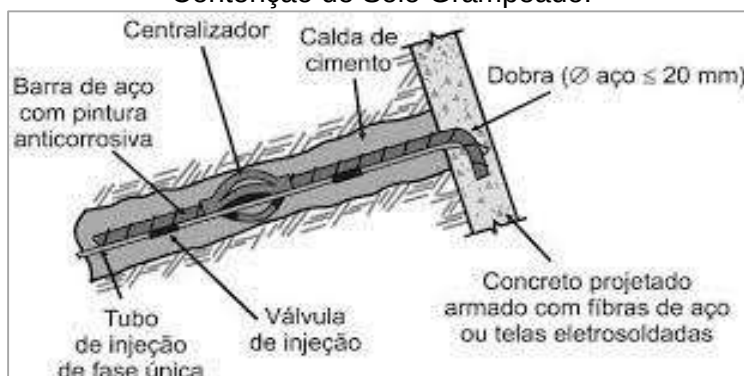
3.8. Solo grampeado

Como parte do processo de construção das contenções de solo grampeado, é necessário que haja o preenchimento, com cimento, dos furos por onde os chumbadores serão introduzidos. É durante esse processo que as patologias mais comuns nesse tipo de contenção aparecem. Estas patologias ocorrem devido a falhas no preenchimento dos furos, deixando os chumbadores expostos à corrosão e levando a uma provável diminuição na resistência dos grampos (MIKOS et al, 2017).

Segundo Mikos et al. (2017 apud Souza et al. 2005) essas patologias podem se desenvolver quando o processo de injeção do cimento é realizado apenas uma vez. Como forma de prevenir o surgimento de vazios na extensão do furo, o que desenvolverá o aparecimento das patologias, é recomendado que seja feito uma reinjeção, quantas vezes for necessário.

Além do que já foi citado, outros erros de execução podem ocasionar falhas durante a injeção do cimento, sendo eles: falta dos centralizadores; consistência da nata fora do ideal e comprimento dos furos maiores que as barras dos chumbadores (Figura 22) (MIKOS; TEIXEIRA, 2018 apud (JAYAWICKRAMA et al., 2007).

Figura 22: Representação dos Componentes usados no Processo de Construção de uma Contenção de Solo Grampeado.



Fonte: Gondim *apud* Metálica, (2018)

Assim como na maioria das contenções, as de solo grampeado também sofrem o efeito de um sistema de drenagem ineficiente, quando uma sobrecarga, advinda da água acumulada, pode causar deformações indesejadas (Figura 23). Esses efeitos são agravados quando a construção também sofre com problemas devido à exposição dos chumbadores, que podem sofrer graves problemas de corrosão. (MIKOS *et al*, 2017).

Para evitar essas patologias, além de eficiente sistema de drenagem, a ABNT (NBR 5629), também sugere que os tirantes passem por um processo de proteção com anticorrosivos. (MIKOS *et al*, 2017).

No geral, essas patologias podem ser identificadas por meio de inspeções visuais regulares. Os principais indicativos são: a presença de musgo; manchas diversas; vegetação; entre outros. (MIKOS *et al*, 2017). Para corrigir as patologias de corrosão, será necessário trocar os chumbadores e seguir as normas de reinjeção da nata de cimento.

Figura 23: Contenção de Solo Grampeado Desmoronada.



Fonte: Cortez (2013, on-line)

3.9. Contenção de cortina atirantada

Entre as anomalias mais comuns apresentadas em estruturas de contenção por tirantes (cortina atirantada) podem ser citadas as falhas dos tirantes, bem como a má drenagem da água. A falta de manutenção adequada nas cabeças de proteção dos tirantes (Figura 24 e Figura 25) permite o contato da porca tracionadora e a ponta do tirante com o meio agressivo, ficando esses expostos a intempéries e sujeitos a corrosão, podendo causar o rompimento. O acúmulo de água devido a problemas no sistema drenante causa uma sobrecarga na estrutura, podendo ultrapassar valores previstos e causar danos irreversíveis à contenção.

Figura 24: Porca Tracionadora do Tirante Sofrendo Processo de Corrosão.



Fonte: Autores (2021)

Em geral os projetos de recuperação de cortina atirantada preveem a execução de novos elementos tracionados (tirantes), substituindo quase por completo todos os tirantes existentes na estrutura sinistrada e, provavelmente, a execução de um reforço no concreto de paramento para melhor distribuição das cargas dos tirantes de reforço ao longo de seu comprimento.

Figura 25: Proteção da Porca Tensionadora dos Tirantes.



Fonte: Autores (2021)

3.10. Contenção de cortina estacas-prancha

Compostas por uma estrutura metálica, a contenção de estaca-prancha apresenta como mais importante e recorrente patologia a corrosão de suas partes (Figura 26), principalmente quando utilizada em contenções próximas ao mar. A principal maneira de evitar que essa alteração ocorra é a proteção da estrutura com pintura anticorrosiva, revestimento de zinco e até cobrimento de cimento ou concreto. Além disso, é necessário que seja feita uma manutenção das estacas após alguns anos de sua construção (MONTEIRO *et al*, 2017).

Figura 26: Contenção de Estaca-prancha apresentando corrosão.



Fonte: VANTAGENS..., [201?, on-line]

3.11. DIMENSIONAMENTO

Para o dimensionamento de toda estrutura de contenção alguns fatores precisam ser analisados, sendo o principal deles as forças sofridas pelas estruturas. Essas forças podem variar de acordo com a estrutura em questão, entretanto, uma delas está sempre presente, o empuxo gerado pela força exercida pela terra contra o muro.

O empuxo pode ser passivo, quando a força da terra se retrai ao muro e ativo para casos em que a força atua diretamente sobre o muro. Em ambos os casos o empuxo pode ser coesivo quando a construção é feita em solos argilosos e não coesivos para solos arenosos. (GOMES; LIMA, 2018)

3.11.1. Estruturas de contenção por gravidade

Muros de arrimo de gravidade precisam ser dimensionados com a preocupação de que não haja tensões de tração agindo em seu corpo, uma vez que eles não são capazes de vencer-las, além disso, precisam garantir uma boa resistência as tensões laterais geradas pelo atrito solo-estrutura e devem ser sempre dimensionados de modo que possam vencer o empuxo presente.

3.11.1.1. Contenção de solo reforçado

Muros de solo reforçado são estruturas econômicas e tolerantes a recalque isso porque são constituídas basicamente de solo e algum reforço que possua uma certa resistência a tração. Sua estrutura de solo pode ser dividida em duas partes sendo uma estável e a outra instável. A parte instável tende ao escorregamento e pode arrastar o reforço consigo, entretanto, por estar preso à parte estável o reforço paralisa o movimento, oferecendo assim, estabilidade a estrutura. (BECKER)

As verificações necessárias para confirmação da estabilidade da estrutura são: Tombamento do maciço reforçado, deslizamento. Além disso, a transferência de tensão entre solo-geossintéticos se dá por meio de atrito e empuxo, por isso esse quesito também precisa ser analisado. (BECKER)

O cálculo da verificação ao tombamento é feito através das fórmulas:

Momento atuante:

$M1a = Eh \times \frac{H'}{3}$	(1)
--------------------------------	-----

Onde:

Eh: Empuxo horizontal.

H': Altura da estrutura.

Momento resistente

$M1r = Ps \times es + Pc \times ec + Ev \times ev$	(2)
--	-----

Onde:

Ps: Peso do solo.

Pc: Peso do concreto

Ev: Empuxo vertical.

Verificando:

$\frac{M1r}{M1a} = \geq 1,5 \text{ solo não coesivo}$	(3)
$\frac{M1r}{M1a} = \geq 2 \text{ solo coesivo}$	(4)

O cálculo da verificação ao deslizamento é feito através das fórmulas:

Forças atuantes:

$Eh = Ea \times \sin \beta$	(5)
-----------------------------	-----

Onde:

Ea = Empuxo ativo.

Forças resistentes:

$Fr = (Ps + Pc + Ev) \times 0,67 \times tg\phi + c' \times B + Ep$	(6)
--	-----

Onde:

Ps: Peso do solo.

Pc: Peso do concreto.

Ev: Empuxo vertical.

Ep: Empuxo passivo.

ϕ : Ângulo de atrito do solo.

c' : Intercepto coesivo do solo.

Verificando:

$\frac{Fr}{Eh} \geq 1,5 \text{ solo não coesivo}$	(7)
$\frac{Fr}{Eh} \geq 1,5 \text{ solo coesivo}$	(8)

O cálculo da verificação do empuxo é feito através das fórmulas:

$Ea = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times Kp \text{ empuxo ativo}$	(9)
--	-----

Onde:

γ : Peso específico do solo.

H: Altura da estrutura.

Kp: Coeficiente de empuxo passivo.

$Ep = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times Ka \text{ empuxo passivo}$	(10)
--	------

Onde:

γ : Peso específico do solo.

H: Altura da estrutura.

Ka: Coeficiente de empuxo ativo.

Segundo métodos de equilíbrio limite, é importante que se estabeleça em projetos de estruturas de solo reforçado a capacidade de suporte de cargas sem que haja ruptura. Para isso, é importante observar e trabalhar com parâmetros de

deformação do solo e reforço. (BECKER)

O primeiro parâmetro a se determinar é o espaçamento das camadas do reforço, que é feito pelas fórmulas:

$\sigma' h = K \times \gamma \times z \quad - \text{Tensões lineares}$	(11)
--	------

Onde:

$\sigma' h$: tensão horizontal.

K: coeficiente de empuxo.

γ : peso específico do solo.

z: profundidade.

$\sigma' h = Ka \left[\frac{\gamma \times (z+q-2) \times c1}{(Ka)^{\frac{1}{2}}} \right], \quad Ka = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \emptyset)}{[\text{sen} \alpha \times \left(1 + \text{sen} \frac{\text{sen} \emptyset'}{\text{sen} \alpha^2} \right)^2]}, \quad \alpha = 180 - \omega$ Fases inclinadas	(12)
---	------

Onde:

q: Sobrecarga.

c' : Intercepto coesivo do solo.

ω : Inclinação da face em relação ao solo horizontal.

$\emptyset$: Coeficiente de atrito do solo.

O próximo parâmetro que precisa ser analisada é o espaçamento dos reforços dentro das camadas, tendo para cada camada um espaçamento diferente. A formula utilizada é, $Sv = \frac{Td}{\sigma' h \times FSg}$, sendo:

Td: Resistencia à tração do geossintético.

FSg: Fator de segurança da estrutura.

O terceiro parâmetro é o comprimento do reforço necessário para exercer segurança e estabilidade, esse valor é encontrado pela fórmula:

$La = \frac{Sv \times \sigma' h \times FSa}{[2(a \times \gamma \times z \times \tan \delta)]},$	(12)
---	------

Onde:

FSa : Fator de segurança ao arrancamento.

a : Adesão da interface solo-geossintético.

δ : Ângulo da interface solo-geossintético.

O último parâmetro consiste no somatório das forças das geogrelhas resultando na força horizontal necessária para estabilizar o talude reforçado, o cálculo é feito pela fórmula:

$T = 0,5 \times K \times \gamma \times H^2,$	(14)
--	------

Onde:

K : Coeficiente de empuxo.

H : Altura da estrutura.

3.11.1.2. Contenção de alvenaria de pedras

Muros de Alvenaria de pedra estão divididos em dois grupos, aqueles com argamassa e os sem argamassa. Se tratando dos com argamassa, precisam ser dimensionados com até 3 metros de altura contendo algum sistema de drenagem. Os sem argamassa podem possuir até 2 metros de altura com base variando de 0,5 a 1 metro de largura e não precisam de um sistema de drenagem. (GOMES; LIMA, 2018)

Assim como os outros muros, a contenção de Alvenaria de pedra de pedra necessita do cálculo de empuxo, feito com as fórmulas:

$Ea = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times Kp$	(15)
$Ep = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times Ka$	(16)

Onde:

γ : Peso específico do solo.

H : Altura da estrutura.

Kp : Coeficiente de empuxo passivo.

Ka: Coeficiente de empuxo ativo.

O segundo passo é o pré-dimensionamento, ou seja, definir as dimensões da estrutura, para muros de alvenaria, normalmente são utilizadas seções retangulares, que são calculadas utilizando a formula abaixo, sendo h a altura do talude a ser contido.

$b = 0,3 \times h$	(17)
--------------------	------

A estrutura também precisa passar pelo processo de verificação ao tombamento e deslizamento. Se tratando da verificação ao tombamento, o cálculo é feito através das fórmulas:

$MT = Ea \times ya$	(18)
$MR = Ep \times yp \times +P \times Xg$	(19)

Onde:

Mt: Momento de tombamento.

Ea: Empuxo ativo.

Ya: Ponto de aplicação do empuxo ativo.

Mr: Momento resistente ao tombamento.

Ep: Empuxo passivo.

Yp: Ponto de aplicação do empuxo passivo.

P: Peso do muro.

Para garantir a estabilidade do muro, considera-se um fator de segurança 1,5, tendo então:

$FS = \frac{MR}{MT} \geq 1,5$	(20)
-------------------------------	------

A verificação ao deslizamento é feita por meio das fórmulas:

$FR = Ep + Fat$	(21)
$Fat = N \times \mu$	(22)

Onde:

Fr: Força resistente.

Ep: Empuxo passivo.

Fat: Força de atrito.

N: Força normal.

μ : Coeficiente de atrito entre a base do muro e o solo.

Para garantir a estabilidade do muro, neste caso também considera-se um fator de segurança 1,5, tendo então:

$FS = \frac{FR}{FD} \geq 1,5$	(23)
-------------------------------	------

Sendo assim, consideramos que $Fd = Ea =$ Empuxo ativo.

Para que não ocorram deformações excessivas no solo, o cálculo de capacidade de carga precisa ser feito, considerando neste caso o muro como um corpo rígido, ou seja, distribui as forças de forma linear e a base do muro é solicitada a flexocompressão. É importante também, sempre dimensionar a base do muro para que sofra compressão.

O cálculo das tensões de base para 1 metro de muro é realizado com as fórmulas:

$\sigma_{\max} = \frac{P}{A} + \frac{6 \times M}{b^2}$	(24)
$\sigma_{\min} = \frac{P}{A} - \frac{6 \times M}{b^2}$	(25)

Onde:

P: Somatório das cargas verticais.

A: Área da base da fundação.

M: Somatório dos momentos na base.

B: Dimensão transversal da base do muro.

3.11.1.3. Contenção de concreto ciclópico

Nos casos de muros por gravidade, é necessário que sejam feitas quatro diferentes tipos de verificação contra ruptura. Essas verificações devem analisar os dados quanto a tombamento; translação; fundação do muro, e estabilidade global. (CAMILO; AMORIM; TERRA, 2019)

Para começar os cálculo de verificação, deve - se usar a equação do FS para verificar a segurança quanto ao tombamento, essa formula compara os resultados do momentos resistentes contra a tendência de ruptura e os momentos atuantes a favor da ruptura com o FS mínimo de 1,5. (CAMILO; AMORIM; TERRA, 2019)

$FS = \frac{\sum M_{resistentes}}{\sum M_{atuantes}} = \frac{\frac{E_p}{z} \times Z p + x P}{E a \times Z a} \geq 1,5$	(26)
--	------

Onde:

- E_p demonstra o empuxo resultante passivo, e o resultado deve ser apresentado em kN/m:

$E_p = \frac{(K_p \gamma z + 2c\sqrt{K_p})z}{2}$	(27)
--	------

- K_p é o coeficiente de empuxo passivo do solo;

- z é a espessura da camada;

- c é a coesão efetivado solo;

- γ é o peso especifico do solo.

- Zp representa a distância entre a base do muro e o local de atuação do empuxo passivo, e o resultado será apresentado em m:

$K_p = t g^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$	(28)
--	------

- ϕ é o ângulo de atrito do solo;
- x é a distância entre o ponto de atuação do empuxo e a localização do peso próprio;
- Ea demonstra o empuxo resultante ativo, e o resultado deve ser apresentado em kN/m:

$Ea = (K_a \gamma z - 2c \sqrt{K_a})z$	(29)
--	------

- Ka representa o coeficiente de empuxo do solo:

$Ka = tg^2(45 - \frac{\phi}{2})$	(30)
----------------------------------	------

- Za representa a distância entre a base do muro e o local de atuação do empuxo ativo, e o resultado será apresentado em m.

Em seguida, a verificação com relação a translação do muro será realizada utilizando as equações de FS e derivadas, sendo elas:

$FS = \frac{\sum Fh_{resistentes}}{\sum Fh_{atuantes}} = \frac{\frac{Ep}{z} + fat}{Ea \times Z a} \geq 1,5$	(31)
$E_p = \frac{(K_p \gamma z + 2c \sqrt{K_p})z}{2}$	(32)
$Fat = (a + \frac{Pt}{B} \times \tan \delta)$	(33)
$\delta = \frac{2\phi}{3}$	(34)

Onde:

- Fat é a tensão de cisalhamento entre a base do muro e o solo, o resultado será apresentado em kN/m;
- a é a adesão entre o muro e o solo;
- δ é o ângulo de atrito entre o muro e o solo.

Camilo, Amorim, Terra (2019) afirmam que para realizar as verificações quando a fundação, em casos como esses – muros por gravidade – é possível considerar a base do muro como fundação, sendo assim os processos de verificação usados serão:

$\sigma_{mim} = \frac{P}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \geq 0$	(35)
$\sigma_{máx} = \frac{P}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \leq \sigma_{adm}$	(36)
$\sigma_{adm} = \frac{N_{spt}}{k} \times 100$	(37)
$\frac{\sigma_{mim} + \sigma_{máx}}{2} \leq \sigma_{adm}$	(38)

Onde:

- B é a dimensão da base do muro;
- e representa a excentricidade entre o centro da carga do muro e o centro da base do muro;
- N_{spt} é o número de golpes e K o fator de ajuste que varia entre os tipos de solo.

As verificação de estabilidade global podem ser feitas utilizando diferentes métodos de cálculo, sendo principais os método de Fullenius, Bishop, Spencer, Primeira ordem e Segundo momento, Estimativa Pontuais e Monte Carlo. (MARANGON; AMARAL, 2017)

O método de Fullenius é empregado em casos onde o solo possui condições de análise em tensões ativas e permite a realização das verificações adotando uma condição em que a base apresenta apenas um conjunto de parâmetros considerando a divisão da superfície de ruptura em fatias. (SILVA, p. 11, 2013 apud MARANGON; AMARAL, 2017)

$FS = \frac{\sum (c' \times \Delta l_i + N_i \times \tan \phi')}{\sum W_i \times \sin \phi_i}$	(39)
--	------

Onde:

- W_i é o peso próprio da fatia;

- N_i é a resultante das tensões normais efetivas que atuam na base de cada fatia;
- ϕ_i é a inclinação da base;
- Δl_i é o comprimento da base.

Assim como o método de Fullenius, o método de Bishop também considera a superfície de ruptura em fatias. Nesse método as verificações serão realizados tendo em mão os resultados dos cálculos de força normal e horizontal e o FS. (MARANGON; AMARAL, 2017)

$N' = \frac{W + X_n - X_{n-1} - ub - \frac{c'^1}{FS} \times \text{sen } \alpha}{m_\alpha}$	(40)
$FS = \frac{1}{\sum W_i \text{sen} \alpha} \sum (c'b + [(W - ub) + (X_n - X_{n+1})] \frac{tg\Phi}{m_\alpha})$	(41)

Onde:

- N' representa a força Normal;
- FS é o fator de segurança.

O cálculo da força horizontal será feito adicionando a equação abaixo a formula de FS.

$\sum [(X_n - X_{n+1}) \frac{tg\Phi}{m_\alpha}] = 0$	(42)
--	------

Sendo assim, a modificação resultará na equação:

$FS = \frac{1}{\sum W_i \text{sen} \alpha} \sum [c'b + (W - ub) \frac{tg\Phi}{m_\alpha}]$	(43)
---	------

3.11.1.4. Contenção de solo-cimento

Como parte do dimensionamento de uma estrutura de contenção com solo cimento, é indispensável que haja uma investigação quanto as características do solo previa a escolha do tipo de contenção, uma vez que esse tipo de estrutura possui uma melhor relação entre eficiência e economia em casos que o solo apresenta por volta de 50% de sua composição por areia. Em casos que é definido a

escolha por muro de solo cimento mas o solo não apresenta as características ideais, deverá ser misturado o solo argiloso com o arenosa de forma a resultar uma um solo com porcentagem de areia adequada. (RAMOS et al, 2019)

Para calcular o teor de umidade se um solo (h) deverá ser analisado o peso da água e o peso dos grãos, assim como, o volume de solo em que esses materiais estão contidos. Essas variáveis serão relacionadas em um percentual. (PENNA, 2011 apud RAMOS et al, 2019)

Segundo o Boletim Técnico 112, a quantidade de cimento necessária na mistura para garantir a resistência a compressão desejada deverá ser apontada considerando que essa resistência deverá ser igual a 2,0 Mpa. Por fim, o Estudo Técnico 35 deverá ser consultado afim de estabelecer a proporção ideal entre os materiais usados na mistura. (RAMOS et al, 2019)

O muro de solo cimento é uma estrutura de contenção por gravidade, sendo assim, o primeiro passo para verificação é o cálculo de empuxo.

$Ea = 0,5 \gamma \times H'^2 \times Ka$	(44)
$Eh = Ea \times \cos \beta$	(45)
$Ev = Ea \times \cos \beta$	(46)

A verificação ao escorregamento será realizada em seguida, adotando a divisão de **FR** por **Eh** como o fator de segurança. Sendo FR a representação da Força de Resistência.

$FR = \text{Peso total} \times (\text{Lado da base} \times tg\phi)$	(47)
---	------

Com as verificações anteriores feitas, o tombamento será verificado passando por cálculos que consideram o momento atuante e o momento resistente.

$M_{1a} = Eh \times \frac{H'}{3}$	(48)
-----------------------------------	------

Onde, M_{1a} representa o momento atuante e a divisão $\frac{M_{1R}}{M_{1a}}$ resultará no momento resistente, que deve ser maior que 1,5.

Por último, o cálculo de tensão na base será feito utilizando as seguintes equações:

$\sigma_1 = \frac{Peso\ total}{S} + \frac{Mo}{\omega}$	(49)
--	------

Onde:

$Mo = -Ps \times (es - 0,5b) + (0,5b - ev) + Eh \times \frac{H'^3}{3}$	(50)
$\omega = 1 \times \frac{b^2}{6}$	(51)
$S = 1 \times b$	(52)

3.11.1.5. Contenção por solo-pneu

Na atualidade, o pneu tem papel fundamental e imprescindível para o transporte de passageiros e de cargas durante o processo de movimentação do veículo (MAGANHA et al, 2000). Hoje, estima-se que o número de veículos no mundo ultrapassa 1,2 bilhão de unidades. Pode-se considerar que cada veículo produza cerca de dois pneus inservíveis por ano (ANIP, 2019, *online*).

No Brasil, é proibida a deposição de pneus residuais em aterros desde 1999, devido à dificuldade de compactação e à redução da expectativa de vida dos aterros (Veloso, 2010). No entanto, quando os pneus perdem a utilidade, necessitam de ser guardados em locais com condições apropriadas para impedir os riscos de incêndio. Outro fator importante, seria a problemática em aterros sanitários, pois a compactação reduz a vida útil dos aterros, mas existe a trituração de pneus, que não é muito empregada devido ao alto valor (ODA, 2000).

O muro de arrimo de solo pneu classifica-se como muros de gravidade e apresentam flexibilidade é constituído por pneus preenchidos com solo compactados e amarrados com arames e cordas. Segundo Sieira (2001), o dimensionamento de um muro de pneus é similar aos demais muros de gravidade, mas necessita-se de conhecimento do peso específico e do material constituinte, além dos coeficientes de empuxo do solo.

Na construção dos muros é pertinente que sejam construídos com os

diâmetros exteriores dos pneus iguais, para melhorar a estética e geometria. Duas técnicas podem ser empregadas na construção desses muros a primeira traz a utilização de pneus inteiros e a segunda com os pneus modificados a fim de minimizar os espaços vazios entre ele.

Para a verificação de um muro de arrimo com pneus, é necessário efetuar o cálculo do centro de gravidade, do coeficiente do empuxo ativo (k_a), do empuxo ativo (E_a), dos componentes do empuxo ativo (E_h , E_v), do peso unitário do muro (W) e o cálculo geométrico das distâncias ao fulcro (F), além das verificações quanto ao tombamento, deslocamento e quanto as tensões na base (Lima & Ramos, 2017).

Centro de Gravidade (XG, YG)

Definidas através da teoria de Coulomb, as coordenadas do centro de gravidade do muro são calculadas (Equação 53 e 54) para obter-se a localização de aplicação do empuxo que ocorre por meio da interseção entre uma reta paralela e a superfície de escorregamento e o muro (Lima & Ramos, 2017).

$XG = \frac{\sum x_i A_i}{\sum A_i}$	(53)
$YG = \frac{\sum y_i A_i}{\sum A_i}$	(54)

Onde:

X_i : Abscissa de cada elemento do muro;

Y_i : Ordenada de cada elemento do muro;

A_i : área de cada elemento do muro.

Coeficiente de Empuxo Ativo (K_a)

No Empuxo Ativo de Coulomb o atrito solo muro introduz pouca variação no coeficiente de empuxo, como pode-se observar na Equação 55 (Lima & Ramos, 2017).

$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \varphi)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)}} \right]^2}$	(55)
--	------

Onde:

β : ângulo determinado pela reta que une os extremos internos da fundação e do topo do muro;

φ : ângulo de atrito interno do solo;

δ : ângulo de atrito entre o solo e o muro;

ε : ângulo do talude.

Empuxo Ativo (E_a)

O empuxo ativo corresponde a um ponto máximo dentre os mínimos valores determináveis de empuxo, que pode ser encontrado através Equação 56.

$E_a = 0,5Y_s H^2 K_a$	(56)
------------------------	------

Onde:

Y_s : peso específico do solo (kN/m^3);

H : altura de cálculo (m);

K_a : coeficiente de empuxo ativo.

Caso esteja uma sobrecarga agindo sobre o talude, ela será transformada em uma altura de solo h_s , obtida através da equação 57.

$h_s = \frac{q}{\gamma}$	(57)
--------------------------	------

Onde:

h_s : altura do solo (m);

q : carga distribuída sobre o aterro (kN/m);

Y : peso específico do solo (kN/m^3).

1.4 Componentes do Empuxo Ativo (E_h , E_v)

Trata-se da decomposição do Empuxo Ativo exercido na horizontal e na vertical. E podem ser obtidos através das Equações 58 e 59.

$E_h = E_a \cdot \cos(90^\circ + \delta - \beta)$	(58)
$E_v = E_a \cdot \sin(90^\circ + \delta - \beta)$	(59)

1.5 Peso Unitário do Muro (W)

Possui o objetivo de obter o efeito acumulado do empuxo devido ao solo e a sobrecarga através da Equação 60.

$W = Y_{sp} \cdot A_i$	(60)
------------------------	------

Onde Y_{sp} é o peso específico do pneu preenchido com solo (kN/m^3).

1.6 Distâncias de Fulcro (d)

O fulcro trata-se de um pré-dimensionamento que depende da largura do muro de pneu a ser adotado, ou seja, a base do fulcro. As distâncias geométricas são encontradas conforme a resultante do empuxo ativo que atua neste muro. Segundo Souza (2002) para poder encontrar essas distâncias, o dimensionamento depende das Equações 61, 62 e 63.

$d = \left[\frac{H}{3} \cdot \frac{H + 3hs}{H + 2hs} \right] - b \sin \alpha$	(61)
--	------

Onde:

d: altura de aplicação do empuxo (m);

H= altura total do muro (m);

Hs: altura do solo (sobrecarga) (m);

B= base do fulcro (m);

α = ângulo de inclinação do muro.

$s = b \sin \alpha - \left[\frac{H}{3} \cdot \frac{H + 3hs}{H + 2hs} \right] \cdot \frac{1}{\tan \beta}$	(62)
---	------

Onde:

s: distância à projeção na base do empuxo;

β : ângulo determinado pela reta que une os extremos internos da fundação e do topo do muro.

$s' = XG \cos \alpha + YG \sin \alpha$	(63)
--	------

Onde:

S': distância à projeção na base do centro de gravidade;

XG e YG: coordenadas do centro de gravidade.

1.7 Verificações

As verificações são realizadas de acordo com os coeficientes de segurança para estabilidade quanto ao tombamento, deslizamento da base e as tensões no solo.

O Fator de Segurança quanto ao Tombamento (FSt) é determinado pela Equação 64.

$FSt = \frac{Mr}{Ms} \geq 1,5$	(64)
--------------------------------	------

Onde:

Mr: Momento Resistente (kNm);

Ms: Momento Solicitante (kNm).

O Fator de Segurança quanto ao Deslocamento da bade (FSd) é determinado pela Equação 65.

$FSd = \frac{0,5 F_{ev} + F_{eh}}{F_i} \geq 1,50$	(65)
---	------

Onde:

F_{ev}: Forças Estabilizantes Verticais (kN);

F_{eh}: Forças Estabilizantes Horizontais (kN);

F_i: Forças Intabilizantes (kN);

Para se obter as tensões na base antes é preciso determinar a Força Normal (FN) e Excentricidade resultante (e) conforme as Equações 66 e 67.

$FN = (W + Ev) \cos \alpha + Eh \sin \alpha$	(66)
$e = \frac{b}{2} - \frac{Mr - Ms}{N}$	(67)

Então, as Tensões de base σ_1 e σ_2 é obtida por meio das Equações 68 e 69.

$\sigma_1 = \frac{FN}{b} \left(1 + \frac{6e}{b} \right)$	(68)
$\sigma_2 = \frac{FN}{b} \left(1 - \frac{6e}{b} \right)$	(69)

De acordo com Souza (2002), quando dois pneus são colocados juntos numa fileira e outro pneu é colocado formando um triângulo para completar uma base de apoio, pode-se obter um comprimento (Equação 70) e uma largura (Equação 71) que variam segundo o tipo de pneu e a quantidade utilizada.

$C = n \cdot De$	(70)
$L = De + \frac{\sqrt{3}}{2} (n - 1) De$	(71)

Onde:

C: comprimento do muro (m);

n: número de pneus;

De: diâmetro externo do pneu (m);

L: largura da base (m).

3.11.1.6. Contenção gabião

O muro de Gabião é um tipo de contenção em que dispensa a utilização de escoramentos e que tem sido muito utilizado como estruturas definitivas em contenções com alturas de até 6 metros. São constituídos por elementos metálicos confeccionados em telas de malha hexagonal de dupla torção e preenchidos com pedras, possuem grandes vantagens quanto a economia, sua construção pra contenção e suas características funcionais (MACCAFERRI, 2015).

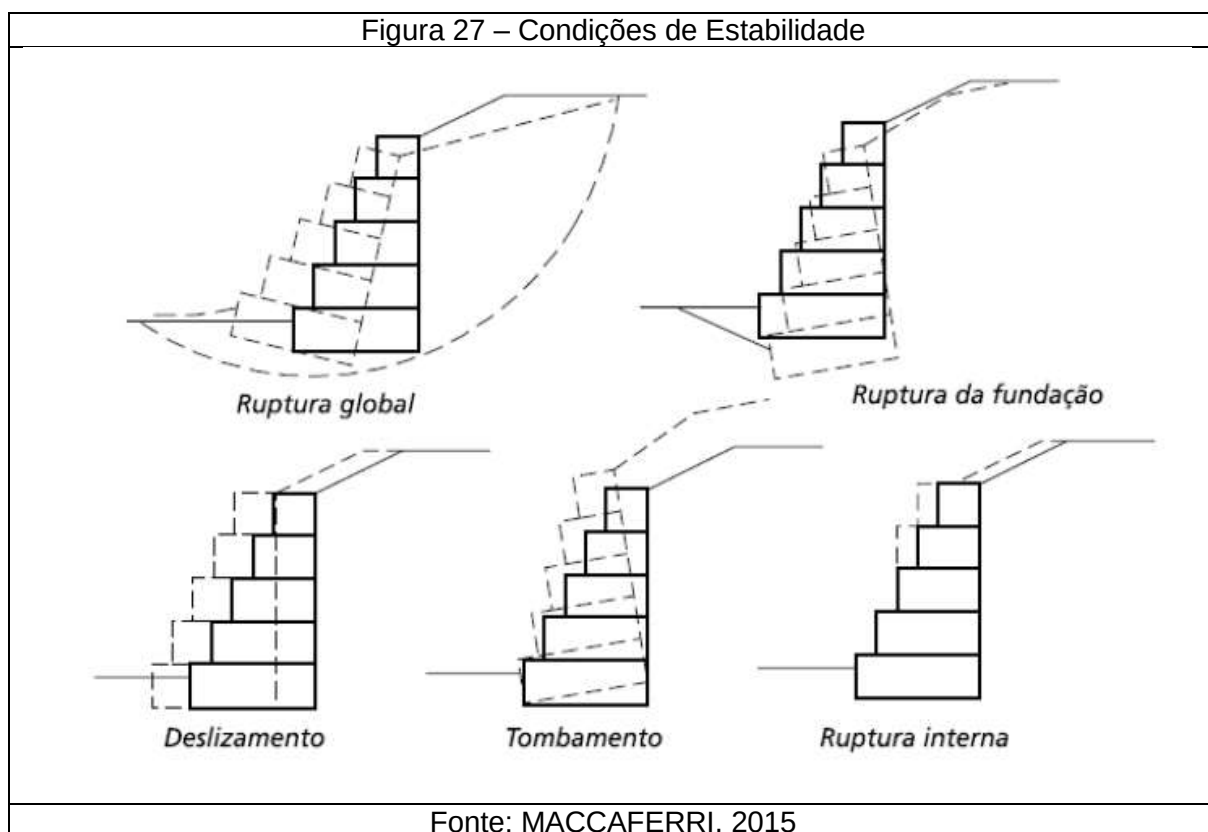
Todas as estruturas são unidas através de costuras com arames cujas características são similares com as da malha, de forma a tornar-se uma estrutura monolítica. Para um aumento na eficácia é pertinente que se atente a materiais e malha com elevada resistência mecânica, elevada resistência a corrosão, boa flexibilidade e não desfiar facilmente (MACCAFERRI, 2015).

Segundo MACCAFERRI (2015), as contenções em gabiões são subdivididas em estruturas:

- a) Monolíticas: onde os elementos formadores da estrutura são unidos entre si por meio de amarrações ao longo dos pontos de contato, tendo como resultado um bloco homogêneo com características de resistências similares.
- b) Resistentes: as telas utilizadas são em malha hexagonal de dupla torção que proporciona distribuição uniforme dos esforços sofridos e possui resistência nominal de tração. A dupla torção impede o desfiamiento da tela, caso ocorram rupturas em alguns dos arames que a compõem.
- c) Armadas: a armadura metálica não tem somente a função de conter as pedras, mas também de suportar e distribuir os esforços de tração oriundos daqueles que agem sobre a estrutura, mesmo quando tais esforços são consequência de assentamentos ou recalques localizados e não previstos em cálculo. Tal característica, inexistente nas contenções de pedra argamassada e concreto ciclópico, é de fundamental importância quando a estrutura está apoiada sobre solos de pobres características físicas.

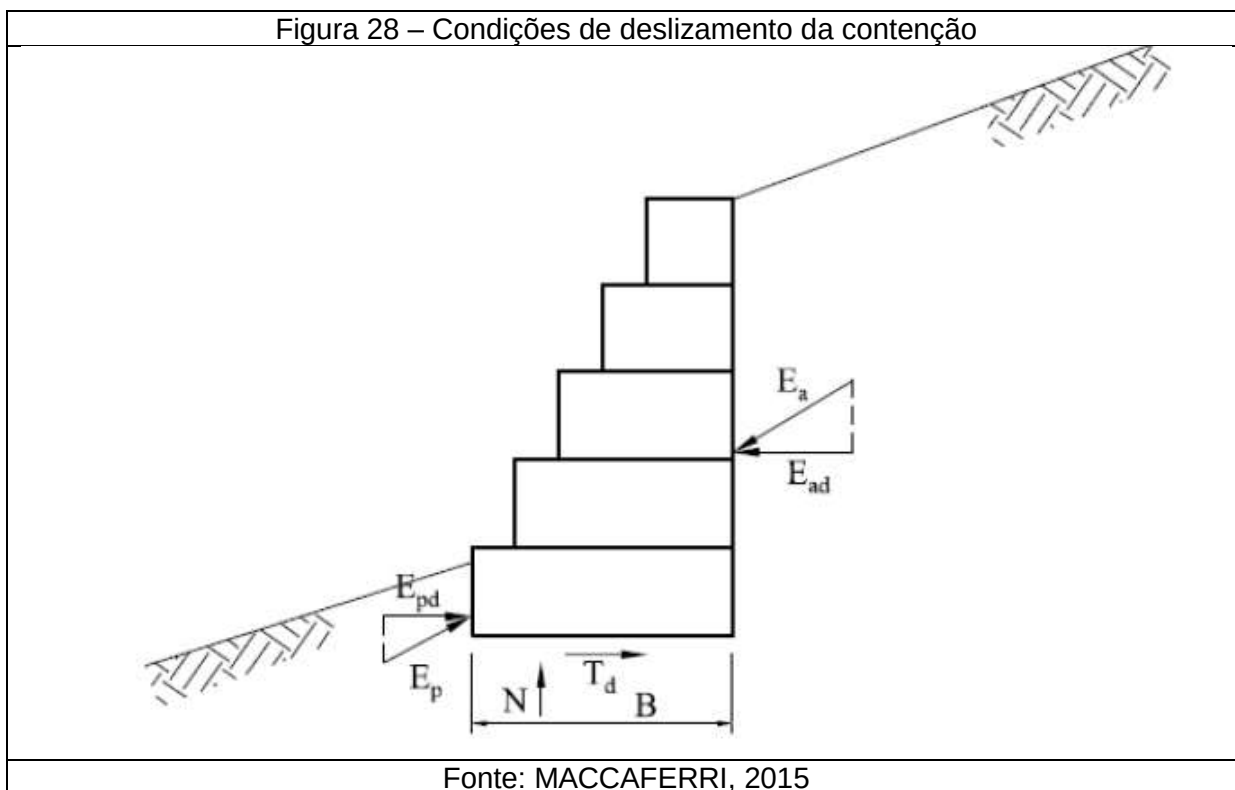
d) Flexíveis: permitem a adaptação das estruturas a acomodações e movimentos do terreno, sem perder sua estabilidade e eficiência. Devido à flexibilidade, é o único tipo de estrutura que dispensa fundações profundas, mesmo quando construídas sobre solos com baixa capacidade de suporte. Essa característica também permite, na maioria dos casos, que a estrutura se deforme muito antes do colapso permitindo a detecção antecipada do problema e propiciando a oportunidade de realizar intervenções de recuperação, minimizando gastos e evitando acidentes com proporções trágicas.

Na verificação de um muro de arrimo, seja qual for a sua seção, devem ser investigadas as seguintes condições de estabilidade (Figura 27): deslizamento da base, tombamento, capacidade de carga da fundação, ruptura global e ruptura interna, (MACCAFERRI, 2015).



3.11.1.6.1. Deslizamento da Base

Ao somar-se à resistência ao deslizamento da contenção com o empuxo passivo e não for suficiente para contrapor ao empuxo ativo (figura 28), torna-se necessário definir um coeficiente de segurança contra o deslizamento, como é expresso nas Equações 72, 73, 74 e 75.



$F_d = \frac{T_d + E_{pd}}{E_{ad}}$	(72)
$T_d = N \cdot \tan \delta + \alpha \cdot b$	(73)
$\alpha = \frac{1}{2} C f$	(74)
$\delta = \frac{2}{3} \phi f$	(75)

Onde:

F_d : Coeficiente de segurança, sendo $F_d \geq 1,5$ para solos não coesivos e $F_d \geq 2,0$ para solos Coesivos;

T_d : Resistência disponível ao longo da base da estrutura (kN/m);

E_{pd} : Empuxo passivo na direção do escorregamento (kN/m);

E_{ad} : Empuxo ativo na direção do escorregamento (kN/m);

N : Força Normal

δ : Ângulo de atrito entre o solo da fundação e a base da estrutura (°);

α : Adesão entre o solo e a base (kPa);

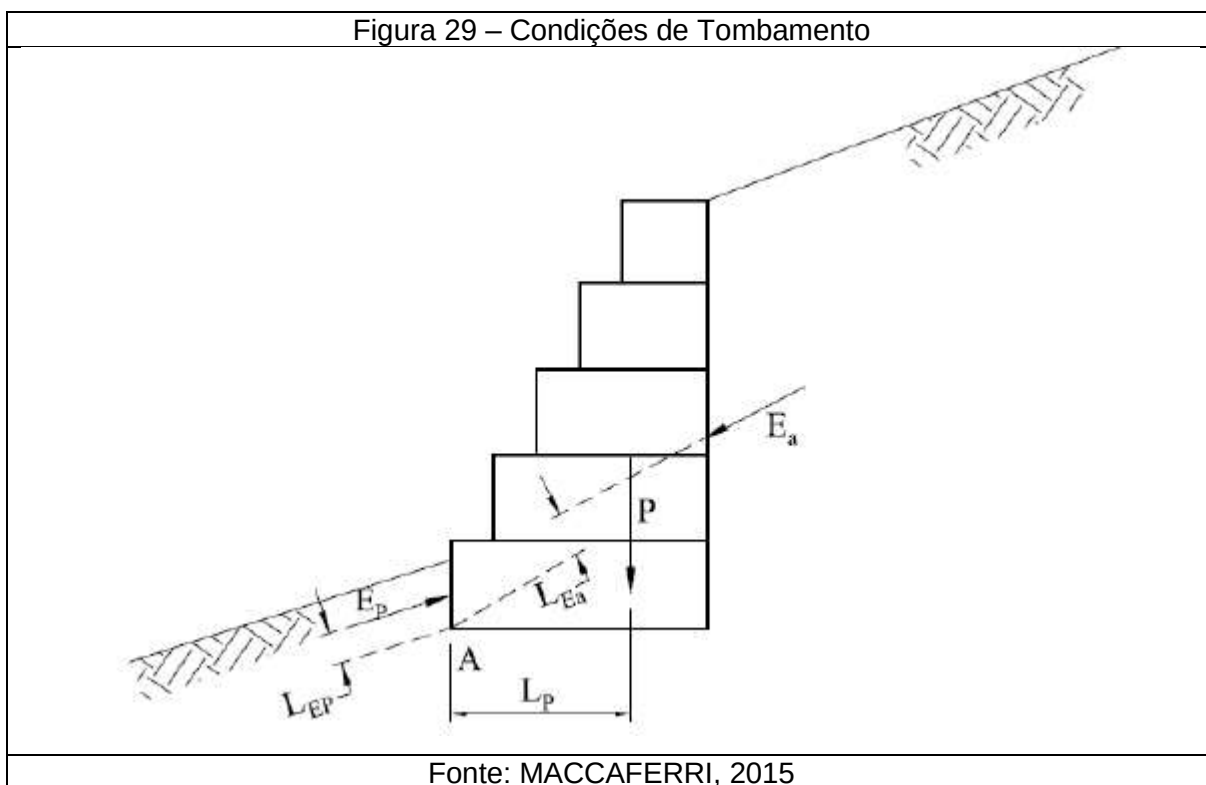
C_f : coesão do solo da fundação;

ϕ_f : Ângulo de atrito do solo da fundação (°);

B: largura da base (m).

3.11.1.6.1.1. Tombamento

O tombamento de uma estrutura de contenção pode ocorrer quando o momento do empuxo passivo somado ao valor do momento do peso próprio da estrutura é superado pelo valor do momento do empuxo ativo em relação a um determinado ponto situado na base do muro (Figura 29) (MACCAFERRI, 2015).



O coeficiente de segurança contra o tombamento é calculado pela Equação (x):

$F_t = \frac{M_p + M_{ep} + M_{eav}}{M_{ea}}$	(76)
---	------

Onde:

F_t : Coeficiente de segurança contra tombamento, sendo $F_t \geq 1,50$;

M_p : Momento peso próprio (kNm/m);

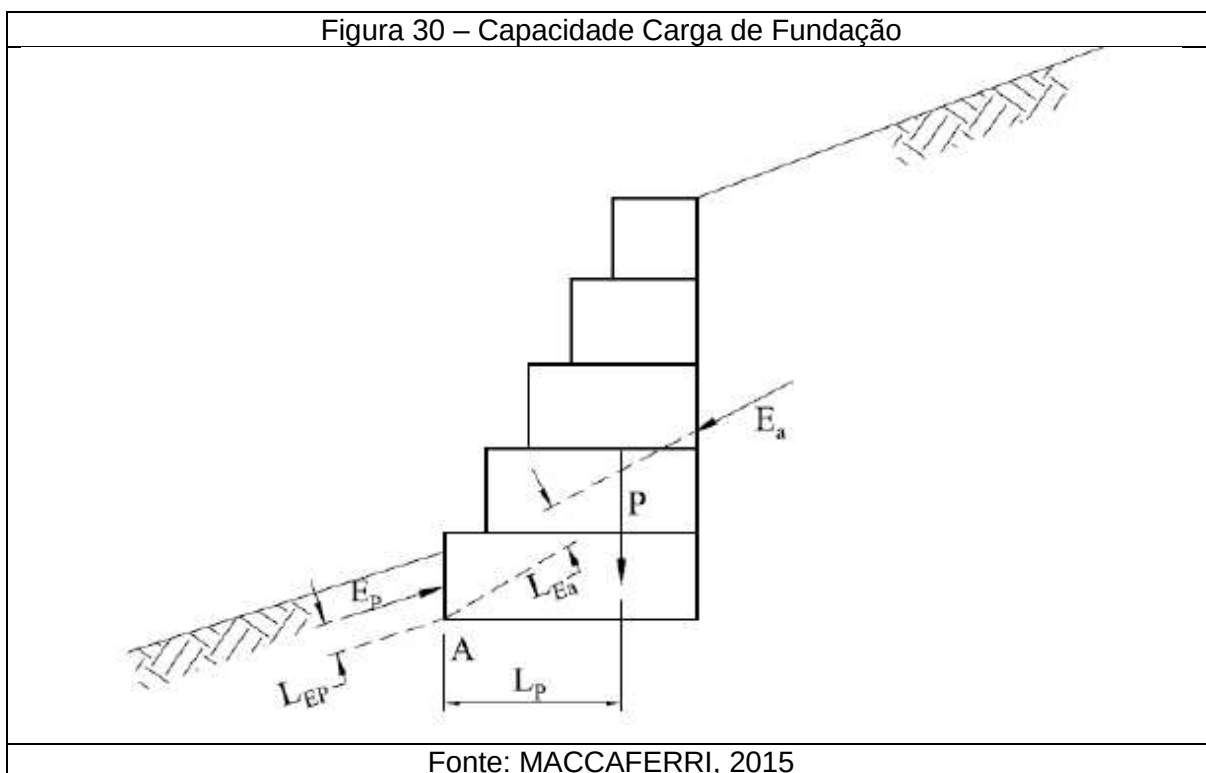
M_{ep} : Momento Empuxo Passivo (kNm/m);

M_{eav} : Momento da Componente vertical do empuxo ativo (kNm/m);

M_{ea} : Momento Empuxo Ativo (kNm/m).

3.11.1.6.1.2. Capacidade Carga de Fundação

As pressões aplicadas na fundação da estrutura de arrimo não podem ultrapassar o valor da capacidade do solo da fundação (Figura 30). Por isso é necessário que determine-se a capacidade de carga da fundação, através do equilíbrio de momentos atuantes na estrutura para a determinação do ponto de aplicação da força normal (MACCAFERRI, 2015), conforme apresenta a equação (77).



$$d = \frac{Mp + Mep + Meav}{N} \quad (77)$$

A força normal é resultante das pressões normais que agem na base da estrutura. Admite-se uma tensão distribuída linearmente para estas pressões e os valores mínimos e máximos serão encontrados nas bordas da base da estrutura como nas Equações 78, 79 e 80.

$$\sigma_{máx} = \frac{P}{B} \left[1 + \left(6 \frac{e}{B} \right) \right] \quad (78)$$

$\sigma_{min} = \frac{P}{B} \left[1 - \left(6 \frac{e}{B} \right) \right]$	(79)
$e = d - \frac{B}{2}$	(80)

Onde:

P: Peso do muro de gabião (Kn);

B: Largura da base (m);

e: Excentricidade com relação ao eixo central (m);

d: Distância do ponto de aplicação da força normal (N) até o ponto analisado (m)

A tensão admissível (σ_{adm}) é calculada através da Equação 81:

$\sigma_{adm} = \frac{N_{spt}}{n} 100$	(81)
--	------

Onde:

σ_{adm} : Tensão Admissível (kPa);

N_{spt} : Número de golpes aplicados para a cravação dos 30cm finais de solo no ensaio SPT;

n : Coeficiente em função do tipo de solo analisado, podendo variar entre 3, 4 e 5.

A verificação da capacidade de carga da fundação dar-se-á através das Equações 82, 83, 84 e 85.

$\sigma_{máx} < \sigma_{adm}$	(82)
$\sigma_{máx} < 1,3 \sigma_{adm}$	(83)
$\sigma_{min} \leq 0$	(84)
$\frac{\sigma_{máx} + \sigma_{min}}{2} < \sigma_{adm}$	(85)

3.11.1.6.1.3. Ruptura Global

A ruptura global tem ocorrência em camadas ou zoneamentos de solos menos resistentes. A forma de deslizamento é semelhante a de ruptura que acomete

taludes, logo são utilizados os métodos de análise de estabilidade de taludes para verificar-se a ruptura global de um muro de arrimo.

O método mais utilizado para a verificação da estabilidade contra a ruptura global é o método de Bishop simplificado, cuja a grande vantagem deste método é poder considerar diferentes tipos de situações para o mesmo solo, como: camadas de solos diferentes, pressões neutras, sobrecargas, lençol freático entre outros (MACCAFERRI, 2015).

O coeficiente de segurança é encontrado como apresenta a equação 86:

$F = \frac{\sum \frac{(s.b + p.tan\phi)}{\cos \alpha + \frac{tan\phi \cdot sin\alpha}{F}}}{\sum P \cdot sin\alpha}$	(86)
---	------

Onde:

s: Resistência ao cisalhamento da lamela (kPa);

b: Largura da base da lamela (m);

P: Peso próprio da lamela (kN/m);

α : Ângulo entre a tangente da base de cada lamela com a horizontal (°)

Nota-se que o coeficiente de segurança “F” aparece nos dois lados da equação, logo sua determinação é iterativa. Portanto, é necessário pesquisar várias superfícies de rupturas até se encontrar a superfície mais crítica que é aquela que possui o menor valor de coeficiente de segurança.

3.11.1.6.1.4. Ruptura Interna

A verificação da estabilidade contra a ruptura interna se faz necessária apenas em estruturas do tipo gabião, pois a estrutura pode sofrer esforços internos excessivos provocados por algum carregamento externo do empuxo e até possíveis sobrecargas (MACCAFERRI, 2015).

Em muros de gabião é verificada a segurança contra o deslizamento dos blocos de gabiões superiores sobre os inferiores. É necessário que, para cada nível de bloco de gabiões, seja feita a análise de deslizamento, considerando para o cálculo do empuxo a altura total da estrutura a partir do topo até aquele nível. Deve ser considerado também o atrito entre os blocos como a resistência ao longo da

base (FINOTI, RIBEIRO E TAVARES, 2013).

3.11.1.6.2. DRENAGEM

Considerando a alta permeabilidade as estruturas em Gabiões não necessitam de sistemas específicos de drenagem, mas o aterro compactado ao tardo da estrutura é necessário cuidados e dispositivos necessários para estabilização e manutenção dos sistemas de compactação e condução das águas.

3.11.1.6.3. APLICAÇÃO

3.11.1.6.3.1. Nível de Fundação

Aconselha-se a engastar a estrutura de, no mínimo, 0,30 m com a finalidade de aumentar a sua resistência ao deslizamento e para promover a retirada da camada superficial de solo orgânico, não recomendada para fundação (MACCAFERRI, 2015).

3.11.1.6.3.2. Camada de base dos gabiões

Para estruturas com altura acima de 5,0 m, recomenda-se que os gabiões que formam as camadas próximas da base apresentem altura de 0,5 m, pois devido a sua maior quantidade de malha de aço por m³ apresenta, conseqüentemente, maior resistência aos esforços de compressão e corte. O resultado é uma estrutura muito mais eficiente, tanto do ponto de vista estrutural, como também do estético (MACCAFERRI, 2015).

3.11.1.6.3.3. Posicionamento dos gabiões na estrutura

Recomenda-se posicionar os gabiões com a dimensão do comprimento ortogonal à face externa da estrutura. Esse posicionamento também proporciona à maior resistência aos esforços de compressão e corte (MACCAFERRI, 2015).

3.11.1.6.3.4. Escalonamento entre camadas

Recomenda-se que o acréscimo ou decréscimo do comprimento transversal entre as camadas da estrutura não exceda a 0,5 m para estruturas com degraus internos ou externos, podendo chegar a 1,0 m nas estruturas com degraus centralizados. Para a camada de base podem ser aceitos acréscimos de até duas vezes aqueles indicados anteriormente. A última camada de gabiões da estrutura (topo) deverá ter comprimento transversal mínimo de 1,0 m (MACCAFERRI, 2015).

3.11.2. Estruturas de contenção por flexão

Muros de contenção por flexão são compostos normalmente por tirantes, grampos ou armaduras. Seu dimensionamento precisa ser executado de modo que ele seja capaz de vencer as forças geradas pelas cargas horizontais, cargas verticais e momentos que o influenciam

3.11.2.1. Contenção de concreto armado

Os muros de concreto armado podem ser divididos em com contrafortes e sem contrafortes. Os que não utilizam contrafortes são basicamente formados por duas lajes, a laje vertical fica apoiada no terreno servindo de fundação, enquanto a laje horizontal é engastada na base e possui a parte superior em balanço, essa laje precisa ser dimensionada para vencer o peso próprio da laje vertical e do maciço de solo. (DOMINGUES, 1997)

Neste tipo de muro o dimensionamento é feito levando em conta o comprimento unitário (1 m) independente do comprimento real dele e são divididos em quatro perfis, sendo eles: Perfil clássico, é aquele em que o dimensionamento leva em conta quatro parâmetros: Altura total da parede de contenção, largura total da sapata, empuxo total aplicado a 1/3 da altura e força de atrito solo estrutura. Perfil L, que pode apresentar ou não dente de ancoragem que é utilizado para diminuir o escorregamento no terreno. Perfil especial, é aquele projetados com lajes intermediárias além das que já possuem normalmente, essas lajes servem para aliviar a ação do empuxo de terra e reduzir os esforços da estrutura. Perfil atirantado, é composto por um muro atirantado em seu topo, os tirantes são fixados

em uma placa de ancoragem que é presa a uma rocha ou solo resistente. (DOMINGUES, 1997)

O cálculo de empuxo presente na estrutura é feito através da fórmula :

$E = \frac{1}{2} \times \gamma \times K \times h^2$	(87)
---	------

Onde:

γ : peso específico aparente do solo

H: altura da parede de contenção

Ka: coeficiente de empuxo ativo

Kp: coeficiente de empuxo passivo.

O cálculo das sobrecargas é feito através das fórmulas:

$q_1 = k_a \times q$	(87)
$Q = q \times C$	(88)

Onde:

q: valor da sobrecarga

Ka: coeficiente de empuxo ativo

C: é a parte da laje vertical que fica embutida no maciço sob ação de q.

A fórmula utilizada pra verificar a resistência ao tombamento é:

$\frac{M_{es}}{M_{tom}} \geq 1,5$	(89)
-----------------------------------	------

Onde:

M_{es} : Momento estabilizador provocado pelo peso próprio

M_{tom} : Momento de tombamento provocado pelo empuxo

As fórmulas utilizadas pra verificar a resistência ao deslizamento são:

$F_{at} = \mu \times \sum F_y$	(90)
$\frac{F_{at}}{\sum F_h} \geq 1,5$	(91)

Onde:

μ : coeficiente de atrito

F_y : Forças verticais atuantes no muro e no solo

F_h : Forças horizontais atuantes no muro.

Os muros em concreto armado com contrafortes possuem laje vertical calculada como continua tendo como ações as pressões do solo. A laje vertical possui esforços solicitantes determinados levando em consideração engastes na ligação com os contrafortes e sapata e livres na borda superior. Os contrafortes servem para transmitir os esforços das lajes para a fundação e são dimensionados para vencer os esforços de momento fletor da laje vertical, e o peso próprio da estrutura. (DOMINGUES, 1997)

O cálculo para encontrar o momento fletor na base do muro engastada na sapata é:

$M = E \times \gamma$	(92)
-----------------------	------

Onde:

E : Empuxo de terra.

γ : Ponto de aplicação do empuxo.

3.11.2.2. Contenção de solo grampeado

As estruturas de solo grampeado apresentam vantagens em relação a algumas outras estruturas de flexão, necessitam de equipamentos menores, possuem melhor custo-benefício e rápida instalação. Entretanto, existem algumas desvantagens, esse tipo de estrutura não pode ser vertical e não é recomendada em casos onde o solo seja expansivo, orgânico, não coesivo, possua grande quantidade

de pedras ou variações e nível alto do lençõs freático. (LAZARTE et al., 2015 apud MIKOS et al., 2015)

Como parte do processo de dimensionamento das contenções de solo grampeado, é importante destacar que o estudo das propriedades do solo não é apenas o passo inicial, mas também um dos mais fundamentais. Esse processo pode ser realizado através de diversos métodos de estudos, que devem ser escolhidos de acordo com cada situação em específico. Entre esses métodos podemos exemplificar o método Alemão, Multicritério Cinemático e o de Davis. (FRANCO, 2016)

Com os testes do solo encaminhados, o próximo passo deverá ser o dimensionamento do sistema de proteção que utiliza malhas de aço e grampos, uma vez que são nesses elementos que aparecem as principais patologias nesse tipo de estrutura. Como parte fundamental do dimensionamento, é essencial que determinados parâmetros sejam identificados e apontados, podendo ser geométricos ou geotécnicos. Entre os parâmetros geométricos estão o ângulo de inclinação do talude (α) que deve ser apontado em graus; o fator de segurança (FS); a distância horizontal e vertical entre os grampos (a; b) e a espessura da camada (t) – todas em metros. Quanto aos parâmetros geotécnicos, serão apontados três valores distintos, cada um representando uma variante diferente, sendo elas o ângulo de atrito (ϕ) em graus; a coesão (c) em kN/m² e o peso unitário (γ) em kN/m³. (FRANCO, 2016)

De acordo com Cala et al. (2012 apud Franco, 2016) existem dois tipos diferentes de instabilidade que devem ser considerados no dimensionamento, sendo elas, instabilidades superficiais paralelas ao talude e instabilidades locais entre grampos.

Como no dimensionamento das outras estruturas de contenção, no solo grampeado, também é necessário a ocorrência de verificações relacionadas a ruptura. Segundo Franco (2016) essas verificações são feitas levando em conta o tipo de instabilidade de cada caso. As verificações quanto instabilidade paralela à superfície do talude são imprescindíveis para garantir a segurança dos grampos em relação aos esforços de cisalhamento. A força de cisalhamento será determinada utilizando o critério de Mohr-Coulomb e levando em consideração os parâmetros

geotécnicos e geométricos. Sendo assim, o cálculo do critério de Mohr-Coulomb deverá ser feito utilizando a formula, $\tau=c+\sigma tg\phi$, onde τ simboliza a resistência ao cisalhamento; c representa a coesão; σ é definido como a tensão normal e ϕ é o ângulo de atrito. Por fim, o resultado deve ser corrigido usando o fator de segurança (FS). (FRANCO, 2016)

Por sua vez a força de cisalhamento será calculada utilizando a equação:

$S(kN)=1\gamma_{mod}\{\gamma_{mod}G\text{sen}\alpha-V\gamma_{mod}\text{Cos}(\Psi+\alpha)-cA-[G\text{cos}\alpha+V\text{sen}(\Psi+\alpha)]tg\phi$	(93)
---	------

Da mesma forma, a instabilidade local entre os grampos deve passar por verificações que consideram a possibilidade da manifestação de uma superfície de ruptura local, essa manifestação pode ser dividida entre dois tipos de mecanismo, o da Ruptura A e Ruptura B, que são diferenciadas de acordo com a seção de ruptura. (FRANCO, 2016)

Nos casos que se encaixam no mecanismo A, Franco (2016) mostra que a área de ruptura será em formato de cunha e poderá ser calculada usando da formula $A= L \times \text{ared}$. Com o resultado da área definido, juntamente com o critério de Mohr-Coulomb e a correção de incerteza à resistência de cisalhamento (γ_{mod}), a força P poderá ser encontrada utilizando a formula:

$P=G[\gamma_{mod}\text{sen}\beta-\text{cos}\beta tg\phi]-Z[\gamma_{mod}\text{cos}(\alpha-\beta)-\text{sen}(\alpha-\beta)tg\phi]-cA\gamma_{mod}\text{cos}(\beta-\Psi)+\text{sen}(\beta-\Psi)tg\phi$	(94)
--	------

Onde:

$G \rightarrow$ Peso próprio da massa da área de ruptura;

$c \cdot A \rightarrow$ força de coesão do solo ao longo da superfície (L) de deslizamento;

$\beta \rightarrow$ ângulo de inclinação da superfície de deslizamento em relação à horizontal:

$\beta=\alpha-tg^{-1}(ti/2b+ti/tg(\alpha+\Psi))$	(95)
--	------

$Z \rightarrow$ força de atrito entre a malha de ruptura e a superfície do talude;

$P \rightarrow$ força de cisalhamento máxima aplicada na malha na direção do grampo;

$\psi \rightarrow$ ângulo de inclinação da força P em relação ao plano horizontal.

N e T $\rightarrow$ forças de reação aplicadas sobre a camada de solo que atuam nas direções normal e tangencial em relação a massa de ruptura que se desprende.

Nos casos que abrangem o mecanismo B, a massa deslizante será composta por dois corpos, denominados corpo I (superior), que possui formato de trapézio e corpo II (inferior), que assim como nos casos de ruptura A, possui formato de cunha. As forças que atuam nesses casos – força X e força P – serão calculadas por meio das equações 96 e 97. (FRANCO, 2016)

$X=1\gamma_{mod}[G1(\gamma_{mod}\sin\alpha-\cos\alpha\ tg\phi)-cA1$	(96)
$P=G2[\gamma_{mod}\sin\beta-\cos\beta$	(97)
$tg[\phi]-Z[\gamma_{mod}\cos(\alpha-\beta)-\sin(\alpha-\beta)tg\phi]-cA2\gamma_{mod}\cos(\beta-\psi)+\sin(\beta-\psi)tg\phi$	(98)

Onde:

X $\rightarrow$ força de contato;

G1 e G2 $\rightarrow$ são os pesos próprios dos corpos de ruptura I e II;

c.A1 e c.A2 $\rightarrow$ forças de coesão do solo ao longo das superfícies de deslizamento L1 e L2.

A1 e A2 $\rightarrow$ áreas das superfícies de deslizamento: A1= L1 x ared; A2= L2 x ared

N1, T1, N2, T2, $\rightarrow$ forças de reação aplicadas sobre a camada de solo que atuam nas direções normal e tangencial em relação ao corpo deslizante.

A forças Z e P serão usadas para obter as equações de equilíbrio no corpo II;

A força X será usada no cálculo das considerações de equilíbrio do corpo I.

3.11.2.3. Contenção de cortina atirantada

A elaboração de muros de contenção requer grande empenho em planejamento e estudo do talude no qual deseja-se fazer a segurança. Do ponto de vista ao dimensionamento, deve-se considerar as particularidades e características inerentes do maciço a ser contido.

A Cortina Atirantada trata-se de uma estrutura para contenção, em sua grande maioria vertical, constituída por painéis de concreto armado formando uma

parede, que junto aos tirantes ancorados no terreno, forma uma estrutura capaz de conter maciços verticais de grandes alturas.

Os tirantes devem ser ancorados atrás da linha de ruptura do solo, a uma profundidade estável que impeça a ruptura ou movimentações indesejadas. Esses tirantes são tensionados por dispositivos hidráulicos até que atinjam uma determinada carga definida em Projeto (Carga de Incorporação). Os elementos tracionados, tirantes, são fixados a parede de concreto por meio de um sistema que utiliza placas e porcas. A carga de incorporação nos tirantes ficará atuando diretamente contra os painéis de concreto e será responsável por garantir a estabilidade do solo arrimado se contrapondo ao empuxo do solo (MARCHETTI,2007).

Constituídos de aço, os tirantes, podem ser encontrados na forma de monobarras, fios ou cordoalhas. São locados com inclinação, em relação ao plano horizontal, em geral, entre ângulos de 15° e 30°, para que o processo executivo seja facilitado, contudo, podem ser utilizadas outras inclinações.

Os painéis de concreto armado constituintes da cortina atirantada têm espessidão que variam, em geral, entre 20 a 40 centímetros, conforme as cargas de incorporação dos tirantes e o espaçamento entre as ancoragens. Essa dimensão é definida durante o projeto estrutural da parede, em função do funcionamento e dos momentos ao longo de painel.

Geralmente, para painéis cujos tirantes possuem carga de trabalho, com cerca, de 390 KN a espessura da parede apresentará valores próximo a 30 centímetros, enquanto para tirantes com uma carga de trabalho em torno de 200 KN, os painéis apresentarão espessura da ordem de 23 a 25 centímetros de espessidão.

Para determinação da carga de trabalho de um tirante tem-se que, para os tirantes permanentes, calcula-se conforme Equação 99.

Carga de trabalho = $\frac{\text{carga máxima de ensaios}}{1,75}$	(99)
Carga de trabalho = $\frac{0,9 f_y k}{1,75}$	(100)

Onde:

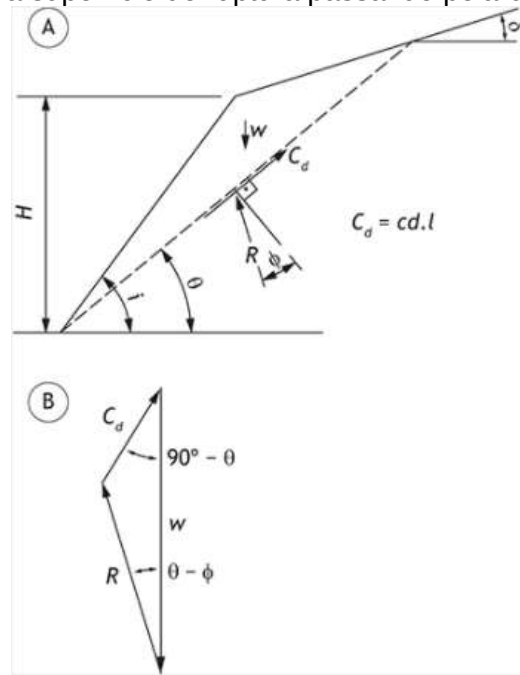
A_s = área da seção transversal útil da barra.

Já para os tirantes provisórios, o fator de segurança deverá ser de 1,5 ao invés de 1,75.

Baseado no método de Culmann (1866), o método brasileiro considera que a superfície de ruptura é um plano que passa pela base do talude, ficando restrito, a taludes verticais, sendo este método aplicável somente a solos homogêneos.

Esse método considera a força de protensão exercida pelos tirantes no equilíbrio da cunha. As cargas dos elementos atirantados são lançadas de tal forma que se alcance o fator de segurança preconizado em norma, conforme apresenta a Figura 31.

Figura 31- Consideração da superfície de ruptura passando pela base do talude (Culmann).



Fonte: MARCHETTI (2007).

No método de Culmann, o ângulo R é ϕ_d , já Nunes, considera esse ângulo como o ângulo de atrito ϕ , ficando o fator de segurança na coesão (C_d), como apresenta as Equações 101 e 102.

$\left(\frac{C_d}{\gamma H}\right)_\theta = \frac{1}{2} \operatorname{cosec}(i) \operatorname{sen}(i - \theta) \operatorname{sen}(\theta - \phi) \operatorname{sec}(\phi)$	(101)
$\frac{d\left(\frac{C_d}{\gamma H}\right)_\theta}{d\theta} = 0 \rightarrow \theta_{crit} = \frac{i + \phi}{2} \text{ e } \frac{C_d}{\gamma H} = \frac{1 - \cos(1 - \phi)}{4 \operatorname{sen}(i) \cos(\phi)}$	(102)

Sendo o número de estabilidade conforme a Equação 103.

$\frac{C_d}{\gamma H}$	(103)
------------------------	-------

Considerado para um talude homogêneo e que não possua percolação. Para Culmann apenas é aceito ϕ aproximadamente 90° , sendo que quanto menor for o

valor de ϕ , mais contra a segurança estará dimensionando (Equações 104 e 105).

Considerando $\phi = 90^\circ$:

$\theta_{crit} = \frac{90^\circ + \phi}{2} = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$	(104)
$\frac{C_d}{\gamma H} = \frac{1 - \cos(90^\circ - \phi)}{4 \sin(90^\circ) \cos(\phi)} = \frac{1 - \sin \phi}{4 \cos \phi} \text{ para } \theta_{crit}$	(105)

Quando dimensionado para θ qualquer (Equação 106):

$\left(\frac{C_d}{\gamma H}\right)_\theta = \frac{1}{2} \cos(\theta) \sin(\theta - \phi) \sec(\phi)$	(106)
--	-------

FS empregado:

Caso geral para θ qualquer em que $\phi = 90^\circ$. Equações 107 a 109

$FS_\theta = \frac{C}{C_d} = \frac{cL}{cdL} = \frac{c/\gamma H}{cd/\gamma H}$	(107)
$FS_\theta = \frac{c/\gamma H}{\frac{1}{2} \cos(\theta) \sin(\theta - \phi) \sec(\phi)}$	(108)
$FS_\theta = \frac{2c \cos \phi}{\gamma H (1 - \sin(\phi))}$	(109)

Determinado o valor de FS, é possível que seja determinado o valor de θ para ele. Esse θ é separado em duas regiões, onde uma delas necessita das forças de ancoragem que as dispensa.

Esse método considera a força de protensão dos tirantes no equilíbrio da cunha e objetiva elevar o valor de FS até que se atinja um nível que seja satisfatório, geralmente 1,5.

Considerando a figura 32 poderá ser aplicada a lei dos senos no triângulo ABC.

Figura 32 - Polígono das forças de ancoragem

$Se \therefore \frac{FS_{desejado}}{FS_{Existente}} = \frac{cL/T - Ft}{cL/T}$	(115)
---	-------

Ainda:

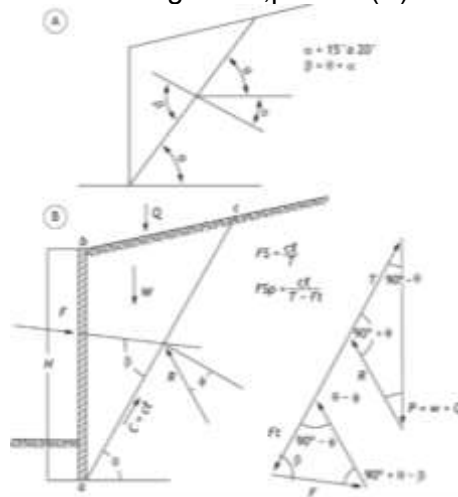
$\frac{\lambda}{\lambda - 1} = \frac{T}{Ft}$	(116)
--	-------

Logo:

$\frac{\lambda}{\lambda - 1} = \frac{W \sin(\beta - \phi)}{\cos \phi} \frac{\cos \phi}{F \cos(\beta - \phi)}$	(117)
$F = \frac{\lambda - 1}{\lambda} \frac{W \sin(\theta - \phi)}{\cos(\beta - \phi)} \rightarrow \text{Força total que deverá ser aplicada}$	

A Figura 33 A apresenta os detalhes dos ângulos α, β e θ e figura 33 B apresenta o cálculo pelo método brasileiro pontos relevantes para obtenção da Força Total (F) como elucida a equação x.

Figura 33 – (A) detalhe dos ângulos α, β e θ e (B) cálculo pelo método brasileiro



Fonte: Craizer(1981) e MARCHETTI (2007).

$F = \frac{\lambda - 1}{\lambda} \frac{W \sin(\theta - \phi)}{\cos(\theta + \alpha - \phi)}$	(118)
--	-------

Para $\theta = \theta_{crítico}$, tem-se:

$F = \frac{\lambda - 1}{\lambda} W \frac{\sin \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)}{\cos \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} + \alpha \right)}$	(119)
--	-------

A sequência de dimensionamento de projeto segue a ordem dos passos a seguir:

- Calcular $\theta = \theta_{c \text{ crítico}}$.
- Calcular W.
- Calcular o FS do plano crítico (sem ancoragens).
- Fixar α (tipicamente de 15° a 30°).
- Calcular λ .
- Calcular a força de ancoragem correspondente ao plano crítico F.
- Distribuir tirantes no painel (equação x):

$\text{Número de tirantes por vertical} = \frac{(F \cdot \text{espaçamento horizontal})}{F_{adm} \text{ (de cada tirante)}}$	(120)
--	-------

- Determinar o ângulo de inclinação do plano de ancoragem, com base no FS desejado. O plano que fornece o FS desejado é o plano sem ancoragens.

Para obter-se as estimativas preliminares, em casos de solos arenosos e de solos argilosos utiliza-se as Equações x e x

Para solos arenosos:

$T = \sigma'_z U L_b K_f$	(121)
---------------------------	-------

Onde:

T= resistência à tração da ancoragem;

σ'_z = tensão efetiva no ponto médio da ancoragem;

U = perímetro médio da seção transversal do trecho ancorado;

L_b =comprimento ancorado do bulbo;

K_f = coeficiente de ancoragem, abaixo (numerar)

Para solos argilosos tem-se:

$T = \alpha U L_b S_u$	(122)
------------------------	-------

Em que:

α =coeficiente redutor ao cisalhamento;

S_u = resistência não drenada do solo argiloso;

Tem que ser levado em conta que:

Para $S_u \leq 40$ KPa, $\alpha=0,75$;

Para $S_u \geq 100$ KPa, $\alpha=0,35$;

Para $40 \text{ KPa} \geq S_u \geq 100 \text{ KPa}$, fazer interpolação linearmente.

O quadro 1 apresenta os respectivos valores para o coeficiente de ancoragem.

Quadro 1 – Coeficiente de Ancoragem

Solo	Compacidade		
	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	1,0	2,0	3,0

Fonte: NBR 5629 (ABNT, 2018).

O quadro 2 traz a comparação dos bulbos de Ancoragem em função da carga de trabalho.

Quadro 2 – Comparação dos bulbos de ancoragem

Carga de Trabalho (kN)	Bulbo de Ancoragem (cm)		
	Solo	Rocha alterada	Rocha Sã
160	500	500	300
200	700	600	400
350	800	700	500
500	800	700	500

Fonte: GeoRio (2014)

3.11.3.4. Contenção de cortina estacas-prancha

As estacas pranchas são normalmente usadas na construção cais, portos, enseadeiras, quebra-mares, barragens, estacionamentos subterrâneos, entre outros. Essas estruturas sofrem com ação de esforços que são divididos em carga permanente constituída pelo peso próprio da estrutura e dos elementos fixos, sobrecargas verticais que são formadas por ações distribuídas de forma uniforme sobre as estruturas podendo ocorrer durante toda a vida útil da mesma e possuem valor variando entre 5 a 100 Kn/m^2 para cada tipo de obra, cargas móveis são

cargas constituídas por ações variáveis ocasionadas por veículos, rodas, esteiras, ferrovias, entre outras, carga do meio ambiente são variáveis e são apenas combinadas às outras ações em alguns casos, são formadas pela ação das correntes, marés, ondas e vento, carga de atração é decorrente do impacto de embarcações nas estruturas, carga de amarração são normalmente ocasionadas pelos esforços exercidos pela amarração de embarcações nos cabeços e carga do terreno que consiste basicamente no empuxo da terra. (BASILE, 2014)

As ações citadas precisam ser combinadas de diferentes maneiras levando em conta o tipo da obra afim de que sejam encontrados os resultados mais desfavoráveis, tendo as permanentes sempre presentes enquanto as variáveis são apenas consideradas quando produzem efeitos desfavoráveis. (BASILE, 2014)

Quando consideradas combinações normais, o valor da combinação das ações é obtido pela fórmula:

$Fd = \gamma_g F + \gamma_g \left(F_{Q1,K} \sum \psi_0 F_{Qj,K} \right) + \gamma_e \psi_0 F_e$	(122)
---	-------

Onde:

F_g : Valor das ações permanentes.

$F_{Q1,K}$: Valor da maior ação varável, sendo considerada como principal.

$F_{Qj,K}$: Valor das demais ações variáveis.

ψ_0 : Fator de combinação para ações variáveis, sendo 0,8 para ações variáveis em geral e 0,6 para ações de variação de temperatura.

γ_g : Coeficiente de combinação para ações permanentes.

γ_q : Coeficiente de combinação para ações variáveis.

γ_e : Coeficiente de ponderação das ações de efeitos de recalque de apoio, retração de materiais, variação de temperatura e deformações diferidas.

Outro importante fator a ser considerado para o dimensionamento de uma contenção de estaca prancha é o equilíbrio do maciço de solo, considerando que dentro deste corpo estará atuando uma tensão vertical e uma horizontal que possuem como relação o coeficiente de empuxo em repouso, ou seja:

$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$	(123)
-----------------------------------	-------

Levando em consideração a possibilidade de uma parede passar por esses dois pontos, o deslocamento da parede pode ocasionar dois estados de ruptura, ou seja, caso haja um deslocamento da parede para esquerda haverá também um alívio das tensões horizontais ocasionando a ruptura do solo, caso o deslocamento seja para direita, essas tensões serão acrescidas até que sejam igualadas às verticais o que também gera ruptura do solo. (FERRANDIN, 2012)

O primeiro caso é chamado de Estado Ativo e nele são encontradas as tensões ativas, através da fórmula:

$\sigma_a = K_a(\gamma \times z - R_s)$	(124)
---	-------

Onde:

γ : Peso específico do solo.

K_a : Coeficiente de empuxo ativo, sendo encontrado através da fórmula $K_a =$

$$tg^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi}$$

R_s : Resistência à compressão simples dada pela fórmula:

$R_s = 2c \times tg\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$	(125)
---	-------

Existe também, uma faixa do terreno onde as tensões são negativas, ou seja, de tração. Nessa região surgem fissuras uma vez que o solo não possui resistência à tração, o cálculo para encontra-las é:

$Z_0 = \frac{R_s}{\gamma} = \frac{2c}{\gamma} \times tg\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$	(126)
---	-------

O segundo caso é chamado de Estado Passivo e nele são encontradas as tensões passivas, através da fórmula:

$\sigma_p = K_p(\gamma \times z - R_s)$	(127)
---	-------

Onde:

γ : Peso específico do solo.

K_p : Coeficiente de empuxo passivo, sendo encontrado através da fórmula:

$K_p = tg^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 + \operatorname{sen}\varphi}{1 - \operatorname{sen}\varphi}$	(128)
--	-------

R_s : Resistência à compressão simples.

Em casos de solos granulares a fórmula se altera para:

$\sigma_p = K_p \times \gamma \times z = \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \times \gamma \times z$	(129)
--	-------

Outra patologia recorrente nesta contenção, são os danos à sua estrutura e junções, podendo interferir na sua estabilidade e segurança. Esta anomalia é causada quando se insiste na cravação das estacas em solos muito duros para que a profundidade de projeto seja atingida. A melhor maneira de prevenir que isso aconteça, é levando em conta um estudo preliminar do solo para o projeto da contenção (MONTEIRO *et al*, 2017).

Para uma estrutura que já esteja sofrendo com a corrosão, o primeiro passo é avaliar seu grau, caso a corrosão seja apenas superficial pode ser feita uma limpeza dessa superfície utilizando jato de areia, em casos em que a corrosão apresente um grau mais elevado, duas opções são consideradas, reforçar a estrutura ou substituí-la. Esse mesmo processo se aplica em contenções que tenham a sua estrutura danificada por solos muito duros (CASTRO, 1999).

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Nesse Capítulo serão expostos quadros resumos com análise das patologias por estruturas de contenção, sendo os resultados obtidos até o momento e, ao final, os resultados esperados ao final desta pesquisa.

Quadro 3: Análise Patológica para o solo reforçado, a Alvenaria de pedra sem argamassa e com argamassa

Contenção	Patologias	Causas	Como prevenir	Como recuperar
Solo Reforçado 	Deformação do maciço;	Efeito da fluência e relaxamento do geossintético;	Levar em consideração o tipo de solo e a resistência desejada ao escolher o tipo de reforço;	Retirada do reforço e posterior troca.
	Corrosão.	Em reforços metálicos o contato com a umidade pode ocasionar corrosão.	Sistema de drenagem eficiente.	
Alvenaria de Pedra sem argamassa 	Problemas com estabilidade;	Blocos que não apresentam dimensões regulares gera atrito entre as pedras;	Escolha de blocos regulares;	Retirada dos blocos e posterior troca;
	Ruptura.	Devido ao deslizamento por contato muro-fundação.	Projeto de base variando entre 0,5 e 1 metro de largura, estando apoiado a uma cota menor que a do talude.	Reforço e reparação do terreno da fundação.
Alvenaria de Pedra com argamassa 	Infiltração.	Falta de sistema de drenagem adequado.	Implementação do sistema de drenagem.	Substituir o material afetado, protegendo o novo contra a infiltração.

Fonte: Autores (2021)

Quadro 4: Análise Patológica para o concreto ciclópico, Solo-cimento, solo-pneu.

Contenção	Patologias	Causas	Como prevenir	Como recuperar
Concreto Ciclópico 	Infiltração.	Falta de sistema de drenagem adequado;	Implementação do sistema de drenagem.	Quando muito danificada será necessário a demolição e reconstrução.
	Deformação;	Aumento do empuxo causado pelo acúmulo de água infiltrada.		
Solo-Cimento 	Baixa na resistência de projeto;	Solo não adequado ou quantidades não adequadas;	Pesquisa adequada na hora de fazer a mistura do solo-cimento;	Retirada dos sacos de solo-cimento e substituição por novos em condições adequadas.
	Erosão.	Contato do solo-cimento com o meio externo gerado pelo desgaste do saco.	Aplicação de revestimento, podendo ser concreto magro ou solo vegetal	
Solo-Pneu 	Recalque;	Compactação não adequada;	Compactação adequada;	Retirar os pneus, realizar uma compactação adequada do solo (quando for o caso) e substituir por novos pneus.
	Deslizamento dos pneus.	Quando não estão presos ou possuem tamanhos inconsistentes e sofrem com o acúmulo de água da chuva por falta de drenagem.	Sistema de drenagem adequado e cuidado na escolha e posicionamento dos pneus.	

Fonte: Autores (2021)

Quadro 5: Análise Patológica para o Gabião, concreto armado.

Contenção	Patologias	Causas	Como prevenir	Como recuperar
Gabião 	Desgaste da malha metálica;	Umidade;	Implementação do sistema de drenagem e contenção dos finos para que o sistema drenante não entupa.	Substituição da caixa de pedra afetada, em casos mais graves é necessário a demolição e reconstrução do muro.
	Sobrecarga da estrutura.	Acúmulo de água causado pelo entupimento ou falta do sistema de drenagem.		
Concreto Armado 	Infiltração.	Ausência de drenos;	Sistemas de drenagem eficientes;	Implementação de sistema de drenagem ou recuperação deles; Pequenos reparos; Recuperação completa da estrutura em alguns casos; Adição de um programa de monitoramento e manutenção da estrutura.
	Ferragem exposta;	Detalhamento errado;	Elaboração de projeto executivo que envolva execução detalhada e manutenção; Uso de espessura de cobrimento adequada;	
	Fissura;	Falhas na execução;	Fiscalização da execução;	
	Desaprumo;	Falta de compactação do solo.	Fiscalização da execução; Boa compactação do solo.	

Fonte: Autores (2021)

Quadro 6: Análise Patológica para o solo grampeado, cortina Atirantada e Estacas-prancha.

Contenção	Patologias	Causas	Como prevenir	Como recuperar
Solo Grampeado 	Corrosão dos chumbadores;	Falha no preenchimento dos furos com cimento além da consistência da nata fora do ideal, falta de centralizadores, comprimento dos furos maiores que as barras;	Reinjeção do cimento quantas vezes forem necessárias; Aplicação de anticorrosivos nos chumbadores;	Retirada e substituição dos chumbadores por novos que estejam protegidos contra a corrosão. .
	Deformação.	Empuxo pelo acumulo de água.	Sistemas de drenagem eficientes.	Reforçar a estrutura ou substituí-la.
Cortina Atirantada 	Corrosão e rompimento dos tirantes;	Contato da porca tracionada e a ponta do tirante com o meio agressivo;	Proteção da ponta do tirante e porca;	Troca dos tirantes afetados por novos elementos que estejam protegidos contra a corrosão;
	Sobrecarga da estrutura.	Infiltração da água por falta de sistema drenante eficiente.	Sistema de drenagem adequado.	Reforço no concreto de parâmetro para melhor distribuição das cargas.
Estacas-Prancha 	Corrosão;	Contato com água, principalmente do mar;	Proteção da estrutura com pintura anticorrosiva, revestimento de zinco e cobrimento com cimento ou concreto;	Em casos de corrosão superficial é feita limpeza usando jatos de areia, em casos mais sérios precisa reforçar a estrutura ou substituí-la.
	Instabilidade e perda de resistência.	Cravação das estacas em solos muito duros.	Levando em conta um estudo preliminar do solo.	Reforçar a estrutura ou substituí-la.

Fonte: Autores (2021)

Acredita-se que os objetivos propostos para o TCC I tenham sido alcançados, visto que, as diversas informações presentes e descritas ao longo do trabalho,

através de uma extensiva busca em fontes materiais resultará em um manual que contempla as mais usuais estruturas de contenção de maciços de solo.

Cada uma dessas obras foi analisada e caracterizada, sendo apontadas as causas técnicas de suas patologias, bem como as formas de prevenção e possíveis métodos de recuperação da estrutura.

Acrescenta-se ainda que este material que ainda será reorganizado e complementado no TCC II, servirá de base a novos estudos, podendo também ser usado para consultas em casos práticos ou teóricos, auxiliando engenheiros e estudantes em suas vidas profissionais e acadêmicas.

4.1. DISCUSSÃO BASEADA EM CASOS REAIS

É fato que estruturas possuem um tempo de vida útil, e que as mesmas necessitam de manutenções e reparos. A falta de zelo para as construções e esmero em suas concepções acabam por acarretar discontinuidades que diminuem a vida útil da edificação.

No Brasil, não é incomum encontrar diversas obras de contenção que apresentem patologias, e principalmente que necessitem de manutenções e reparos. Serão apresentados a seguir casos reais de Patologias e acidentes ocorridos no Brasil:

4.1.2. Caso 1¹

O primeiro caso retrata um muro de contenção de flexão de Concreto armado que foi construído com o intuito de preservar o aterro feito em um terreno que possui topografia acidentada no Município de São João da Ponte. Após a execução do muro foi possível notar o aparecimento de problemas patológicos como trincas e fissuras próximas ao solo e até o deslocamento da estrutura.

A obra iniciada em 2012 teve sua primeira sondagem realizada em julho de 2009 e consistiu na realização de 5 furos distribuídos ao longo do terreno por meio do ensaio de análise SPT apresentando 62,10 metros de solo perfurados e

¹ OLIVEIRA, Charles Ferreira de; BRANCO, Antônio Melgaço Nunes; TAVARES, Karine Almeida. **Análise de deslizamento de muro de arrimo provocado por falha no projeto**. 6ª Conferencia sobre patologia e reabilitação de edifícios, 2018.

analisados, entretanto, nesse primeiro ensaio não foi relatado o caimento do terreno. No primeiro ano de construção é que apareceram os primeiros problemas no muro, isso porque, o engenheiro responsável notou que os valores de nível do local na execução destoavam em 3 metros dos valores obtidos em projeto, ou seja, as cotas reais eram de 5 metros enquanto as consideradas em projetos eram de 2 metros apenas, por isso foi solicitado uma análise do que já havia sido feito, terminando na descoberta de que o projeto de contenção feito inicialmente era insuficiente para conter o aterro, o que levou o calculista a um novo projeto para a contenção que foi iniciado posteriormente. Entretanto, em razão de só ter sido notado que um erro ocorreu no levantamento topográfico ocasionando as diferenças nos níveis após o começo da execução, se tornou pouco possível a execução de grandes reparos ainda durante sua construção (OLIVEIRA; BRANCO; TAVARES; 2018).

No mesmo ano, devido a fortes chuvas, foi constatada uma movimentação dos muros que compunham a estrutura, mais uma vez o engenheiro calculista precisou avaliar a segurança e eficiência da contenção, e concluiu que não havia perigo pois, segundo ele, as movimentações eram causadas pela acomodação natural do solo do terreno, e por isso nenhuma intervenção se fazia necessária, o que culminou não apenas em sérias patologias no próprio muro como a inclinação de 3 cm, deslocamento horizontal que ultrapassou 5 cm e recalque de 2 cm (Figura 34) que levou ao aparecimento de trincas, mas também pôs em risco construções vizinhas.

Figura 34: Deslocamento e trincas na contenção.



Fonte: Oliveira; Branco; Tavares (2018)

Após o surgimento das patologias, foi decidido que um novo ensaio SPT seria feito, dessa vez dois furos foram feitos próximo ao muro que apresentava problema totalizando uma análise de 21,70 metros de solo perfurado. De acordo com esta segunda análise realizada, foi constatado que o solo do aterro apresentava baixíssima resistência nos 3 primeiros metros, apresentando um NSPT inferior a 5 golpes, além de ter mostrado o Nível de água em 4,32 metros. Os resultados encontrados distinguiam dos valores obtidos no primeiro ensaio feito antes do início da construção, não sendo localizado o nível de água. Fica claro que mediante ao fato de que se passaram 3 anos entre a data do primeiro ensaio e o começo da construção do muro, um novo ensaio deveria ter sido feito antes da execução da construção ser iniciada.

Em posse dos dados, é possível identificar que o principal motivo pelo aparecimento das patologias é que o solo não era capaz de suportar o peso da estrutura devido a sua baixa resistência superficial, isso porque quando o novo projeto com um muro mais alto foi idealizado, não se atentaram ao fato de que o solo possivelmente não seria capaz de suporta-lo, e só depois do aparecimento das patologias é que foi decidido que um novo ensaio seria realizado. Para que isso não ocorresse, parte do material deveria ter sido retirado ou então uma fundação mais profunda, que fosse capaz de alcançar um solo resistente deveria ter sido feita, porém, a sondagem inicial não havia sido feita próximo a localização do muro, impedindo a interpretação de que ali havia um solo pouco resistente. Além disso, foi realizada uma verificação dos cálculos (Quadro 1) feitos para o dimensionamento do muro, considerando valor para carga accidental de 20 KN/m² como previsto na NBR 11682:2009, foi constatado que a contenção possui força resistente a deslizamento menor que a necessária e também uma tensão admissível para capacidade de carga da fundação menor do que a atuante na estrutura. Ou seja, o dimensionamento do muro não atingia os requisitos mínimos de segurança exigidos para que sua construção fosse concluída. Além do já citado, o engenheiro calculista responsável cometeu um grande erro ao negar algum tipo de reparo mediante a movimentação do maciço ocorrido ainda durante a sua construção.

Quadro 7: Verificação ao Tombamento, Deslizamento, Capacidade de carga e Estabilidade Global.

Tombamento	Momento atuante (M_a)	Momento resistente (M_R)	$M_R / M_a = 2,47 > 2$ → atendido
	203,34 KN/m	501,52 KN/m	
Deslizamento	Força Atuante (F_a)	Força resistente (F_R)	$F_R / F_a = 0,99 > 1,5$ → não atendido
	120,07 KN	119,53 KN	
Capacidade de carga	Tensão Máxima ($q_{máx}$)	Tensão admissível (q_{adm})	$q_{adm} < q_{máx}$
	245,72 KN/m ²	124,40 KN/m ²	
Estabilidade Global	Fator de Segurança = 1,50	Fator de Segurança = 1,53	$FS_{encontrado} > FS_{min}$ → atendido

Fonte: Oliveira; Branco; Tavares (2018)

Diante dos resultados da pesquisa, foram propostas sugestões de refinamento do reforço da estrutura da contenção, e três possíveis soluções foram propostas. As primeiras duas propostas apresentadas foram descartadas, então o projeto escolhido consistia apenas no uso de microestacas, o que bastava para reforçar a fundação, além disso, sua operação simples e fácil deu ao projeto de reparo uma grande vantagem de custo, portanto foi selecionado para realizar os trabalhos de reforço (Figura 35).

Figura 35: Execução do reforço.



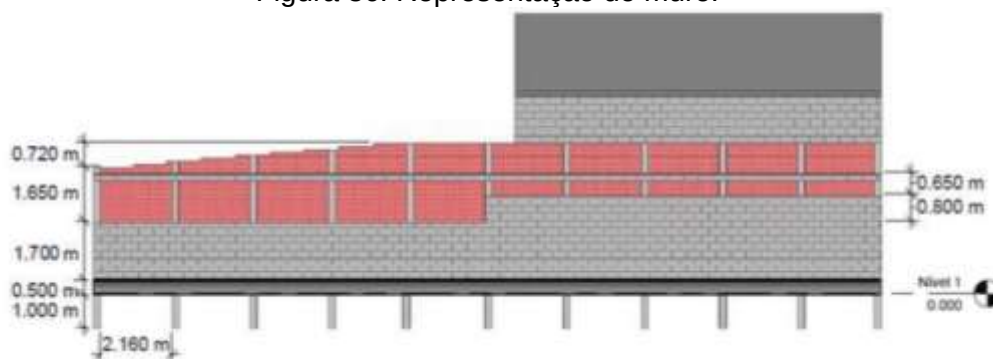
Fonte: Oliveira; Branco; Tavares (2018)

4.1.3. Caso 2²

² SENES, Jessyka de. **Estudo de caso: Análise da estabilidade de um muro de contenção com patologias**. 2018. Projeto de graduação (Graduação em Engenharia de Infraestrutura).

O segundo caso trata-se de um muro de arrimo localizado na cidade Joinville, que foi construído inicialmente em 1997 de concreto armado para conter um montante de terra, posteriormente, em 2004, foi realizado um aterro neste local para a elevação do nível do terreno em 3 metros e então foi construído um muro de alvenaria preso às ferragens do concreto armado para a contenção do aterro (Figura 36). Durante a construção da parte da estrutura em concreto, um problema ocorreu com a fôrma deixando concreto vazar e aumentando a sua espessura naquele ponto. Devido ao ocorrido, o engenheiro responsável decidiu pelo também aumento da altura naquele ponto. Após alguns anos da sua construção, o muro apresentou importantes patologias, como inclinação e algumas fissuras (SENES, 2018)

Figura 36: Representação do muro.



Fonte: Senes (2018)

Os pilares que sustentam o muro de alvenaria estão amarrados às armaduras do concreto e apresentam fissuras abertas o suficiente para a passagem de vegetação (Figura 37). Além disso, visualmente o muro aparenta estar no prumo, entretanto com a ajuda de um instrumento de medição, foi constatada um desalinhamento de 9 cm que resultou na inclinação da contenção em aproximadamente $1,7^\circ$, foi informado pelo proprietário que o muro vem sendo monitorado a 3 anos, constatando que esta inclinação está evoluindo com o passar dos anos, o que pode ocasionar problemas ainda mais graves futuramente.

Figura37: Muro com vegetação.



Fonte: Senes (2018)

Em determinada parte do muro, é percebido um rompimento na continuidade do mesmo onde é calculado um afastamento de 5 cm de uma parte em relação a outra (Figura 38), estando a parte da esquerda mais inclinada que a da direita. Essa diferença pode ser explicada pelo aumento de carga ocasionado pelo aumento do muro realizado na parte de concreto. Outra hipótese para essa inclinação, é a falha na compactação do solo, isso porque foram observadas diferenças de níveis da cota da rua e da cota do final do terreno, o que pode ser interpretado como uma compactação mais acentuada no solo da parte da frente do terreno, ou seja, a parte de trás não foi devidamente compactada, liberando espaço para a infiltração de água decorrente das chuvas que pode aumentar o empuxo ativo naquele lugar.

Figura 38: Descontinuidade do muro.



Fonte: Senes (2018)

Outro ponto importante apontado, é a ruptura dos elementos de reforço do muro (Figura 39), que foram construídos como contraforte e resistem aos esforços de tração devido ao empuxo ativo, entretanto, eles não possuem armadura em seu interior e por isso não são capazes de resistir aos esforços de tração, ou seja, não trabalham como elementos estruturais. Entretanto a ruptura comprova a movimentação do muro, isto porque ela ocorreu devido a inclinação acentuada da contenção.

Figura 39 Ruptura de elementos de reforço.



Fonte: Senes (2018)

É importante que medidas sejam tomadas para o reforço do muro, para que a sua segurança seja garantida. A intervenção pode ser feita com o uso de pequenas estacas, mas é indispensável a consideração dos dados obtidos para a sua projeção, como o fato de a estabilidade atual do muro se dá unicamente pelo empuxo ativo, por isso não é uma opção o aumento da altura do solo contido pela contenção.

4.1.4. **Caso 3**

Neste caso será apresentado um estudo relacionado à um sinistro ocorrido em um muro de contenção em um condomínio residência localizado na cidade de Maringá – PR, o muro está localizado na lateral, próximo a área destinada ao estacionamento de veículos automotores dos residentes.

Inicialmente, supondo que o condomínio tenha sido construído conforme os projetos aprovados e devidamente vistoriados pelos órgãos competentes, o sinistro não pode ser atribuído a uma falha de projeto, visto que existem diversas etapas e verificações para que seja aprovado o projeto.

De acordo com a nota oficial publicada pela construtora responsável pela execução da obra, inicialmente em projeto não havia cobertura na área de estacionamento. Visto isso a drenagem do volume de água captado pelo piso seria realizada através de drenos do tipo boca de lobo (Figura 40), instalados juntos ao

meio fio próximo a área do ocorrido. Após captado, pelos drenos, o volume de água deveria ser conduzido para uma rede subterrânea, que teria como destino final a rede pública de captação.

Figura 40: Boca de lobo para captação de água.



Fonte: Maringá News, (2019, on-line)

Uma possível causa para a causa do problema, não seria o excesso de água conduzido pelo piso e descarregado sobre o solo contido, a menos que a tubulação que conduzia a água para rede de captação estivesse com vazamentos. Como têm-se na Figura 41, a contenção se dava em 2 partes, sendo a contenção 1 do piso do estacionamento e a contenção 2 do talude adjacente.

Figura 41: Visualização das contenções.



Fonte: Maringá News, (2019, on-line)

O muro de contenção que segura o maciço de solo e o pavimento do estacionamento, mante-se de pé, não sofrendo avarias, porém é possível observar erros de execução advindos do lançamento do concreto, erro esse que ocorre quando não se faz o correto adensamento do concreto, ou não se utiliza o concreto auto adensável. Os erros durante o lançamento do concreto podem ocasionar regiões frágeis, como áreas onde há a segregação do material ou, como no caso, vazios. (Figura 42)

Figura 42: Patologia na concretagem.



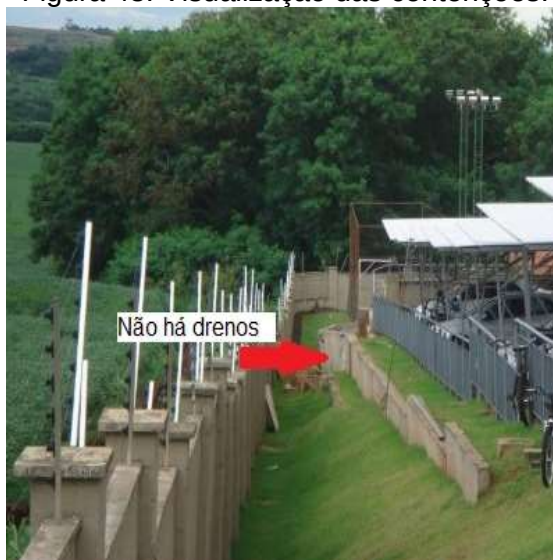
Fonte: Maringá News, (2019, on-line)

Como a denominada contenção 1, que segura o piso do estacionamento, não sofreu avarias, bem como o piso do estacionamento também não, o acidente não foi causado por vazamentos na tubulação de drenagem.

É sabido que a presença de água no solo é fator importantíssimo a ser considerado nas suas diferentes porcentagens, principalmente em obras de contenção de maciços. Ao longo do trabalho foi versado sobre as patologias, em todas as estruturas a água se mostra como fator causador de descontinuidades e imperfeições nas estruturas.

Analisando a Figura 43, pode ser observado a falta de drenos na contenção 2.

Figura 43: Visualização das contenções.



Fonte: Maringá News, (2019, on-line)

A falta de drenagem presente ao longo da contenção denominada 'contenção 2', é explicada pelo fato de a área ser permeável, como uma área de contribuição de água pluvial baixa, visto que o estacionamento possui drenagem canalizada.

Porém, após a conclusão da obra do condomínio, foi decidido pela elaboração e execução de uma cobertura sobre a área de estacionamento (Figura 44), proporcionando maior comodidade a seus habitantes, com a proteção dos carros contra intempéries.

Figura 44: Coberturas do Estacionamento.



Fonte: Maringá News, (2019, on-line)

Ao visualizar e analisar criteriosamente a figura 45, pode ser observado que as coberturas não possuem calhas para coleta de águas das chuvas, ficando por

conta de as drenagens do piso do estacionamento conduzir a água dos telhados do meio para a rede pública. Mas foram construídos telhados com caída de água direcionada para fora dos limites de abrangência do sistema de drenagem do estacionamento.

Figura 45: Coberturas do Estacionamento com caída para área gramada, com drenagem natural.



Fonte: Maringá News, (2019, on-line)

O volume de água descarregado pelos telhados foi superior ao que o solo era capaz de drenar, isso causou uma sobrecarga na estrutura, sobrecarga essa que provavelmente não foi considerada do dimensionamento da contenção. Com o alimento de carga houve um empurramento do solo a jusante da ‘contenção 2’, fazendo com que o muro viesse a cair.

O Muro de contenção denominado ‘contenção 2’ sofreu uma deformação lateral, mas não chegou a romper, porém com o deslocamento de terra, houve uma disfunção de proteção por parte da grama, o que levou ao carreamento de material, como pode-se ver na figura 46.

Figura 46: Buraco Criado por Carreamento de Material.



Fonte: Maringá News, (2019, on-line)

De acordo com a nota publicada pela empresa responsável pela obra, o residencial teria optado, após a conclusão da obra, por construir uma cobertura, cobertura essa que serviria para que os veículos dos moradores não sofressem com intempéries.

A cobertura realizada através de perfis metálicos soldados em formato de treliça, não se caracteriza como o causador do problema, uma vez que sua carga transferida ao ponto mais próximo do sinistro pode ser desconsiderada a causadora, pois como visto na figura 33, a região dos pilares não foi afetada pelo deslizamento, tão pouco o piso próximo a região dos pilares.

Por conclusão, têm-se que os problemas ocorridos são oriundos da construção incompleta da cobertura do estacionamento, que por não apresentar calha para captação das águas do telhado, e posterior direcionamento desse volume para as tubulações de escoamento, provocaram um acréscimo de carga à estrutura de contenção, acréscimo esse que não estava contido em projeto, visto que a estrutura não resistiu.

5 CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS

As estruturas de contenção são objeto importante no processo de edificação, sejam edificações ou obras de arte e como toda obra de engenharia, as contenções contam com um processo construtivo detalhado em etapas, que quando não respeitadas e executadas corretamente, podem contribuir para o surgimento de patologias.

As patologias em estruturas são diversas e apresentam grande risco a edificação, entre os muros vistos anteriormente, foi possível constatar que as patologias mais recorrentes são consequentes à falta de drenagem ou drenagem insuficiente, o que reflete a grande falta de atenção dos profissionais a um componente tão fundamental a esse tipo de estrutura. Além disso, o estudo mostrou que falhas no projeto e execução, falta de manutenção e materiais inadequados são fatores frequentes no surgimento das patologias estruturais.

A partir da análise apresentada neste trabalho é possível apresentar uma forma de correção para as patologias descritas, sendo pautada principalmente na busca pelo controle de qualidade de projeto, execução e manutenção de muros de arrimo. Além disso, é de grande importância que os profissionais de Engenharia busquem intensificar seus conhecimentos sobre o assunto, visto que o estudo de patologias em estruturas é um campo de pesquisa que vem crescendo e se aprimorando.

6 REFERÊNCIAS

ANDRADE, Reginaldo. **Muros de contenção à gravidade**. 2018. DIPROTEC. Disponível em: <http://diprotecgeo.com.br/blog/muros-de-contencao-a-gravidade/>

BASILE, Bruna Fernandes. **Verificação estrutural de estaca-prancha de aço em obras portuárias**. 2014. Projeto de graduação (Graduação em Engenharia Civil. Disponível em <http://repositorio.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10011806.pdf>. Acesso em 12 de set. 2021.

BECKER, Leandro. **Estruturas de solo reforçado**. Puc Rio Certificação Digital nº 0115557/CA. Disponível em https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/8794/8794_3.PDF. Acesso em 10 de set. 2021.

CAMILO, Angélica Kamily dos Santos; AMORIM, Brunna Francis Chagas; TERRA, Victor Scartezini. **Desempenho de Muros de Contenção de Gabião e Concreto Ciclópico Com Avaliação de Seus Respectivos Sistemas de Drenagem**. 2019. Universidade de Rio Verde. Disponível em: <https://www.unirv.edu.br/conteudos/fckfiles/files/Desempenho%20de%20Muros%20de%20C%20onten%C3%A7%C3%A3o%20de%20Gabi%C3%A3o%20e%20Concreto%20Cicl%C3%B3pico%20Com%20Avalia%C3%A7%C3%A3o%20de%20Seus%20Respectivos%20Sistemas%20de%20Drenagem.pdf>. Acesso em: 23 de agosto de 2021.

CASTRO, Bruno et al. Estudo de Caso: **Avaliação de patologias devido à recalques em viaduto sobre Rodovia Federal**. 2012. ResearchGate Disponível em: https://www.researchgate.net/publication/323969415_Estudo_de_Caso_Avaliacao_de_patologias_devido_a_recalques_em_viaduto_sobre_Rodovia_Federal

CASTRO, Eduardo Mariano Cavalcante de. **Patologia dos edifícios em estrutura metálica**. 1999. Dissertação (Pós-graduação em Engenharia Civil) - Disponível em https://repositorio.ufop.br/bitstream/123456789/6247/1/DISSERTA%C3%87%C3%83O_PatologiaEdif%C3%ADciosEstrutura.pdf. Acesso em 29 de abr. 2021

CAVA, Felipe. **Conheça o Solo Grampeado e sua execução**. [201-?]. Além da Inércia. Disponível em: <https://alemdainercia.com/tag/sologrampeado/>

Contenção de encosta com pneu cai na Rua Araci de Oliveira Rios. 2017. Pólis Recreio. Disponível em: <http://www.polisrecreio.com.br/site/2017/12/05/contencao-de-encosta-com-pneus-cai-na-rua-araci-de-oliveira-rios/>

Contenção de Taludes com Solo Grampeado para Construções. [201-?]. ENGESTAB. Disponível em: <https://www.engestab.com.br/contencao-taludes-solo-grampeado>

CORADI, Cleber et al. **Avaliação de patologias e terapias em muro de contenção de uma escola situada em Xanxerê - SC**. 2018 - Disponível em <https://unoesc.emnuvens.com.br/apeux/article/view/16487/9110>. Acesso em 10 de abr. 2021.

CORTEZ, Glauco. **Desmoronamento de muro de contenção da construtora GNO desaba em Campinas e leva junto uma rua inteira.** 2013. Educação Política Blog. Disponível em: <https://glaucoortez.wordpress.com/2013/06/06/desmoronamento-de-muro-de-contencao-da-construtora-gno-desaba-em-campinas-e-leva-junto-uma-rua-inteira-gustavo-armbrust-norte-sul-campinas/>

CRUZ, R.B.C. et al. **Método para análise do risco em estruturas de arrimo em concreto armado.** Revista de Engenharia Civil 2020, No. 57, 36-49 - Disponível em <http://www.civil.uminho.pt/revista/artigos/n57/Pag.36-49.pdf>. Acesso em 15 de abr. 2021.

DOMINGUES, Paulo César. **Indicações para projetos de muros de arrimo em concreto armado.** 1997. Disponível em https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde20032018104408/publico/Dissert_Domingues_PauloC.pdf. Acesso em 22 de agosto de 2021.

DRUMOND, Rejane. **Como fazer muro de contenção e evitar deslizamento de terra.** 2013. Disponível em: <https://www.arquitetaresponde.com.br/como-fazer-muro-de-contencao/>

Estaca Prancha de PVC. 2019. VPA equipamentos. Disponível em: <https://vpaequipamentos.com.br/blog/estaca-prancha-de-pvc>

FERRANDIN, Eduardo Rafael. **Análise e dimensionamento de cortinas de estacas moldadas no local.** 2012. Monografia (Especialização em projeto de estruturas). Disponível em http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/3712/1/TD_COEST_I_2012_01.pdf. Acesso em 20 de agosto de 2021.

FLORES, Inês; BRITO, Jorge de. **Patologia e reabilitação de patologia de construção em alvenaria de pedra.** 2005 - Disponível em https://www.researchgate.net/publication/282103189_Patologia_e_Reabilitacao_de_Construcao_em_Alvenaria_de_Pedra. Acesso em: 9 de abr. 2021.

FRANCO, Lessandro de Almeida. **Solução de solo grampeado faceamento flexível de alta resistência.** 2016. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Engenharia Geotécnica) - Disponível em <https://www.repositorio.ufop.br/handle/123456789/7057>. Acesso em: 26 de mar. 2021.

Geotêxtil não-tecido AFITEXINOV GEOTER NOTEX. [201-?]. Archiexpo. Disponível em: <https://www.archiexpo.com/pt/prod/afitexinov/product-1588-2157193.html>

GOMES, Cauã Rudá Fernandes; LIMA, Lucas Souza Reis. **Muros de Flexão: Dimensionamento e seus aspectos construtivos.** 2018. Trabalho de Conclusão

de Curso (Graduação em Engenharia Civil). Disponível em <https://ri.cesmac.edu.br/bitstream/tede/344/1/Muros%20de%20flex%C3%A3o%20dimensionamento%20e%20seus%20aspectos%20construtivos.pdf>. Acesso em 10 de agosto de 2021.

GONDIM, Adileisson apud METÁLICA. **Dimensionamento Geotécnico de Solo Grampeado**. 2018. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, 2018. Disponível em :<https://repositorio.ufu.br/bitstream/123456789/21654/1/TCC%20-%20DIMENSIONAMENTO%20GEOT%C3%89CNICO%20DE%20SOLO%20GRAMPEADO.pdf>

LOBO, Ademar da Silva; FERREIRA, Cláudio Vidrih, RENOFIO, Adilson. **Muros de arrimo em solos colapsíveis provenientes de arenito Bauru: Problemas executivos e influência em edificações vizinhas em áreas urbanas**. Acta Scientiarum. Technology Maringá, v. 25, no. 2, p. 169-177, 2003 - Disponível em https://www.researchgate.net/publication/251067025_Muros_de_arrimo_em_solos_colapsiveis_provenientes_do_arenito_Bauru_problemas_executivos_e_influencia_em_edificacoes_vizinhas_em_areas_urbanas_-_DOI_104025actascitechnol25i22191. Acesso em: 10 de abr. 2021

LUIZ, Bruna Julianelli. **Projeto geotécnico de uma estrutura de contenção em concreto**. 2014. Projeto de graduação (Graduação em Engenharia civil) - Disponível em: <http://www.monografias.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10011764.pdf>. Acesso em: 18 mar. 2021.

MARANGON, Andersson; AMARAL, Gabriel Pauletti. **Avaliação Comparativa entre os Métodos de Contenção de Talude: Muro de Gabião e Logblock**. 2017. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade do Sul de Santa Catarina. Disponível em: <https://repositorio.animaeducacao.com.br/bitstream/ANIMA/4638/1/TCC%20ANDERSSON%20E%20GABRIEL.pdf>. Acesso: 23 de agosto de 2021.

MAREK, Carla Fernanda. **Patologias em Estruturas de Concreto Armado com ênfase na Qualidade na Execução**. 2005. Disponível em http://www.dep.uem.br/gdct/index.php/dep_tcc/article/view/1250. Acesso em: 15 de abr. 2021.

MARINGÁ NEWS. **Laudo isenta construtora por queda de muro em condomínio em Maringá**. Disponível em < <https://angelorigon.com.br/2019/02/15/laudo-isenta-construtora-por-queda-de-muro-em-condominio-de-maringa/>>. Acesso em: 15 de abr. 2021.

MIKOS, Ana Paula et al. **Estudo das manifestações patológicas em solo grampeado e cortina atirantada**. Revista Técnico Científica do CREA-PR, set.2017, Edição especial – 2ºSPPC - Disponível em: <http://creaprw16.crea->

pr.org.br/revista/Sistema/index.php/revista/article/view/309/191. Acesso em: 19 de mar.2021

MIKOS, Ana Paula; TEIXEIRA, Sidnei Helder Cardoso. **Estudo do método da resistência elétrica para avaliação da integridade de solo grampeado**. Revista de Engenharia Civil IMED, Passo Fundo, vol. 5, n. 1, p. 121-139, Jan.-Jun. 2018 - ISSN 2358-6508. Acesso em 20 de abr. 2021

MONTEIRO, Fernando Feitosa et al. **Análise técnico-econômica dos métodos construtivos de paredes diafragma moldadas in-loco, estaca-prancha e estacas secantes**. Revista de Engenharia Civil IMED- Passo Fundo, vol. 4, n. 2, p. 3-19, Jul.-Dez. 2017 - ISSN 2358-6508. Acesso em 26 mar. 2021.

Muro de arrimo do Lago Veredinha é reconstruído. Pelo Mundo Portal de Notícias, 2020. Disponível em: <<https://www.pelomundodf.com.br/noticia/17167/muro-de-arrimo-do-lago-veredinha-e-reconstruido>>. Acesso em: 19, maio de 2021.

Muros de Arrimo. [201-?]. Concrelaje. Disponível em:<http://www.concrelaje.com.br/muros-de-arrimo/>

Muros de pedra bruta exibem beleza e sofisticação. 2013. TECPAR. Disponível em: <https://tecparpavimentos.wordpress.com/2013/08/27/muros-de-pedra-bruta-exibem-beleza-durabilidade-e-sofisticacao/>

NASCIMENTO, Flavio; LIMA, José. **Diretrizes técnicas para locação de limites edificadas em praias**. Ambient. constr. (Online) vol.10 no.4 Porto Alegre Oct./Dec. 2010. Disponível em:https://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1678-86212010000400014.

OLIVEIRA, Charles Ferreira de; BRANCO, Antônio Melgaço Nunes; TAVARES, Karine Almeida. **Análise de deslizamento de muro de arrimo provocado por falha no projeto**. 6ª Conferencia sobre patologia e reabilitação de edifícios, 2018. Disponível em: <http://www.nppg.org.br/patorreb/files/artigos/80513.pdf>. Acesso em 21 de maio de 2021

OLIVEIRA, Luis Paulo Andrioli Vieira de. **Estudo da relaxação de tensões nos reforços em geogrelha de um muro de solo reforçado**. 2019. Projeto de graduação (Graduação em Engenharia civil) - Disponível em: <http://monografias.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10029012.pdf>. Acesso em: 19 de mar. 2021

Ponteserradense constrói muro utilizando apenas pneus velhos. 2013. Oeste Mais. Disponível em: <https://www.oestemais.com.br/geral/ponteserradense-constroiu-muro-utilizando-apenas-pneus-velhos/>

RAMOS, Geraldo Magela Perdigão Diz et al. **Contenção de talude com uso de solo-cimento ensacado: Projeto em área de interesse social**. RETEC, Ourinhos, v. 12, n. 2, p. 26-42, jul./dez., 2019 - Disponível em:

<https://www.fatecourinhos.edu.br/retec/index.php/retec/article/view/344>. Acesso em: 19 de mar. 2021.

RIBEIRO, André Augusto de Souza; AZEVEDO, Bruno Freitas de; JÚNIOR, Marcos Aurélio Pinto Marzano. **Análise de patologias em muros de concreto armado: Um estudo de caso no município de Petrópolis**. ENGENHARIA NA PRÁTICA: CONSTRUÇÃO E INOVAÇÃO - VOL.2. 2020 - Disponível em <https://portal.epitaya.com.br/index.php/ebooks/article/view/68/95>. Acesso em: 12 de abr. 2021.

SÁ, Wallace Borges de. **Estudo da interação solo-muro em concreto convencional, com resíduo de construção e demolição (RCD) e alvenaria de pedra**. 2006. Pesquisa e extensão (Mestrado em Engenharia civil) - Disponível em: <http://tede2.unicap.br:8080/bitstream/tede/39/1/wallace%20de%20sa.pdf>. Acesso em: 18 mar. 2021.

SENES, Jessyka de. **Estudo de caso: Análise da estabilidade de um muro de contenção com patologias**. 2018. Projeto de graduação (Graduação em Engenharia de Infraestrutura). Disponível em <https://repositorio.ufsc.br/handle/123456789/191835>. Acesso em: 21 de maio de 2021.

SILVA, Patrícia; BARBOSA, Yago; CARVALHO, Daniel. **Análise das patologias em contenção de terra de gabiões em cabeceiras de pontes**. 2016. Disponível em: <http://www.abpe.org.br/trabalhos2016/146.pdf>

SIQUEIRA, Yan apud MARQUES. **Falhas estruturais no muro de arrimo de Parintins: Fatores antrópicos, construtivos e naturais**. [201-?]. Universitário do Norte – Uninorte, Manaus. Disponível em: file:///C:/Users/Usuario/Downloads/yan_kelvin_-_artigo.pdf TERRES, Laryssa. **O que é Concreto Ciclópico**. 2020. CARLUC. Disponível em: <https://carluc.com.br/materiais-de-construcao/concreto-ciclopico/>