

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**JACKSON LUENIR TESKE
LAYANE SANTOS DE SOUZA**

**SISTEMA DE CONTENÇÃO DE ENCOSTA PRÉ-MOLDADO COM
FUNDAÇÃO SUPERFICIAL**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

PATO BRANCO

2014

**JACKSON LUENIR TESKE
LAYANE SANTOS DE SOUZA**

**SISTEMA DE CONTENÇÃO DE ENCOSTA PRÉ-MOLDADO COM
FUNDAÇÃO SUPERFICIAL**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado como requisito parcial à
obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil, da Universidade
Tecnológica Federal do Paraná, Campus
Pato Branco.

Orientador: Prof. Dr. Rogério Carrazedo
Co-orientador: Prof. Msc. Jairo Trombetta

PATO BRANCO

2014



**MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**



TERMO DE APROVAÇÃO

SISTEMA DE CONTENÇÃO DE ENCONTA PRÉ-MOLDADO COM FUNDAÇÃO SUPERFICIAL

JACKSON LUENIR TESKE

e

LAYANE SANTOS DE SOUZA

Aos 2 dias do mês de dezembro do ano de 2014, às 13h30min, na Sala de Treinamento da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, este trabalho de conclusão de curso foi julgado e, após arguição pelos membros da Comissão Examinadora abaixo identificados, foi aprovado como requisito parcial para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campus Pato Branco – UTFPR-PB, conforme Ata de Defesa Pública nº 38-TCC/2014.

Orientador: Prof^o Dr. ROGÉRIO CARRAZEDO (DACOC / UTFPR-PB)

Co-orientador: Prof. Msc. JAIRO TROMBETTA (DACOC / UTFPR-PB)

Membro 1 da Banca: Prof^a Dr^a. PAÓLA REGINA DALCANAL (DACOC / UTFPR-PB)

Membro 2 da Banca: Prof^o Msc. MARIVONE ZANELLA FANK (DACOC / UTFPR-PB)

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Muro de Gravidade	15
Figura 2 - Muro de Flexão	16
Figura 3 – Cribwall	17
Figura 4 - Blocos de concreto.....	18
Figura 5 - Muro de placas	19
Figura 6 - Plano de deslizamento do solo para empuxo ativo	23
Figura 7 - Terrapleno com superfície inclinada	24
Figura 8 - Diagrama de pressão para solos coesivos.	26
Figura 9 - Centro de aplicação do empuxo ativo	27
Figura 10 - Diagrama de pressão para macio terroso com sobrecarga	27
Figura 11 - Plano de ruptura para empuxo passivo.....	28
Figura 12 - Distribuição de pressão para empuxo passivo em solos coesivos	30
Figura 13 - Variação dos coeficientes de pressão (K).....	31
Figura 14 - Estados de equilíbrio.....	33
Figura 15 - Diagrama entre a resultante da força normal e de atrito	35
Figura 16 - Sapatas com dentes	36
Figura 17 - Sapata inclinada.....	36
Figura 18 - Diagrama de tensões para sapata inclinada	37
Figura 19 - Diagrama de forças.....	38
Figura 20 - Diagrama de pressão na junta a – a.	40
Figura 21 - Quadro Geral das leis de distribuição das tensões	43
Figura 22 - Detalhe de dreno em barbacã.....	46
Figura 23 - Diferença de pressão entre as cargas	48
Figura 24 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas.....	50
Figura 25 - Planta do modelo proposto	54
Figura 26 - Detalhe 01.....	55
Figura 27 - Corte AA' do modelo proposto	55
Figura 28 - Corte BB' do modelo proposto	56
Figura 29 - Placa de contenção.....	58
Figura 30 - Encaixes laterais no pilar para as placas de contenção.....	59
Figura 31 - Pilar e contraforte.....	60
Figura 32 - Detalhe da base do sistema pilar – contraforte.....	60
Figura 33 - Placa de fundação	61
Figura 34 - Esquema da ligação entre placa de fundação e contraforte	62
Figura 35 - Sistema proposto - vista frontal.....	63
Figura 36 - Sistema proposto - lateral / fundo	64
Figura 37 - Diagrama das tensões resultantes.....	73
Figura 38 - Planta baixa 5,0 m	76
Figura 39 - Corte A do muro de 5,0 m.....	76
Figura 40 - Planta baixa muro 3,5 m	84
Figura 41 - Corte A, muro de 3,5 metros.....	85

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores de empuxo no repouso	31
Tabela 2 - Coeficiente de atrito μ	34
Tabela 3 – Ângulo de atrito entre os materiais	35
Tabela 4 - Dados do solo - região de Pato Branco.....	65
Tabela 5 - Dados de entrada do solo e sobrecarga	65
Tabela 6 - Dados obtidos – 1	66
Tabela 7 – Dados obtidos – 2.....	66
Tabela 8 - Momentos resultantes	68
Tabela 9 - Força de atrito e resultados.....	68
Tabela 10 - pontos de interesse do elemento da fundação e tensões	68
Tabela 11 - Dados gerais de entrada - placa de contenção.....	69
Tabela 12 - Dados do concreto e armadura estimada - placa de contenção	69
Tabela 13 - Armadura longitudinal - placa de contenção	70
Tabela 14 - Área de aço necessária e efetiva	70
Tabela 15 - Verificação da armadura de tração – 1	70
Tabela 16 - Verificação da armadura de tração – 2	70
Tabela 17 - Armadura de distribuição	70
Tabela 18 - Verificação das bielas de compressão e dispensa de armadura de cisalhamento - placa de contenção	71
Tabela 19 - Verificação das bielas de compressão	71
Tabela 20 - Detalhamento das armaduras	71
Tabela 21 - Armadura do contraforte	72
Tabela 22 - Armadura vertical no contraforte	73
Tabela 23 - Área de aço e posicionamento	74
Tabela 24 - Armadura longitudinal negativa adotada para toda seção	74
Tabela 25 - Armadura de distribuição	74
Tabela 26 - Armadura longitudinal positiva adotada para toda seção.....	74
Tabela 27 - Armadura de distribuição	75
Tabela 28 - Verificação das bielas de compressão e dispensa da armadura de cisalhamento	75
Tabela 29 - Verificação das bielas de compressão	75
Tabela 30 - Dados obtidos -1	77
Tabela 31 - Dados de obtidos - 2	77
Tabela 32 - Dados gerais de entrada - placa de contenção.....	78
Tabela 33 - Dados do concreto e armadura estimada - placa de contenção	78
Tabela 34 - Armadura Longitudinal - placa de contenção	79
Tabela 35 - Área de aço necessária e efetiva	79
Tabela 36 - Verificação da armadura de tração – 1	79
Tabela 37 - Verificação da armadura de tração – 2	79
Tabela 38 - Armadura de distribuição	79
Tabela 39 - Verificação das bielas de compressão e dispensa de armadura de cisalhamento - placa de contenção	80
Tabela 40 - Verificação das bielas de compressão	80
Tabela 41 - Detalhamento das armaduras	80
Tabela 42 - Armadura longitudinal do pilar e contraforte.....	81
Tabela 43 - Armadura transversal do pilar e contraforte	81
Tabela 44 - Áreas de aço da armadura de pele e de suspensão	82

Tabela 45 - Áreas de aço da placa de fundação	82
Tabela 46 - Armadura longitudinal negativa adotada para toda seção	83
Tabela 47 - Armadura de distribuição	83
Tabela 48 - Armadura longitudinal positiva adotada para toda seção.....	83
Tabela 49 - Armadura de distribuição	83
Tabela 50 - Verificação das bielas de compressão e dispensa da armadura de cisalhamento	84
Tabela 51 - Verificação das bielas de compressão	84
Tabela 52 - Dados de entrada do solo e sobrecarga	89
Tabela 53 - Dados obtidos - 1	89
Tabela 54 – Dados obtidos - 2	90
Tabela 55 - Cálculo de h_2	90
Tabela 56 - Determinação da Altura do Contraforte	90
Tabela 57 - Dados de entrada da contenção	91
Tabela 58 - Peso dos elementos da contenção do solo – 1	91
Tabela 59 - Peso dos elementos da contenção e do solo – 2	91
Tabela 60 - Distância de aplicação da carga no ponto "O" – 1	91
Tabela 61 - Distância de aplicação da carga ao ponto "O" – 2	92
Tabela 62 - Momento solicitante e momento resistente	92
Tabela 63 - Dados gerais de entrada	92
Tabela 64 - Centro de aplicação do carregamento e força resultante R	92
Tabela 65 - Força normal ao plano (N') e ângulos entre (R) e a vertical (w) e a normal ao plano (y)	93
Tabela 66 - Força de atrito e resultados.....	93
Tabela 67 - Pontos de interesse do elemento da fundação e tensões.....	93
Tabela 68 - Pontos de interesse do elemento da fundação e tensões.....	93
Tabela 69 - Tensão solicitante	93
Tabela 70 – Dados gerais de entrada	94
Tabela 71 - Dados do concreto e armadura estimada	94
Tabela 72 - Armadura longitudinal	95
Tabela 73 - Áreas de aço	95
Tabela 74 - Verificação da armadura de tração – 1	95
Tabela 75 - Verificação da armadura de tração – 2	96
Tabela 76 - Armadura de distribuição	96
Tabela 77 - Verificação das bielas de compressão e dispensa de armadura de cisalhamento	96
Tabela 78 - Verificação das bielas de compressão	96
Tabela 79 - Detalhamento das armaduras da placa de contenção	97
Tabela 80 - Dados gerais de entrada	98
Tabela 81 - Tabela de esforços.....	99
Tabela 82 - Parâmetros do contraforte.....	99
Tabela 83 - Cálculo da armadura longitudinal	100
Tabela 84 - Desenvolvimento para obtenção da área de aço	100
Tabela 85 - Área de aço e espaçamento	101
Tabela 86 - Armadura transversal adotada	101

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
1.1	OBJETIVOS	12
1.1.1	Objetivo Geral	12
1.1.2	Objetivos Específicos	12
1.2	JUSTIFICATIVA	12
2	CONTENÇÕES EXISTENTES	14
2.1	CONTENÇÕES DE GRAVIDADE	14
2.2	CONTENÇÕES DE FLEXÃO	15
2.3	CONTENÇÕES PRÉ-MOLDADAS	16
2.3.1	Cribwall	16
2.3.2	Bloco de Concreto	17
2.3.3	Muro de Placas	18
3	ESFORÇOS ATUANTES	20
3.1	EMPUXO	20
3.1.1	Empuxo Ativo (E_a)	21
3.1.1.1	Solos não coesivos	21
3.1.2	Empuxo Passivo (E_p)	28
3.1.3	Empuxo no Repouso (E_o)	30
3.1.4	Pressão Hidráulica	32
3.2	CONDIÇÕES DE ESTABILIDADE ESTÁTICA	32
3.2.1	Escorregamento	33
3.2.2	Tombamento	38
3.3	CONDIÇÃO DE ESTABILIDADE ELÁSTICA	39
3.4	RUPTURA GLOBAL	44
3.5	FUNDAÇÃO	44
4	DRENAGEM	46
5	CALCULO DA ARMADURA	47
5.1	Placas	47
5.1.1	Armadura Longitudinal	49
5.1.2	Armadura de Distribuição e Secundária de Flexão	51
5.1.3	Armadura Transversal	51
5.2	PILARES E contraforte	52
6	PROPOSTA do modelo	54
6.1	PROPOSTA DOS ELEMENTOS	56
6.1.1	Placa de Contenção	57
6.1.2	Pilar/Contraforte	58
6.1.3	Placa de Fundação	61
6.2	EXEMPLO DE CASO 1	64
6.2.1	Estabilidade Global	65
6.2.2	Placa de Contenção	68
6.2.3	Pilar e Contraforte	71
6.2.4	Placa de Fundação	73
6.3	EXEMPLO DE CASO 2	77
6.3.1	Estabilidade Global	77
6.3.2	Placa de Contenção	78
6.3.3	Pilar e Contraforte	80
6.3.4	Placa de Fundação	82
7	CONCLUSÃO	86

REFERENCIAS	87
APÊNDICE A – Estabilidade Global.....	89
APÊNDICE B – Placa de Contenção.....	94
APÊNDICE C – Placa de Fundação.....	98
APÊNDICE D – Pilar / Contraforte.....	99

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradecemos a Deus por conduzir nossos passos e por nos proporcionar momentos e oportunidades até então vividos.

Estendemos o agradecimento ao nosso orientador Prof. Dr. Rogério Carrazedo e co-orientador Prof. Msc. Jairo Trombetta por toda atenção e o suporte prestados, por ter nos auxiliado com dedicação e sabedoria no decorrer deste trabalho.

Reverenciamos aos nossos pais, irmãos, familiares e amigos que fizeram parte de toda a nossa trajetória durante esses anos, pelo apoio, orientação e por não nos deixar desestimular, provendo momentos felizes e confiantes em nossos momentos compartilhados.

Agradecemos a todos que de alguma forma fizeram parte e contribuíram para a conclusão de mais uma etapa.

Obrigada pela atenção e compreensão.

EPÍGRAFE

“Agir, eis a inteligência verdadeira.
Serei o que quiser. Mas tenho que querer o que for. O
êxito está em ter êxito, e não em ter condições de êxito.
Condições de palácio tem qualquer terra larga, mas
onde estará o palácio se não o fizerem ali?”

(Fernando Pessoa)

RESUMO

SOUZA, L.S; TESKE, J.L. **Sistema de contenção de encosta pré-moldado com fundação superficial**. 2014. 100 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Pato Branco, 2014.

O presente trabalho consiste na apresentação de uma proposta de um sistema de contenção de encosta pré-moldado com fundação superficial. Primeiramente apresentam-se diversos tipos de muros de contenções já existentes, em seguida cita-se em qual dessas classificações o modelo proposto se enquadra. Posteriormente, foram levantados os esforços atuantes e as condições de estabilidade e de ruptura. Além disto, questões sobre a fundação, drenagem e armadura a ser utilizada, foram discutidas no decorrer do mesmo. Em seguida foi apresentada a proposta dos elementos do muro, assim como do sistema inteiro para que este resista a todos os esforços existentes a fim de conter taludes de até cinco metros de altura. Refere-se a um muro de flexão, com o uso de contraforte, que apresenta um sistema de montagem ágil e prático a partir do encaixe de seus elementos e que a fundação superficial faz parte do sistema. Foi desenvolvida um planilha no Programa Excel © para uma melhor apresentação dos dados obtidos, apresentando dois modelos de muros de contenção, sendo estes com alturas diferentes, realizados a partir das propriedades do solo existente na região de Pato Branco – PR.

Palavras-chave: Muro de arrimo. Contenção. Fundação Superficial. Pré-moldado.

ABSTRACT

SOUZA, L.S; TESKE, J.L. **Precast concrete slope contention system with superficial foundation. 2014.** 100 f. Project for Course Conclusion (Bachelor degree in Civil Engineering) - Federal Technological University of Paraná. Pato Branco, 2014.

The present project consists in the presentation of a precast concrete slope contention system proposal with superficial foundation. First, there were presented several existing contention wall types; then, it was mentioned in which of these classifications the proposed model fits. Posteriorly, the acting loads and the stabilization and rupture conditions were considered. Furthermore, issues about the foundation, drainage, and reinforcement bars to be utilized were discussed through the project. Next, the wall elements proposal as well as the whole system were presented, so that it would resist the existing loads to contain slopes of five meters high or less. The proposal refers to a bending wall using buttress, providing an agile system of installation and practical to fit the elements, as the superficial foundation is included in the system. It was developed an Excel © spreadsheet, for a better exhibition of the obtained results, presenting two contention wall models with different heights, executed based on the properties of the existing soil in Pato Branco - PR area.

Keywords: Retaining Wall. Contention. Superficial Foundation. Precast Concrete.

1 INTRODUÇÃO

Os incas desenvolveram a séculos atrás diversas técnicas para superar as dificuldades impostas pelo clima e relevo das regiões, compreendendo assim uma organização econômico social bastante complexa. Uma dessas criações serviu de base para a agricultura com a finalidade de facilitar a drenagem evitando a criação de poças de água e o futuro desmoronamento da sua estrutura. Em Machu Picchu ao redor de toda a cidade existiam estruturas que serviriam para a contenção (VON HAGEN, 1996).

Esses fatos equiparam-se nos dias de hoje uma vez que a fim de prover maior estabilidade ao terreno ou nivelamento do mesmo são utilizados muros de arrimos, que são estruturas corridas de contenção, de parede vertical ou quase vertical, firmadas por fundação, a qual pode ser rasa ou profunda. Os muros de arrimo são em geral constituídos de alvenaria, concreto ou elementos especiais (GERSCOVICH, 2010). Há uma vasta possibilidade de modelos a serem utilizados, tais como muro de pneus, de alvenaria, de pedra, muro atirantado, cortina de concreto, cortina de estaca, entre outros, que atendem assim a diferentes necessidades encontradas.

Os métodos utilizados em obras para conter os esforços adjacentes por vezes são realizados sem a elaboração de projetos. Além disto demandam grande quantidade de mão de obra, e se esta não for capacitada ao serviço, o desperdício se torna inevitável e em proporção maior do que o desejado.

Neste trabalho é apresentado um sistema de contenção pré-moldada, em concreto armado, com fundação superficial, o qual pretende ser realizado a partir de elementos de encaixe que, além de atender as solicitações de projeto, visa minimizar a quantidade de trabalhos realizados *in loco*, proporcionando assim agilidade na execução e diminuição das perdas se comparado com os demais sistemas de contenção vertical com fundação superficial, como, por exemplo, o muro de arrimo com pedras naturais.

Uma vez determinado o modelo, é verificada a capacidade deste de resistir aos esforços sobre ele incidentes, bem como as formas de colapsos comuns para este tipo de estrutura.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Propor um modelo de estrutura pré-fabricada voltada para a contenção de solos fazendo parte deste sistema a fundação e a contenção.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Levantamento das solicitações atuantes no solo;
- Levantamento das solicitações atuantes na estrutura em questão;
- Conceber um modelo de contenção pré fabricado que agilize a realização das contenções em obra;
- Verificar se o modelo proposto resiste às solicitações impostas.

1.2 JUSTIFICATIVA

Com o aumento da população a busca por locais a serem habitados também cresce, assim como a necessidade da adaptação de tais localizações para o desenvolvimento habitacional desta região. Conseqüentemente a busca por regiões de difícil acesso acaba sendo de certa forma necessária, tal como o desenvolvimento de sistemas que assegurem a segurança da população e das obras a serem realizadas neste local, para garantir a viabilidade para a construção de tais edificações (DOMINGUES, 1997).

Este trabalho tem por finalidade a proposta de um modelo de contenção de encosta, sendo que o mesmo deverá atender a contenções de pequeno e médio porte, que seja rápido e fácil de ser realizado. Além disso, propõem-se reduzir desperdícios e proporcionar o maior controle de alguns aspectos da execução do mesmo, tais como material necessário, mão de obra e tempo de realização, classificando a importância deste trabalho.

O modelo é proposto em projeto, e a partir deste foi realizada uma análise sobre a viabilidade estrutural do mesmo.

Uma vez que o modelo é analisado tanto analiticamente quanto numericamente, ao fim deste trabalho foi possível chegar a conclusões sobre a capacidade do modelo de atender a função a que se propõe, da busca por um novo método de contenção simples, ágil e totalmente pré fabricado desde a fundação ao tardoz.

2 CONTENÇÕES EXISTENTES

As estruturas de contenções estão expostas a certos esforços, os quais elas terão que suportar. Uma vez que as mesmas se apoiam nas fundações, esses esforços serão descarregados no solo por essas estruturas. Existem dois tipos de fundações, sendo estas chamadas de rasas ou profundas.

Podendo ser as primeiras classificadas também como fundação superficial ou direta, este termo definido segundo a NBR 6122 (2010), é o elemento de fundação no qual a carga é transmitida ao terreno, predominante pelas pressões distribuídas sob a base da fundação e em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, sendo nomeados como tais as sapatas, os blocos, as sapatas associadas, sapatas corridas e os radiers.

Já as fundações profundas perante a mesma norma são caracterizadas quando o elemento de fundação transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de atrito do fuste) ou por uma combinação das duas, e está assente em profundidade em relação ao terreno adjacente superior ao dobro de sua menor dimensão em planta e que atinja no mínimo uma profundidade de três metros.

Para equilibrar a resultante lateral das pressões que provocam o empuxo de terra as estruturas podem suportar este empuxo somente com seu peso próprio ou com o auxílio do peso próprio da terra. Os muros de gravidades, também conhecidos como estruturas maciças, classificam-se como o primeiro caso citado, já o segundo refere-se à estrutura elástica de concreto (MOLITERNO, 1994).

2.1 CONTENÇÕES DE GRAVIDADE

Os muros de gravidade são divididos segundo seus perfis, sendo estes classificados como perfil retangular, o qual é econômico apenas para pequenas alturas, perfil trapezoidal, e escalonado (MOLITERNO, 1994).

Se enquadram nesta classificação os muros de pneus, de alvenaria de pedra, os gabiões, cribwall, blocos de concreto pré-moldado, entre outros. A figura 1 reatrata algumas proporções recomendadas para um muro de gravidade.

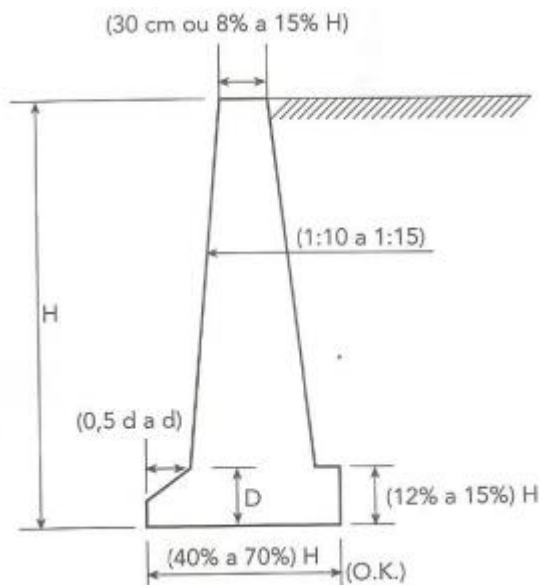


Figura 1 - Muro de Gravidade
Fonte: Marchetti (2008)

2.2 CONTENÇÕES DE FLEXÃO

De acordo com o Departamento de Estradas e Rodagens (2005) os muros de flexão são elementos constituídos de alvenaria estrutural ou concreto armado, que apresentam seção transversal no formato em “L” que podem conter, ou não, contrafortes. Além disto, para o mesmo podem ser realizadas fundações direta ou profunda. Porém são indicados apenas para alturas consideradas pequenas. AA figura 2 apresenta algumas proporções que são aconselháveis para o muro de flexão.

Gerscovich (2010) explica que muros de flexão são antieconômicos para alturas superiores de 5 a 7 metros, sendo recomendado adotar contrafortes para alturas maiores que 5 metros, com a finalidade de aumentar a estabilidade contra o tombamento. Ainda segundo a autora, a laje da base geralmente apresenta largura de 50 a 70% da altura do muro, sendo que esta altura também é utilizada para a relação do espaçamento a ser utilizado entre os contrafortes, devendo este ser aproximadamente 70% da mesma.

Alguns exemplos deste tipo de contenção são as cortinas de concreto, de estacas, metálicas, parede de diafragma, entre outros.

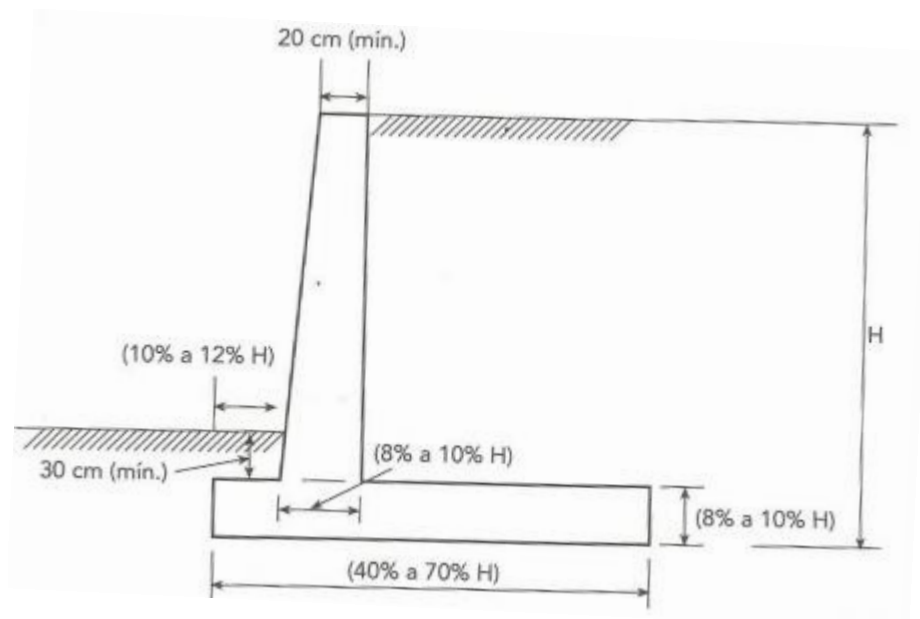


Figura 2 - Muro de Flexão
Fonte: Marchetti (2008)

2.3 CONTENÇÕES PRÉ-MOLDADAS

2.3.1 Cribwall

Esse tipo de elemento é construído a partir de componentes que se encaixam e se sobrepõem realizando o bloqueio desejável, e seu espaço interno é preenchido por material livre de drenagem e aterramento de terra o que elimina os riscos de pressão hidrostática construindo atrás de sua parede (CONCRIB CONSTRUCTIONS, 2014). A figura 3 representa a contenção em questão.



Figura 3 – Cribwall
Fonte: Concrib (2014)

2.3.2 Bloco de Concreto

O emprego deste sistema é favorecido pela grande versatilidade do mesmo, podendo este ser utilizado em rodovias, na existência de taludes íngremes, obras paisagísticas e terraplanagens.

Os muros construídos são realizados a partir da sobreposição dos blocos de concreto, sendo posteriormente os vãos internos dos mesmos preenchidos com areia, brita ou até mesmo terra vegetal (INFRAESTRUTURA URBANA, 2014). Este fato é verificado conforme a figura 4.



Figura 4 - Blocos de concreto
Fonte: Infraestrutura Urbana (2014)

2.3.3 Muro de Placas

Neste tipo de muro, a fundação geralmente executada é a profunda. Este modelo é composto de mourões espaçados entre si cerca de dois metros, ficando alocadas entre esses, elementos de placas fabricadas com concreto armado, sendo estas sobrepostas de maneira rápida e prática, necessitando posteriormente do rejunte realizado com argamassa. (LAJES PREMOLD, 2014).



Figura 5 - Muro de placas
Fonte: ACS Muros e Cercas (2014)

3 ESFORÇOS ATUANTES

3.1 EMPUXO

Entende-se por empuxo de terra a ação horizontal produzida por um maciço de solo sobre as obras com ele em contato (CAPUTO, 1987). Esse valor irá depender da interação existente entre o solo e o elemento estrutural por todo o período que eles estiverem em contato.

Segundo Moliterno (1994), chama-se empuxo de terra o esforço exercido pela terra contra o muro, podendo ser ativo ou passivo, conforme o sentido de aplicação de carregamento, favorável ou não. Além destas formas de empuxo, Tschebotarioff (1978), no decorrer de seu livro cita ainda o empuxo em repouso.

A quantificação da intensidade do empuxo de terra é o dado fundamental para a elaboração de projetos de arrimo (MOLITERNO, 1994). Ainda segundo este autor, as primeiras teorias foram elaboradas por Coulomb, Poncelet e Rankine, chamada de Teorias Antigas, porém estas teorias ainda são consideradas satisfatórias para muros de gravidade. Para muros de flexão construídos em concreto armado, podem-se aplicar as Teorias Modernas, entre elas as de Resal, Caquot, Boussinesque, Muller, Breslau, sendo que as recomendações de Terzaghi e seus adeptos apresentaram resultados práticos.

Domingues (1997) afirma que, devido a grande quantidade de variáveis que delimitam as tensões existentes no solo, tais como o desnível a ser vencido, a configuração geométrica, as propriedades do solo (ângulo de atrito interno, coesão, peso específico), fluxo da água, foram desenvolvidos modelos matemáticos simples e complexos a fim de determinar este empuxo. Muitos desses modelos dificultam a aplicação prática, porém acarretam a resultados próximos e aceitáveis para o setor da engenharia.

Uma vez que o método de Rankine é amplamente utilizado nas literaturas, será este adotado para o desenvolvimento deste trabalho. No entanto, Caputo observa que a teoria de Rankine admite que não haja atrito entre o maciço terroso e a parede da contenção, o que na realidade acontece, mas este método produz resultados a favor da segurança embora contra a economia de modo geral.

A teoria de Rankine baseia-se na equação de ruptura de Mohr (CAPUTO, 1987):

$$\sigma_1 = \sigma_3 N_\varphi + 2c \sqrt{N_\varphi} \quad (1)$$

em que σ_1 e σ_3 são tensões principais, c é a coesão do solo e $N_\varphi = tg^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$, em que φ é igual ao ângulo de atrito interno do solo.

Para solos não coesivos, com $c = 0$, a equação (1) se resume a:

$$\sigma_1 = \sigma_3 N_\varphi \quad (2)$$

3.1.1 Empuxo Ativo (E_a)

Para Moliterno (1994), este é o empuxo que se designa pela resultante da pressão de terra contra o muro.

Tschebotarioff (1978) define que um estado ativo de deformações ou de ruptura de uma massa de solo é aquele tomado para representar a condição onde é possível a expansão lateral do solo, induzida pelo peso do solo ou por uma sobrecarga apoiada na superfície. Sendo assim, o empuxo ativo será resultado da pressão lateral gerada por essa deformação. A relação entre a pressão lateral e a vertical do solo é denominada em seu estado de deformação ativo de coeficiente de empuxo ativo (K_a).

A determinação do empuxo depende de uma característica importante do solo, se ele é coesivo ou não.

3.1.1.1 Solos não coesivos

Com base na equação de ruptura de Mohr, admite-se que $\sigma_1 = \sigma_v = \gamma z$ e $\sigma_3 = \sigma_h = K_a \gamma z$, sendo estas as tensões principais agindo no terraplano. Em que σ_v corresponde a tensão vertical, sendo esta a pressão principal maior, σ_h a tensão horizontal, γ a densidade do solo e z é altura variável.

Caputo (1987) conceitua que o plano de deslizamento forma um ângulo de $45 - \frac{\varphi}{2}$ com a direção da pressão principal maior ou $45 + \frac{\varphi}{2}$ com a da pressão menor, como mostra a Figura 6.

Partindo da relação entre as pressões lateral e vertical tem-se:

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = K_a = \frac{1}{N_\varphi} = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (3)$$

Dessa forma se obtém a expressão para a pressão lateral do solo contra a contenção.

$$\sigma_h = \gamma z K_a \quad (4)$$

Através de integração encontra-se a expressão do empuxo ativo total, E_a , que é igual à área formada pelo triângulo de pressão como mostra a Figura 6.

$$E_a = \int_0^h \gamma z K_a dz = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a \quad (5)$$

em que h , é a altura da contenção.

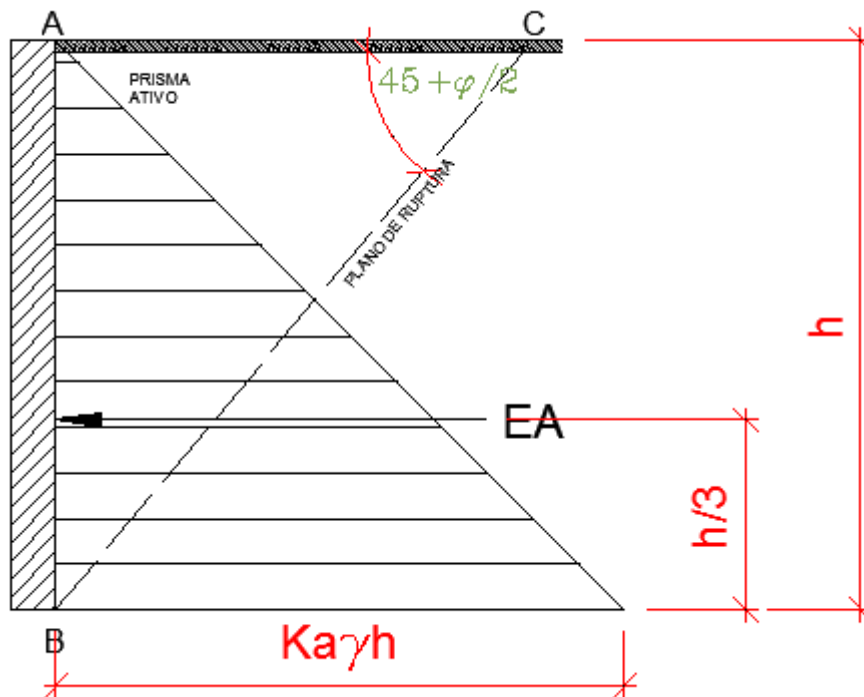


Figura 6 - Plano de deslizamento do solo para empuxo ativo
Fonte: Adaptação Caputo (1987)

Quando a superfície livre do terrapleno possui uma inclinação β , conforme figura 7, o coeficiente de empuxo ativo, segundo as deduções de Rankine é:

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (6)$$

Substituindo a equação (5) na equação (6) obtém-se a expressão,

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (7)$$

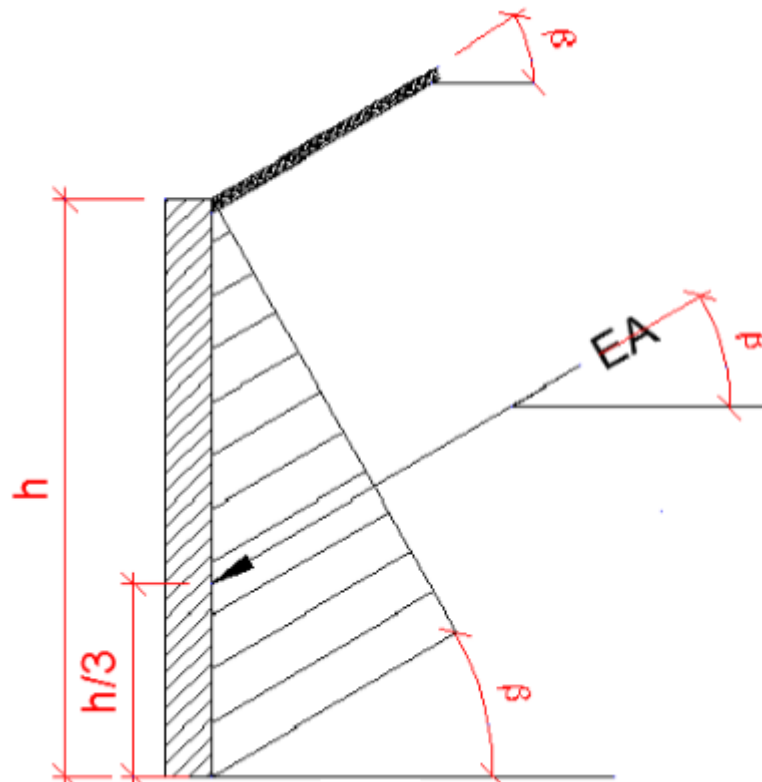


Figura 7 - Terrapleno com superfície inclinada
 Fonte: Adaptação Caputo (1987)

Caso o maciço terroso esteja sobre ação de uma sobrecarga uniformemente distribuída q , a mesma deve ser considerada, pois aumentará a pressão lateral sobre o muro. Diante deste fato existem duas maneiras de considerá-la, somando a pressão vertical do solo ou transformando-a em uma altura equivalente h_0 . As equações (8) e (9) representam estas considerações respectivamente.

$$E_a = \left(\frac{1}{2}\right) \gamma h^2 K_a + q h K_a \quad (8)$$

$$E_a = \left(\frac{1}{2}\right) \gamma h (h + 2 h_0) K_a \quad (9)$$

Considerando que $h_0 = \frac{q}{\gamma \cos \beta}$, sendo β o ângulo que o terrapleno faz com a horizontal.

Caputo (1987) lembra que quando há uma sobrecarga sobre o maciço terroso, a distribuição de pressão passa a ser trapezoidal e deixa de ser aplicado no terço da altura da contenção.

Os solos coesivos possuem a propriedade de permanecer estáveis mesmo na vertical sem nenhuma contenção até certa altura. A coesão é uma propriedade dos solos argilosos, os quais são muito comuns na cidade de Pato Branco – PR. Vale destacar que este tipo de solo leva a contenções mais econômicas uma vez que a pressão horizontal é menor que nos arenosos. Para uma maior análise quanto as características dos solos para a cidade de Pato Branco é recomendada a tese Estudo da estabilidade de vertentes da bacia do Rio Ligeiro, Pato Branco, Paraná (TABALIPA, 2008).

Portanto, para este tipo de solo, as deduções para a expressão do empuxo ativo partem da equação de Mohr, considerando o estado ativo de equilíbrio, fazendo-se $\sigma_1 = \sigma_v = \gamma z$ e $\sigma_3 = \sigma_h$ obtém-se:

$$\sigma_v = \sigma_h N_\varphi + 2 c \sqrt{N_\varphi} \quad (10)$$

Lembrando que $\frac{1}{N_\varphi} = \operatorname{tg}^2(45 - \frac{\varphi}{2}) = K_a$, e isolando σ_h obtém-se as equações (11) e (12):

$$\sigma_h = \gamma z \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 c \operatorname{tg}\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (11)$$

$$\sigma_h = \gamma z K_a - 2 c \sqrt{K_a} \quad (12)$$

Partindo da equação (11) e igualando $\sigma_h = 0$ e isolando z , encontra a altura z_0 , altura em que a pressão horizontal se anula, sendo negativa acima de z_0 e positiva abaixo deste valor, expressa na equação (13). A figura 8 ilustra este fato.

$$z = z_0 = \frac{1}{\gamma} 2 c \operatorname{tg}\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1}{\gamma} \frac{2c}{\sqrt{K_a}} \quad (13)$$

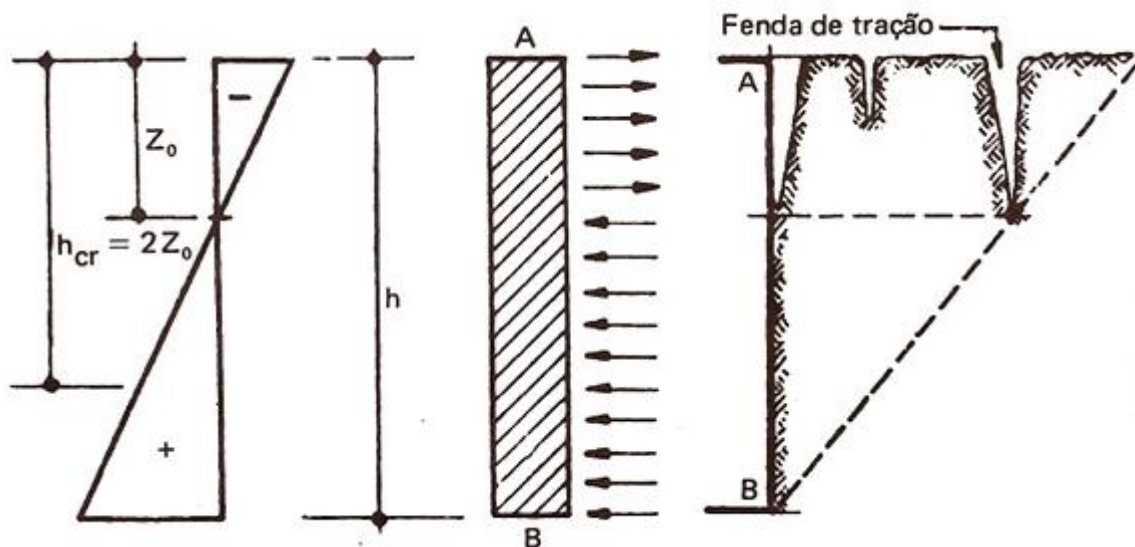


Figura 8 - Diagrama de pressão para solos coesivos.
Fonte: Caputo (1987)

Integrando a equação (11) no intervalo de 0 a h, encontra-se a expressão que representa o empuxo ativo total:

$$E_a = \left(\frac{1}{2}\right) \gamma h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 c h \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (14)$$

ou

$$E_a = \left(\frac{1}{2}\right) \gamma h^2 K_a - 2 c h \sqrt{K_a} \quad (15)$$

Agora, igualando $E_a = 0$ e isolando h, obtém-se h_{cr} que é denominado altura crítica, ou seja, até essa altura o maciço não precisa de contenções, pois se mantém estável, segundo Caputo (1987).

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{2}\right) \gamma h^2 K_a &= 2 c h \sqrt{K_a} \\ h_{cr} &= \frac{1}{\gamma} \frac{4c}{\sqrt{K_a}} = 2 z_0 \end{aligned} \quad (16)$$

Considera-se, a favor da segurança, E_a a área do triângulo hachurado aplicado na terça parte de h, como mostra a figura 9. Desta forma integrando a equação (14) no intervalo entre Z_0 e h obtém:

$$E_a = \left(\frac{1}{2}\right) \gamma h^2 K_a - 2 c h \sqrt{K_a} + \frac{2 c^2}{\gamma} \quad (17)$$

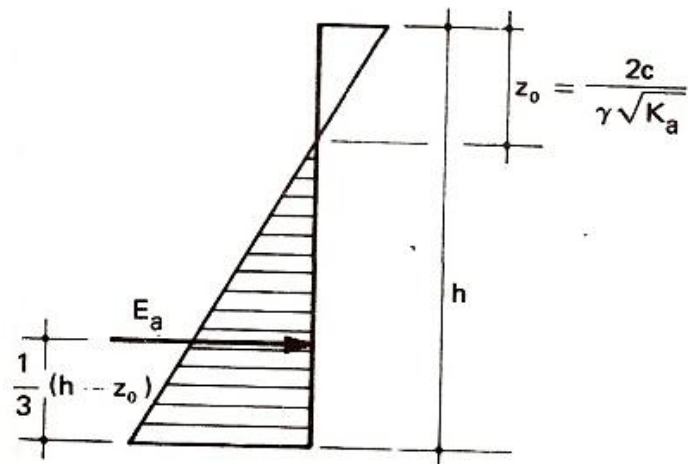


Figura 9 - Centro de aplicação do empuxo ativo
Fonte: Caputo (1987)

De forma análoga às demonstrações para solos coesivos, obtém-se as expressões para E_a quando o maciço está sobre ação de uma sobrecarga q uniformemente distribuída.

$$E_a = \left(\frac{1}{2}\right) \gamma h^2 K_a + q h K_a - 2 c h \sqrt{K_a} \quad (18)$$

$$z_0 = \frac{1}{\gamma} \frac{2c}{\sqrt{K_a}} - q \quad (19)$$

$$h_{cr} = \frac{1}{\gamma} \frac{4c}{\sqrt{K_a}} - 2q \quad (20)$$

Considerando o empuxo ativo como a resultante apenas das pressões que atuam contra o muro, obtém-se:

$$E_a = \left(\frac{1}{2}\right) \gamma h^2 K_a + q h K_a - 2 c h \sqrt{K_a} - \left(\frac{1}{2}\right) \gamma z_0^2 K_a - q z_0 K_a + 2 c z_0 \sqrt{K_a} \quad (21)$$

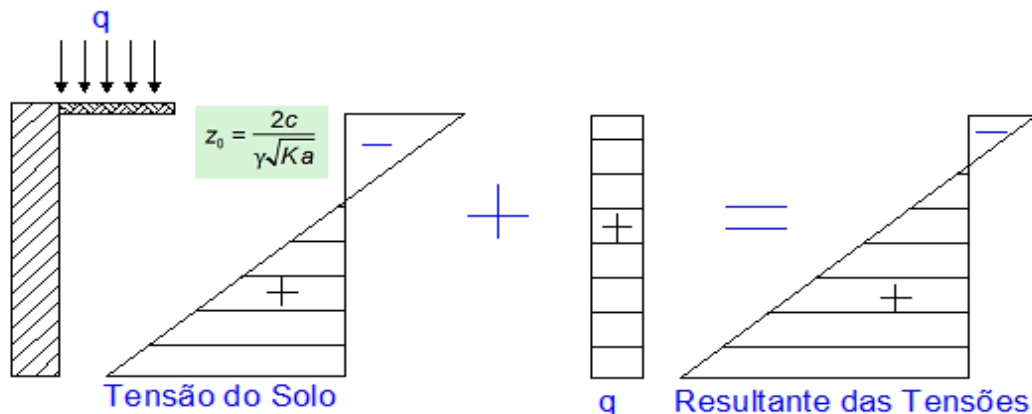


Figura 10 - Diagrama de pressão para macio terroso com sobrecarga
Fonte: Os Autores (2014)

3.1.2 Empuxo Passivo (E_p)

Estado de empuxo passivo pode ser definido por aquele que corresponde à compressão do maciço de solo (CAPUTO, 1987).

Tschebotarioff (1978) define que o estado passivo de deformação de um maciço de solo é quando ocorre uma expansão vertical do mesmo como consequência da contração lateral ocasionada pela pressão que a estrutura realiza sobre o solo. O peso do solo e das cargas sobre este contribuem para a resistência que o solo oferece para este tipo de deformação.

A relação entre a pressão lateral e a vertical no estado passivo é denominado coeficiente de empuxo passivo (K_p). Caputo (1987) afirma que, para a determinação do empuxo passivo, deve-se considerar a premissa de que a contenção se desloque sobre o solo. Desta forma, o empuxo deverá ser maior que o peso do terrapleno e assim supõe-se que tensão maior é a horizontal e a menor é a vertical, conforme figura 11.

Lembrando que K é relação entre a tensão horizontal e a tensão vertical, então σ_1 e σ_3 equivalem à pressão horizontal e vertical respectivamente, quando considera-se o empuxo passivo.

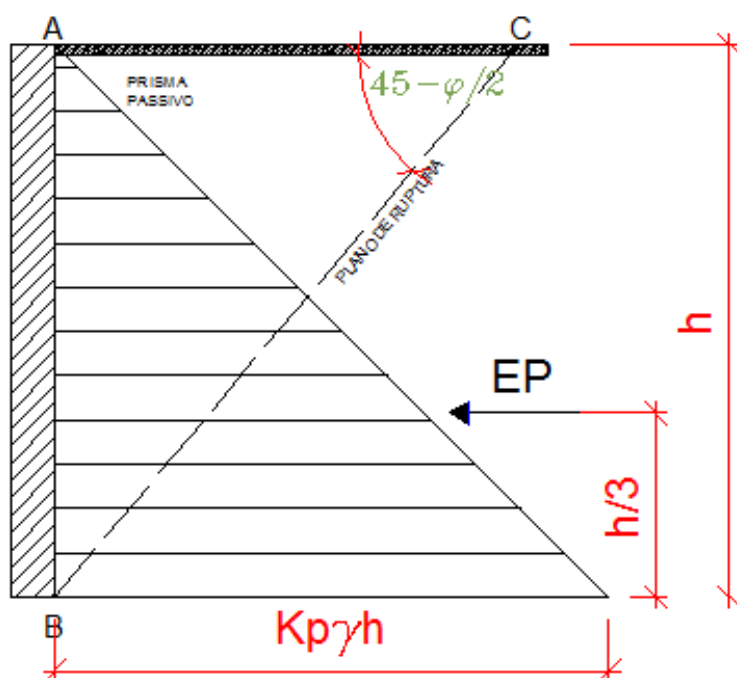


Figura 11 - Plano de ruptura para empuxo passivo
Fonte: Adaptação Caputo (1987)

Para solos não coesivos, sendo K a relação entre as pressões horizontal e vertical, encontra-se a expressão abaixo:

$$K = \frac{\sigma_v}{\sigma_h} = K_p = N_\varphi = tg^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1}{K_a} \quad (22)$$

que é denominada de coeficiente de empuxo passivo, K_p .

De maneira semelhante ao empuxo ativo encontram-se as expressões para o empuxo passivo total.

$$E_p = \int_0^h K_p \gamma z dz = \left(\frac{1}{2} \right) \gamma h^2 K_p \quad (23)$$

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (24)$$

A equação (24) foi obtida pelas deduções de Rankine para um terrapleno com inclinação β , e a partir dela encontra-se o empuxo ativo total para um terrapleno inclinado.

$$E_p = \left(\frac{1}{2} \right) \gamma h^2 \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (25)$$

Da mesma forma que as expressões matemáticas anteriores, todas as equações para sobrecarga são obtidas de forma análoga ao empuxo ativo.

$$E_p = \left(\frac{1}{2} \right) \gamma h^2 K_p + q h K_p \quad (26)$$

$$E_p = \left(\frac{1}{2} \right) \gamma h (h + 2 h_0) K_p \quad (27)$$

em que $h_0 = \frac{q}{\gamma \cos \beta}$, sendo b o ângulo que o terrapleno faz com a horizontal, conforme figura 7.

Tratando-se de solos coesivos, a equação de ruptura para as equações $\sigma_1 = \sigma_h$ e $\sigma_3 = \sigma_v = \gamma z$ escreve-se:

$$\sigma_h = \sigma_v N_\varphi + 2 c \sqrt{N_\varphi} \quad (28)$$

Fazendo $N_\varphi = K_p$ e integrado a equação (28) no intervalo entre 0 e h encontra-se a expressão do empuxo passivo (E_p), total:

$$E_p = \left(\frac{1}{2} \right) \gamma h^2 K_p + 2 c h \sqrt{K_p} \quad (29)$$

A equação (29) não considera o efeito de sobrecarga. Partindo da consideração que haja uma sobrecarga q uniformemente distribuída sobre o maciço terroso, a equação (28) resulta em:

$$\sigma_h = \gamma z K_p + q K_p + 2 c \sqrt{K_p} \quad (30)$$

A figura 12 mostra a distribuição da pressão horizontal sobre a contenção de uma altura h . A partir da equação (30) encontra-se o empuxo total E_p .

$$E_p = \left(\frac{1}{2}\right) \gamma h^2 K_p + q h K_p + 2 c h \sqrt{K_p} \quad (31)$$

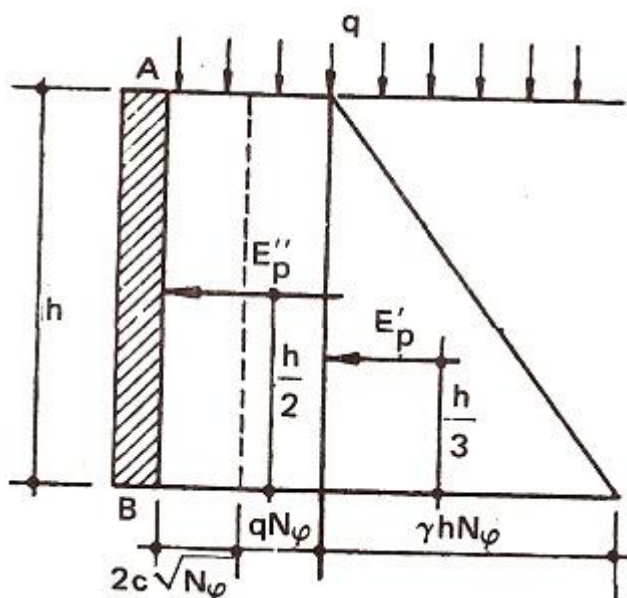


Figura 12 - Distribuição de pressão para empuxo passivo em solos coesivos
Fonte: Caputo (1987)

3.1.3 Empuxo no Repouso (E_0)

É a pressão lateral exercida por um solo em seu estado *in situ*, quando o solo não sofreu nenhum deslocamento. A relação entre a pressão lateral e a pressão vertical é denominada de coeficiente de empuxo em seu repouso (K_0), o qual dependerá somente do valor do coeficiente de Poisson (ν) (TSCHEBOTARIOFF, 1978).

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (32)$$

Já Caputo (1987) menciona a equação experimental obtida por Jaky em 1944 para areias e argilas normalmente adensadas:

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi' \quad (33)$$

Em que ϕ' é o ângulo de atrito interno relativo a tensões efetivas. O autor ainda fornece valores médios do empuxo no repouso, que são apresentados na tabela 1:

Solo	K_0
Argila	0,70 a 0,75
Areia Solta	0,75 a 0,50
Areia Compacta	0,40 a 0,45

Tabela 1 - Valores de empuxo no repouso
Fonte: Caputo (1987)

Percebe-se que em comparação com os coeficientes de empuxo passivo K_p e ativo K_a , que K_0 é um valor intermediário entre estes dois, ou seja, K vai de um valor mínimo K_a até valor máximo K_p . A figura 13 mostra o comportamento de K nestes limites.

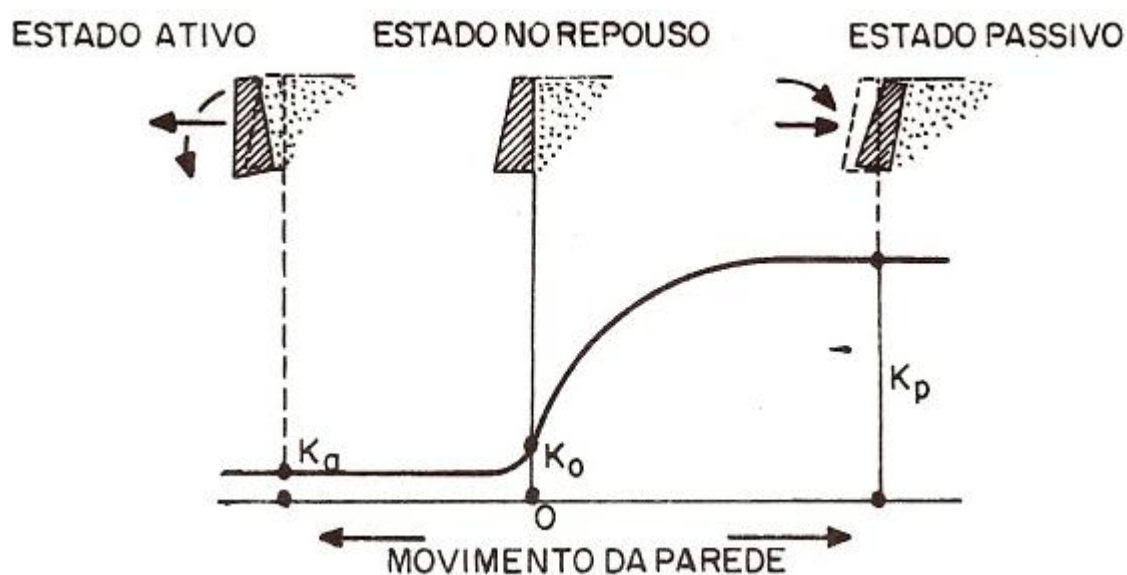


Figura 13 - Variação dos coeficientes de pressão (K)
Fonte: Caputo (1987)

3.1.4 Pressão Hidráulica

A pressão hidráulica é aquela gerada pelo lençol freático sobre a parede da estrutura. Domingues (1997) afirma que quando existe movimento de água no maciço terroso aparecem forças de percolação que alteram de forma considerável o empuxo sobre o muro.

Caputo (1987) recomenda que para solos permeáveis, a pressão total atuando sobre a parede do muro pode ser considerada como a soma da pressão neutra, aquela gerada pela água, mais a pressão do solo com o peso específico submerso com valor aproximado de 1,0 t/m³. No caso de solos pouco permeáveis recomenda-se calcular a pressão usando o solo com peso específico saturado, valor na ordem de 1,9 tf/m³.

No entanto, para Domingues (1997) não é aconselhável dimensionar contenções para suportar pressões laterais causadas pela água no solo. O autor recomenda o uso de sistema de drenagem com o intuito de manter o solo seco.

3.2 CONDIÇÕES DE ESTABILIDADE ESTÁTICA

Caputo (1987) declara que devem ser efetuadas quatro verificações das condições de estabilidade em um muro de contenção: Escorregamento, Tombamento, Ruptura do Conjunto Solo-Muro, e Ruptura por Deformação Excessiva do Terreno de Fundação.

Partindo do princípio da mecânica, que um corpo rígido está em equilíbrio quando é satisfeita a condição de que o somatório das forças horizontais e verticais, bem como o somatório dos momentos que atuam neste corpo resultam em um valor nulo, Moliterno (1994) define que as soma das tensões verticais e horizontais governam o equilíbrio de translação e que o somatório de momentos representa o equilíbrio de rotação ou tombamento.

No entanto este autor frisa que para facilitar a aplicação das equações da estabilidade, deve-se considerar a estrutura como um corpo rígido, afirmação verdadeira para muros de gravidade, porém aceitável para muros de concreto armados, também conhecidos como estruturas flexíveis.

A figura 14 representa o conjunto de forças atuando no muro de arrimo e a representação do escorregamento e tombamento da contenção.

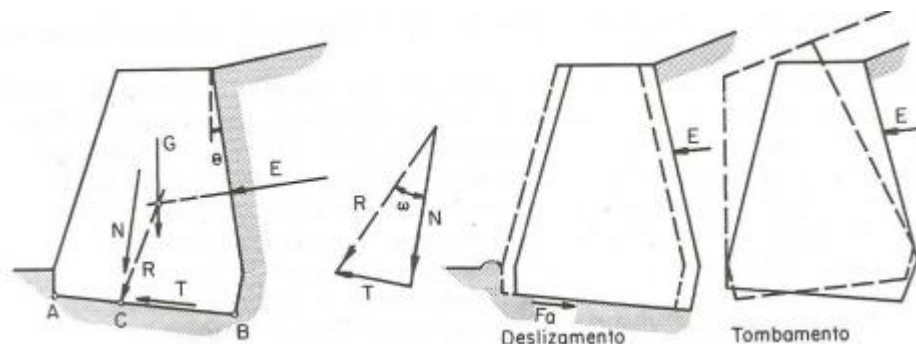


Figura 14 - Estados de equilíbrio
Fonte: Moliterno (1994)

3.2.1 Escorregamento

Define-se escorregamento como sendo o deslizamento ou deslocamento (translação) horizontal da contenção no sentido de se afastar ou no sentido de ir contra o terrapleno. Essa tendência de translação é resultado das forças tangenciais.

As equações de escorregamento abaixo se baseiam nas equações apresentadas por Moliterno (1994).

É definido que para que o equilíbrio de translação se estabeleça, é necessário que a componente normal (N) da força resultante (R) seja de compressão, e que o ponto de pressão (C) esteja no plano (AB), como mostra a figura 14, e (T) é a componente horizontal de (R), conforme demonstrado também na figura 14.

Como o deslocamento do muro é resultado das forças horizontais (H), para que o deslizamento seja impedido faz-se necessário que $\sum H = 0$. Moliterno (1994) recomenda que se deve desconsiderar a resistência ao cisalhamento e adesão do solo, uma vez que seria necessário realizar ensaios de cisalhamento *in situ*. Caputo (1987) por sua vez, sugere desprezar a resistência do empuxo passivo E_p , o que também favorece a segurança da estrutura.

Desta forma, a única força capaz de resistir à componente T é a força de atrito (F_a), sendo que na equação para a obtenção da mesma, μ é o coeficiente de atrito.

$$F_a = \mu N \quad (34)$$

Na tabela 2 constam valores entre superfície de alvenaria e concreto em contato com alvenaria e solo classificado em seco e saturado.

	Alvenaria	Solo	
		Seco	Saturado
Alvenaria	0,70 a 0,75	0,50 a 0,55	0,30
Concreto	0,55	0,50 a 0,55	0,30

Tabela 2 - Coeficiente de atrito μ
Fonte: Adaptação Moliterno (1994)

No estado limite, para que haja equilíbrio é preciso que a forças solicitantes e resistentes sejam iguais, assim:

$$F_a = \mu N = T \quad (35)$$

No entanto como precaução contra o escorregamento se adota um coeficiente de segurança (F.S.), sendo que este para Moliterno (1994) o fator de segurança dever ter valor maior ou igual a 1,5.

$$F.S. = \varepsilon_1 = \frac{F_a}{T} = \frac{\mu N}{T} \geq 1,5 \quad (36)$$

Considerando ω como sendo o ângulo formado por N e R, então

$$tg \omega = \frac{T}{N} \quad (37)$$

$$\varepsilon_1 \frac{T}{N} = \frac{F_a}{N} = \frac{\mu N}{N} \quad (38)$$

$$\frac{T}{N} = \frac{\mu}{\varepsilon_1} = tg \omega \quad (39)$$

Sendo ρ o ângulo de atrito entre os materiais, então:

$$tg \rho = \frac{F_a}{N} = \frac{\mu N}{N} = \mu \quad (40)$$

Fazendo $\mu = \text{tg } \rho$ e substituindo na equação (38), encontra-se a expressão:

$$\text{tg } \omega = \frac{\mu}{\varepsilon_1} = \frac{\text{tg } \rho}{\varepsilon_1} \quad (41)$$

Para Moliterno (1994) esta relação vale aproximadamente:

$$\omega = \frac{\rho}{\varepsilon_1} \quad (42)$$

Alguns valores utilizados para o ângulo ρ constam na tabela 3:

	Alvenaria	Solo	
		Seco	Saturado
Alvenaria	35°	28°	16°
Concreto	30°	28°	16°

Tabela 3 – Ângulo de atrito entre os materiais
Fonte: Adaptação Moliterno (1994)

Ainda de acordo com este autor, a equação (42) mostra que o ângulo (ω) existente entre a resultante R e a vertical, deve ser ε_1 vezes menor que o ângulo de atrito dos materiais ρ para que haja estabilidade de translação. O diagrama dessas resultante é apresentado conforme a figura 15.

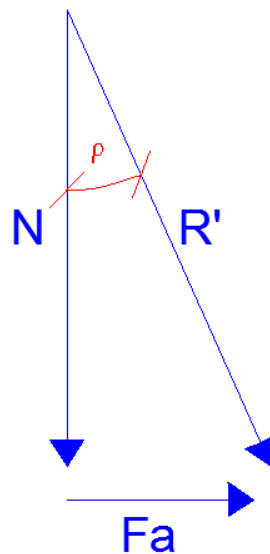


Figura 15 - Diagrama entre a resultante da força normal e de atrito
Fonte: Autoria própria

De acordo com Guerrin (2003), caso o coeficiente de segurança necessário não seja alcançado, é válida a utilização de diferentes meios para a obtenção de uma condição estável, tais como inclinação da sapata ou criação de dentes na fundação, que irão aumentar o empuxo passivo, ou também pode ser adotado como uma medida o aumento das dimensões da sapata.

Conforme Moliterno (1994) é possível aumentar a resistência contra o escorregamento em murros flexíveis adotando-se os seguintes artifícios:

a) *Dente na Sapata*: o dente na sapata garante maior ancoragem no terreno. Domingues (1997) afirma que o dente deve estar entre o talão e a extremidade da sapata, conforme demonstrado na figura 16.

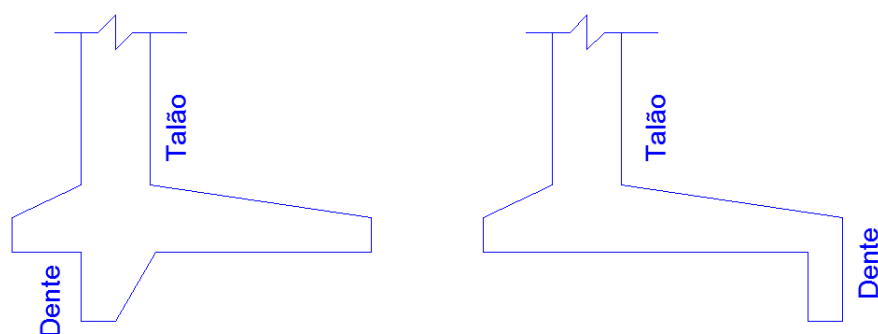


Figura 16 - Sapatas com dentes
Fonte: Adaptação Moliterno (1994) e Domingues (1997)

b) *Inclinando a sapata*: segundo Moliterno (1994), inclinando convenientemente a sapata, aumenta-se a ação da normal melhorando as condições de escorregamento.

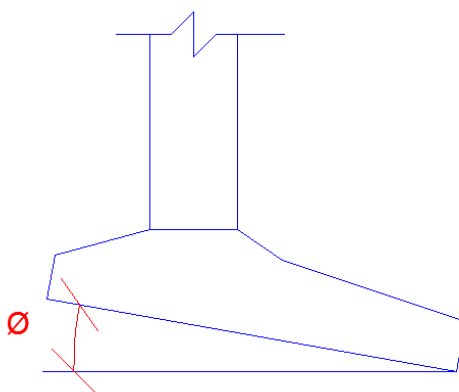


Figura 17 - Sapata inclinada
Fonte: Adaptação Domingues (1997)

Considerando agora uma sapata com uma inclinação \varnothing com a horizontal, é necessário encontrar a normal N' com o plano inclinado para que seja possível determinar a força F_a que resistirá ao deslizamento da contenção. A figura 18 mostra a decomposição da resultante R no plano AB .

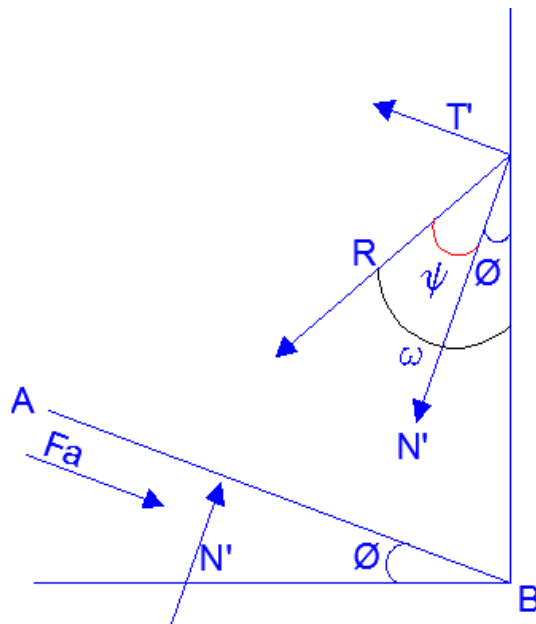


Figura 18 - Diagrama de tensões para sapata inclinada
Fonte: Autoria própria (2014)

Pode-se perceber que R faz um ângulo ψ com componente N' normal ao plano, de acordo com a figura obtém-se:

$$\psi = \omega - \varnothing \quad (43)$$

Em que ψ é o ângulo formando entre R e a normal ao plano AB , \varnothing é o ângulo formando entre o plano AB e a horizontal e ω é o ângulo formando entre R e a vertical.

$$\text{Tan } \omega = \frac{T}{N} \quad (44)$$

$$N' = R \cos \psi \quad (45)$$

$$T' = R \text{ sen } \psi \quad (46)$$

$$F_a = \mu N' = \mu R \cos \psi \quad (47)$$

De forma análoga a dedução para um sapata sem inclinação resulta em:

$$\psi = \frac{\rho}{\varepsilon} \quad (48)$$

3.2.2 Tombamento

Moliterno (1994) afirma que a rotação de um muro só pode acontecer em torno do ponto *A*, considerando o muro como indeformável. Caputo (1987) admite que para que o tombamento não ocorra, o momento gerado pelo peso do muro deve ser maior que momento causado pelo empuxo total em torno ponto referido. Levando em consideração apenas a resultante *R*, a mesma deve passar pelo plano de *AB*, então fica fácil perceber que quando isso acontecer o momento será a favor da segurança. O que pode ser verificado conforme a figura 19.

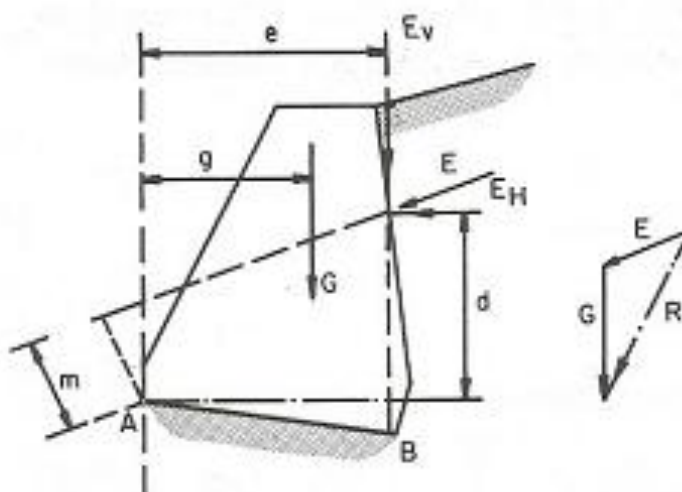


Figura 19 - Diagrama de forças
Fonte: Moliterno (1994)

Considerando M_r como o momento resistente e M_s como o momento solicitante, ambos em torno *A* e aplicando a condição de equilíbrio temos:

$$M_r = M_s \quad (49)$$

A equação (49) representa a condição de equilíbrio dos momentos atuantes, no entanto buscando a segurança M_r deve ser maior que M_s assim deve ser considerado um fator de segurança FS.

$$FS = \frac{M_r}{M_s} = \varepsilon_2 \quad (50)$$

Moliterno (1994) recomenda um fator de segurança $\varepsilon_2 \geq 1,5$ sem fazer distinção entre os tipos de solo, já Marchetti (2008) recomenda $\varepsilon_2 \geq 1,5$ para solos não coesivos e $\varepsilon_2 \geq 2$ para solos coesivos embora não justifique tal critério.

3.3 CONDIÇÃO DE ESTABILIDADE ELÁSTICA

Moliterno (1994) considera que as verificações de estabilidade estática não são o suficiente para garantir a integridade da contenção. Segundo este autor, mesmo adotando fatores de segurança elevados tanto para escorregamento quanto para tombamento pode ocorrer uma estabilidade precária na estrutura. Isso ocorre porque a componente N da resultante R , que podem ser analisados na figura, o valor de N pode ser grande o suficiente para comprometer a estabilidade das juntas, ou seja, as tensões que se desenvolvem ao longo da estrutura de contenção.

Dessa forma, deve-se proceder a verificação da estabilidade da estrutura de acordo com a teoria da estabilidade elástica. As deduções das expressões abaixo tem base nas deduções de Moliterno (1994).

As verificações da estabilidade elástica se baseia na equação da flexão composta

$$\sigma = \left(\frac{N}{S}\right) \mp \left(\frac{M}{W}\right) \quad (51)$$

Em que σ é a tensão de compressão (+) ou de tração (-), N é a força resultante vertical, S é a área, M é o momento aplicado e W é o módulo de resistência.

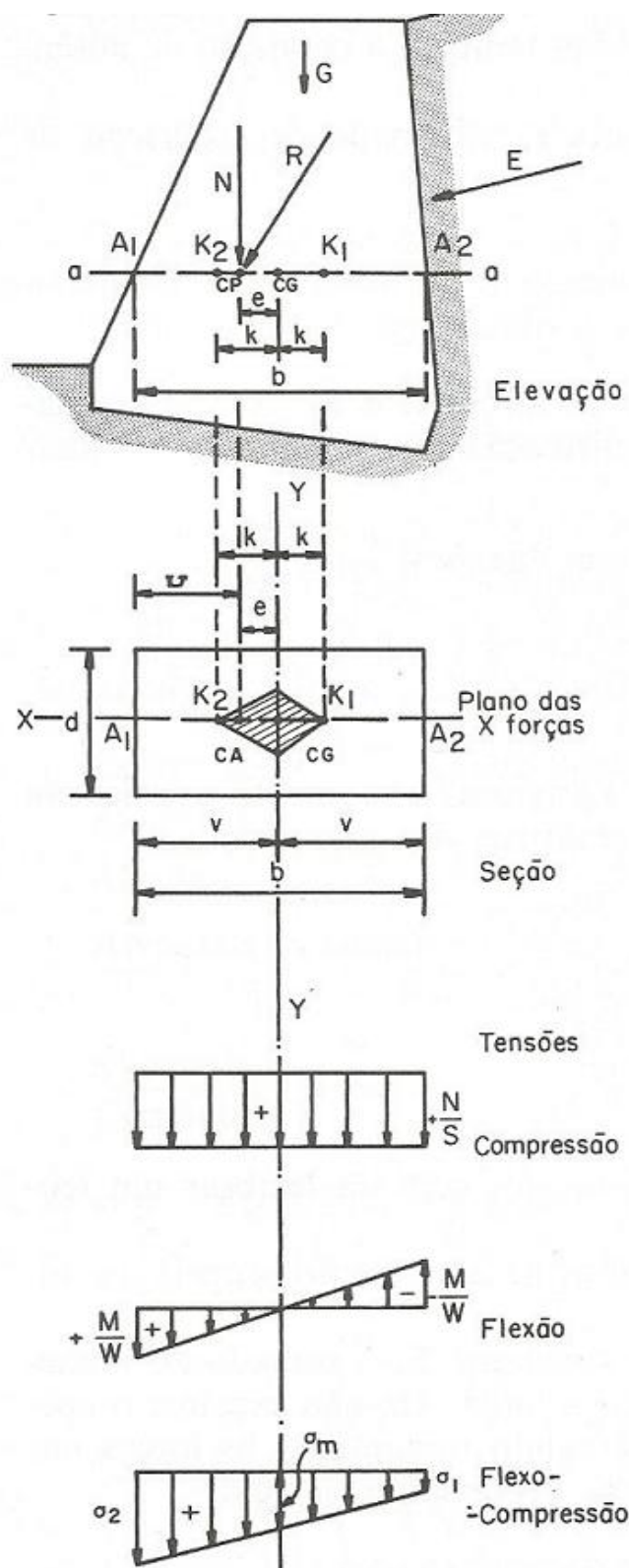


Figura 20 - Diagrama de pressão na junta a – a.
Fonte: Moliterno (1994)

Conforme a figura acima define-se como a – a a seção transversal qualquer da junta, R como a resultante das forças que atuam na seção a – a, CP é o centro

de pressão (ponto de aplicação de R), CG é o centro geométrico da seção considerada, S é igual a bd , que é área da junta $a - a$, já $W = \frac{d.b^2}{6}$, v é a distância do CG aos bordos A_1 e A_2 , já e é a excentricidade em relação ao CG, u é a distância do CP ao bordo comprimido A_1 , k equivale a $\frac{W}{S}$, sendo assim também semelhante a $\frac{b}{6}$ que é o raio resistente, e $M = N.e$.

$$\sigma = \frac{N}{S} \mp \frac{M}{W} = \frac{N}{S} \mp \frac{Ne}{W} = \frac{N}{S} \left(1 - \frac{e}{k} \right) = \frac{N}{S} \left(1 \mp \frac{e}{k} \right) \quad (52)$$

De acordo com a expressão acima percebe-se que a seção $a - a$ está sujeita a uma tensão máxima σ_1 e uma tensão mínima σ_3

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} \left(1 + \frac{e}{k} \right) \quad (53)$$

$$\sigma_3 = \frac{N}{S} \left(1 - \frac{e}{k} \right) \quad (54)$$

Assim os valores de σ variam com a expressão $\frac{e}{k}$, denominada *módulo de excentricidade*. Analisando o módulo de excentricidade pode-se afirmar que:

a) *Compressão Simples* $e = 0$

Ocorre compressão uniforme em toda a seção e a linha neutra está no infinito.

b) *Compressão Excêntrica* $e < k$.

Neste caso toda a seção estará comprimida, porém com a tensão variando entre um valor máximo e um valor mínimo ainda de compressão e linha neutra está fora de seção.

c) *Compressão Excêntrica ou Flexão Composta* $e = k$.

Esta situação corresponde ao estado limite das tensões, onde a linha neutra encontra-se no bordo A_2 .

d) *Compressão Excêntrica ou Flexão Composta* $e > k$.

Para esta situação a seção *a – a* apresenta tensões de compressão e tração. Portanto a linha neutra está dentro da seção.

Dos casos citados acima, o caso *d* deve ser analisado com maior critério para muros de gravidade que não admitem tração ou que o material apresente pouca resistência para este tipo de esforço como o concreto. Para todos os demais, a tensão de compressão deve ser menor que a tensão resistente do material.

A figura 21, extraída do livro do Caputo (1987), apresenta a característica de cada caso com relação $\frac{e}{k}$.

Casos	Elevação Diagrama das tensões Secção	Condição de excentricidade	Posição do centro de pressão	Posição da linha neutra	Leis de distribuição das tensões Casos de solicitação Diagrama das tensões		Tensões		Designações
					Máxima σ_1	Mínima σ_2			
I		$e = 0$	Coincide com o centro de gravidade	No infinito	Lei retangular ou uniforme Compressão axial		$\frac{N}{S}$	$\frac{N}{S}$	N Componente normal da resultante das forças S Área da Secção transversal k Raio resistente $k = \frac{b}{6}$ e Excentricidade σ_1, σ_2 Tensões nos bordos da secção transversal
II		$e < k$	Dentro do núcleo central de inércia	Fora da secção	Lei do trapézio Compressão excêntrica ⊕ Caso geral nos maciços de alvenaria		$\frac{N(1+e)}{S}$	$\frac{N(1-e)}{S}$	
III		$e = k$	No limite do núcleo central de inércia	Tangente a secção	Lei triangular Compressão excêntrica ou flexão composta		$\frac{2N}{S}$	Zero	
IV		$e > k$	Fora do núcleo central de inércia	Corta a secção	A - Lei triangular Flexão composta com tração B - Lei triangular Flexão composta excluindo zona tracionada		$\frac{N(1+e)}{S}$	$\frac{N(1-e)}{S}$	Tração

Figura 21 - Quadro Geral das leis de distribuição das tensões
Fonte: Moliterno (1994)

3.4 RUPTURA GLOBAL

Freitas (2011) afirma que diversas ocasiões acarretaram a experiência de que em taludes com características homogêneas e sem descontinuidades evidentes, os escorregamentos ocorrentes assemelham-se a conchas. E para o melhor entendimento deste tipo de ruptura do solo foram desenvolvidos métodos que consideram superfícies de ruptura de forma circular, tais como o Método de Fellenius e o Método de Bishop.

Como a concha de ruptura envolve a ruptura global do maciço este tipo de escorregamento não será considerado neste trabalho, sendo que para este assunto é recomendada a leitura de literaturas que tratem do assunto, tais como Caputo (1987) e Tschebotarioff (1978).

3.5 FUNDAÇÃO

O termo fundação é usado para designar a parte de uma estrutura que transmite ao terreno subjacente o seu próprio peso, o seu próprio peso e qualquer outra força que atue sobre ela (TSCHEBOTARIOFF, 1978). A função da fundação é suportar as cargas que atuam sobre ela e distribuir de maneira satisfatória sobre as superfícies de contato do solo, com o qual ele se apoia. Para ser satisfatória, essas distribuições não devem produzir tensões excessivas no solo. Em outras palavras, a tensão aplicada pela fundação não deve ser maior do que a tensão admissível do solo, relacionado a um fator de segurança.

O autor ainda afirma que o conjunto solo, fundação e estrutura formam uma unidade que deve ser considerada como um todo.

Para Caputo (1987) a verificação da segurança do solo por ruptura ou deformação excessiva se baseia na equação 52, equação da flexão composta. Desta forma as deduções feitas para a estabilidade elástica se aplicam na verificação da estabilidade da fundação. Assim, enquanto $e \leq k$, a distribuição de tensões será puramente de compressão no solo abaixo da sapata.

Quando a resultante das forças R recair fora do núcleo central, situação em que haverá no solo sob a fundação uma região não comprimida, a tensão máxima

de compressão considerando uma largura $b = 1$ m de acordo com Moliterno (1994) é dada por:

$$\sigma_1 = \frac{2N}{3u} \quad (55)$$

Lembrando que u = distância do CP ao bordo A_1 (Figura 21).

E que ainda conforme o autor $3u$ equivale a distância da linha neutra em relação a borda 1.

Caputo (1987) observa que é de interesse que a força resultante R passe dentro do núcleo central, e o mais próximo possível do centro geométrico, tanto quanto mais compressível for o terreno sob o qual o muro se apoia.

4 DRENAGEM

Os muros de arrimo são projetados para resistir aos empuxos provenientes do solo, e a água existente no mesmo acaba sobrecarregando o elemento de contenção. Uma vez que em grande parte dos projetos o solo é considerado como não saturado, quando há ocorrência desse empuxo hidrostático a estabilidade do muro estará comprometida. Segundo Coelho (2010), em estruturas de contenção algumas medidas de drenagem devem ser aplicadas, com a finalidade de reduzir a presença de água, diminuindo as tensões e aumentando as características resistentes do solo. De acordo com Lobo, Ferreira e Renfio (2003), a água acarreta ao acréscimo do valor do empuxo, este pode chegar a ser na ordem de 100%.

Uma das alternativas que existe é o uso de barbacãs, sendo esta a opção adotada para este trabalho, evitando assim que o solo fique saturado, conseqüentemente diminuindo o empuxo. Este sistema é composto por uma camada drenante, fazendo parte desta areia e pedra britada e a sua envoltura é colocada uma manta geotêxtil. Além disto é necessária a utilização de tubos furados, o qual terá a finalidade de coletar a água existente neste dreno, conforme apresenta a figura 22.

No modelo proposto neste trabalho serão deixadas duas aberturas circulares em cada placa de contenção, sendo estas primeiramente utilizadas para o transporte e colocação das placas, e posteriormente para o transpasse da tubulação para a ocorrência do dreno. No entanto, não será apresentado detalhamento do mesmo, por fugir ao escopo do trabalho.

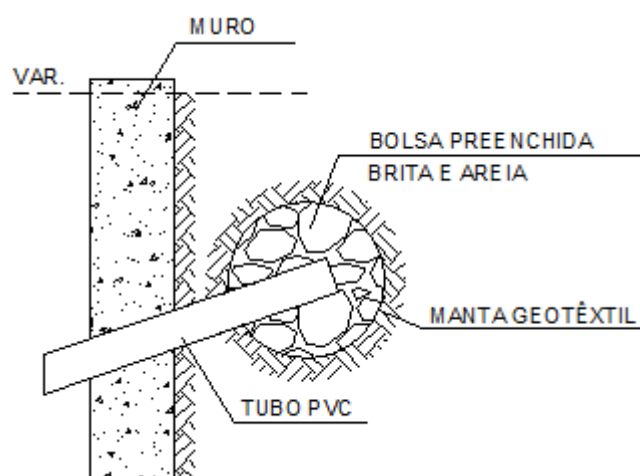


Figura 22 - Detalhe de dreno em barbacã
Fonte: Os Autores (2014)

5 CALCULO DA ARMADURA

5.1 PLACAS

As placas de contenção e as placas de fundação serão consideradas elementos sujeitos a flexão para critério de cálculo, sendo a primeira considerada bi-apoiada nos elementos verticais, e a segunda engastada nos contra-fortes.

A partir de análise e cálculos é possível a obtenção dos valores dos esforços máximos existentes nelas, sendo estes utilizados para a realização do dimensionamento do elemento.

Segundo a NBR 9062/2001, o cobrimento quando se trata de um elemento em contato com o solo deve ser de, no mínimo, 2,5 cm. Portanto, o cobrimento a ser utilizado durante o desenvolvimento da proposta irá variar de acordo com a espessura do elemento a ser desenvolvido em cada momento, sendo contudo, respeitado este valor mínimo exigido pela norma.

A placa de fundação foi considerada engastada na base do contraforte e calculada como uma viga em balanço com cargas oriundas da diferença de pressão entre as cargas verticais e a carga do solo, conforme figura 23.

Dando sequência aos cálculos, foram estimados os diâmetros das barras longitudinais ($\phi_{l,est}$) e transversais ($\phi_{t,est}$), para a obtenção da fração da altura considerada não útil na viga (d'):

$$d' = \frac{\phi_{t,est}}{2} + \phi_{l,est} + c \quad (56)$$

Com este valor obtêm-se a altura útil da viga (d), sendo esta conforme equação abaixo:

$$d = h - d' \quad (57)$$

5.1.1 Armadura Longitudinal

Para o cálculo da armadura longitudinal, uma vez que se tem o valor do momento máximo, pode-se empregar o cálculo pelas equações de equilíbrio, ou por tabelas que simplificam o cálculo. Sendo empregada a KMD apresentada por Carvalho e Figueiredo (2007), encontra-se o valor do mesmo conforme a equação (58):

$$KMD = \frac{M_d}{b_w d^2 f_{cd}} \quad (58)$$

em que M_d é o momento máximo majorado, b_w a largura da viga, d a altura útil da viga, e f_{cd} = resistência de cálculo do concreto à compressão.

Sendo encontrado, a partir do valor resultante da equação acima, o valor de KZ correspondente a ele na tabela KMD.

Portanto a área de aço necessária para tal seção é encontrada a partir da equação abaixo, sendo utilizado agora a resistência de cálculo de escoamento do aço (f_{yd}):

$$A_s = \frac{M_d}{KZ d f_{yd}} \quad (59)$$

Com a finalidade de assegurar as condições de durabilidade, segurança e controle da abertura de fissuras, perante a NBR 6118/2003, devem ser determinados valores limites para a armadura em questão, sendo estes uma taxa de

armadura mínima e máxima a ser utilizada. Na figura 24 constam os valores de ρ_{min} . Já para a armadura máxima, é recomendado por esta norma que utilize $\rho_{máx} = 4\%$.

Forma da seção	Valores de $\rho_{min}^{1)}$ ($A_{s,min}/A_c$)							
	ω_{min} \diagdown f_{ck}	20	25	30	35	40	45	50
Retangular	0,035	0,150	0,150	0,173	0,201	0,230	0,259	0,288
T (mesa comprimida)	0,024	0,150	0,150	0,150	0,150	0,158	0,177	0,197
T (mesa tracionada)	0,031	0,150	0,150	0,153	0,178	0,204	0,229	0,255
Circular	0,070	0,230	0,288	0,345	0,403	0,460	0,518	0,575

¹⁾ Os valores de ρ_{min} estabelecidos nesta tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{min} deve ser recalculado com base no valor de ω_{min} dado.

NOTA Nas seções tipo T, a área da seção a ser considerada deve ser caracterizada pela alma acrescida da mesa colaborante.

Figura 24 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas
Fonte: NBR 6118/2003

Com isso, encontra-se a quantidade destas armaduras pelas expressões:

$$A_{s,min} = \rho_{min} A_c \quad (60)$$

$$A_{s,máx} = \rho_{máx} A_c \quad (61)$$

Selecionada a bitola a ser empregada, deve-se verificar o espaçamento máximo entre as barras da armadura principal de flexão, na região dos maiores momentos fletores, deve corresponder ao menor valor entre os abaixo:

$$S \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ \text{ou} \\ 2 h \end{cases} \quad (62)$$

em que h é a espessura da laje.

O diâmetro máximo dessas barras da armadura deve ser

$$\phi_{m\acute{a}x} \leq \frac{h}{8} \quad (63)$$

5.1.2 Armadura de Distribuição e Secundária de Flexão

A quantidade de armadura positiva de distribuição de lajes armadas em uma direção segundo a NBR 6118/2014, deve respeitar as seguintes especificaçoes:

$$A_{s/s} \geq \begin{cases} 20\% A_s \\ 0,9 \text{ cm}^2/m \\ 0,5 A_{s,min} \end{cases} \quad (64)$$

5.1.3 Armadura Transversal

Os elementos lineares, em que suas verificaçoes ao cisalhamento satisfaçam a equação abaixo, devem ser tratados como lajes, segundo a NBR 6118/2014.

$$b_w \geq 5 d \quad (65)$$

Sendo:

b_w = largura mínima da seção ao longo da altura útil

d = altura útil

Perante Moliterno (1994)  conveniente projetar o muro com determinadas espessuras, de modo a não haver necessidade de ser colocada armadura transversal. Portanto, segundo a NBR 6118/2014 a força cortante solicitante de cálculo (V_{sd}) deve ser menor ou igual  resistência de projeto ao cisalhamento (V_{Rd1}), ou seja:

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} = [\tau_{Rd} k (1,2 + 40 \rho_1) + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \quad (66)$$

Em que:

$$\tau_{Rd} = 0,0525 \cdot \frac{\sqrt[3]{(f_{ck})^2}}{1,4}$$

$k = 1$ para elementos em que 50% da armadura inferior não chega até p apoio

$k = (1,6 - d) \geq 1$, com d em metros, para os demais casos

$$\rho_1 = \frac{A_{S1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$$

A_{S1} = é a seção da armadura de tração

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Sd}}{A_c} \text{ (sendo } N_{Sd} \text{ a força longitudinal na seção)}$$

b_w = largura mínima da seção ao longo da altura útil d

Já a verificação das bielas comprimidas em elementos sem armadura de cisalhamento é feita comparando-se a força cortante solicitante de cálculo (V_{Sd}) com a resistência de cálculo (V_{Rd2}), representada por:

$$V_{Rd2} = 0,5 \alpha_{v1} f_{cd} b_w 0,9 d \quad (67)$$

Em que $\alpha_{v1} = (0,7 - \frac{f_{ck}}{200}) \leq 0,5$, e o $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4}$.

5.2 PILARES E CONTRAFORTE

Uma vez que os pilares serão considerados como elementos engastados na fundação, o modelo de cálculo a ser utilizado neste elemento é semelhante ao que se usa para uma viga engastada em balanço. Logo a sequência de cálculo é a mesma que a anteriormente citada, seguindo a NBR 6118/2014 e Carvalho e Figueiredo Filho (2007).

Porém a única ressalva quanto ao cálculo é que para a seção inclinada do contraforte, de acordo com Moliterno (1994), foi utilizada a área de aço dada pela equação (68):

$$A_s = \frac{M_d}{KZ d f_{yd} \sen v} \quad (68)$$

Para a obtenção das armaduras dos pilares com contraforte a seção é analisada metro a metro quanto ao cortante e ao momento. Para uma otimização das armaduras, foram considerados estribos horizontais nos contrafortes seguindo o

modelo de cálculo 2 para cisalhamento, ainda conforme os autores anteriormente citados. Também foram utilizados estribos verticais que servirão como armadura de pele e ligação entre a fundação e o contraforte.

Segundo Moliterno (1994) os estribos verticais transmitem a carga da terra sobre a sapata ao contraforte. Foi considerado para o cálculo da armadura vertical, o critério de armadura de suspensão, pois assim a área de aço do estribo vertical será suficiente para resistir e transmitir ao contra forte as cargas originadas pelo peso do solo sobre a sapata e pela própria fundação.

Sendo assim será adotada a maior área entre a armadura de pele (equação 69) e a armadura de suspensão (equação 70).

$$A_{s,pele} = 0,10\% \cdot A_c \quad (69)$$

em que A_c é a área de concreto da seção do pilar.

A NBR 6118/2014 recomenda que, por se tratar de barras de alta aderência, o espaçamento não deve ultrapassar 20 cm, sendo conveniente que o espaçamento existente na zona tracionada seja menor que 15ϕ .

$$A_{swv} = \frac{V_{sdv}}{f_{ywd} \cdot i} \quad (70)$$

em que, V_{sdv} é a diferença entre o carregamento do solo sobre a sapata acrescido do valor do peso próprio da fundação, f_{ywd} é a tensão resistente de cálculo, e i é a base da fundação.

6 PROPOSTA DO MODELO

O modelo refere-se a um muro de contenção de até cinco metros de altura. Uma vez que, quando a altura do muro ultrapassa quatro metros de altura é recomendável que se utilize contraforte com ou sem o auxílio de vigas intermediárias. Foi determinado que seria desenvolvido um muro de flexão com auxílio de contrafortes, sendo que estes estariam em contato com o lado do aterro. Em seguida, a partir das considerações anteriormente relatadas, foi escolhida uma primeira proposta do modelo e em cima desta realizados cálculos e análises mais profundas do que deveria ser considerado, e quais mudanças seriam desencadeadas para a realização dessas novas considerações.

Alguns fatores foram de grande importância para a definição do modelo, sendo um destes o questionamento de como deveria ser a estrutura e a ligação dela a fim de que garantisse o engastamento do elemento de fundação ao contraforte. Outro conceito foi de como permitir a escolha da altura de forma prática e eficaz.

Uma vez definida a proposta foram realizadas as verificações quanto ao tombamento, deslizamento e a capacidade de suporte do solo. A partir destas averiguações, determinados os tamanhos necessários de cada parte do modelo, sendo estas dimensões localizadas, de forma geral, conforme as figuras 25 a 28.

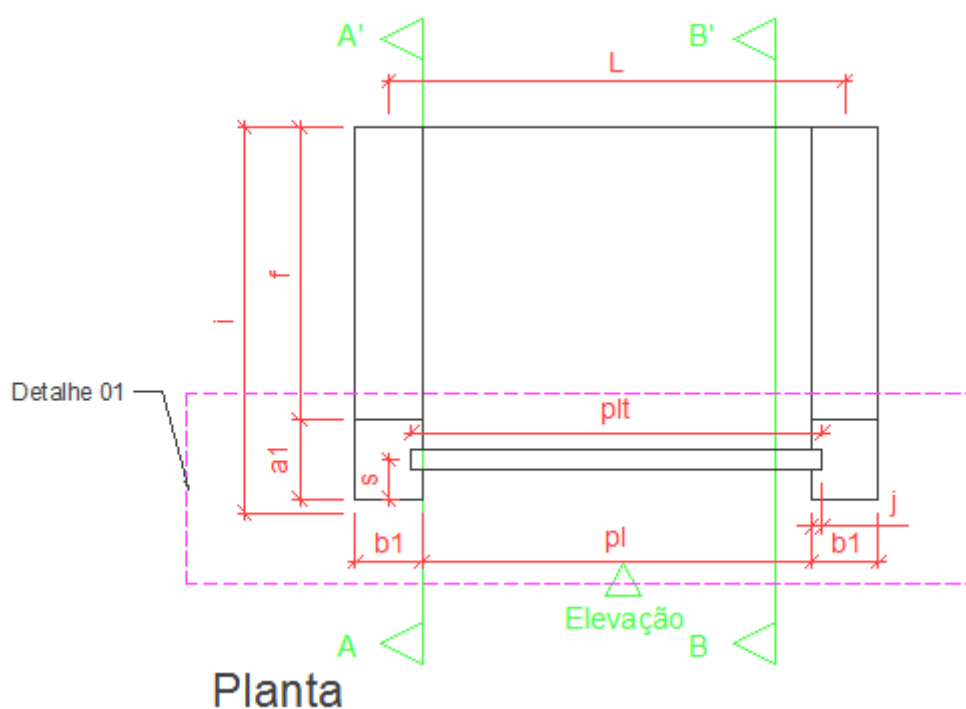
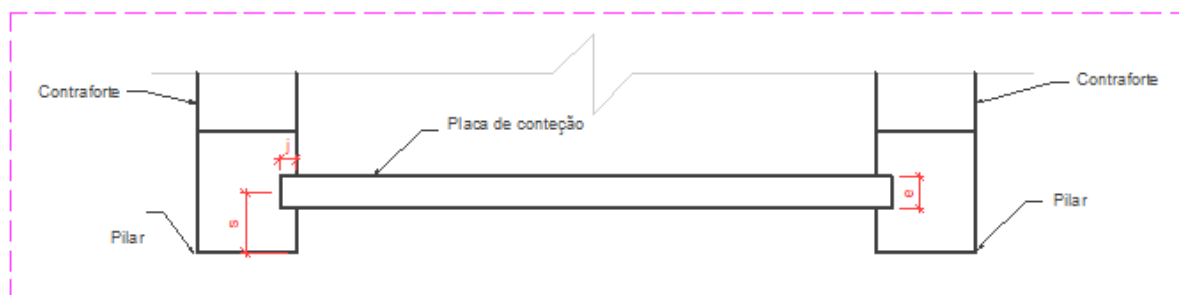
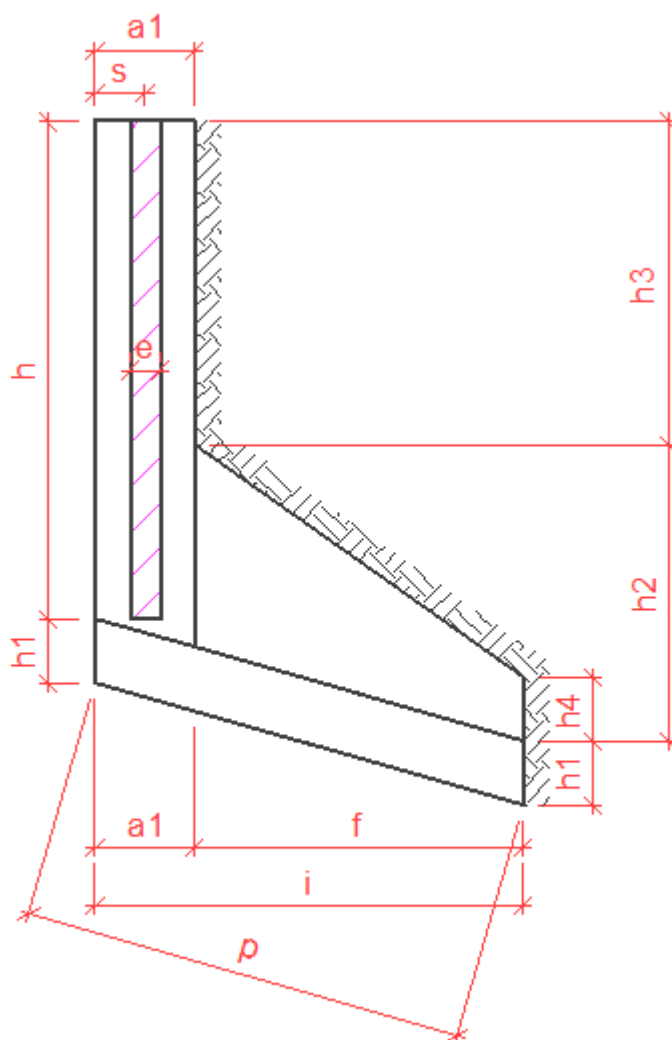


Figura 25 - Planta do modelo proposto
Fonte: Os Autores (2014)



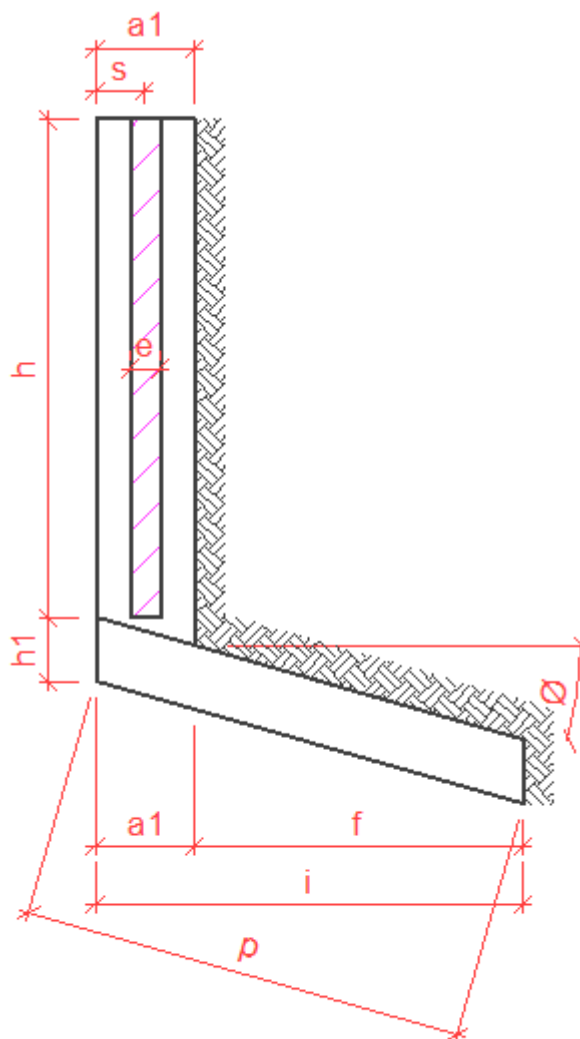
Detalhe 01

Figura 26 - Detalhe 01
Fonte: Os Autores (2014)



Corte AA'

Figura 27 - Corte AA' do modelo proposto
Fonte: Os Autores (2014)



Corte BB'

Figura 28 - Corte BB' do modelo proposto
Fonte: Os Autores (2014)

6.1 PROPOSTA DOS ELEMENTOS

Foi escolhida a opção de três elementos pré-moldados, sendo estes as placas de contenção, os pilares e as placas da fundação, os quais são dispostos e ligados de forma que trabalhem em conjunto resistindo aos esforços existentes, proporcionando segurança, agilidade na execução e que consiga conter taludes de até 5 metros de altura.

6.1.1 Placa de Contenção

As placas de contenção são as responsáveis por receber as ações do maciço terroso, sendo estas originadas pelo empuxo de terra, transmitindo este esforço para os pilares, nos quais estão apoiadas.

São placas de concreto armado maciças, com espessuras que vão variar conforme o dimensionamento e trabalham como vigas biapoiadas nos pilares.

A armadura na placa é distribuída nas duas faces, pois assim não há restrição quanto ao lado desta que deverá estar em contato com o terrapleno, evitando erro na montagem do muro pré-moldado, garantindo assim a segurança da estrutura.

As placas são dimensionadas para o maior carregamento, ou seja, para a placa no nível mais inferior, na base da contenção. Lembrando que não há restrições para que a placa seja dimensionada para o real carregamento, o qual cada uma está submetida, porém em virtude da praticidade de montagem e da segurança, o modo anteriormente citado foi escolhido.

A ligação entre uma placa e outra é efetuada a partir do encaixe entre elas, sendo este devido a relação macho e fêmea existente nas extremidades superior e inferior de cada uma. Outro detalhe deste encaixe é que o mesmo foi escolhido para que seja em formato de um “V”, como demonstrado na figura 29, para que sua colocação e adequação no lugar correto sejam facilitadas.

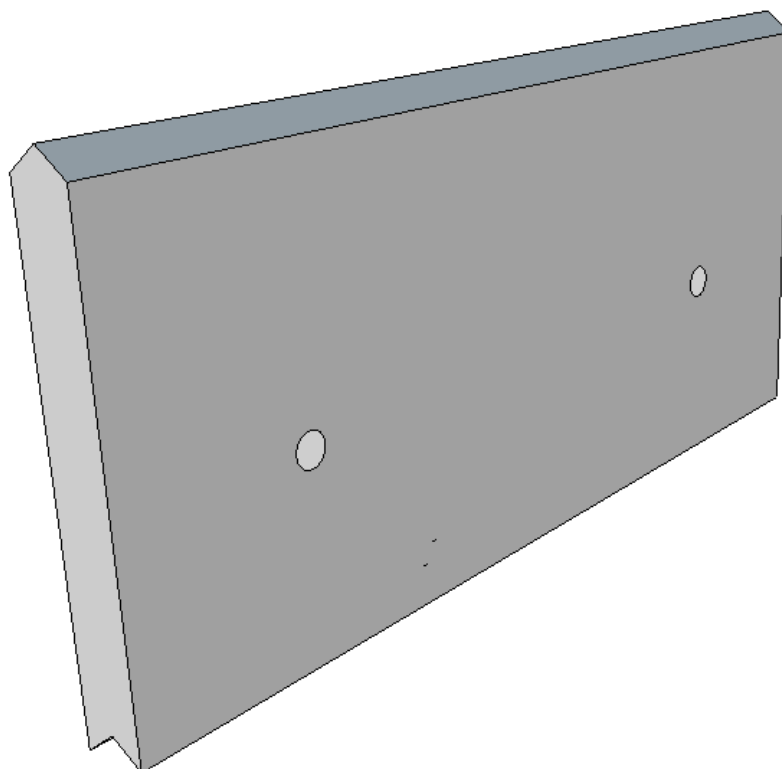


Figura 29 - Placa de contenção
Fonte: Os Autores (2014)

6.1.2 Pilar/Contraforte

Para o desenvolvimento deste elemento foi considerada uma seção constante do pilar e verificado o momento resistente do mesmo. Desta forma procurou-se determinar a altura em que o momento solicitante é igual ao momento resistente da seção. Este cálculo foi obtido com o auxílio da função “Atingir Meta” do Programa Excel. Uma vez obtido este ponto, é possível afirmar que a partir deste é necessário o auxílio do contraforte para resistir ao momento solicitante existente abaixo do ponto.

O espaçamento entre um pilar e outro é definido a partir do conjunto pilar-placa de contenção, não sendo escolhido apenas de acordo com a seção do pilar, mas sim de forma com que houvesse um espaçamento máximo possível, sem gerar uma espessura consideravelmente grande para que as placas resistissem aos esforços existentes nelas.

Nas laterais dos pilares há em sua altura espaço suficiente para o encaixe das placas de contenção, sendo que estas entram cinco centímetros na seção do mesmo.

Na base deste modelo proposto há um vão, no qual as armaduras ficam aparentes para uma posterior ligação com as armaduras da placa de contenção. Após a devida colocação de todas as armaduras, este vão é preenchido com concreto *in loco*. Essas considerações podem ser observadas nas figuras 30, 31 e 32.

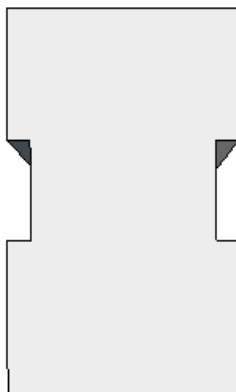


Figura 30 - Encaixes laterais no pilar para as placas de contenção
Fonte: Os Autores (2014)

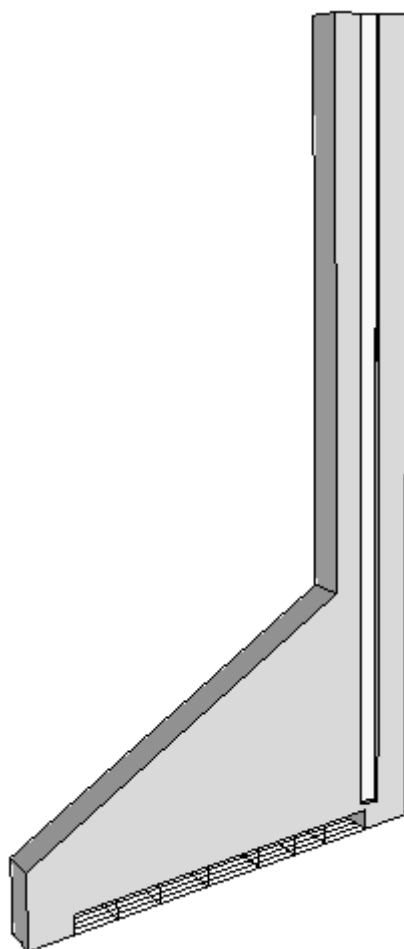


Figura 31 - Pilar e contraforte
Fonte: Os Autores (2014)

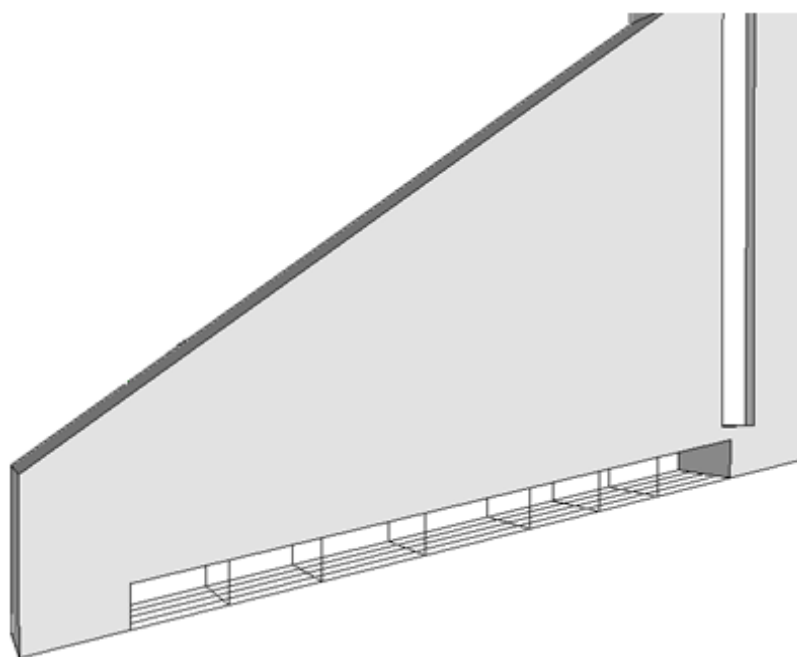


Figura 32 - Detalhe da base do sistema pilar – contraforte
Fonte: Os Autores (2014)

6.1.3 Placa de Fundação

Foi proposto um elemento inferior maciço de 7 cm, que será armado com armadura definida pelos cálculos, que dependem da reação do solo e das cargas verticais sobre a placa. No entanto a armadura da seção não poderá ser inferior ao mínimo estipulado pela NBR 6118/2003. Junto a esta armadura de montagem, foi adotada uma malha 15 x 15 cm de aço CA 60 de 4,2 mm, sendo que esta malha também tem a função de combater a fissuração da placa. Treliças fazem parte deste elemento, servindo apenas de armadura de costura, fazendo uma ligação entre a placa inferior maciça e a camada de concreto que será lançada acima desta, de 18 cm de espessura.

Na parte da frente e na parte de trás desta placa foram acrescentados espelhos com altura apropriada, porém não na totalidade do comprimento da placa, pois no centro de cada uma será apoiado o pilar/contraforte. Para facilitar este encaixe, foram postos dois pinos em cada extremo para que o elemento pilar-contraforte se encaixe nestes a partir de furos pré existentes para tal finalidade, conforme figura 33.

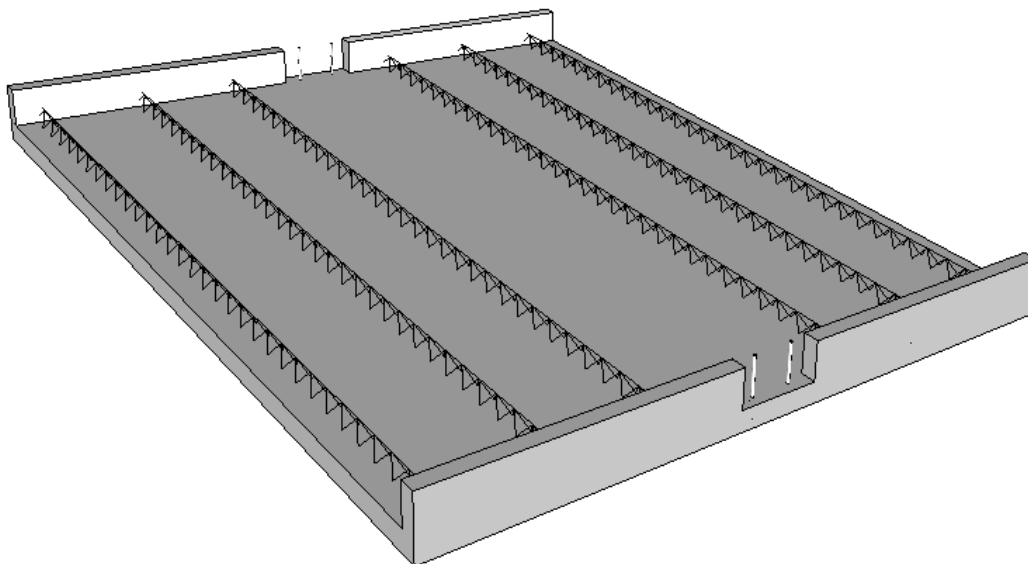


Figura 33 - Placa de fundação
Fonte: Os Autores (2014)

Uma vez montada toda a estrutura, devem ser dispostas no sentido longitudinal da placa e perpendicularmente sobre estas barras de aço determinadas

perante os cálculos, apoiadas sobre as treliças. Estas barras passam entre as armaduras transversais existentes no contraforte. Posteriormente uma camada de concreto deve ser lançada sobre todo este vão existente na estrutura, conforme a figura 34, até ser atingida a altura dos espelhos. Quando endurecido o concreto, o engastamento e ligação de todas as estruturas estarão garantidos, trabalhando desta forma em conjunto.

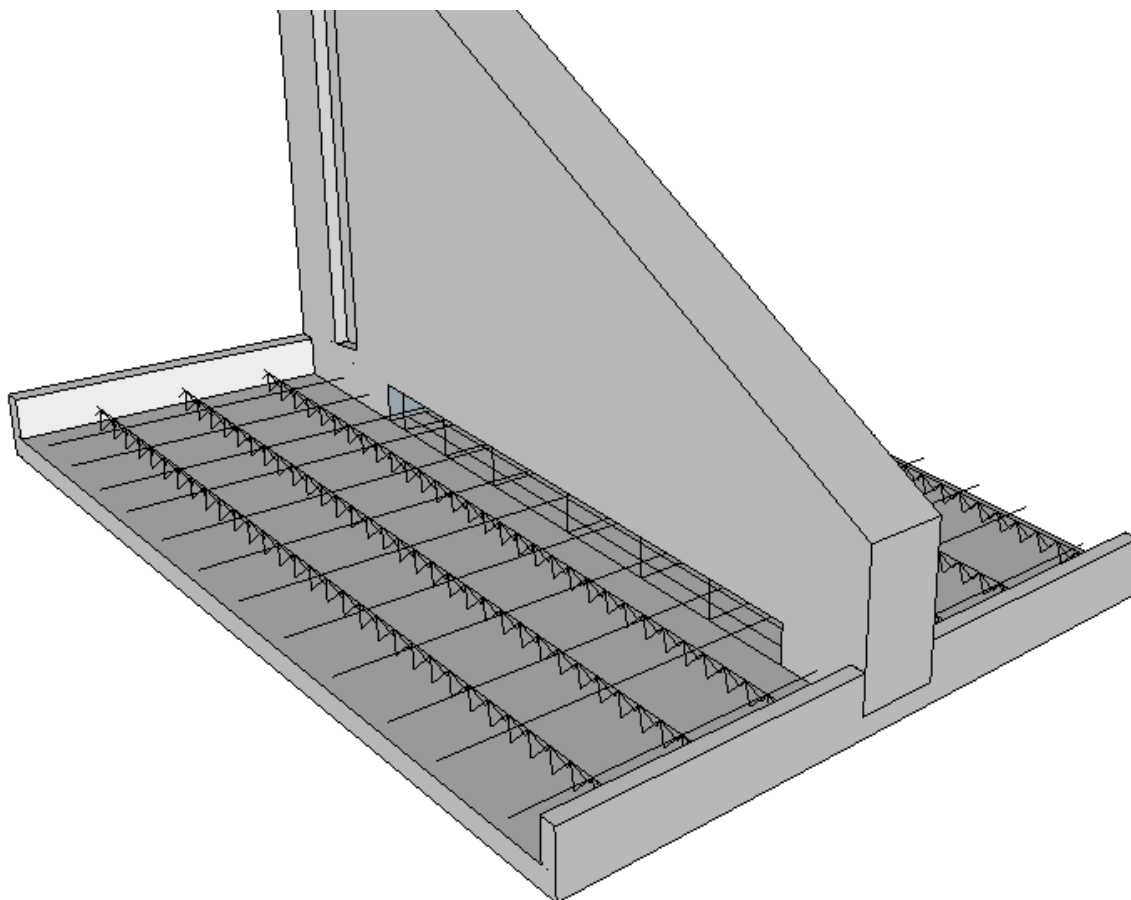


Figura 34 - Esquema da ligação entre placa de fundação e contraforte
Fonte: Os Autores (2014)

Sendo assim, após todas as considerações realizadas, o sistema de contenção proposto é representado conforme as figuras 35 e 36. Porém nestas ilustrações constam os tubos para a drenagem, uma vez que estes são necessários para a complementação de todo o sistema, embora não estejam dispostos previamente no mesmo.

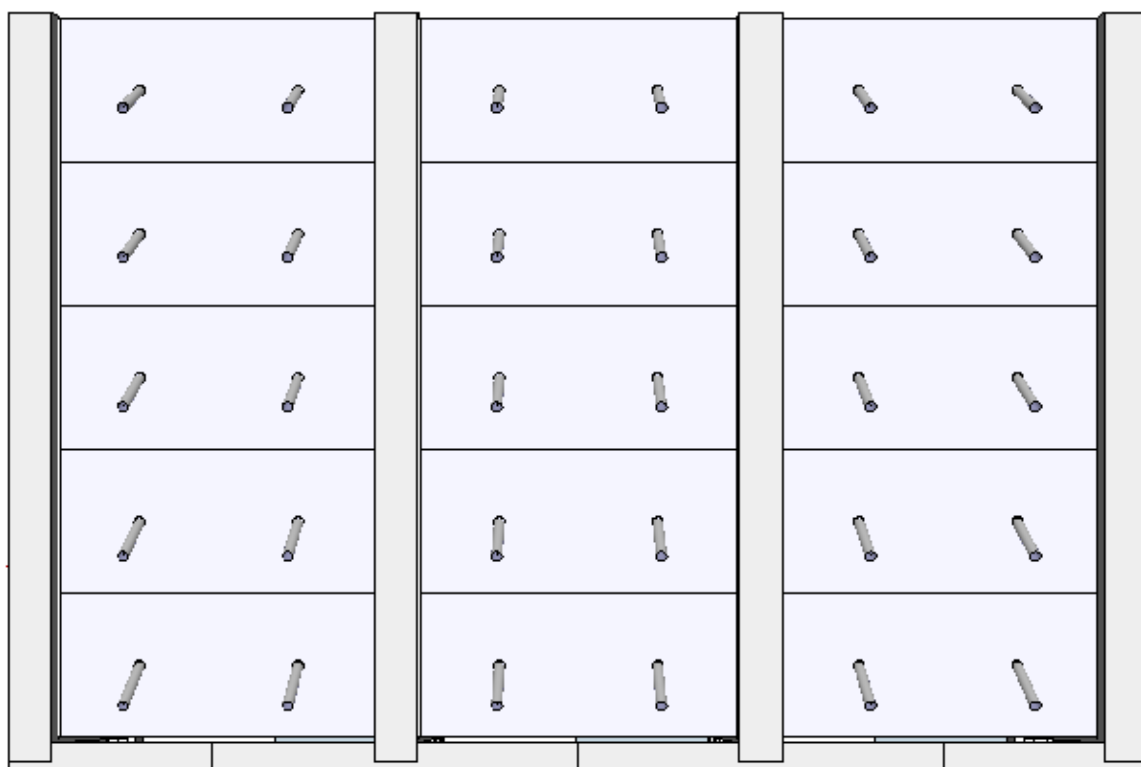


Figura 35 - Sistema proposto - vista frontal
Fonte: Os Autores (2014)

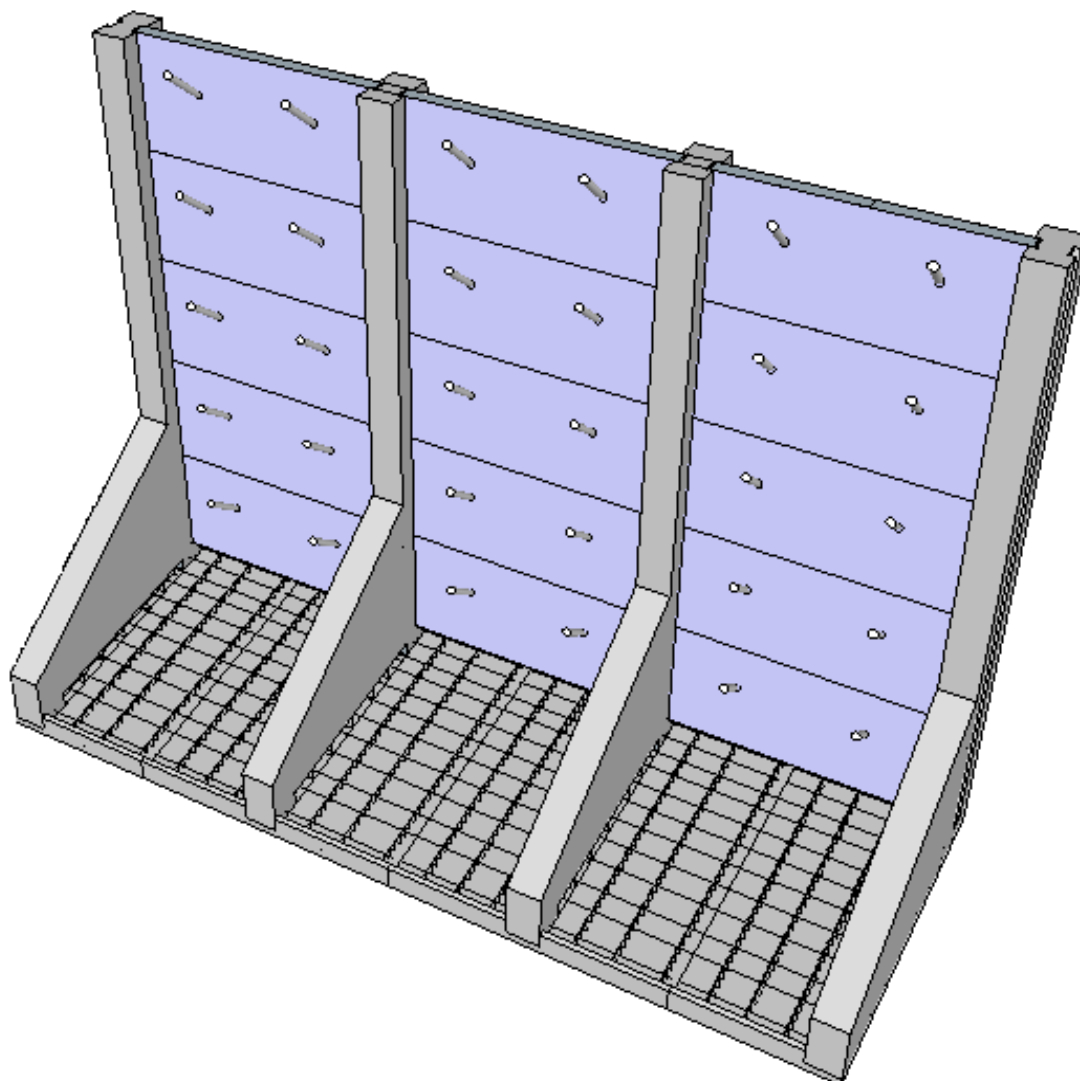


Figura 36 - Sistema proposto - lateral / fundo
Fonte: Os Autores (2014)

6.2 EXEMPLO DE CASO 1

Para o desenvolvimento de todos os cálculos foi utilizado o Programa Excel. Este desenvolvimento é apresentado nos apêndices, fazendo parte destas partes da planilha que foi desenvolvida, em forma de tabelas, demonstrando quais dados de entrada são necessários e todos os dados que são gerados por estes. Sendo assim, as fórmulas citadas neste trabalho foram passadas devidamente neste programa, agilizando as verificações e realizando o devido dimensionamento dos elementos.

Nessas tabelas os itens que devem ser determinados previamente, relacionados aos parâmetros do solo e condições do local a ser implementado o muro, estão destacados por meio de células amarelas.

Foi utilizado para a obtenção dos dados da região de Pato Branco – PR o trabalho de Tabalipa (2008), e a partir deste foi realizada uma média aritmética das amostras do solo, referente a coesão, ângulo de atrito e massa específica natural do mesmo. Os resultados obtidos encontram-se na tabela 4.

Nome	Média aritmética	% de variação
Coesão	4,88 Kpa	45,32%
Ângulo de atrito	20,26°	13,75%
Massa específica natural	1,53 g/cm ³	6,77%

Tabela 4 - Dados do solo - região de Pato Branco
Fonte: Os Autores (2014)

É possível verificar uma grande variação no valor da coesão, sendo utilizada uma das amostras que continham valores próximos da média do ângulo de atrito e massa específica natural. Portanto os valores utilizados neste estudo de caso real correspondem à amostra 6 (E) encontrada na tabela 15 do referido trabalho. Trata-se de um Latossolo Roxo Álico, com coesão de 3,78 KPa, ângulo de atrito de 21,6° e massa específica natural de 1,47 g/cm³.

6.2.1 Estabilidade Global

Os dados de entrada utilizados para as análises quanto a estabilidade global da estrutura constam na tabela 5.

Dados de entrada do solo e sobrecarga					
Ângulo de Atrito	Coesão (kgf/m ²)	Peso Específico do Solo	Altura da Conteção	Ângulo de Inclinação do Talude	Sobrecarga no talude
20,26 °	488 kgf/m ²	1530 Kgf/m ³	5,00 m	0,000 °	250 kgf/m ²

Tabela 5 - Dados de entrada do solo e sobrecarga
Fonte: Os Autores (2014)

De acordo com a teoria anteriormente abordada, o valor correspondente a $2.z_0$ é a altura que o talude resistiria sem contenção, sendo esta também conhecida como altura crítica, conforme a equação (16). Sendo assim para um talude sem

inclinação com o solo analisado, o mesmo resistiria a uma altura de 1,50 metros sem contenção, considerando uma sobrecarga de 250 kgf/m². No entanto vale ressaltar que a altura crítica teórica é um valor superior à altura que o talude consegue resistir em um corte vertical. Isso se deve ao aparecimento de fendas de tração, como sugere Tschebotarioff (1978).

Portanto, é possível afirmar que as tensões horizontais transmitidas à contenção são aliviadas pela capacidade que os solos coesivos tem de resistir ao próprio peso em corte vertical, até uma altura limite, levando à uma contenção mais econômica e capaz de conter maiores alturas. As tabelas 6 e 7 apresentam os resultados decorrentes da relação entre as condições de projeto e as propriedades do solo.

Dados obtidos – 1				
COEFICIENTE DE EMPUXO ATIVO (kgf/m) (Eq. 4)	h _o	z _o (Eq. 19)	EMPUXO ATIVO (Eq. 21)	PONTO DE APLICAÇÃO -t-
0,486 kgf/m	0,16 m	0,75 m	6703,12 Kgf/m	1,42 m

Tabela 6 - Dados obtidos – 1
Fonte: Os Autores (2014)

Dados obtidos – 2	
EMPUXO VERTICAL -EV-	EMPUXO HORIZONTAL -EH-
0,00 kgf/m	6703,12 kgf/m

Tabela 7 – Dados obtidos – 2
Fonte: Os Autores (2014)

Para uma concepção inicial da contenção foi determinada uma seção para o pilar com os valores de 30 cm x 25 cm, e buscado pelo comprimento i da sapata em que os fatores de segurança da estabilidade global fossem atingidos. Para o espaçamento entre os contrafortes estipulou-se de início o valor de 3m.

Para se determinar h_2 , buscou-se a altura em que o momento solicitante se iguala ao momento resistente da seção do pilar. Isso impõe uma altura mínima no contraforte de 1,90 metros. Por segurança foi adicionado a esta altura um valor

correspondente a decalagem do diagrama de momentos fletores. Para isto foi adotado o caso geral, onde este valor corresponde a metade da altura útil, resultando em:

$$h_2 = 1,90 + 0,5 \cdot 0,262 \cong 2,0 \text{ metros} \quad (71)$$

Considerando apenas o critério de tombamento da estrutura, foi necessário um valor mínimo de i de apenas 2,00 m. Pode-se supor que a baixa massa específica do solo analisado, aliada a sua coesão levou a pressões laterais não muito intensas, e assim a um baixo momento solicitante de tombamento.

Já em relação ao critério de escorregamento foi adotado um coeficiente de atrito de $u = 0,50$. O fator de segurança frente ao escorregamento foi verificado a partir de $i = 2,40$ metros, para a sapata sem inclinação. Assim se verificou que o escorregamento foi o fator limitante para o menor valor possível de i . Uma vez que as tensões aplicadas ao solo foram inferiores à tensão resistente do mesmo, como será comentando adiante.

Estabeleceu-se uma tensão limite para o solo em estudo de $2,15 \text{ kgf/cm}^2$, pois se considerou que este valor reflete bem a capacidade resistente média do solo de Pato Branco-PR. Assim, como o valor mínimo de $i = 2,40$ m, obteve-se um tensão máxima de $2,09 \text{ kgf/cm}^2$ com a linha neutra LN' passando a 1,92 metros de ponto O.

Considerando os critérios de estabilidade global estática, depois de encontrado o valor mínimo de i para que a contenção atendesse aos fatores mínimos de segurança, foi possível adotar os valores de projeto, tendo como base Moliterno (1994).

Moliterno (1994) sugere que i tenha um valor variando de 50% à 70% do valor da altura da contenção. Assim com $i = 2,40$ m a relação i/h é de 48%. Por questões de segurança, e prevendo a possibilidade de haver um aumento de sobrecarga sobre o terrapleno, foi adotado $i = 2,75$ m, resultando em $i/h = 55\%$.

Foi adotada uma inclinação da sapata correspondente à 5° , embora nas verificações não se mostrou necessário haver inclinação na mesma.

Diante das dimensões adotadas apresenta-se os novos valores de segurança pra os critérios exigidos da estabilidade global, conforme as tabelas 8, 9 e 10.

MOMENTOS RESULTANTES		
Ms	Mr	ε (Eq. 50)
335,02 Kgf.m	947,72 Kgf.m	2,83
		verifica

Tabela 8 - Momentos resultantes
Fonte: Os Autores (2014)

Força de atrito e resultados		
F_a (Eq. 47)	T' (Eq. 46)	$\mu / \tan(\psi)$
35330,87 kgf	14004,09 kgf	2,52
		verifica

Tabela 9 - Força de atrito e resultados
Fonte: Os Autores (2014)

PONTOS DE INTERESSE DO ELEMENTO DA FUNDAÇÃO E TENSÕES								
u'	ex'	k'	CG'	N'	P	LN_	σ_1' (Eq. 53)	σ_2' (Eq. 52)
0,87 m	0,51 m	0,46 m	1,38 m	70661,74 Kgf	2,76 m	2,60 m	1,80 kgf/cm ²	-0,10 kgf/cm ²

Tabela 10 - pontos de interesse do elemento da fundação e tensões
Fonte: Os Autores (2014)

A tensão solicitante é correspondente ao valor de 1,81 kgf/cm², sendo assim este valor adequado uma vez que é menor que 2,15 kgf/cm².

6.2.2 Placa de Contenção

Como critério para esse elemento do muro procurou-se limitar a espessura da placa a 15 centímetros de espessura, devido ao peso do elemento e por questões de transporte. Foi levado em consideração que a placa de contenção foi considerada como um elemento sob flexão biapoiado nos contrafortes. Então pode-se afirmar que a distância entre os contrafortes determina a magnitude da tensão horizontal aplicada na placa de contenção. Sendo assim, buscou-se uma distância limite entre os contrafortes, sendo que esta não ultrapassasse a capacidade resistente de placa de 15 centímetros de espessura na situação mais carregada.

Diante dessas considerações foi obtida a informação de que o espaçamento máximo permitido entre contrafortes é de 4 metros. Neste caso o comprimento total da placa máximo permitido da placa seria de 3,78 metros, e o KMD seria de 0,313.

Com base nestes valores determinou-se a distância entre contrafortes e a espessura da placa de projetos. Nota-se que até aqui apenas utilizou-se da resistência da placa para se determinar a distância máxima entre os contrafortes. No entanto, foi mandita a distância inicial de projeto de 3m, pois a estabilidade global da estrutura foi definida considerando esse espaçamento.

A altura da placa foi determinada com 1 metro de altura, com o objetivo de favorecer a montagem das placas no local. Quanto as tensões cisalhantes pode-se dispensar as armaduras transversais.

Com base nas solicitações que a placa suporta, foram calculadas as áreas de aço necessárias de acordo com a NBR6118/2014 e bibliografias que tratam do assunto, anteriormente citadas no decorrer deste trabalho. As tabelas 11 a 20 mostram os valores adotados e as verificações realizadas.

Dados gerais de entrada					
hl	PL T	e	q_{pl}	M_d	V_d
1,00 m	2,83 m	13,00 cm	2784,46 Kgf/m	3902,59 Kgf.m	5516,02 kgf

Tabela 11 - Dados gerais de entrada - placa de contenção
Fonte: Os Autores (2014)

Dados do concreto e armadura estimada			
Fck	Fy	c	dl
25 Mpa	50 KN/cm ²	3,00 cm	12,50 mm
Fcd	Fyd	d' (Eq. 56)	d (Eq. 57)
1785714,29 kgf/m ²	4347,83 Kgf/cm ²	3,625 cm	9,375 cm

Tabela 12 - Dados do concreto e armadura estimada - placa de contenção
Fonte: Os Autores(2014)

Armadura longitudinal			
KMD (Eq. 58)	kx	kz	KMDmax
0,2487	0,4448	0,822	0,25
			verifica

Tabela 13 - Armadura longitudinal - placa de contenção
Fonte: Os Autores (2014)

As nec (Eq. 59)	n (número de barras)	As, efetivo
11,65 cm ² /m	10	12,27 cm ² /m

Tabela 14 - Área de aço necessária e efetiva
Fonte: Os Autores (2014)

Verificação da armadura de tração – 1			
As, min (Eq. 60)	As, max (Eq. 61)	As, efetivo (cm ² /m)	Espaçamento max (Eq. 62)
1,95 cm ² /m	52,00 cm ² /m	12,27 cm ² /m	20,00 cm
		verifica	

Tabela 15 - Verificação da armadura de tração – 1
Fonte: Os Autores (2014)

Verificação da armadura de tração – 2		
Espaçamento efetivo	Diâmetro max	dl
10,31 cm	16,25 mm	12,50
Verifica		verifica

Tabela 16 - Verificação da armadura de tração – 2
Fonte: Os Autores (2014)

Armadura de distribuição				
As, dist nec (Eq. 64)	Ddist	n/m (número de barras)	As, dist efetivo	Espaçamento dist
2,33 cm ² /m	6,30 mm	8	2,49 cm ² /m	12,50 cm

Tabela 17 - Armadura de distribuição
Fonte: Os Autores (2014)

Verificação das bielas de compressão e dispensa da armadura de cisalhamento.					
hl>5.d (Eq. 65)	Fctd	τ	k	$\rho 1$	$\alpha v1$
verifica	1,28 Mpa	0,32 Mpa	1,506	0,013	0,5
hl>	0,47				

Tabela 18 - Verificação das bielas de compressão e dispensa de armadura de cisalhamento - placa de contenção
Fonte: Os Autores (2014)

Verificação das bielas de compressão		
VRd1 (Eq. 66)	VRd2	VSd < (VRd1; VRd2)
7803,61 Kgf	37667,41 Kgf	5516,02 Kgf
		verifica

Tabela 19 - Verificação das bielas de compressão
Fonte: Os Autores (2014)

Detalhamento das armaduras			
ARMADURA DE TRAÇÃO		ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO	
DIÂMETRO DOBRA	DIÂMETRO ARMADURA	DIÂMETRO DOBRA	DIÂMETRO ARMADURA
62,5 mm	12,5 mm	18,9 mm	6,3 mm
QUANTIDADE	COMPRIMENTO	QUANTIDADE	COMPRIMENTO
10	592,69	23,00	205,89

Tabela 20 - Detalhamento das armaduras
Fonte: Os Autores (2014)

6.2.3 Pilar e Contraforte

Os esforços solicitantes no sistema pilar-contraforte dependem do espaçamento existente entre estes elementos e também da altura da contenção.

Como até agora a dimensão i já foi determinada e a distância entre contrafortes foi definida pela limitação imposta à placa de contenção, cabe apenas a verificação do sistema quanto as tensões solicitantes.

Para a seção pré-estabelecida de 25 cm x 30 cm, o momento resistente da referida seção foi de 6668,27 kgf.m, o que impôs um valor mínimo de h_2 como mencionado anteriormente. Com posse desses valores e de um diâmetro de armadura pré estabelecido, além do valor do cobrimento, pode-se então calcular a

altura útil da seção (d) metro a metro, e assim definir a armadura necessária de flexão e cisalhamento metro a metro.

Como pode-se verificar na tabela 21, a única que necessitou de armadura superior à mínima exigida por norma no local onde começa a variação da seção foi a primeira, confirmando assim que o contraforte se mostrou eficaz, aumentando o braço de alavanca e o momento resistente da seção.

SEÇÃO	Md	Dseção (Eq. 57)	KMD (Eq. 58)			Kx		Kz	
0	7,93 Kgf.m	0,262 m	0,0004			0,0006		0,9998	
0	1010,75 Kgf.m	0,262 m	0,0485			0,0735		0,9706	
0	5907,57 Kgf.m	0,262 m	0,2835			0,5287		0,7885	
0	17818,70 Kgf.m	1,487 m	0,0265			0,0397		0,9841	
0	39864,42 Kgf.m	27,12 m	0,0179			0,0265		0,9894	
0	0,00 Kgf.m	0,00 m	0,0000			0,0000		0,0000	
SEÇÃO	As, nec (Eq. 59)	As, min (Eq. 60)	As, efet						
			θ mm	n	As cm ²	θ mm	n	As cm ²	Total
0	0,01 cm ²	1,13 cm ²	16,0	2	4,02	10,0	1	0,79	4,81 cm ²
0	0,91 cm ²	1,13 cm ²	16,0	2	4,02	12,5	2	2,45	6,48 cm ²
0	6,58 cm ²	1,13 cm ²	16,0	2	4,02	12,5	3	3,68	7,70 cm ²
0	4,43 cm ²	5,72 cm ²	16,0	4	8,04	12,5	2	2,45	10,50 cm ²
0	5,40 cm ²	10,31 cm ²	16,0	4	8,04	12,5	2	2,45	10,50 cm ²
0	0,00 cm ²	0,00 cm ²	0,0	0	0,00			0,00	0,00 cm ²

Tabela 21 - Armadura do contraforte
Fonte: Os Autores (2014)

Já no que se refere a armadura transversal, o concreto resiste sozinho às tensões cisalhantes, utilizando apenas a armadura mínima transversal, sendo esta correspondente ao valor de 2,56 cm²/m. A exceção ocorre apenas na seção onde inicia o contraforte, que necessita ser armado com área de aço superior a 3,16 cm²/m.

Quanto as armaduras verticais, a área de aço destes estribos depende do carregamento resultante entre as pressões verticais sobre a placa e a reação do terreno. Assim procurou-se suspender a carga resultante que atua sobre a placa de fundação do diagrama de pressão resultante.

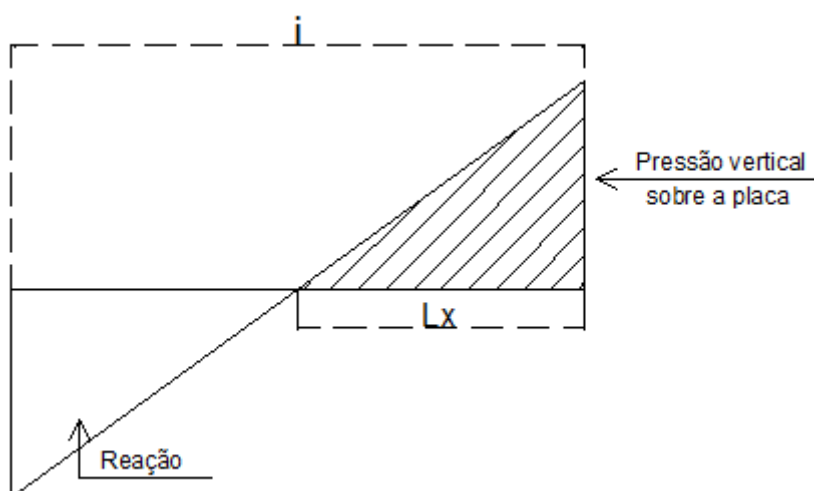


Figura 37 - Diagrama das tensões resultantes
Fonte: Os Autores (2014)

No entanto, foi considerado que o valor mínimo de área de aço deve ser igual ou superior ao critério estabelecido pela NBR 6118/2003 para armadura de pele. A área de aço necessária é mostrada na tabela 22.

$A_{sw,v \text{ nec}}$	$A_{s,pele}$	S
9,02 cm ² /m	5,00 cm ² /m	11,00 cm

Tabela 22 - Armadura vertical no contraforte
Fonte: Os Autores (2014)

6.2.4 Placa de Fundação

A fundação é dividida em duas partes. A inferior é pré-moldada e a segunda, acima desta, deverá ser concretada no local, sendo que esta fará a união entre contraforte e fundação.

As considerações referentes ao solo e as cargas verticais atuando sobre a placa foram utilizadas para determinar a menor altura da fundação, em que esta estaria resistindo a esses esforços, sendo este valor de 18 cm. A partir disto foi determinada a altura de projeto, a qual ficou definida em 25 cm, procurando dar maior rigidez devido a variação no sentido do carregamento ao longo da placa.

A placa foi dividida em seções de 50 centímetros e calculada a área de aço para cada uma dessas seções, procurando assim determinar a posição da armadura, se positiva ou negativa, como mostram as tabelas 23 a 27.

SEÇÃO	As nec	n/m	As efe	As min	Posição da Armadura
15,00 cm	16,30 cm ² /m	13	16,55 cm ² /m	3,75 cm ² /m	Positiva
65,00 cm	9,37 cm ² /m	8	10,42 cm ² /m		Positiva
115,00 cm	3,09 cm ² /m	3	4,28 cm ² /m		Positiva
165,00 cm	2,79 cm ² /m	3	3,68 cm ² /m		Negativa
215,00 cm	9,04 cm ² /m	8	9,82 cm ² /m		Negativa
265,00 cm	15,22 cm ² /m	13	15,95 cm ² /m		Negativa
275,00 cm	15,22 cm ² /m	13	15,95 cm ² /m		Negativa

Tabela 23 - Área de aço e posicionamento
Fonte: Os Autores (2014)

Armadura longitudinal negativa adotada para toda seção

n/m	As, efet	S	s (max)	Diâmetro max	dl
17	20,86 cm ² /m	6,00 cm	20,00	31,25 mm	12,50 mm verifica

Tabela 24 - Armadura longitudinal negativa adotada para toda seção
Fonte: Os Autores (2014)

Armadura de distribuição

As, dist nec	ddist	n/m (número de barras)	As, dist efetivo	Espaçamento dist
4,2 cm ² /m	8,0 mm	9	4,52 cm ² /m	11,11 cm

Tabela 25 - Armadura de distribuição
Fonte: Os Autores (2014)

Armadura longitudinal positiva adotada para toda seção

n/m	As, efet	s	s (max)	Diâmetro max (mm)	dlinf (mm)
22	27,60 cm ² /m	5,00 cm	20,00	31,25	12,50 verifica

Tabela 26 - Armadura longitudinal positiva adotada para toda seção
Fonte: Os Autores (2014)

Armadura de distribuição				
As, dist nec	ddist (mm)	n/m (número de barras)	As, dist efetivo	Espaçamento dist
5,5 cm ² /m	8,0	11	5,53 cm ² /m	9,09 cm

Tabela 27 - Armadura de distribuição
Fonte: Os Autores (2014)

Foi utilizado o maior valor cortante para se determinar a dispensa de armadura de cisalhamento, como mostram as tabelas 28 e 29.

Verificação das bielas de compressão e dispensa da armadura de cisalhamento					
Pl > 5.d (m)	fctd	τ	K	ρ_1	α_{v1}
verifica	1,28 Mpa	0,32 Mpa	1,376	0,020	0,500
pl > 1,09					

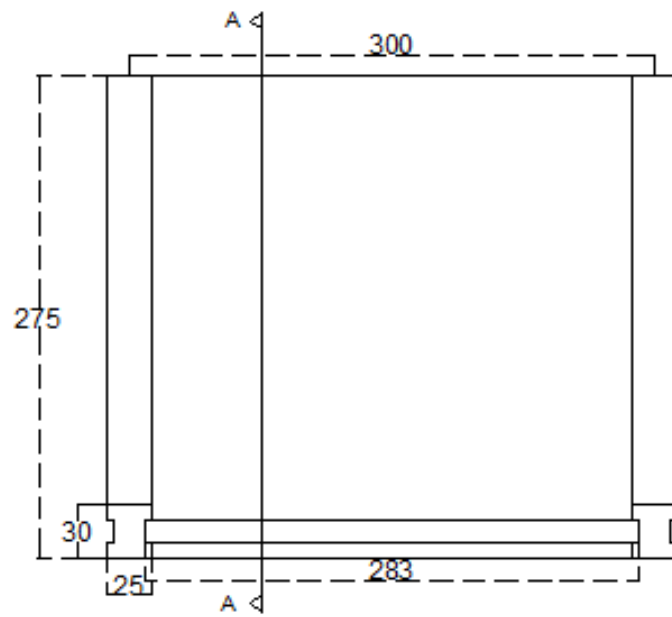
Tabela 28 - Verificação das bielas de compressão e dispensa da armadura de cisalhamento
Fonte: Os Autores (2014)

VRd1 (kgf)	VRd2 (kgf)	Vsd < (VRd1; VRd2) (kgf)
19375,00	87890,63	9229,90
		verifica

Tabela 29 - Verificação das bielas de compressão
Fonte: Os Autores (2014)

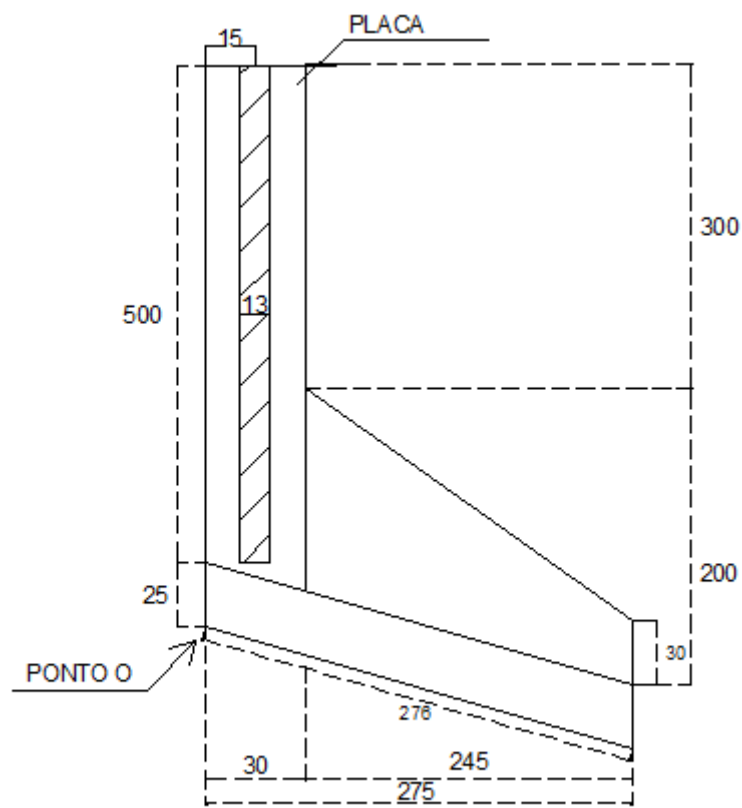
Quanto a treliça, foram adotadas duas treliças TG16 em cada lado do contraforte, espaçadas entre si 75 centímetros. Os critérios para colocação das treliças fica a critério do projetista, no entanto estas foram dispostas visando buscar a ligação do concreto com a placa, bem como aumentar a distribuição dos esforços frente a variação no sentido do carregamento na direção *i* da placa.

Sendo assim o muro de contenção com a altura de 5 metros obterá as medidas, conforme as figuras 38 e 39.



PLANTA BAIXA

Figura 38 - Planta baixa 5,0 m
Fonte: Os Autores (2014)



CORTE A

Figura 39 - Corte A do muro de 5,0 m
Fonte: Os Autores (2014)

6.3 EXEMPLO DE CASO 2

6.3.1 Estabilidade Global

Com os mesmos dados referente ao solo do caso anterior, foi dimensionado um segundo muro de contenção, sendo este agora com 3,5 metros de altura. As tabelas 30 e 31 mostram os dados de entrada.

Dados obtidos – 1				
COEFICIENTE DE EMPUXO ATIVO (kgf/m) (Eq. 4)	ho	zo (Eq. 19)	EMPUXO ATIVO (Eq. 21)	PONTO DE APLICAÇÃO -t-
0,486 kgf/m	0,16 m	0,75 m	2805,03 Kgf/m	0,92 m

Tabela 30 - Dados obtidos -1
Fonte: Os Autores (2014)

Dados obtidos - 2	
EMPUXO VERTICAL -EV-	EMPUXO HORIZONTAL -EH-
0,00 kgf/m	2805,03 kgf/m

Tabela 31 - Dados de obtidos - 2
Fonte: os Autores (2014)

Neste caso, foi reduzida a seção do pilar para 25 cm x 25 cm, e aumentada a distância entre contrafortes para 3,5 metros entre eles, exigindo assim uma altura mínima de h_2 de 81 cm. Conforme a equação (72), a altura mínima seria de 92 cm uma vez que a decalagem do diagrama de momentos fletores acrescentaria no mínimo o valor de 10,7 cm.

$$h_2 = 0,81 + 0,5 \cdot 0,214 \cong 0,92 \text{ metros} \quad (72)$$

Porém foi adotada uma altura de 1,15 metros, pois o contraforte também serve como elemento de ligação com a placa de fundação.

O valor de i para que todas as verificações de estabilidade global sejam alcançadas foi de 1,4 metros sem a necessidade de inclinação da sapata. No entanto foi adotado o valor de i de 1,80 m e não foi adotada a inclinação da sapata. Nota-se também que a partir deste valor a linha neutra de pressões passa fora do elemento de fundação, o que conforme as literaturas é algo aconselhável.

6.3.2 Placa de Contenção

Para a placa de contenção foi mantida a espessura de 13 centímetros, e aumentado o espaçamento dos contrafortes para aproveitar melhor a seção da placa. Com isto verificou-se que esta passou com sobra. Sendo assim, foi verificada a armadura de aço e a dispensa da armadura de cisalhamento, o que também se adequou aos conceitos. Observa-se que para uma placa de 11 centímetros a mesma já resistiria aos esforços para a situação imposta. Nas tabelas 32 a 41 são apresentados os resultados obtidos.

Dados gerais de entrada					
hl	PLT	e	q_{pl}	M_d	V_d
1,00 m	3,33 m	13,00 cm	1670,07 Kgf/m	3240,87 Kgf.m	3892,94 kgf

Tabela 32 - Dados gerais de entrada - placa de contenção
Fonte: Os Autores (2014)

Dados do concreto e armadura estimada			
Fck	Fy	c	dl
25 Mpa	50 KN/cm ²	2,50 cm	12,50 mm
Fcd	Fyd	d' (Eq. 56)	d (Eq. 57)
1785714,29 kgf/m ²	4347,83 Kgf/cm ²	3,125 cm	9,875 cm

Tabela 33 - Dados do concreto e armadura estimada - placa de contenção
Fonte: Os Autores (2014)

Armadura longitudinal			
KMD (Eq. 58)	kx	kz	KMDmax
0,1861	0,3128	0,875	0,19
			Verifica

Tabela 34 - Armadura Longitudinal - placa de contenção
Fonte: Os Autores (2014)

As nec (Eq. 59)	n (número de barras)	As, efetivo
8,63 cm ² /m	8	9,82 cm ² /m

Tabela 35 - Área de aço necessária e efetiva
Fonte: Os Autores (2014)

Verificação da armadura de tração – 1			
As, min (Eq. 60)	As, max (Eq. 61)	As, efetivo (cm ² /m)	Espaçamento max (Eq. 62)
1,95 cm ² /m	52,00 cm ² /m	9,82 cm ² /m	20,00 cm
		verifica	

Tabela 36 - Verificação da armadura de tração – 1
Fonte: Os Autores (2014)

Verificação da armadura de tração – 2		
Espaçamento efetivo	Diâmetro max	DI
13,39 cm	16,25 mm	12,50
Verifica		verifica

Tabela 37 - Verificação da armadura de tração – 2
Fonte: Os Autores (2014)

Armadura de distribuição				
As, dist nec (Eq. 64)	Ddist	n/m (número de barras)	As, dist efetivo	Espaçamento dist
1,73 cm ² /m	6,30 mm	6	1,87 cm ² /m	16,70 cm

Tabela 38 - Armadura de distribuição
Fonte: Os Autores (2014)

Verificação das bielas de compressão e dispensa da armadura de cisalhamento.					
$h_l > 5.d$ (Eq. 65)	F_{ctd}	τ	k	ρ_1	α_{v1}
verifica	1,28 Mpa	0,32 Mpa	1,501	0,010	0,5
$h_l >$	0,49				

Tabela 39 - Verificação das bielas de compressão e dispensa de armadura de cisalhamento - placa de contenção
Fonte: Os Autores (2014)

Verificação das bielas de compressão		
$VRd1$ (Eq. 66)	$VRd2$	$V_{Sd} < (VRd1; VRd2)$
7593,96 Kgf	39676,34Kgf	3892,94 Kgf
		verifica

Tabela 40 - Verificação das bielas de compressão
Fonte: Os Autores (2014)

Detalhamento das armaduras			
ARMADURA DE TRAÇÃO		ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO	
DIÂMETRO DOBRA	DIÂMETRO ARMADURA	DIÂMETRO DOBRA	DIÂMETRO ARMADURA
62,5 mm	12,5 mm	18,9 mm	6,3 mm
QUANTIDADE	COMPRIMENTO	QUANTIDADE	COMPRIMENTO
8	696,69	20,00	209,89

Tabela 41 - Detalhamento das armaduras
Fonte: Os Autores (2014)

6.3.3 Pilar e Contraforte

Para este elemento, os detalhes sobre a armadura longitudinal encontram-se na tabela 42.

SEÇÃO	Md	dseção	KMD	Kx		Kz			
1	9,25 Kgf.m	0,214 m	0,0007	0,0010		0,9996			
2	1179,21 Kgf.m	0,214 m	0,0850	0,1320		0,9472			
3	6892,17 Kgf.m	1,090 m	0,0191	0,0284		0,9886			
SEÇÃO	As, nec	As, min	As, efet						
			θ mm	n	As cm ²	θ mm	n	As cm ²	Total
1	0,01 cm ²	0,94 cm ²	12,0	2	2,26			0,00	2,26 cm ²
2	1,34 cm ²	0,94 cm ²	16,0	2	4,02			0,00	4,02 cm ²
3	2,47 cm ²	4,22 cm ²	16,0	2	4,02	12,5	1	1,23	5,25 cm ²

Tabela 42 - Armadura longitudinal do pilar e contraforte
Fonte: Os autores (2014)

Já a área de para cisalhamento, deu mínima para todas as seções como poder ser observado na tabela 43.

SEÇÃO	Vd	dseção	VRd2,ii	Vc	Vsw
1	111,91 Kgf	0,214 m	13655,38 Kgf	3487,29 Kgf	-3375,38 Kgf
2	2834,74 Kgf	0,214 m	13655,38 Kgf	2786,19 Kgf	48,54 Kgf
3	9197,91 Kgf	1,090 m	69624,06 Kgf	15559,03 Kgf	-6361,12 Kgf
SEÇÃO	Asw/s	(Asw/s) min	s	smax	st max
1	-2,33 cm ² /m		15,3 cm	12,8 cm	21,4 cm
2	0,03 cm ² /m	2,56 cm ² /m	15,3 cm	12,8 cm	12,8 cm
3	-0,86 cm ² /m		15,3 cm	30,0 cm	80,0 cm

Tabela 43 - Armadura transversal do pilar e contraforte
Fonte: Os Autores (2014)

Diferente do caso anterior, neste modelo a armadura de pele resultou numa área de aço maior do que a armadura vertical necessária, como pode ser observado na tabela 44.

As _{wv,nec}	As,pele Total (2 Faces)	s
9,46 cm ² /m	5,00 cm ² /m	11 max

Tabela 44 - Áreas de aço da armadura de pele e de suspensão
Fonte: Os Autores (2014)

6.3.4 Placa de Fundação

A placa deste modelo foi considerada da mesma espessura que a anterior, resultando também, em mesmos valores quanto aos dados do concreto e armadura estimada.

Porém neste caso a placa foi dividida em seções espaçadas de 25 centímetros, obtendo nestas a área de aço necessária e sua posição, conforme demonstrado na tabela 45.

SEÇÃO	As nec	n/m	As efe	As min	Posição da Armadura
15,00 cm	12,54 cm ² /m	10	12,87 cm ² /m	3,75 cm ² /m	Positiva
40,00 cm	8,16 cm ² /m	7	9,19 cm ² /m		Positiva
65,00 cm	4,04 cm ² /m	3	4,28 cm ² /m		Positiva
90,00 cm	0,14 cm ² /m	-1	-0,63 cm ² /m		Positiva
115,00 cm	3,75 cm ² /m	4	4,91 cm ² /m		Negativa
140,00 cm	7,85 cm ² /m	7	8,59 cm ² /m		Negativa
165,00 cm	12,22 cm ² /m	10	12,27 cm ² /m		Negativa
180,00 cm	14,94 cm ² /m	13	15,95 cm ² /m		Negativa

Tabela 45 - Áreas de aço da placa de fundação
Fonte: Os Autores (2014)

Os valores negativos da área de aço indicam que somente a área de aço da malha adota é suficiente para resistir aos esforços, levando em consideração apenas os valores de cálculo e não os critérios da armadura mínima imposta pela NBR 6118/2014. A distribuição de armadura é mostrada nas tabelas 46 a 49.

Armadura longitudinal negativa adotada para toda seção					
n/m	As, efet	S	s (max)	Diâmetro max	dl
17	20,86 cm ² /m	6,00 cm	20,00	31,25 mm	12,50 mm verifica

Tabela 46 - Armadura longitudinal negativa adotada para toda seção
Fonte: Os Autores (2014)

Armadura de distribuição				
As, dist nec	ddist	n/m (número de barras)	As, dist efetivo	Espaçamento dist
4,2 cm ² /m	8,0 mm	9	4,52 cm ² /m	11,11 cm

Tabela 47 - Armadura de distribuição
Fonte: Os Autores (2014)

Armadura longitudinal positiva adotada para toda seção					
n/m	As, efet	s	s (max)	Diâmetro max (mm)	dlinf (mm)
22	27,60 cm ² /m	5,00 cm	20,00	31,25	12,50 verifica

Tabela 48 - Armadura longitudinal positiva adotada para toda seção
Fonte: Os Autores (2014)

Armadura de distribuição				
As, dist nec	ddist	n/m (número de barras)	As, dist efetivo	Espaçamento dist
5,5 cm ² /m	8,0 mm	11	5,53 cm ² /m	9,09 cm

Tabela 49 - Armadura de distribuição
Fonte: Os Autores (2014)

Foi utilizado o maior valor cortante para se determinar a dispensa de armadura de cisalhamento, como pode ser observado nas tabelas 50 e 51.

Verificação das bielas de compressão e Dispensa da Armadura de Cisalhamento.					
PI > 5.d (m)	fctd	t	K	r1	av1
verifica	1,28 Mpa	0,32 Mpa	1,381	0,020	0,500
pl>	1,09				

Tabela 50 - Verificação das bielas de compressão e dispensa da armadura de cisalhamento
Fonte: Os Autores (2014)

VRd1	VRd2	VSd < (VRd1; VRd2)
19375,00 kgf	87890,63 kgf	3662,75 kgf
		verifica

Tabela 51 - Verificação das bielas de compressão
Fonte: Os Autores (2014)

A treliça a ser utilizada neste caso, é igual a do modelo anterior, sendo assim, para este dimensionamento foi utilizada a TG16, sendo duas de cada lado do contraforte.

Sendo assim o muro de contenção com a altura de 3,5 metros terá as medidas apresentadas nas figuras 40 e 41.

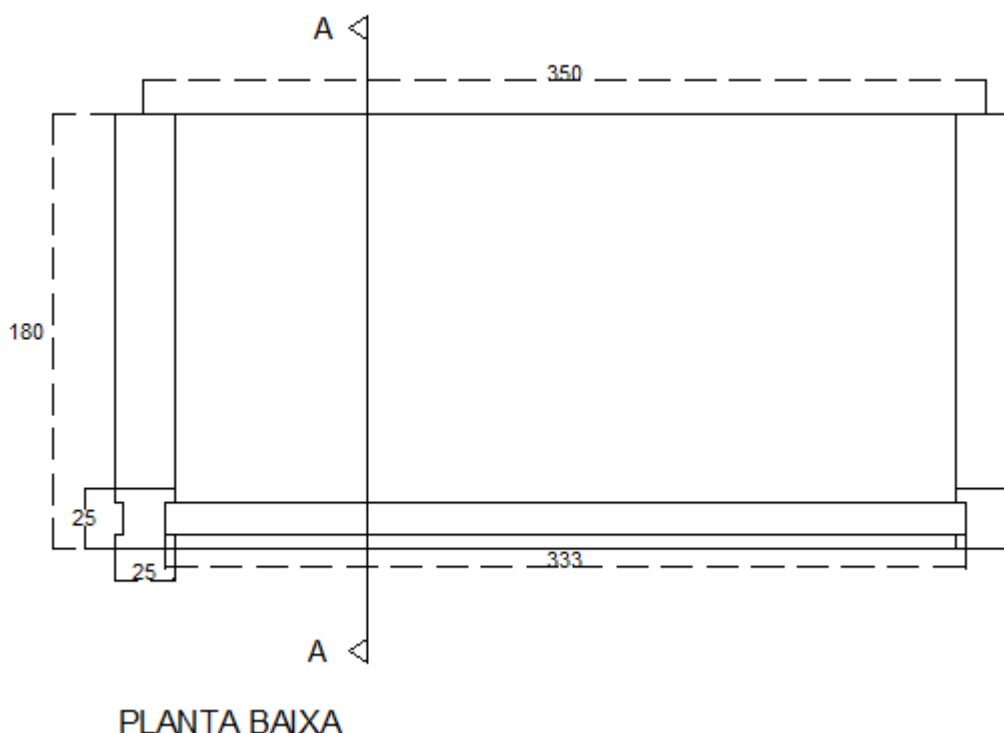
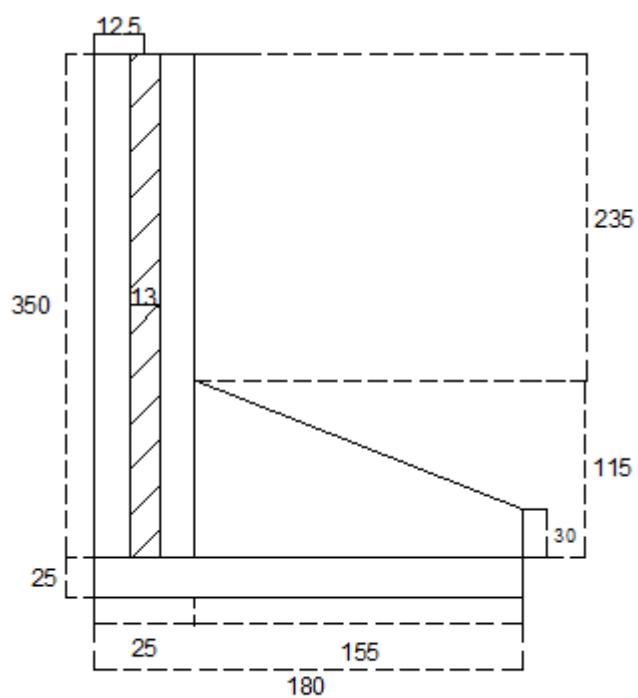


Figura 40 - Planta baixa muro 3,5 m
Fonte: Os Autores (2014)



CORTE A

Figura 41 - Corte A, muro de 3,5 metros
Fonte: Os Autores (2014)

7 CONCLUSÃO

Foi criada uma proposta de modelo de muro de contenção pré-moldada com fundação superficial, e para este foram desenvolvidos dois casos, sendo um deles para conter uma altura de cinco metros e outra para três metros e meio. Na realização deste modelo, foram utilizados três elementos pré-moldados, sendo estes a placa de contenção, o pilar/contraforte e a placa de fundação. Estes elementos foram analisados de forma que sua execução fosse fácil, e eficaz, resistindo aos esforços aos quais estarão submetidos.

Levantamentos das solicitações atuantes no solo e na estrutura em questão foram realizados, de maneira que, a partir destes uma análise mais adequada do comportamento da estrutura, suas dimensões e ligações fossem definidas. Ensaio e estudos para a definição das características do solo onde este tipo de estrutura irá ser realizada é de fundamental importância, sendo neste trabalho utilizado dados referente a uma amostra obtida na cidade de Pato Branco – Paraná, conforme Tabalipa (2008).

Diante de tudo que foi exposto neste trabalho até então, é possível afirmar que os modelos propostos poderiam ser implementados, de acordo com a teoria, uma vez que foi possível determinar as ações solicitantes tanto no quesito de estabilidade global quanto as solicitações nos elementos da contenção. Sendo assim, os objetivos almejados deste trabalho foram atingidos.

O trabalho em questão teve análises e embasamento teórico satisfatórios, verificando por meio deste a estabilidade da estrutura com as medidas adotadas. Porém uma sugestão para trabalhos futuros é que seja realizada a execução de uma contenção modelo, para verificar o comportamento da estrutura, com o objetivo de levantar possíveis questões não observadas no modelo teórico, bem como poder avaliar a dificuldade de execução da contenção, e caso necessário, aperfeiçoar o modelo aqui apresentado. No decorrer deste trabalho é possível afirmar que a ligação entre a placa da fundação e o contraforte tem papel decisivo na estabilidade do muro pré-moldado, uma vez que estes dois elementos são considerados engastados nos cálculos de dimensionamento. Assim, com um projeto piloto, poderia de fato, verificar se o modelo teórico adotado é compatível com uma estrutura real.

REFERENCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2003.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro : LTC, v. 2, 1987.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. D. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. 3. Ed. São Carlos: EduFSCar, 2007.

CASTRO, C. M. **A Prática da Pesquisa**. São Paulo: McGraw-Hill, 1977.

COELHO, Miguel Campos. **Soluções de estabilização de taludes acomodando infraestruturas em exploração**. Lisboa: IST, 2010. 109 f. Dissertação (Mestrado) – Engenharia Militar, Universidade Técnica de Lisboa, 2010.

CONCRIB CONSTRUCTIONS. **Concrib Constructions**. Disponível em: <<http://www.concribconstructions.com.au/Crib-Retaining-Walls.php>>. Acesso em: 10 Junho 2014.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS E RODAGENS. Projeto de Muro de Arrimo. **DER**, 2005. Disponível em: <ftp://ftp.sp.gov.br/ftpder/normas/ip-de-c00-005_a.pdf>. Acesso em: 02 Julho 2014.

DOMINGUES, P. C. **Indicações para projetos de muros de arrimo em concreto armado**. Dissertação (Mestrado) - Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos – SP. São Carlos, p. 109. 1997.

FREITAS, Marco Antônio Coelho. **Análise de Estabilidade de Taludes pelo Método de Morgenstern-Price e Correia**. Dissertação (Mestrado) – Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal: FEUP, p. 178. 2011.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estruturas de Contenção: Muro de Arrimo**. Rio de Janeiro: UERJ, 2010. Disponível em: <<http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>>. Acesso em: 02 Junho 2014.

INFRAESTRUTURA URBANA. **Infraestrutura Urbana, PINI**, 2014. Disponível em: <<http://infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/13/artigo254504-2.aspx>>. Acesso em: 15 Julho 2014.

LAJES PREMOLD. **Lajes Premold**, 2014. Disponível em: <<http://lajesvigafort.blogspot.com.br/2012/02/lajes-premold-contato-oswaldovendas.html>>. Acesso em: 15 Julho 2014.

LOBO, Ademar S.; RENOFIO, Adilson; FERREIRA, Claudio V. **Muros de Arrimo: Problemas Executivos e Influência em Edificações Vizinhas em Áreas Urbanas**. Disponível em: <http://www.mrcl.com.br/xicobreap/trab02.pdf>. Acesso em: 01/11/2014.

MARCHETTI, O. **Muros de arrimo**. 1 ed. São Paulo : Blucher, 2008.

MOLITERNO, A. **Caderno de muros de arrimo**. 2 ed. São Paulo : Blucher, 1994.

TABALIPA, N. L. **Estudo da estabilidade de vertentes da Bacia do Rio Ligeiro, Pato Branco, Paraná**. Tese (Doutorado) – Setor de Ciências da Terra, Universidade Federal do Paraná, Curitiba., p. 243. 2008.

TSCHEBOTARIOFF, G. P. **Fundações, estruturas de arrimo e obras de terra**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1978.

VON HAGEN, V. W. **Colliers Encyclopedia - INCAS**. [S.l.]: A Division of Newfield Publications, Inc., v. 12, 1996.

APÊNDICE A – Estabilidade Global

Para possibilitar a melhor análise sobre a estabilidade do elemento foram obtidos dados que permitiriam o desenvolvimento dos métodos já citados no decorrer deste trabalho. São dados de entrada sobre a característica do solo e a altura da contenção, conforme tabela 52.

Dados de entrada do solo e sobrecarga					
Ângulo de Atrito	Coesão (kgf/m ²)	Peso Específico do Solo	Altura da Contenção	Ângulo de Inclinação do Talude	Sobrecarga no talude
0,00 °	0,00 kgf/m ²	0,00 Kgf/m ³	0,00 m	0,00 °	0,00 kgf/m ²

Tabela 52 - Dados de entrada do solo e sobrecarga
Fonte: Os Autores (2014)

Com os dados que constam na tabela 52, são obtidos os dados de saída para o desenvolvimento das questões levantadas, que possibilitam o levantamento das pressões de terra e dados de interesse para o cálculo do empuxo, conforme tabela 53. Lembrando que h_o foi anteriormente definida no item 3.1.1.

Dados obtidos -1				
COEFICIENTE DE EMPUXO ATIVO (kgf/m) (Eq. 4)	h_o	z_o (Eq. 19)	EMPUXO ATIVO (Eq. 21)	PONTO DE APLICAÇÃO -t-
0,00 kgf/m	0,00 m	0,00 m	0,00 Kgf/m	0,00 m

Tabela 53 - Dados obtidos - 1
Fonte: Os Autores (2014)

O ponto de aplicação – t equivale ao centro de pressão do empuxo ativo e seu valor depende da forma do diagrama de pressão do carregamento, como mostra a figura 10. O empuxo vertical e o horizontal, tabela 54, são as resultantes da decomposição do empuxo ativo no plano xy, conforme tabela 54.

Dados obtidos - 2	
EMPUXO VERTICAL -EV-	EMPUXO HORIZONTAL -EH-
0,00 kgf/m	0,00 kgf/m

Tabela 54 – Dados obtidos - 2
Fonte: Os Autores (2014)

Posteriormente, para a obtenção dos esforços atuantes, cortante e momento, consideram-se as seções das placas de metro em metro, sob flexão.

Em seguida, foi definida a altura do contraforte, considerando as características do concreto, o cobrimento utilizado, os diâmetros das armaduras transversal e longitudinal, obtendo assim a seção reduzida descontando o comprimento de encaixe das placas no pilar (b_w).

Como os esforços no contraforte variam conforme a altura, então foi obtida a altura em que o momento resistente da seção ($a_1 - b_1$) se iguala ao momento solicitante.

Cálculo de h_2					
fck (Pilar)	Cobrimento c	ft	Fl	bw	d
0,00 Mpa	0,00 cm	0,00 mm	0,00 mm	0,00 m	0,00 m

Tabela 55 - Cálculo de h_2
Fonte: Os Autores (2014)

Md Resistente da seção do Pilar	MdSolicitante	Md Resultante	H3Max	H2Min
0,00 kgf.m	0,00 kgf.m	0,00 kgf.m	0,00 m	0,00 m

Tabela 56 - Determinação da Altura do Contraforte
Fonte: Os Autores (2014)

Para o cálculo da contenção, são adotados valores de entrada conforme as Figuras 25 a 28.

Dados de entrada da contenção								
a1	b1	h1	h2	i	l	j	e	s
0,00 m	0,00 m	0,00 m	0,00 m	0,00 m	0,00 m	0,00 cm	0,00 cm	0,00 cm

Tabela 57 - Dados de entrada da contenção
Fonte: Os Autores (2014)

Para o cálculo do tombamento, foram consideradas as forças verticais e horizontais originadas do peso próprio do solo e dos elementos pré-moldados e das pressões laterais, atuando em seu ponto de aplicação em relação ao Ponto A, conforme a figura 21.

Peso dos elementos da contenção do solo -1					
Pest 1	Pest 2	Pfund	Psolo 1	Psolo2	Psolo 3
0,00 kgf	0,00 kgf	0,00 kgf	0,00 kgf	0,00 kgf	0,00 kgf

Tabela 58 - Peso dos elementos da contenção do solo – 1
Fonte: Os Autores (2014)

Peso dos elementos da contenção do solo -2		
Pplaca	Evf	Ehf
0,00 kgf	0,00 kgf/m	0,00 kgf/m

Tabela 59 - Peso dos elementos da contenção e do solo – 2
Fonte: Os Autores

Estas forças são aplicadas em seus centros geométricos, os quais são calculados, com resultados apresentados nas tabelas 60 e 61.

Distância de aplicação da carga ao ponto "O" – 1					
x1	x2	x3	x4	x5	x6
0,00 m	0,00 m	0,00 m	0,00 m	0,00 m	0,00 m

Tabela 60 - Distância de aplicação da carga no ponto "O" – 1
Fonte: Os Autores (2014)

Distância de aplicação da carga ao ponto "O" – 2		
x7	x8	y1
0,00 m	0,00 m	0,00 m

Tabela 61 - Distância de aplicação da carga ao ponto "O" – 2
Fonte: Os Autores (2014)

Resulta desta forma a obtenção do momento resistente e no momento solicitante, conforme tabela 62.

M _{solicitante}	M _{resistente}	ε (Eq. 50)
0,00 KN.m	0,00 KN.m	0,00
		0,00

Tabela 62 - Momento solicitante e momento resistente
Fonte: Os Autores (2014)

Quanto a resistência ao escorregamento, as tabelas 63 a 66 seguem o que foi exposto no item 3.2.1.

Dados gerais de entrada		
INCLINAÇÃO DA SAPATA	COEFICIENTE DE ATRITO - μ - (concreto - solo) (Tab. 2)	ÂNGULO DE ATRITO ENTRE OS MATERIAIS - ρ - (concreto - solo) (Tab. 3)
0,00 °	0,00	0,00 °

Tabela 63 - Dados gerais de entrada
Fonte: Os Autores (2014)

Centro de aplicação do carregamento e força resultante R				
X (Centro de aplicação de N)	y (Centro de aplicação de T)	N (Força Normal)	T (Força Horizontal Solicitante)	R (Resultante de N e T)
0,00 m	0,00 m	0,00 kgf	0,00 Kgf	0,00 kgf

Tabela 64 - Centro de aplicação do carregamento e força resultante R
Fonte: Os Autores (2014)

Força normal ao plano (N') e ângulos entre "R" e a vertical (w) e a normal ao plano (y)		
N' (Eq. 45)	ω^o (Eq. 44)	ψ (Eq. 43)
0,00	0,00	0,00

Tabela 65 - Força normal ao plano (N') e ângulos entre (R) e a vertical (w) e a normal ao plano (y)
Fonte: Os Autores (2014)

Força de atrito e resultados		
Fa (Eq. 47)	T' (Eq. 46)	$\mu/\tan(\psi)$
0,00 kgf	0,00 kgf	0,00
		0,00

Tabela 66 - Força de atrito e resultados
Fonte: Os Autores (2014)

Para a obtenção da tensão aplicada ao solo, foi empregada a formulação apresentada nas seções 3.3 e 3.5, sendo observados e verificados nas tabelas 67 a 69.

Pontos de interesse do elemento da fundação e tensões					
u'	ex'	k'	CG'	N'	P
0,00 m	0,00 m	0,00 m	0,00 m	0,00 kgf	0,00 m

Tabela 67 - Pontos de interesse do elemento da fundação e tensões
Fonte: Os Autores (2014)

Pontos de interesse do elemento da fundação e tensões		
LN_ (m)	$\sigma_{1'}$ (Eq. 53)	$\sigma_{2'}$ (Eq. 52)
0,00 m	0,00 kgf/cm ²	Kgf/cm ²

Tabela 68 - Pontos de interesse do elemento da fundação e tensões
Fonte: Os Autores (2014)

Tensão solicitante	
σ_S (Eq. 53 ou 55)	$\sigma_S \leq 3$ (kgf/cm ²)
0,00 Kgf/cm ²	0,00

Tabela 69 - Tensão solicitante
Fonte: Os Autores (2014)

APÊNDICE B – Placa de Contenção

Neste caso o dado de entrada na tabela 70 é apenas a altura da placa de contenção, sendo a partir deste obtidos a carga linear na placa (q_{pl}) e os valores do momento (M_d) e do cortante (V_d) de cálculos obtido nesta placa. Já o valor de (PLT) refere-se ao valor, conforme anteriormente citado, do comprimento da placa acrescido da quantidade em que esta entra no pilar, resultando assim no comprimento total da placa.

Dados gerais de entrada					
hl	PL T	e	q_{pl}	M_d	V_d
0,00 m	0,00 m	0,00 cm	0,00 Kgf/m	0,00 Kgf*m	0,00 kgf

Tabela 70 – Dados gerais de entrada
Fonte: Os Autores (2014)

Em seguida os dados referentes ao concreto e a armadura necessária são inseridos, tais como a resistência característica do concreto, a resistência do aço, o cobrimento da peça e o diâmetro estimado da armadura de tração, gerando assim, a resistência de cálculo do concreto à compressão e do aço, além da altura útil do elemento analisado, como mostrado na tabela 71.

Dados do concreto e armadura estimada			
Fck (Mpa)	Fy (KN/cm ²)	c (cm)	dl (mm)
Fcd (kgf/m ²)	fyd (Kgf/cm ²)	d'(cm) (Eq. 56)	d (cm) (Eq. 57)
0,000	0,000	0,000	0,000

Tabela 71 - Dados do concreto e armadura estimada
Fonte: Os Autores (2014)

Posteriormente, para o cálculo da armadura longitudinal, a planilha busca os dados do caso em questão na tabela de KMD, cujos valores estão em conformidade com a NBR 6118/2003, ficando na célula vermelha em destaque na tabela 72 a informação de se o dado obtido verifica ou não verifica, conforme os limites estipulados.

Armadura longitudinal			
KMD (Eq. 58)	kx	kz	KMDmax
0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela 72 - Armadura longitudinal
Fonte: Os Autores (2014)

Dando continuidade é obtido o valor da área de aço necessária, e a partir deste é definido o número de barras de aço necessário para satisfazer este ponto, e a partir desta quantidade de barras é obtido o valor efetivo que se tem de área de aço. Foram analisados também os valores referentes a armadura mínima, máxima e o espaçamento necessário conforme as tabelas 73 a 75.

As nec (cm ² /m) (Eq. 59)	n (número de barras)	As, efetivo (cm ² /m)
0,00	0	0,00

Tabela 73 - Áreas de aço
Fonte: Os Autores (2014)

Verificação da armadura de tração – 1			
As, min (cm ² /m) (Eq. 60)	As, max (cm ² /m) (Eq. 61)	As, efetivo (cm ² /m)	Espaçamento max (cm) (Eq. 62)
0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela 74 - Verificação da armadura de tração – 1
Fonte: Os Autores (2014)

Verificação da armadura de tração – 2		
Espaçamento efetivo (cm)	Diâmetro max (mm)	dl (mm)
0,00	0,00	0,00

Tabela 75 - Verificação da armadura de tração – 2
Fonte: Os Autores (2014)

Para o cálculo da armadura de distribuição é requisitado apenas o diâmetro a ser usado, conforme a tabela 76, para que de maneira análoga ao caso anterior os demais itens fossem gerados.

Armadura de distribuição				
As, dist nec (cm ² /m) (Eq. 64)	ddist (mm)	n/m (número de barras)	As, dist efetivo (cm ² /m)	Espaçamento dist (cm)
0,00	0,00	0	0,00	0,00

Tabela 76 - Armadura de distribuição
Fonte: Os Autores (2014)

Quanto às verificações das bielas de compressão e a dispensa da armadura de cisalhamento, os dados das tabelas 77 e 78 fazem parte dos dados que foram obtidos e que necessários para a equação (66).

Verificação das bielas de compressão e dispensa da armadura de cisalhamento.					
hl>5*d (m) (Eq. 65)	fctd (Mpa)	τ (Mpa)	k	ρ_1	α_1
	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
hl>	0,00				

Tabela 77 - Verificação das bielas de compressão e dispensa de armadura de cisalhamento
Fonte: Os Autores (2014)

Verificação das bielas de compressão		
VRd1 (kgf) (Eq. 66)	VRd2 (kgf)	Vs < (VRd1; VRd2) (kgf)
0,00	0,00	0,00

Tabela 78 - Verificação das bielas de compressão
Fonte: Os Autores (2014)

Ao final é apresentado um resumo do detalhamento das barras das armaduras definidas, como pode ser visto na tabela 79.

Detalhamento das armaduras			
ARMADURA DE TRAÇÃO		ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO	
DIÂMETRO DOBRA (mm)	DIÂMETRO ARMADURA (mm)	DIÂMETRO DOBRA (mm)	DIÂMETRO ARMADURA (mm)
0,00	0,00	0,00	0,00
QUANTIDADE	COMPRIMENTO	QUANTIDADE	COMPRIMENTO
0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela 79 - Detalhamento das armaduras da placa de contenção

Fonte: Os Autores (2014)

APÊNDICE C – Placa de Fundação

Para a definição das placas de fundação foi determinado primeiramente um espaçamento, sendo que nestes intervalos seriam analisadas as reações existentes no solo, considerando assim as divergências que ocorre de pressões no decorrer do solo em questão. A pressão existente decorre do peso específico do solo e da altura da contenção.

Dados gerais de entrada			
Espaçamento da Verificação da seção (cm)	Altura da placa da fundação pré moldada (cm)	Capa de concreto executada <i>in loco</i> (cm)	Pressão Vertical Solo + Fundação (kgf/m ²)
0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela 80 - Dados gerais de entrada
Fonte: Os Autores (2014)

As demais verificações ocorrem da mesma forma e sequência que nas placas de contenção.

APÊNDICE D – Pilar / Contraforte

Foram analisados os esforços que ocorrem no pilar conforme a altura do mesmo, sendo obtidos assim, os valores do cortante e do momento por seções diferentes, sendo estas alturas dados de entrada.

Tabela de esforços		
SEÇÃO	Vd	Md
0	0,00 Kgf	0,00 Kgf*m
0	0,00 Kgf	0,00 Kgf*m
0	0,00 Kgf	0,00 Kgf*m
0	0,00 Kgf	0,00 Kgf*m
0	0,00 Kgf	0,00 Kgf*m
0	0,00 Kgf	0,00 Kgf*m

Tabela 81 - Tabela de esforços
Fonte: Os Autores (2014)

Na tabela 82 consta o valor da altura do contraforte (H_2) e a altura de pilar que continuará após o término dele (H_3), como pode ser visto na figura 26. Esses dados são gerados anteriormente, nos dados de estabilidade global, sendo estes os valores que deverão ser adotados satisfazendo os limites propostos. É obtido também o valor do ângulo do contraforte que é formado quando atingido esta altura (v).

Parâmetros do contraforte		
H_2adotado	H_3adotado	v
0,00 m	0,00 m	0,00 °

Tabela 82 - Parâmetros do contraforte
Fonte: Os Autores (2014)

A armadura longitudinal é calculada levando-se em consideração a seção do pilar e também é analisada a partir do momento existente em alturas diferentes, sendo estas também separadas por seções. Com isto é determinada a área de aço necessária em cada seção, assim como o devido dimensionamento, como pode ser observado nas tabelas 83 e 84.

Cálculo da armadura longitudinal			
Fyk	Fyd	c'	Md Resistente da seção do Pilar (Seção B1xA1)
0,00 KN/cm ²	0,00 Kgf/cm ²	0,000 cm	0,00 kgf*m

Tabela 83 - Cálculo da armadura longitudinal
Fonte: Os Autores (2014)

SEÇÃO	Md	Dseção (Eq. 57)	KMD (Eq. 58)			Kx		Kz	
0	0,00 Kgf*m	0,00 m	0,0000			0,0000		0,0000	
0	0,00 Kgf*m	0,00 m	0,0000			0,0000		0,0000	
0	0,00 Kgf*m	0,00 m	0,0000			0,0000		0,0000	
0	0,00 Kgf*m	0,00 m	0,0000			0,0000		0,0000	
0	0,00 Kgf*m	0,00 m	0,0000			0,0000		0,0000	
0	0,00 Kgf*m	0,00 m	0,0000			0,0000		0,0000	
SEÇÃO	As, nec (Eq. 59)	As, min (Eq. 60)	As, efet						Total
			θ mm	n	As cm ²	θ mm	n	As cm ²	
0	0,00 cm ²	0,00 cm ²	0,0	0	0,00	0,0	0	0,00	0,00 cm ²
0	0,00 cm ²	0,00 cm ²	0,0	0	0,00	0,0	0	0,00	0,00 cm ²
0	0,00 cm ²	0,00 cm ²	0,0	0	0,00	0,0	0	0,00	0,00 cm ²
0	0,00 cm ²	0,00 cm ²	0,0	0	0,00	0,0	0	0,00	0,00 cm ²
0	0,00 cm ²	0,00 cm ²	0,0	0	0,00	0,0	0	0,00	0,00 cm ²
0	0,00 cm ²	0,00 cm ²	0,0	0	0,00	0,0	0	0,00	0,00 cm ²

Tabela 84 - Desenvolvimento para obtenção da área de aço
Fonte: Os Autores (2014)

Na sequência é apresentada a tabela 85, utilizada para o cálculo da armadura transversal, apontando também o espaçamento encontrado e o espaçamento máximo permitido, escolhendo um valor que respeita os limites.

SEÇÃO	Vsd (Eq. 66)	dseção	VRd2,ii (Eq. 67)	Vc	Vsw
0	0,00 Kgf	0,000 m	0,00 Kgf	0,00 Kgf	0,00 Kgf
0	0,00 Kgf	0,000 m	0,00 Kgf	0,00 Kgf	0,00 Kgf
0	0,00 Kgf	0,000 m	0,00 Kgf	0,00 Kgf	0,00 Kgf
0	0,00 Kgf	0,000 m	0,00 Kgf	0,00 Kgf	0,00 Kgf
0	0,00 Kgf	0,000 m	0,00 Kgf	0,00 Kgf	0,00 Kgf
0	0,00 Kgf	0,000 m	0,00 Kgf	0,00 Kgf	0,00 Kgf
SEÇÃO	Asw/s	(Asw/s) min	s	smax	st max
0	0,00 cm ² /m	0,00 cm ² /m	0,00 cm	0,00 cm	0,00 cm
0	0,00 cm ² /m		0,00 cm	0,00 cm	0,00 cm
0	0,00 cm ² /m		0,00 cm	0,00 cm	0,00 cm
0	0,00 cm ² /m		0,00 cm	0,00 cm	0,00 cm
0	0,00 cm ² /m		0,00 cm	0,00 cm	0,00 cm
0	0,00 cm ² /m		0,00 cm	0,00 cm	0,00 cm
0	0,00 cm ² /m		0,00 cm	0,00 cm	0,00 cm

Tabela 85 - Área de aço e espaçamento

Fonte: Os Autores (2014)

Em seguida há um resumo do espaçamento adotado e da área de aço efetiva, como mostrado na tabela 86.

Armadura transversal adotada		
SEÇÃO	s	Asw/m efet
0	0,00 cm	0,00 cm ² /m
0	0,00 cm	0,00 cm ² /m
0	0,00 cm	0,00 cm ² /m
0	0,00 cm	0,00 cm ² /m
0	0,00 cm	0,00 cm ² /m
0	0,00 cm	0,00 cm ² /m

Tabela 86 - Armadura transversal adotada

Fonte: Os Autores (2014)