



UNIVERSIDADE FEDERAL RURAL DO SEMI-ÁRIDO
PRÓ-REITORIA DE GRADUAÇÃO
CENTRO MULTIDICIPLINAR DE ANGICOS
CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

ALIPHE WESLEY DOS ANJOS OLIVEIRA

ESTUDO DE PRESSÕES DE TERRA EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

ANGICOS

2020

ALIPHE WESLEY DOS ANJOS OLIVEIRA

ESTUDO DE PRESSÕES DE TERRA EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

Trabalho Final de Graduação apresentado
a Universidade Federal Rural do Semi-
Árido como requisito para obtenção do
título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Wendell Rossine Medeiros de
Souza, Prof. Dr.

ANGICOS

2020

© Todos os direitos estão reservados a Universidade Federal Rural do Semi-Árido. O conteúdo desta obra é de inteira responsabilidade do (a) autor (a), sendo o mesmo, passível de sanções administrativas ou penais, caso sejam infringidas as leis que regulamentam a Propriedade Intelectual, respectivamente, Patentes: Lei nº 9.279/1996 e Direitos Autorais: Lei nº 9.610/1998. O conteúdo desta obra tomar-se-á de domínio público após a data de defesa e homologação da sua respectiva ata. A mesma poderá servir de base literária para novas pesquisas, desde que a obra e seu (a) respectivo (a) autor (a) sejam devidamente citados e mencionados os seus créditos bibliográficos.

O48e Oliveira, Aliphe Wesley dos Anjos.
ESTUDO DE PRESSÕES DE TERRA EM ESTRUTURAS DE
CONTENÇÃO / Aliphe Wesley dos Anjos Oliveira. -
2020.
53 f. : il.

Orientador: Wendell Rossine Medeiros de Souza.
Monografia (graduação) - Universidade Federal
Rural do Semi-árido, Curso de Engenharia Civil,
2020.

1. Muros de contenção. 2. Elementos finitos. 3.
ADINA. I. Souza, Wendell Rossine Medeiros de ,
orient. II. Título.

O serviço de Geração Automática de Ficha Catalográfica para Trabalhos de Conclusão de Curso (TCC's) foi desenvolvido pelo Instituto de Ciências Matemáticas e de Computação da Universidade de São Paulo (USP) e gentilmente cedido para o Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal Rural do Semi-Árido (SISBI-UFERSA), sendo customizado pela Superintendência de Tecnologia da Informação e Comunicação (SUTIC) sob orientação dos bibliotecários da instituição para ser adaptado às necessidades dos alunos dos Cursos de Graduação e Programas de Pós-Graduação da Universidade.

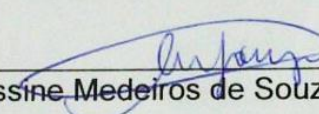
ALIPHE WESLEY DOS ANJOS OLIVEIRA

ESTUDO DE PRESSÕES DE TERRA EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

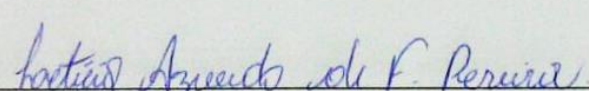
Trabalho Final de Graduação apresentado
a Universidade Federal Rural do Semi-
Árido como requisito para obtenção do
título de Bacharel em Engenharia Civil.

Defendida em: 29 / 01 / 2020

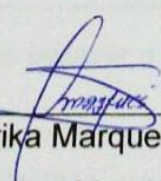
BANCA EXAMINADORA


Wendell Rossine Medeiros de Souza, Prof. Dr. (UFERSA)

Presidente


Leticia Azevedo de Farias Pereira, Prof. (UFERSA)

Membro Examinador


Josyerika Marques Silveira, Engenheira Civil

Membro Examinador

AGRADECIMENTOS

Nos momentos de dificuldades, nos apegamos ao que há de mais puro e bom dentro de nós, e isso é o que eu tenho por Deus, uma força, uma oscilação bondosa, um reparo da dor. Esse conforto me mantém erguido, e a este eu agradeço.

A minha Mãe e a meu Pai, não teriam palavras que expressassem este sentimento, mas saibam que sou grato, por tudo e por vocês.

A minha família!

É provável que se em meu caminho, faltasse todo o companheirismo e paciência dos que estiveram e estão comigo, eu não teria persistido. E a esses sou agradecido.

Ao meu orientador Wendell Rossine. Sou grato por toda paciência.

Ao corpo docente da UFERSA, muito obrigado por contribuírem com minha formação.

A banca examinadora, por terem aceitado ao convite.

“O sucesso é ir de fracasso em fracasso
sem perder entusiasmo”.

(Winston Churchill)

RESUMO

Muros de arrimo são estruturas comumente empregadas em situações que haja necessidade de se fazer a contenção do solo ou água, estruturas desse tipo tem seu dimensionamento baseado nas interações provocados pelos deslocamentos desse material, sendo assim um processo um tanto complexo. Este trabalho vem com o objetivo de analisar e comparar quais as similaridades entre os resultados alcançados pela metodologia analítica de Rankine e Coulomb, com os ensaios numéricos, com modelos em elementos finitos utilizando a versão estudantil do software ADINA (900 nós). A partir do embasamento de trabalhos já desenvolvidos utilizou-se um modelo com parâmetros já definidos, assim, simulando o comportamento desse, quando havia mudanças na espessura do muro, em sua rigidez, na presença de uma fina interface entre o muro e o solo e outras. Os resultados obtidos aqui, não foram satisfatórios, pois, houve dificuldades com a utilização do software quanto as verificações feitas no material de Mohr-Coulomb, além do fato da versão estudantil ser limitada a 900 nós, impedindo recriar modelos já estudados. Verificou-se que o modelo utilizado talvez não seja o mais refinado para as condições testadas, não apresentando uma resolução eficaz ao problema proposto.

Palavras-chave: Muros de contenção. Elementos finitos. ADINA.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Pré-dimensionamento em perfil retangular	17
Figura 2 - Pré-dimensionamento em: (A) muro por gravidade; (B) muro com balanço; (C) muro com contrafortes.....	18
Figura 3 - Modos de Ruptura para muros de contenção rígidos (as linhas tracejadas indicam a posição inicial do muro)	18
Figura 4 - Variações do estado de empuxo atuante.....	21
Figura 5 - Tensões em elementos de solo nas faces frontal e posterior de um muro de contenção.....	21
Figura 6 - Círculo de Mohr para os estados de repouso, ativo e passivo.....	22
Figura 7 - Planos de escorregamento dentro de uma massa de solo próxima de um muro de contenção.....	23
Figura 8 - Variação do coeficiente de empuxo em função do movimento de translação do muro	23
Figura 9 - Variação dos empuxos de terra ativo e passivo, da pressão hidrostática e de uma sobrecarga.	25
Figura 10 - Determinação da pressão lateral	27
Figura 11 - Distribuição de empuxos ativos $c' \neq 0$ em caso de solo sem água e sem sobrecarga	29
Figura 12 - Distribuição de no estado ativo e passivo (Solo coesivo)	30
Figura 13 - Aplicação do método de Rankine a maciços com superfície inclinada ...	31
Figura 14 - Aplicação do método de Rankine a casos com sobrecarga uniforme.....	32
Figura 15 - Mobilização do estado ativo para o método de Coulomb.....	33
Figura 16 - Mobilização do estado passivo para o método de Coulomb	33
Figura 17 - Dimensões recomendadas para MEF de um sistema de paredes de solo.	35
Figura 18 - Esquema do modelo utilizado	36
Figura 19 - Visão geral do modelo ADINA	39
Figura 20 - Detalhe da interface fina	39
Figura 21 - Deslocamento do sistema solo-muro sem interface.....	45
Figura 22 - Deslocamento do sistema solo-muro com interface.....	46
Figura 23 - Modelo com muro inclinado a 30° com a vertical	50
Figura 24 - Modelo com solo inclinado a 20° com a horizontal	51

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Distribuição de pressão em condições de repouso	40
Gráfico 2 - Distribuição de pressão no estado ativo - (B=0,4m - Sem interface)	42
Gráfico 3 - Distribuição de pressão no estado ativo - (B=0,4m - Com interface)	42
Gráfico 4 - Distribuição de pressão no estado ativo - (B=0,7m - Sem interface)	43
Gráfico 5 - Distribuição de pressão no estado ativo - (B=0,7m - Com interface)	43
Gráfico 6 - Distribuição de pressão no estado ativo - (B=1,0 m - Sem interface)	44
Gráfico 7 - Distribuição de pressão no estado ativo - (B=1,0 m - Com interface)	44
Gráfico 8 - Influência do ângulo de atrito interno do solo na tensão de terra de acordo com Coulomb	47
Gráfico 9 - Influência do ângulo de atrito interno sem a presença da interface	47
Gráfico 10 - Influência do ângulo de atrito interno com a presença da interface	48
Gráfico 11 - Influência da sobrecarga nas tensões do solo	49
Gráfico 12 - Distribuição das tensões em um muro com inclinação de 30° com a vertical	50
Gráfico 13 - Distribuição das tensões no muro com o solo inclinado em 20° com a horizontal	52

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores típicos de k_0	20
Tabela 2 - Deformações mínimas para a mobilização dos estados plásticos	24
Tabela 3 - Comparação das características dos métodos de Rankine e Coulomb. ...	25
Tabela 4 - Propriedades dos materiais utilizados.....	37

LISTA DE SÍMBOLOS

k_0	Coeficiente de Empuxo no Repouso
k_a	Coeficiente de Empuxo Ativo
k_p	Coeficiente de Empuxo Passivo
σ'_v	Tensão Vertical Efetiva
σ'_h	Tensão Horizontal Efetiva
μ	Poropressão
γ	Peso Específico
z	Profundidade
φ'	Ângulo de Atrito efetivo
E_a	Empuxo ativo
E_p	Empuxo passivo
E_w	Empuxo da água
S_u	Resistência não drenada

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	14
1.1. OBJETIVOS	14
1.1.1. Objetivo Geral	14
1.1.2. Objetivos específicos	14
2. REFERENCIAL TEÓRICO	16
2.1. HISTÓRIA DOS MUROS DE CONTENÇÃO	16
2.2. CONTENÇÃO RÍGIDAS	16
2.2.1. Muros por gravidade	16
2.2.2. Muros em balanço	17
2.3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO PELA ESTABILIDADE DO MURO	17
2.4. MODOS DE RUPTURA (ESTABILIDADE)	18
2.5. EMPUXOS DE TERRA	19
2.5.1. Empuxos no repouso	19
2.5.2. Empuxo Ativo e Empuxo Passivo	20
2.5.3. Teoria de Rankine (1857)	26
2.5.3.1. Solos não coesivos	28
2.5.3.2. Solos coesivos	28
2.5.3.3. Maciço com nível freático	30
2.5.3.4. Superfície do terrapleno inclinada	30
2.5.3.5. Efeito de sobrecarga uniforme	31
2.5.4. Teoria de Coulomb (1776)	32
2.6. MODELAGEM NUMÉRICA	34
2.6.1. ADINA	34
2.6.2. Características do modelo	35
2.6.2.1. Dimensões do modelo	35
2.6.2.2. Interface entre a estrutura e o maciço	35
3. METODOLOGIA	36
3.1. ESTUDO DE CASO	36
3.2. MODELO REFERÊNCIA	37
3.3. APRESENTAÇÃO DO MODELO	37
3.4. MATERIAIS	37

3.5.	CARGAS.....	38
3.6.	MALHA.....	38
4.	RESULTADOS	40
4.1.	SOLO EM REPOUSO	40
4.2.	SOLO EM ESTADO ATIVO	41
4.2.1.	Base de 0,4 m.....	41
4.2.2.	Base de 0,7 m.....	43
4.2.3.	Base de 1,0 m.....	44
4.3.	INFLUÊNCIA DA INTERFACE	45
4.4.	INFLUÊNCIA DO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO DO SOLO (ϕ)	46
4.5.	INFLUÊNCIA DE UMA SOBRECARGA NO ATERRO	49
4.6.	INFLUÊNCIA DA INCLINAÇÃO DA PAREDE	50
4.7.	INFLUÊNCIA DA INCLINAÇÃO DO TERRENO	51
4.8.	COMPARAÇÃO COM O PROPOSTO POR JIGUET (2016)	52
4.9.	PROBLEMAS COM MODELAGEM DIGITAL	52
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	54
	REFERÊNCIAS.....	55

1. INTRODUÇÃO

Em obras que o processo de escavação do solo é necessário, será comum observar a presença de estruturas que possam fazer o barramento desse. Os muros de contenção podem ser notados frequentemente em subsolos de estacionamento, nos projetos de estradas, de pontes, de metrô, de estabilização de encostas, de canalizações, de saneamento, entre outras (RANZINI; NEGRO Jr., 1998).

Esses têm a função de resistir aos movimentos do solo, desse modo, garantem a segurança e a durabilidade das construções que estão em seu entorno (JIGUET, 2016).

No geral, são construídos em elementos estruturais que disponham de uma rigidez distinta do solo, no qual o carregamento da estrutura pelo terreno gera deslocamentos que por sua vez alteram o carregamento, num processo iterativo solo-estrutura. Assim, tendo um projeto condicionado por cargas que dependem de deslocamentos, as obras de contenção são vinculadas a análises um tanto quanto complexas (TACITANO, 2006).

Nesse contexto, seria possível apresentar modelos com auxílios de software que, por análises em elementos finitos, correspondam aos resultados analíticos?

1.1. OBJETIVOS

O presente trabalho foi desenvolvido no intuito de alcançar os seguintes objetivos.

1.1.1. Objetivo Geral

Avaliar numericamente o comportamento das estruturas de contenção, comparando-o com as metodologias analíticas propostas em literatura.

1.1.2. Objetivos específicos

- Avaliar os modelos numéricos com base nas interferências em que se baseiam as formulações analíticas;

- Analisar o comportamento bidimensional da parede de forma a obter a intensidade dos esforços mais próxima do comportamento real;
- Comparar os resultados dos modelos numéricos com os obtidos pelas formulações analíticas.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1. HISTÓRIA DOS MUROS DE CONTENÇÃO

Acredita-se que é ao sul da Mesopotâmia (Iraque), onde pode-se encontrar registros das mais antigas obras de contenção, muros de alvenaria e argila construídos pelos povos sumérios entre 3.200 e 2.800 a.C. Ainda assim, foi apenas no início do século 18, pelo trabalho de engenheiros franceses, que esse tipo de obra passou a ser executada sob preceitos da engenharia moderna, quando Coulomb em 1776 publicara seu trabalho sobre as regras de máximos e mínimos aplicados as estruturas de arrimo (RANZINI; NEGRO Jr., 1998).

Pelos autores supracitados, também é dito que, esses estudos foram estimulados pela expansão da colonização europeia, no início do século 16, vindo ao Brasil no século 18 para a construção de estruturas de defesa e à fortificação militar, sendo essas no século 19, as primeiras obras introduzidas no país e que tiveram seu uso expandido para fins portuários e de contenções urbanas.

Hoje em dia podem ser vistos em diversas tipologias: gravidade (construídos em alvenaria de pedra, concreto ciclópico, de gabiões ou pneus), em balanço (com ou sem contraforte) e com ou sem tirantes. Todos elas com a função de garantir a estabilidade do talude, basicamente pelo seu próprio peso (GERSCOVICH et al., 2016).

2.2. CONTENÇÃO RÍGIDAS

A partir deste tópico é importante frisar que, apenas essa tipologia será estudada para realização deste trabalho.

2.2.1. Muros por gravidade

Os muros de arrimo ou de gravidade, são aqueles que retomam a estabilidade da encosta com suporte do seu próprio peso, opondo-se aos empuxos do maciço. O tombamento por rotação na aresta externa da base é impedido por sua forma geralmente trapezoidal e, pelo atrito existente entre o solo e a base que deve ser suficiente para garantir tal firmeza (MARANGON, 2018).

Gerscovich *et al.* (2016), diz que, a execução de um determinado tipo de estrutura de contenção é viabilizada pelas condições técnicas e/ou materiais disponíveis na região onde serão construídas.

2.2.2. Muros em balanço

Buhdu (2017), define as contenções em balanço como sendo estruturas de corpo mais esbelto pelo uso do concreto armado, nessa configuração o peso do reaterro também é utilizado para garantia da estabilidade do conjunto, e, se necessário, o uso dos contrafortes será feito.

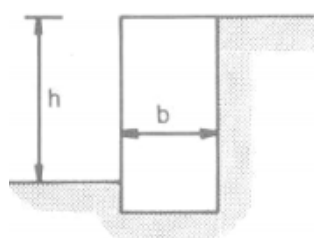
Ranzini e Negro Jr. (1998), complementam lembrando que sua seção transversal é em forma de “L” e que a laje da base é normalmente dimensionada com largura entre 50% e 70% da altura do muro.

2.3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO PELA ESTABILIDADE DO MURO

Para o pré-dimensionamento dos muros de arrimos, é necessário que as cargas verticais advindas do peso do próprio muro, ou de uma parcela do peso da terra responsável pela carga lateral, sejam equivalentes, ou pelo menos iguais ao dobro da magnitude do empuxo, dessa forma, pode-se equilibrar a resultante lateral das pressões que o causam (MOLITERNO, 1980).

A seguir pelo autor supradito, é apresentado na Figura 1 os critérios para o pré-dimensionamento de muros com perfil retangular.

Figura 1 - Pré-dimensionamento em perfil retangular



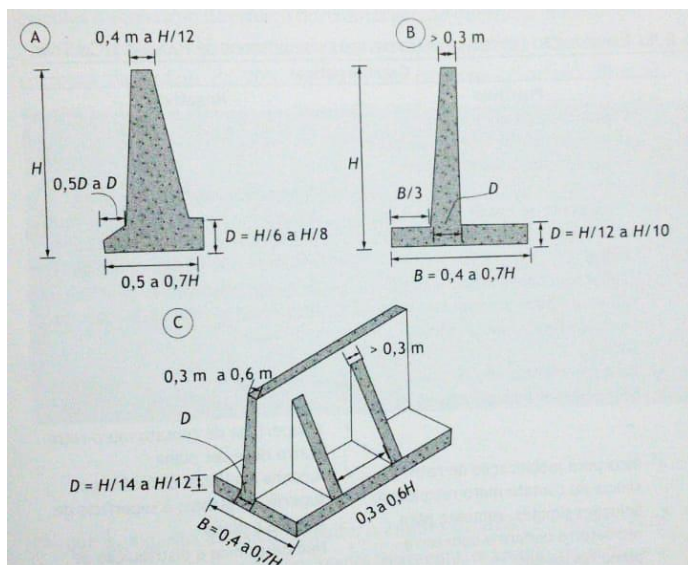
Pré-dimensionamento:

- a) $b=0,40h$ (alvenaria de tijolos cerâmicos);
- b) $b=0,30h$ (alvenaria de pedra ou concreto ciclópico)
- c) É econômico somente para pequeníssimas alturas.

Fonte: Moliterno (1980)

Na Figura 2, são expostos os critérios para outras três seções.

Figura 2 - Pré-dimensionamento em: (A) muro por gravidade; (B) muro com balanço; (C) muro com contrafortes

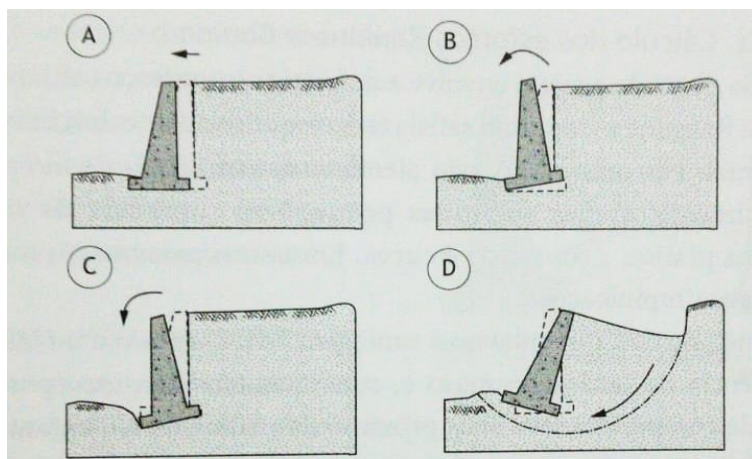


Fonte: Gerscovich *et al.* (2016)

2.4. MODOS DE RUPTURA (ESTABILIDADE)

Seguido o pré-dimensionamento, é ilustrado pela Figura 3, as condições de estabilidade a serem verificadas, sendo elas: por deslizamento, por capacidade de suporte, estabilidade global e por colapso estrutural (Gerscovich *et al.*, 2016). Sabendo que para cada situação há um coeficiente de segurança atrelado, e se em alguma delas o modelo vir a apresentar coeficientes de segurança menores do que o recomendado, a estrutura deve ser redimensionada (JIGUET, 2016).

Figura 3 - Modos de Ruptura para muros de contenção rígidos (as linhas tracejadas indicam a posição inicial do muro)



Fonte: Budhu (2017)

2.5. EMPUXOS DE TERRA

Sendo uma das temáticas mais complexas da geotecnia, mesmo com todos os esforços dos pesquisadores contribuintes à área, nenhuma teoria geral pôde ser rigorosamente elaborada. As desenvolvidas até então, são hipóteses que simplificam as condições reais do maciço (CAPUTO, 2017).

Os empuxos de terra exercidos pelo solo às estruturas de contenção podem estar no estado de repouso, ativo ou passivo, sua magnitude é expressa pela resultante das tensões horizontais efetivas e dependem de algumas características geostáticas, como: a influência da poropressão; de sobrecargas aplicadas à superfície do terreno; do atrito entre o solo e o muro; do ponto de aplicação do empuxo; e de fendas de tração, assim, seu valor é de fundamental importância para a idealização de projetos de contenção (CAPUTO, 2017; GERSCOVICH *et al.*, 2016).

2.5.1. Empuxos no repouso

Neste caso, o maciço se mantém com absoluta estabilidade, o solo permanece sem nenhuma deformação, ou seja, está em equilíbrio elástico, em condições de semiespaço infinito horizontal, é dito que o empuxo será dado pelo produto da tensão vertical efetiva (σ'_v) e do potencial de deformabilidade do solo, o coeficiente de empuxo em repouso (k_0) (GERSCOVICH *et al.*, 2016; MARANGON, 2018).

$$\sigma'_v = \sigma_v - \mu = \gamma \cdot z - \mu \quad (1)$$

$$\sigma'_h = k_0 \cdot \sigma'_v \quad (2)$$

Sendo na prática k_0 estimado por correlações empíricas como a de Jaky (1944) para argilas e areias normalmente adensadas:

$$k_0 = 1 - \text{sen}\varphi' \quad (3)$$

Ou, para solos pré-adensados a de Mayne e Kulhawy (1982):

$$k_0 = (1 - \text{sen}\varphi') \cdot RSA^{\text{sen}\varphi'} \quad (4)$$

Em ambas correlações, k_0 é expresso em função do ângulo de atrito efetivo, e na última, pela razão de sobreadensamento (RSA) (RANZINI E NEGRO Jr.,1998).

Como já dito, o valor de k_0 depende de alguns parâmetros geotécnicos do solo, o qual é expresso em uma faixa entre 0,3 e 3 (GERSCOVICH et al., 2016). Na Tabela 1 fica exposto alguns dos valores típicos do coeficiente de empuxo em repouso.

Tabela 1 - Valores típicos de k_0

Solo	k_0
Argila	0,70 a 0,75
Areia solta	0,45 a 0,50
Areia compacta	0,40 a 0,45

Fonte: Caputo (2017)

Marangon (2018) complementa dizendo que, nem toda estrutura performará dentro das condições de repouso absoluto, deslocamentos do plano de contenção geram valores capazes de estimular a resistência interna ao cisalhamento do solo, produzindo então, diferentes estados de tensões horizontais.

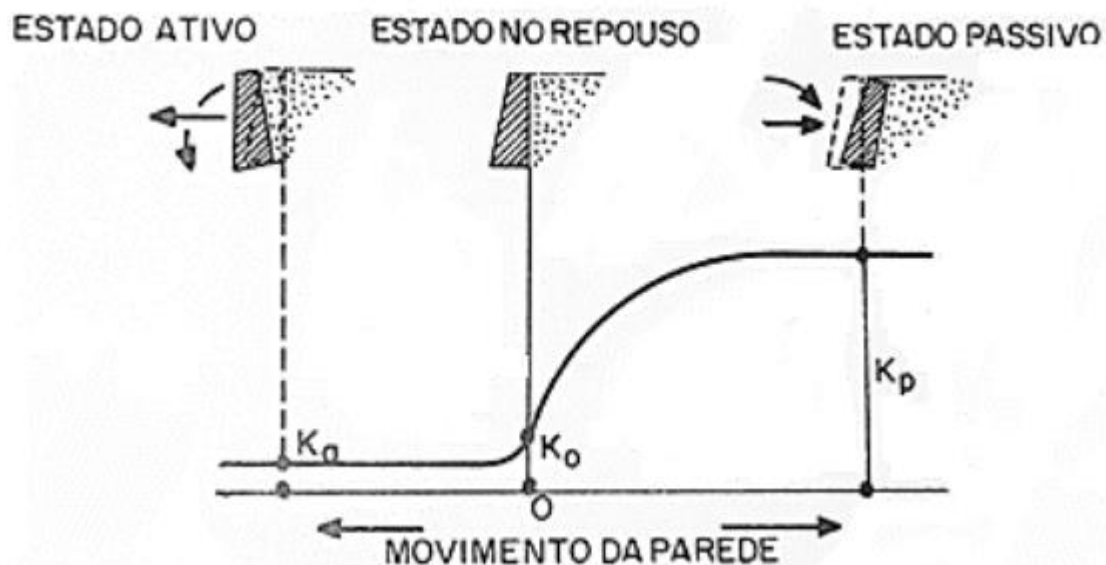
2.5.2. Empuxo Ativo e Empuxo Passivo

A natureza desses empuxos pode ser identificada através da verificação do sentido dos deslocamentos da estrutura. Como é visto na Figura 4, quando essa segue deslocando-se no mesmo sentido do empuxo que a provoca, o estado caracteriza-se como ativo, do contrário, se o sentido do empuxo for oposto ao seu deslocamento, o estado será passivo (CAPUTO, 2017; GERSCOVICH et al., 2016).

Para Gerscovich et al. (2016), em todo caso os deslocamentos seguem em função da variância dos empuxos, isso devido as deformações sofridas pela estrutura. Através da Figura 5 podemos então perceber a seguinte relação:

$$\sigma'_{ha} < \sigma'_{h_0} = k_0 \sigma'_v < \sigma'_{hp}$$

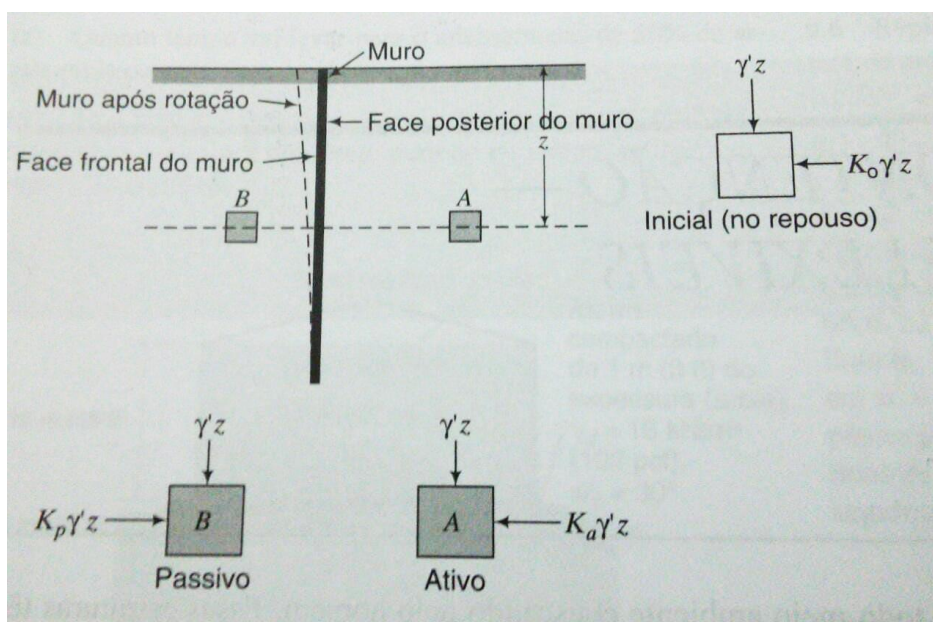
Figura 4 - Variações do estado de empuxo atuante.



Fonte: Caputo (2017)

Na qual, a análise dos valores de máximos (caso passivo) e mínimos (caso ativo) pode ser realizada com auxílio das teorias de estado-limite (BUDHU, 2017; RANZINI E NEGRO Jr.,1998).

Figura 5 - Tensões em elementos de solo nas faces frontal e posterior de um muro de contenção.



Fonte: Budhu (2017)

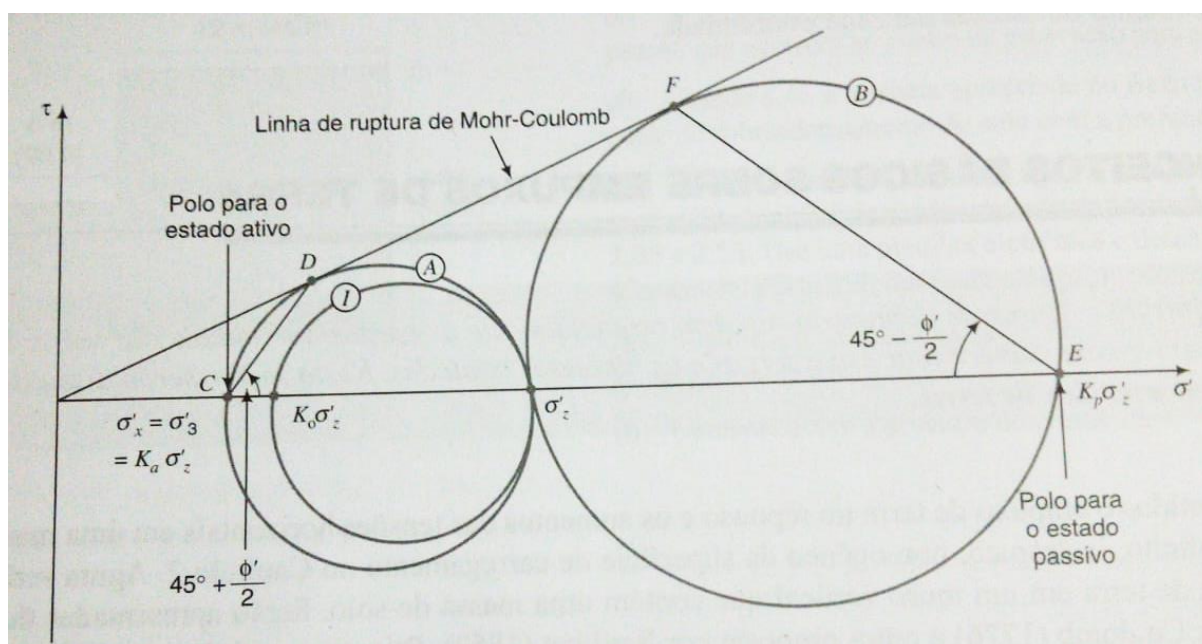
Agora, supondo que na base do muro aconteça uma rotação, capaz de produzir planos de escorregamentos na massa de solo a frente e atrás de muro, vistos na Figura 7, para que o plano de escorregamento à face frontal do muro exista, a rotação e consequentemente as deformações laterais, devem ser maiores que as necessárias para a face posterior da parede.

Para Budhu (2017) e Gerscovich *et al.* (2016), neste exemplo é considerado a princípio que o muro permaneça rígido e sem movimento, nem mesmo infinitesimal, então, as tensões no estado de repouso sobre os elementos A e B serão expressas através do círculo de Mohr (círculo (I) na Figura 6) em função das equações 1 e 2, sendo:

$$\sigma'_v = \sigma'_z = \sigma'_1$$

$$\sigma'_h = \sigma'_x = \sigma'_3$$

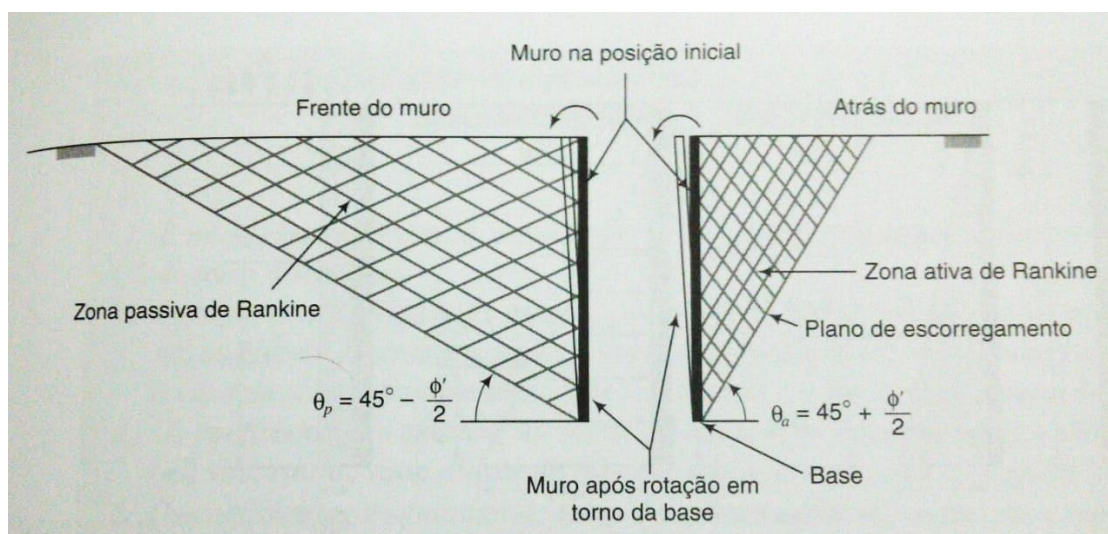
Figura 6 - Círculo de Mohr para os estados de repouso, ativo e passivo.



Fonte: Budhu (2017)

Gerscovich *et al.* (2016) e Ranzini e Negro Jr. (1998) explicam que essa situação é dada pela boa característica de resistência compressão dos solos, isto é, para que ocorra a ruptura do solo por tração, basta que aconteça um pequeno alívio (caso ativo) das tensões horizontais.

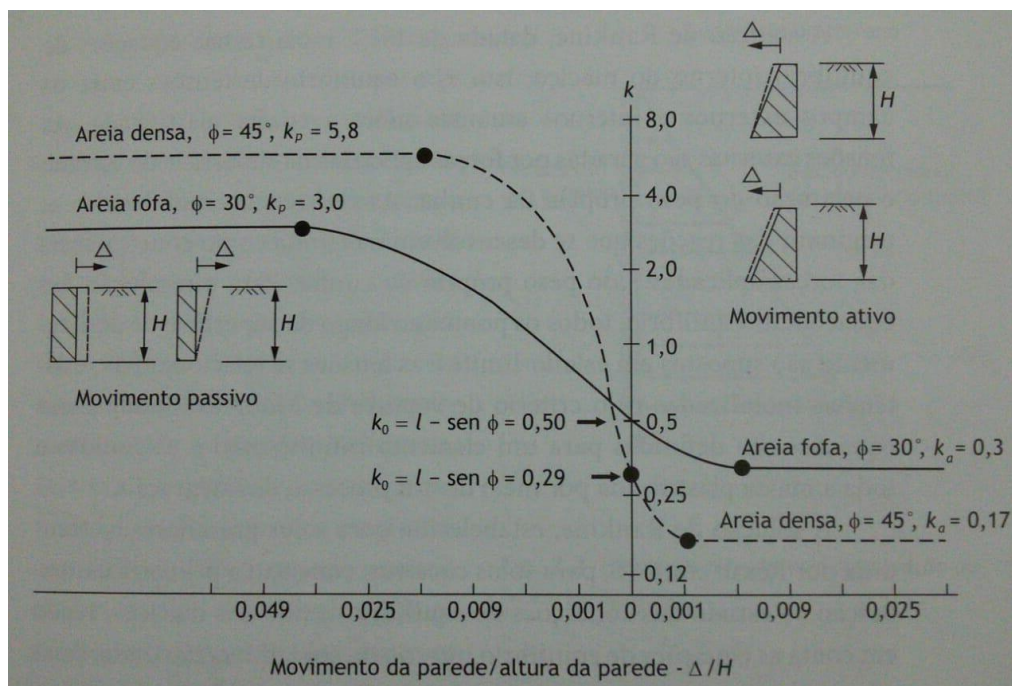
Figura 7 - Planos de escorregamento dentro de uma massa de solo próxima de um muro de contenção



Fonte: Budhu (2017)

Com a Figura 8 é possível ilustrar uma variação típica do coeficiente de empuxo (k) em função do deslocamento de translação lateral de um muro rígido.

Figura 8 - Variação do coeficiente de empuxo em função do movimento de translação do muro



Fonte: Gerscovich et al. (2016, *apud* CLOUGH E DUCAN, 1991)

A Tabela 2, apresenta as deformações mínimas necessárias para a mobilização dos estados plásticos.

Tabela 2 - Deformações mínimas para a mobilização dos estados plásticos

Solo	Estado	Movimento (Figura 8)	Δ/H (%)
Areia	Ativo	Translação	0,1
		Rotação	
	Passivo	Translação	5,0
		Rotação	>10
Argila	Ativo	Translação	0,4
		Rotação	

Fonte: Ranzini e Negro Jr. (1998, *apud* Wu, 1977)

Marangon (2018) ressalta que, na existência de restrição dos deslocamentos, comum às estruturas de contenção engastadas, o empuxo a ser considerado é o do estado de repouso. E, como já comentado, para as estruturas que os permitirem, o procedimento de cálculo será análogo ao que se foi discutido até então, sendo a magnitude para os estados ativo e passivo, expressa pelas equações 5 e 6, diferenciadas apenas por seus coeficientes:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma' \cdot h^2 \quad (5)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma' \cdot h^2 \quad (6)$$

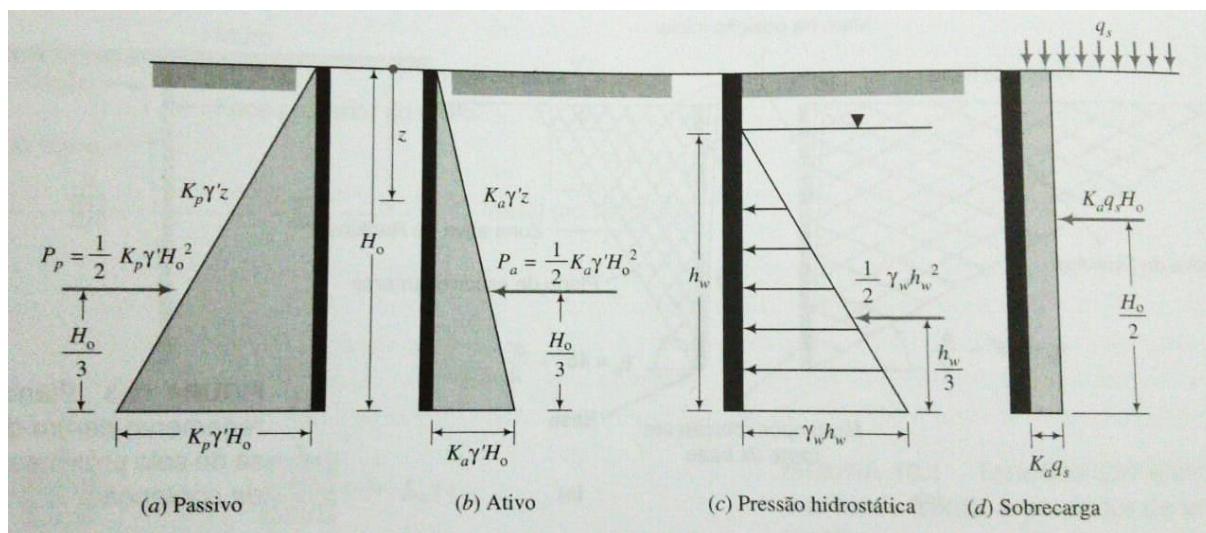
E, Budhu (2017) complementa lembrando que, na existência de água subterrânea no maciço de terra, a Poropressão também resultará em uma força, o empuxo hidrostático, essas são expressas respectivamente pelas equações (7) e (8).

$$\mu = \gamma_w \cdot h_w \quad (7)$$

$$E_w = \frac{1}{2} \cdot \mu \cdot z = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h_w^2 \quad (8)$$

As forças de empuxo descritas nas equações (5), (6) e (8), são localizadas no centroide do diagrama de distribuição de seus empuxos de terra, como visto na Figura 9, em virtude de sua forma, este fica posicionado a $H_o/3$ da base.

Figura 9 - Variação dos empuxos de terra ativo e passivo, da pressão hidrostática e de uma sobrecarga.



Fonte: Budhu (2017)

Em sequência, os métodos de Rankine e Coulomb são apresentados buscando embasar o referido trabalho com as hipóteses que as fundamentam. O Tabela 3 expõem algumas das principais características e considerações relativas aos métodos.

Tabela 3 - Comparação das características dos métodos de Rankine e Coulomb.

Método	Características	
	Positivas	Negativas
Rankine	• A favor da segurança • As soluções são simples, especialmente quando o retroaterro é horizontal • Dificilmente se dispõe dos valores dos de resistência solo-muro (δ)	• A superfície de ruptura é plana • A superfície de contato muro-retroaterro deve ser plana e vertical • A parede não interfere na cunha de ruptura; isto é, não existe resistência

• O efeito do coeficiente de atrito solo-muro pode ser expresso pela mudança na direção do empuxo total E_a • Para paramentos não verticais, o solo pode ser incorporado ao muro	mobilizada no contato solo-muro
Coulomb • Incorpora mobilização de resistência no contato muro-aterro • Soluções simples, somente para retroaterro uniforme com terrapleno horizontal	• A superfície de contato muro-retroaterro deve ser plana • A cunha analisada é contida por superfícies planas; a superfície de ruptura é plana • Não determina a distribuição de empuxo • Requer os parâmetros de resistência solo-muro (δ)

Fonte: Gerscovich et al. (2016)

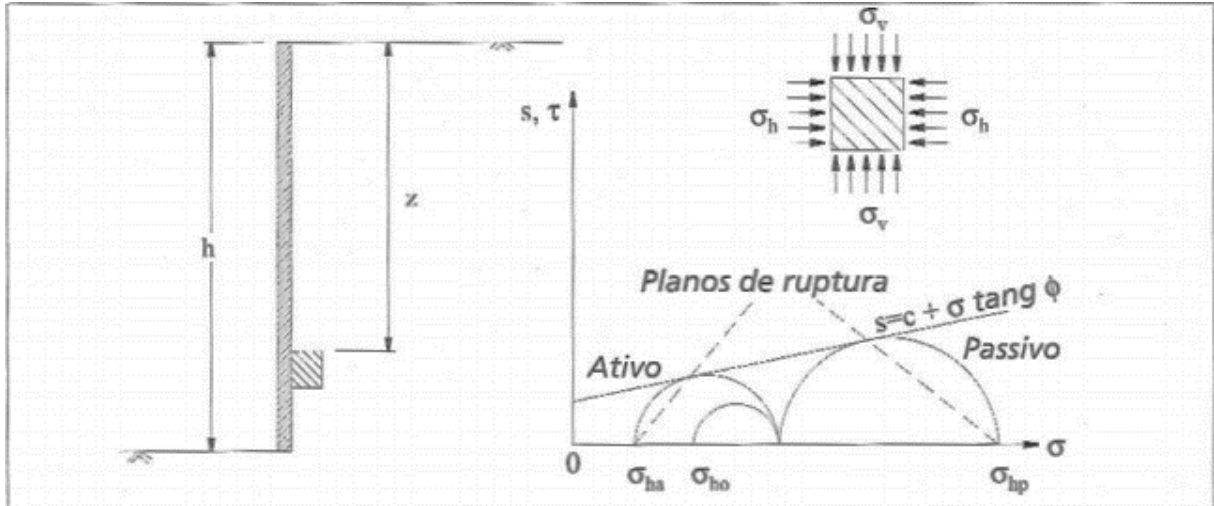
2.5.3. Teoria de Rankine (1857)

Sua teoria é condicionada quase às mesmas hipóteses que a de Coulomb, com uma exceção, nessa ele assume não haver atrito entre solo e muro de contenção (BOWLES, 1997).

Na determinação das pressões de terra, processos clássicos como os métodos de equilíbrio-limite são os utilizados, admite-se que, a cunha situada em contato com o paramento de terra, esteja em sua totalidade no estado de plastificação (ativo ou passivo), Rankine sustenta sua ideia nas equações de equilíbrio interno do maciço, considerando a cunha como um corpo rígido (indeformável). Ilustrado pela Figura 10, as equações serão definidas para um elemento infinitesimal que, por um processo de integração podem ser estendidas a toda massa plastificada (MARANGON, 2018).

As resistências mobilizadas pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb são então relacionadas ao estado-limite em que se encontram os pontos da superfície em deslizamento (GERCOVICH, 2016; MARANGON, 2018).

Figura 10 - Determinação da pressão lateral



Fonte: Barros (2011)

Em resumo, Barros (2011), apresenta as seguintes relações para teoria de Rankine, sendo para o estado ativo:

$$\sigma'_{ha} = \sigma'_v \cdot k_a - 2c' \cdot k_{ac} \quad (9)$$

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi'}{2}) \quad (10)$$

$$k_{ac} = \sqrt{k_a} \quad (11)$$

$$\theta = 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \quad (12)$$

E para o estado passivo:

$$\sigma'_{hp} = \sigma'_v \cdot k_p + 2c' \cdot k_{pc} \quad (13)$$

$$k_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi'}{2}) \quad (14)$$

$$k_{pc} = \sqrt{k_p} \quad (15)$$

$$\theta = 45^\circ - \frac{\phi'}{2} \quad (16)$$

Gerscovich (2016) diz que, para as análises feitas em termos de pressões totais ($\phi = 0$), os coeficientes de empuxo serão unitários, reduzindo as equações a:

$$\sigma_{ha} = \sigma_v - 2 \cdot S_u \quad (17)$$

$$\sigma_{hp} = \sigma_v + 2 \cdot S_u \quad (18)$$

Em que S_u , é a resistência não drenada do solo.

2.5.3.1. Solos não coesivos

Neste caso, é expresso pela equação 19 que, o valor do empuxo total advém da integração da área em que se distribui o diagrama de tensões horizontais (CAPUTO, 2017).

$$E = \int_0^z \sigma_h dz \quad (19)$$

2.5.3.2. Solos coesivos

Como visto nas equações (9) e (13), em termos de tensões efetivas, serão incorporadas parcelas constantes, dadas por $-2c'k_{ac}$ e $2c'k_{ac}$, para o caso do estado ativo e passivo respectivamente (GERCOVISH, 2016).

No caso ativo em especial, o autor supracitado diz que, essa parcela negativa, traz à uma determinada profundidade (z_0) uma distribuição de empuxos nula, conforme a Figura 11 as tensões efetivas horizontais serão negativas acima dessa profundidade, sendo essa calculada por:

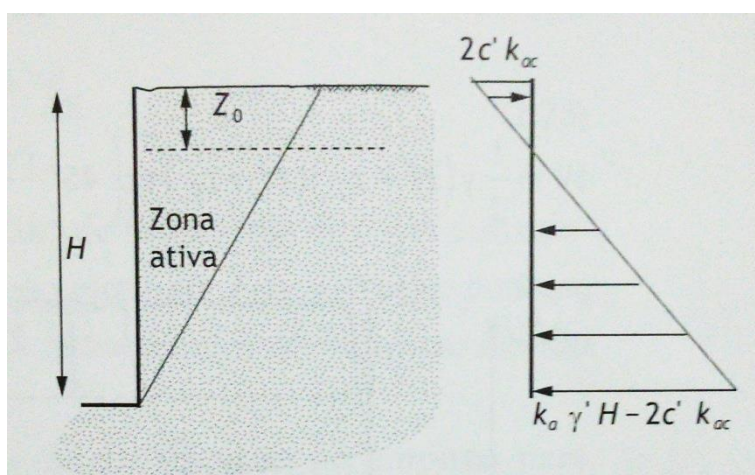
$$z_0 = \frac{2 \cdot c'}{\gamma' \cdot \sqrt{k_a}} \quad (20)$$

Sabendo que em termos de tensões efetivas, γ' é o peso específico do solo, nos casos onde o nível hidrostático coincidir com a superfície do terreno, γ' será igual ao peso específico submerso ($\gamma' = \gamma_{sub}$). Assim, a resultante da distribuição das tensões horizontais para os estados ativo e passivo, serão respectivamente:

$$E_a = \frac{\gamma \cdot H^2 \cdot k_a}{2} - 2 \cdot c' \cdot H \cdot \sqrt{k_a} \quad (21)$$

$$E_p = \frac{\gamma \cdot H^2 \cdot k_p}{2} + 2 \cdot c' \cdot H \cdot \sqrt{k_p} \quad (22)$$

Figura 11 - Distribuição de empuxos ativos $c' \neq 0$ em caso de solo sem água e sem sobrecarga



Fonte: Gerscovich (2016)

Entretanto, a região de tração não deve ser considerada em projeto, visto que ela representa uma diminuição da magnitude do valor do empuxo ativo. Ao contrário, há a possibilidade de estas estarem preenchidas pela água da chuva, aumentando a ainda mais o valor do empuxo. O resultado dessas situações fica ilustrado pela Figura 12, assim, indo a favor da segurança, o diagrama aproximado promove um efeito que pode ser adotado aos cálculos. O estado passivo por sua vez, fica isento da presença das fendas, não sendo sujeito as tensões de tração (BARROS, 2011).

Figura 12 - Distribuição de no estado ativo e passivo (Solo coesivo)



Fonte: Barros (2011)

2.5.3.3. Maciço com nível freático

Barros (2011) e Gerscovich (2016), dizem que na presença de nível freático, a parcela da Poropressão é adicionada as equações (21) e (22), resultando:

$$E_a = \frac{\gamma \cdot H^2 \cdot k_a}{2} - 2 \cdot c' \cdot H \cdot \sqrt{k_a} + \frac{\gamma_w \cdot H_w^2}{2} \quad (23)$$

$$E_p = \frac{\gamma \cdot H^2 \cdot k_p}{2} + 2 \cdot c' \cdot H \cdot \sqrt{k_p} + \frac{\gamma_w \cdot H_w^2}{2} \quad (24)$$

2.5.3.4. Superfície do terrapleno inclinada

Por Barros (2011) e Caputo (2017), quando a superfície de um maciço com coesão nula, exibir uma inclinação (β), como visto na Figura 13, por dedução analítica de Rankine, o valor da tensão horizontal, dos coeficientes e dos empuxos, serão dados por:

$$\sigma_h = \gamma \cdot z \cdot \cos \beta \cdot k_{a,p} \quad (25)$$

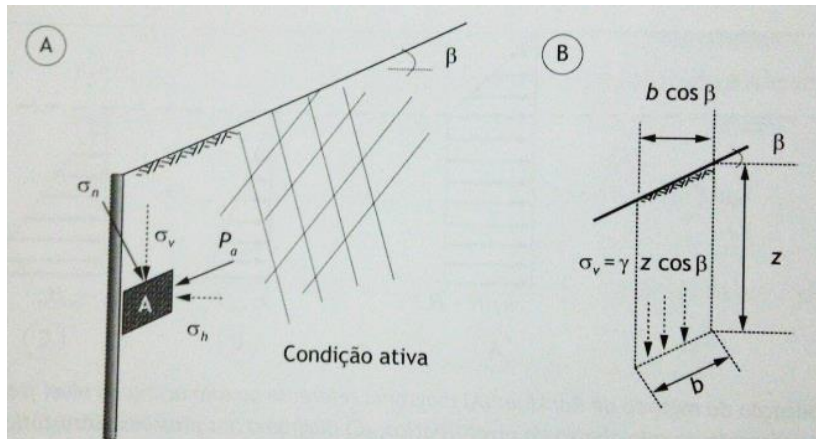
$$k_a = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (26)$$

$$k_p = \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (27)$$

$$E_a = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot \cos \beta \cdot k_a \quad (28)$$

$$E_p = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot \cos \beta \cdot k_p \quad (29)$$

Figura 13 - Aplicação do método de Rankine a maciços com superfície inclinada



Fonte: Gerscovich (2016)

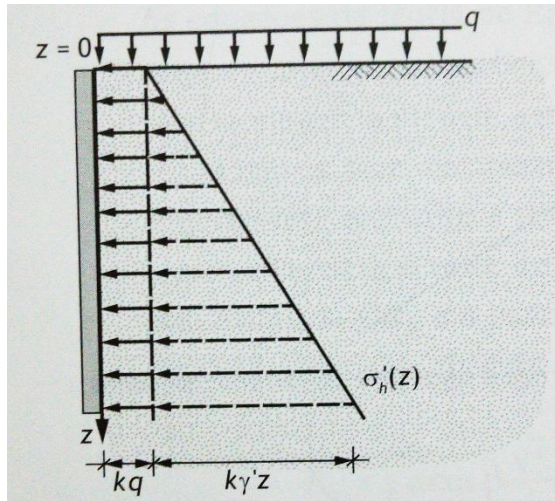
2.5.3.5. Efeito de sobrecarga uniforme

Caputo (2017) e Gerscovich (2016), explicam que nesta situação, caso, sobre a superfície do terreno exista o uma sobrecarga (Δq), como ilustra Figura 14, às equações de empuxo (21) e (22) incorporam uma parcela adicional dada por $k \cdot \Delta q$, resultando para as condições de estado ativo e passivo, respectivamente:

$$E_a = \frac{\gamma \cdot H^2 \cdot k_a}{2} - 2 \cdot c' \cdot H \cdot \sqrt{k_a} + k_a \cdot \Delta q \cdot H \quad (30)$$

$$E_p = \frac{\gamma \cdot H^2 \cdot k_p}{2} + 2 \cdot c' \cdot H \cdot \sqrt{k_p} + k_p \cdot \Delta q \cdot H \quad (31)$$

Figura 14 - Aplicação do método de Rankine a casos com sobrecarga uniforme



Fonte: Gerscovich (2016)

2.5.4. Teoria de Coulomb (1776)

Coulomb baseou-se na teoria de equilíbrio limite, com a hipótese da existência de uma superfície de ruptura, e também, admitindo que entre o solo e o tardoz do paramento houvesse atrito (Marangon, 2018)

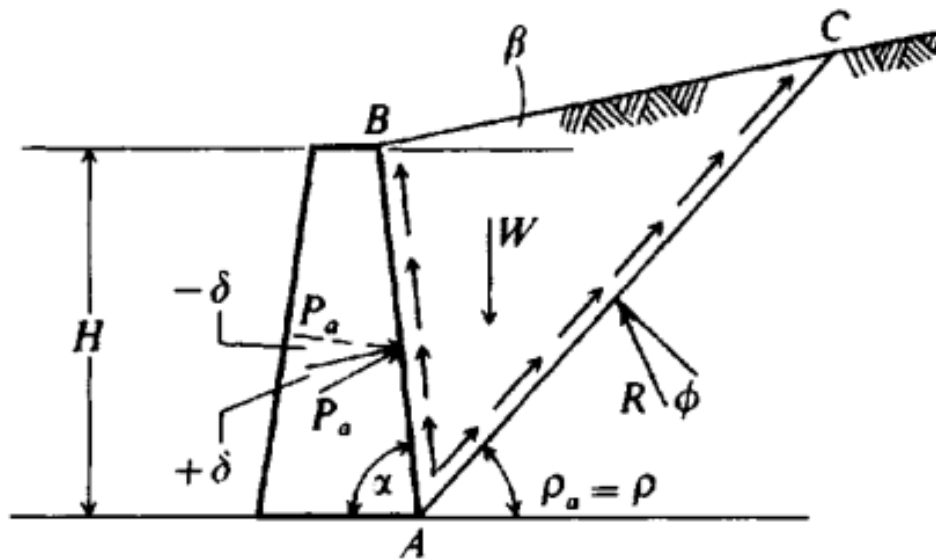
As superfícies de ruptura se formam quando há total mobilização da resistência do solo, elas delimitam a parcela do maciço que, em relação ao restante deste, segue no sentido do deslocamento da estrutura. Coulomb considera esta parcela como um corpo rígido, e propôs que a magnitude do empuxo fosse determinada pelo equilíbrio de forças da cunha de solo (BARROS, 2011; GERCOVICH, 2016).

Assim, conforme a Figura 15 e Figura 16, a mobilização dos estados de empuxo ativo e passivo dão origem, respectivamente as seguintes equações:

$$k_a = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2\alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (32)$$

$$E_a = \gamma \cdot H \cdot k_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a} \quad (33)$$

Figura 15 - Mobilização do estado ativo para o método de Coulomb

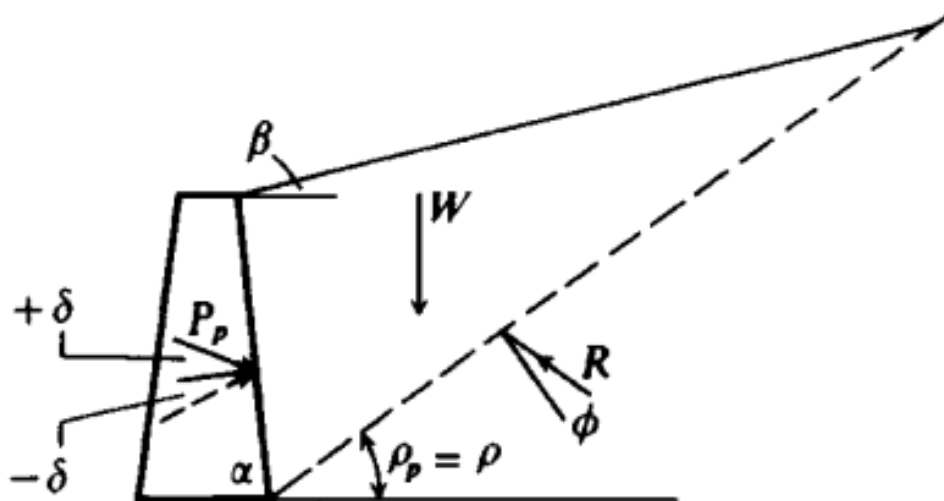


Fonte: Bowles (1997)

$$k_p = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha + \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (34)$$

$$E_P = \gamma \cdot H \cdot k_P + 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_P} \quad (35)$$

Figura 16 - Mobilização do estado passivo para o método de Coulomb



Fonte: Bowles (1997)

É dito ainda por Barros (2011), que o empuxo considerado será o que age sobre a superfície de ruptura mais crítica, e, que embora nesse processo não se determine a pressão lateral, com a qual se obteria o ponto de aplicação do empuxo, se a superfície do terreno é horizontal, ou apresenta inclinação constante e não haja sobrecarga, a distribuição de empuxos pode ser considerada triangular, ou seja, sua resultante fica localizada a $H/3$ da base.

2.6. MODELAGEM NUMÉRICA

O manuseio de softwares de elementos finitos é um processo relativamente simples, isso devido as leis que regem o comportamento dos materiais já estarem implementadas, e pelo usuário possuir em alguns casos, a geometria do modelo. Para a engenharia geotécnica, muitas hipóteses precisam ser atendidas para que o resultado da amostra se assemelhe a realidade. Incluindo por exemplo, a consideração de que o solo tenha dimensões semi-infinitas e a presença de interação deste com o muro (BUDHU, 2017).

2.6.1. ADINA

O ADINA (*Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis*)¹ foi iniciado pelo Dr. Klaus-Jürgen Bathe em 1974. Tendo em 1975 ingressado no Departamento de Engenharia Mecânica do *Massachusetts Institute of Technology* fundou a “ADINA R&D, Inc.” e assim promoveu o desenvolvimento do sistema ADINA. Sendo o Dr. Bathe um admirável pesquisador no campo da análise de elementos finitos, a teoria e as formulações que compõem o ADINA seguem análogas ao material de seu livro *Finite Element Procedures* (BATHE, 2008).

Seu principal objetivo é a resolução de problemas que envolvam sistemas lineares e não lineares, a partir de seus diferentes módulos, em particular, o estudo de sólidos e estruturas, transferências de calor, fluidos compressíveis e incompressíveis, bem como fenômenos eletromagnéticos. Podendo estes serem usados separadamente ou vinculados, quando utilizado o módulo multifísica

¹ Disponível em: <<http://twixar.me/MpFn>>. Acesso em 17 mai 2019.

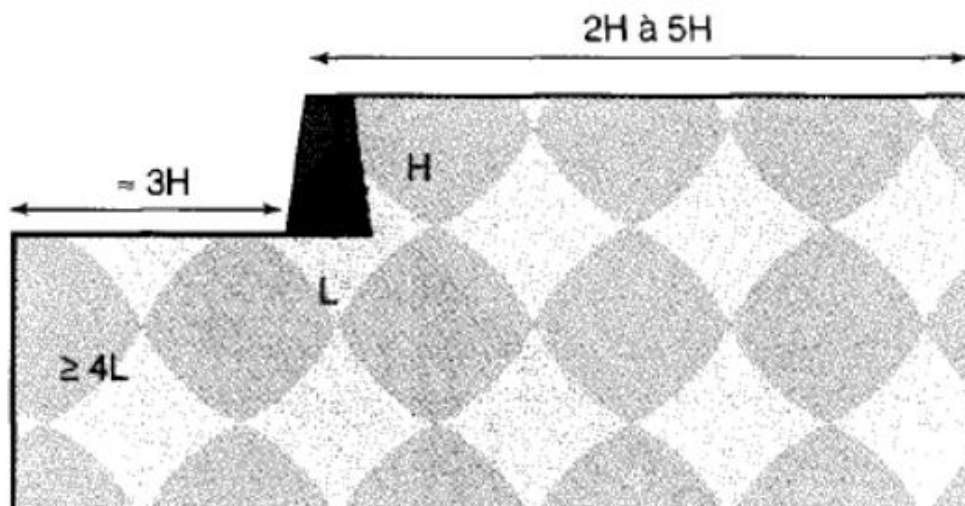
(interação fluido-estrutura, acoplamento termomecânico, etc.) em sua versão completa (BATHE, 2008).

2.6.2. Características do modelo

2.6.2.1. Dimensões do modelo

Mestast (1997, apud JIGUET, 2016), recomenda que as dimensões consideradas para modelar um muro de arrimo, estejam dispostas como na Figura 17.

Figura 17 - Dimensões recomendadas para MEF de um sistema de paredes de solo.



Fonte: Mestat (1997)

2.6.2.2. Interface entre a estrutura e o maciço

A interface também é um parâmetro importante a se considerar em modelos geotécnicos. E existem algumas formas de modelá-la.

Frank (1982, apud JIGUET, 2016), aconselha que essa seja inserida como uma fina faixa, sem resistência e modelada em leis de comportamento elastoplástico.

3. METODOLOGIA

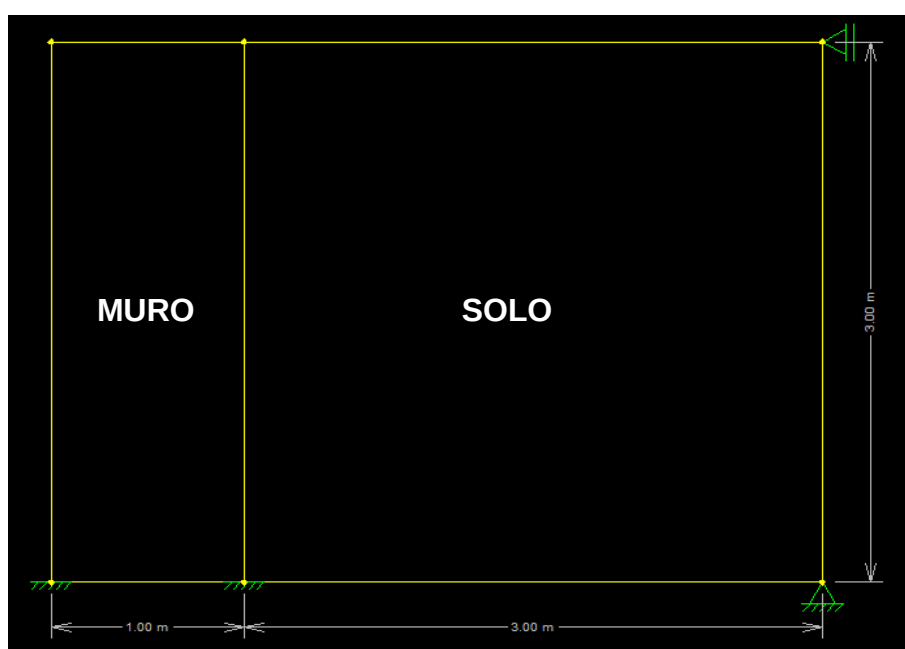
Pôde ser visto no capítulo anterior que existem métodos teóricos para quantificar as pressões de terra nas paredes de uma contenção. Esse são frequentemente devido a sua simplicidade.

Nesta seção portanto, o software de ADINA será introduzido para verificar quais as concordâncias entre os modelos analíticos e os numéricos. Para esse estudo, apenas os resultados para as forças de empuxo ativo serão apresentadas.

3.1. ESTUDO DE CASO

Para a realização deste trabalho, optouse por analisar a interação das pressões de terra entre o solo-estrutura em diferentes situações, ou seja, reproduzido as condições, sem e com a interface como nos métodos de Rankine e Coulomb respectivamente. Isso afim de analisar como o software ADINA pode gerenciar a interação entre vários materiais. Então, a primeira modelagem é executada sem interface específica. O muro e o solo estão dispostos lado a lado e compartilham suas faces em seu lado comum. Sendo seus movimentos, portanto, totalmente dependentes do outro, como visto na Figura 18.

Figura 18 - Esquema do modelo utilizado



Fonte: Autor (2020)

A segunda modelagem envolveu a interface que é representada por uma fina malha entre o tardo do muro e o solo. Foi modelada com os mesmos parâmetros do solo (lei elasto-plástica de Mohr-Coulomb) mas com uma resistência muito baixa, a fim de transmitir as restrições do solo na parede. Como resultado, os movimentos do muro e do solo são independentes um do outro.

3.2. MODELO REFERÊNCIA

O modelo de estudo foi análogo aos desenvolvidos por Sandrekarimi e Monfared (2013) e por Jiguet (2016). Seus trabalhos apresentam a determinação das pressões de terra sobre um muro de contenção rígido, realçando a não-linearidade dessa na parede.

O modelo representa um muro de arrimo em concreto, rígido e fixado em sua base, fazendo o barramento de um aterro em arenoso.

3.3. APRESENTAÇÃO DO MODELO

Para Determinação das pressões de terra, o muro foi representado como sendo um “Sólido 2D”, engastado em sua base. Esse faria o barramento de um solo arenoso (coesão nula), também modelado como um “Sólido 2D”, sem restrições aos movimentos horizontais. Para representá-lo como uma partícula semi-infinita, foi considerado que seu comprimento seria de igual a altura da parede e o movimento vertical foi permitido na superfície do final do maciço.

3.4. MATERIAIS

As propriedades que caracterizam os materiais que compuseram o modelo, são apresentadas na Tabela 4, sendo o solo e a interface modelados com o recurso de Mohr – Coulomb e o Muro de concreto, como material isotrópico elástico linear.

Tabela 4 - Propriedades dos materiais utilizados

	γ (Kg/m ³)	E (MPa)	ν	Φ (°)	C (Pa)
Solo	1440	115	0,3	32	10
Interface	1440	0.001	0,3	32	

Concreto	2400	30.000 ^{2*}	0,2
----------	------	----------------------	-----

Fonte: Sandrekarimi e Monfared (2013)

O solo utilizado no modelo possuía a característica de coesão nula, mas pelo software não oferecer suporte a essa condição, foi atribuído um valor de baixa magnitude.

A malha da interface foi gerada com a mesmas propriedades do solo, diferenciada apenas por seu baixo módulo de elasticidade, a altura foi correspondente a do muro e sua espessura foi de 1 cm.

3.5. CARGAS

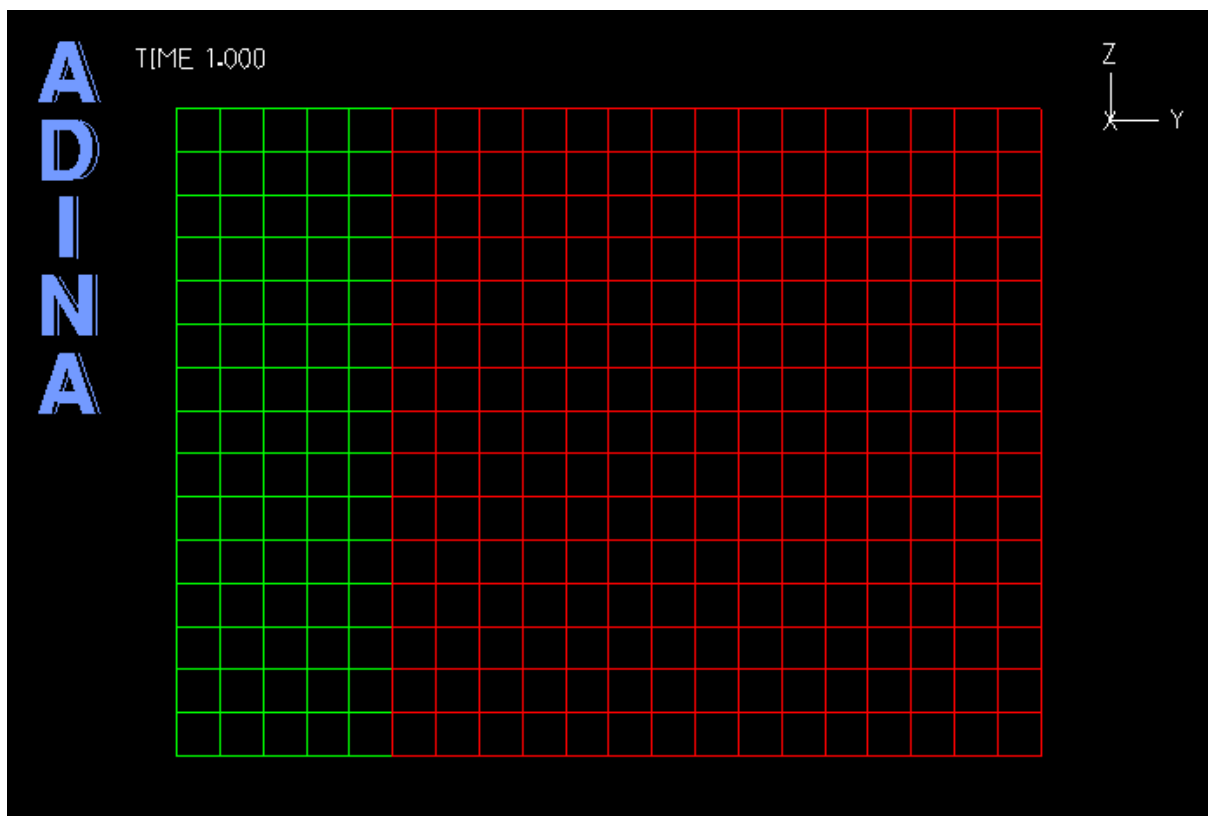
Nos estudos de pressões de terra, é possível obter o diagrama de tensões apenas com o peso do terreno, e para essa situação, o software também não conseguiu gerar resultados, então sobre a superfície do terreno foi inserida uma pressão de 0,1 N/m². Embora sua influência nos resultados seja nula, esta permitiu a a convergência destes mais facilmente.

3.6. MALHA

A versão do programa é limitada a uma análise com apenas 900 nós, para obter uma malha com várias divisões na interface, foi considerado que cada elemento quadrilátero possuiria 4 nós no caso de deformações planas, a um tamanho de 0,20m por elemento, isto, para garantir uma boa precisão nos resultados.

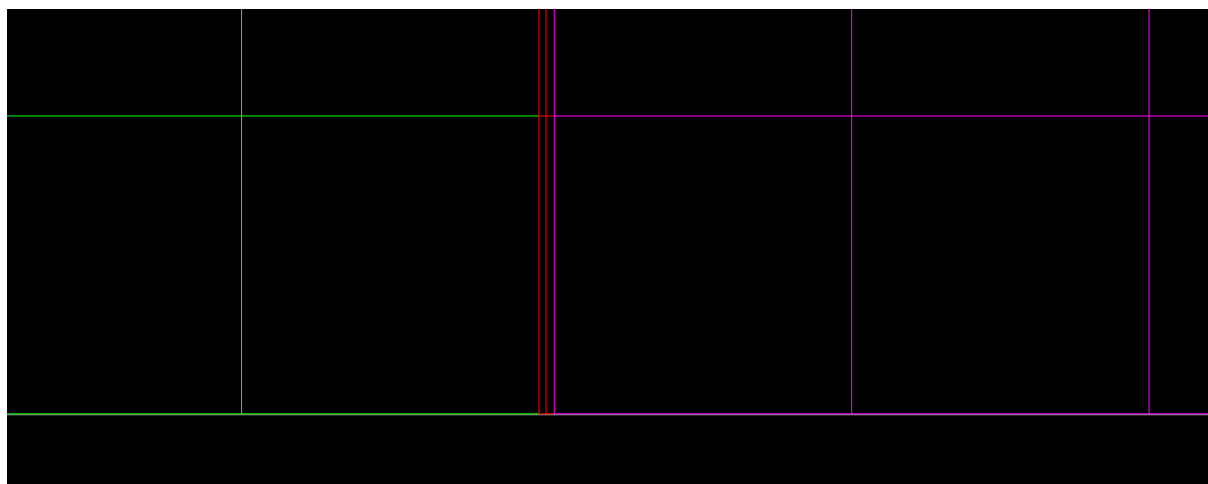
² *O alto módulo de Young atribuído ao muro é para garantia de que este não se deforme sob as tensões aplicadas pelo solo

Figura 19 - Visão geral do modelo ADINA



Fonte: Autor (2019)

Figura 20 - Detalhe da interface fina



Fonte: Autor (2019)

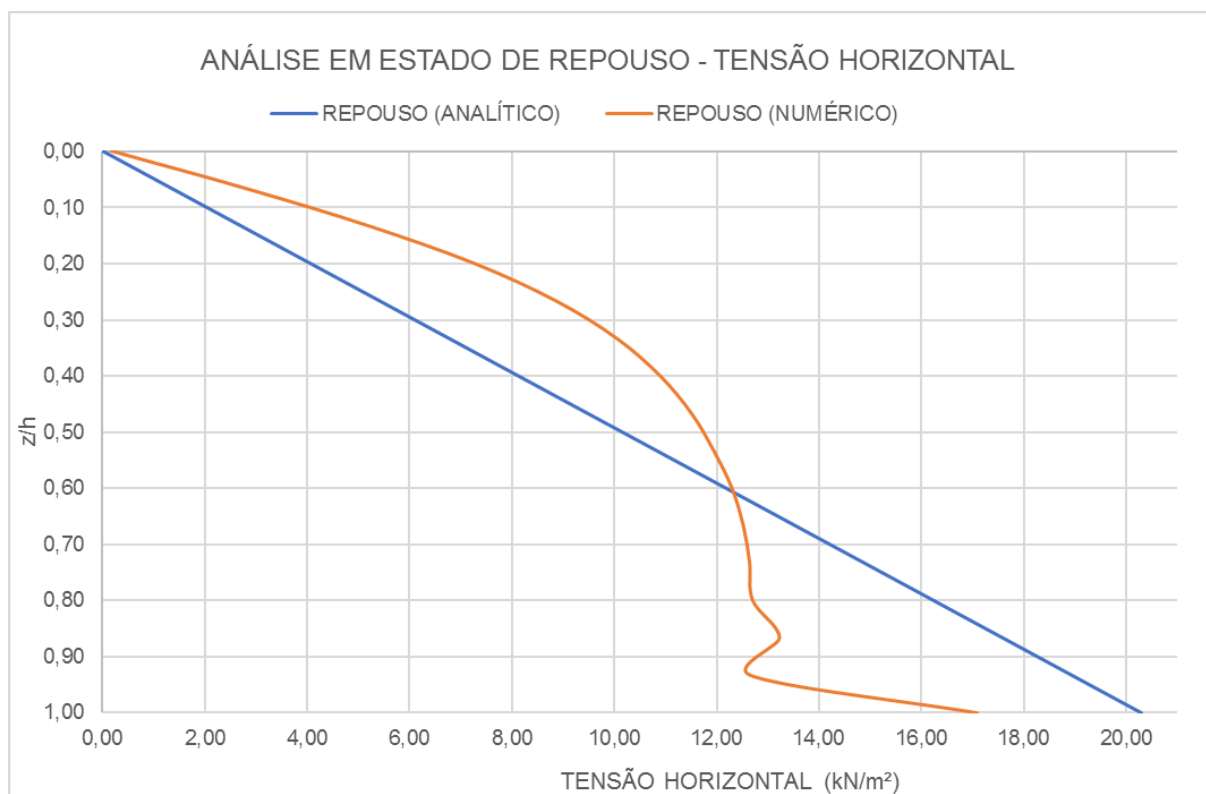
4. RESULTADOS

Como mencionado anteriormente, o objeto de estudo deste trabalho foram os muros rígidos, caracterizados por apresentarem em seu topo, deslocamento de até 0,001 vezes a sua altura. Nesta seção apresentaremos os resultados obtidos através dos modelos numéricos.

4.1. SOLO EM REPOUSO

Nessa situação o muro foi modelado para ser completamente rígido, tendo seus movimentos de base e face restritos. Para isso, foi atribuído um módulo de elasticidade ainda maior que o previsto anteriormente, sendo este igual a 3 PPa, e, dessa forma, evidenciou-se a distribuição do empuxo em repouso.

Gráfico 1 - Distribuição de pressão em condições de repouso



Fonte: Autor (2019)

Nesta condição, notou-se que a distribuição de tensões numérica fugiu ao que segue o método analítico, ou seja, apresentou-se de forma menos linear e com um

desvio ao se aproximar de sua base. Este fato pode ser explicado pela restrição ao movimento da base.

4.2. SOLO EM ESTADO ATIVO

No item 2.5.2, quando apresentados os estados de empuxo, foi visto na Tabela 2, que para a mobilização do estado ativo de solo, é necessário que a razão entre o deslocamento do muro e sua altura (Δ/H) seja igual 0,1%.

Para essa simulação, além dos modelos com e sem interface, foram utilizadas também, variações da espessura da parede (0,4 m, 0,7 m e 1,0 m). Estas variações foram empregues apenas para fins comparativos, pois, pela limitação dos 900 nós, não haveria suporte aos modelos, assim como aos estudados por Sandrekarimi e Monfared (2013) e por Jiguet (2016).

As curvas vistas do Gráfico 2 ao Gráfico 7, apresentam diferentes módulos de elasticidade no concreto, bem como o deslocamento no topo do muro, este causado pela pressão de terra.

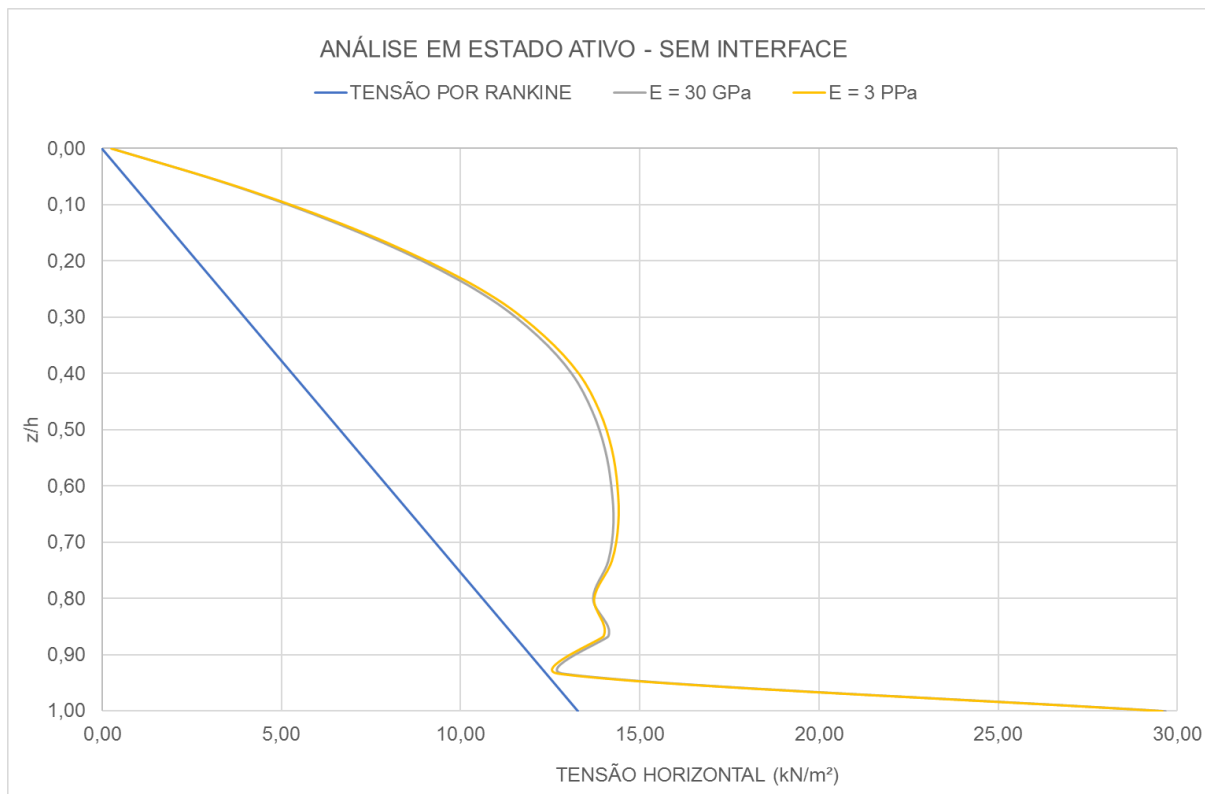
Esses resultados são comparados as 3 curvas teóricas:

- A pressão de terra em repouso dada pela fórmula de Jaky (1944);
- A pressão de terra obtida com a fórmula de Rankine; e
- A pressão de terra obtida com a fórmula de Coulomb.

4.2.1. Base de 0,4 m

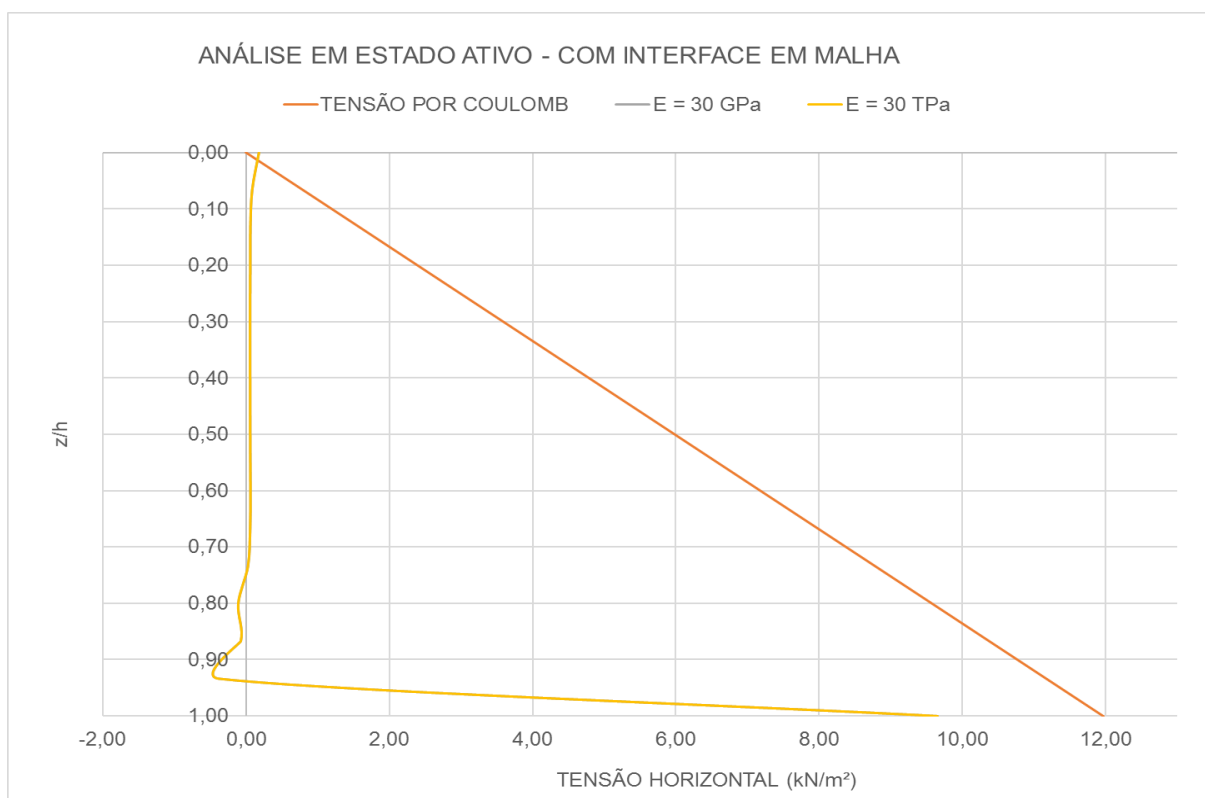
Para o caso de paredes muito finas, mesmo com a variação do módulo de elasticidade, pouca diferença se notou entre as curvas numéricas, no Gráfico 2, é perceptível a tendencia de uniformização das tensões logo após o meio do muro. entretanto, para o caso com interface, Gráfico 3, os resultados se mostraram inconsistentes se comparados aos valores obtidos pelo método de Coulomb.

Gráfico 2 - Distribuição de pressão no estado ativo - (B=0,4m - Sem interface)



Fonte: Autor (2019)

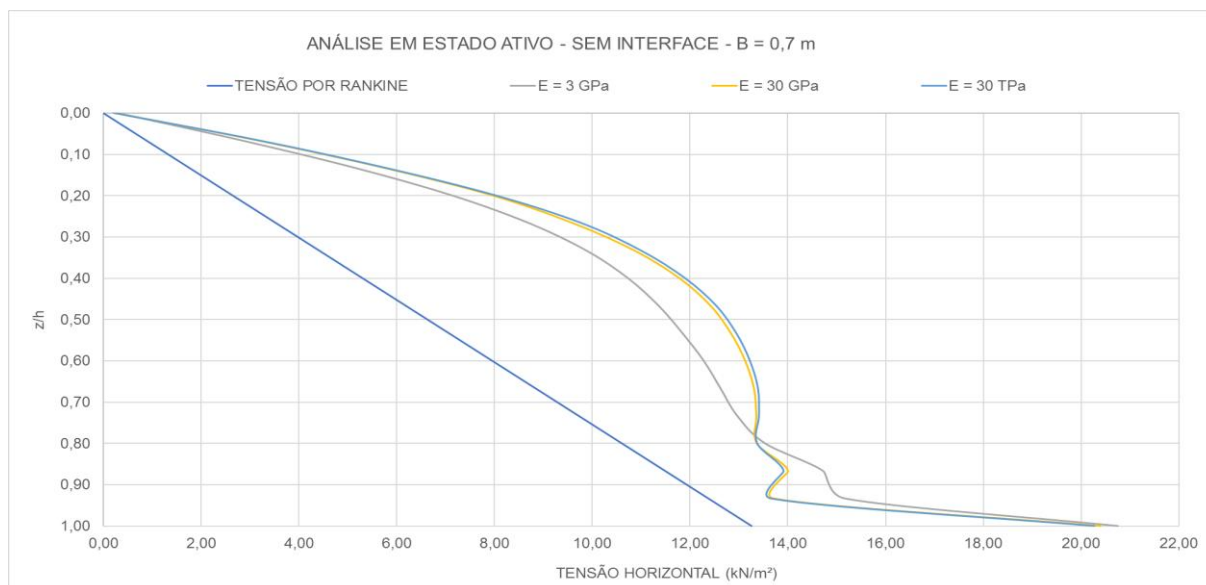
Gráfico 3 - Distribuição de pressão no estado ativo - (B=0,4m - Com interface)



Fonte: Autor (2019)

4.2.2. Base de 0,7 m

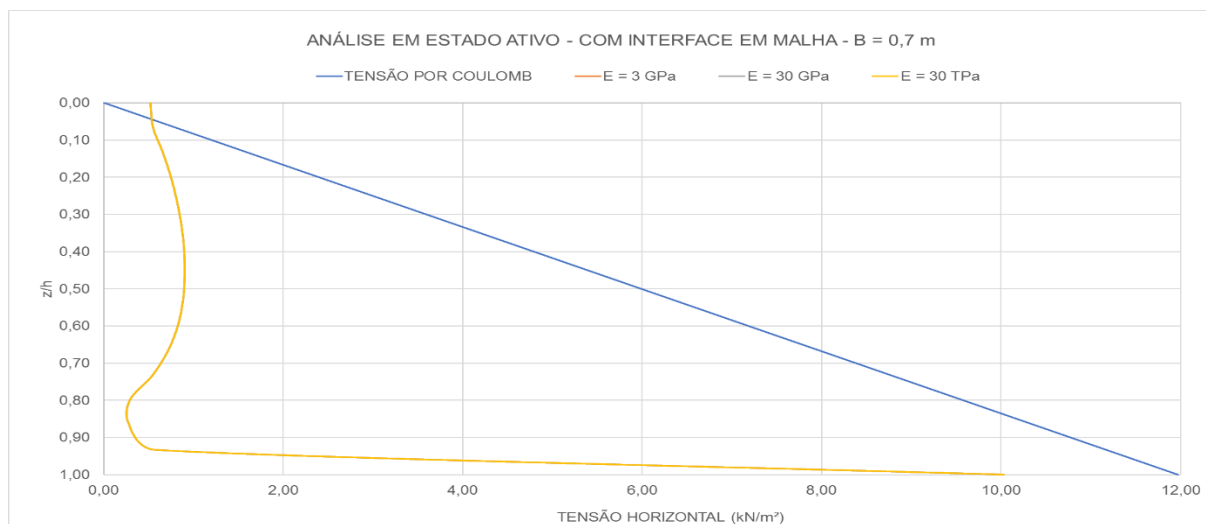
Gráfico 4 - Distribuição de pressão no estado ativo - (B=0,7m - Sem interface)



Fonte: Autor (2019)

Na ausência da interface, para um muro com espessura de 0,7 metros, as curvas se comportaram de maneira familiar as do muro de 0,4 metros de espessura, notou-se que a relação entre o módulo de elasticidade só interferiu, mesmo que de forma sutil, quando fora utilizado um valor menor (curva cinza) que o estabelecido como parametro (curva amarela).

Gráfico 5 - Distribuição de pressão no estado ativo - (B=0,7m - Com interface)

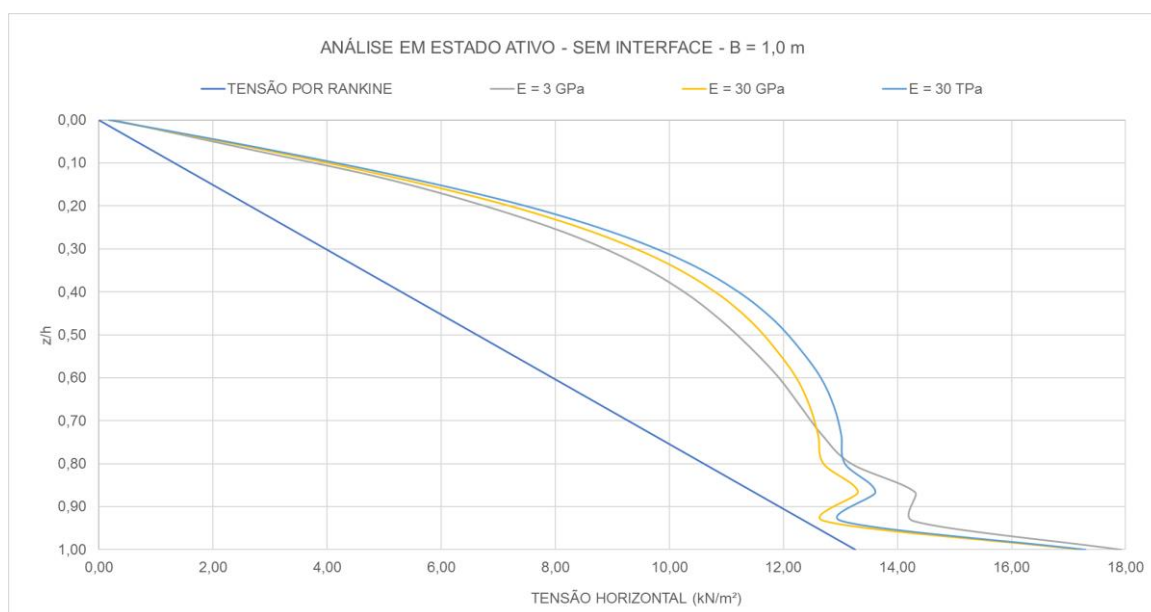


Fonte: Autor (2019)

O Gráfico 5 obteve comportamento muito similar ao Gráfico 3, sendo visível aqui, que a medida que o muro teve sua espessura aumentada, os valores das curvas numéricas tenderam a aumentar, mesmo sem muita variação com a profundidade do maciço.

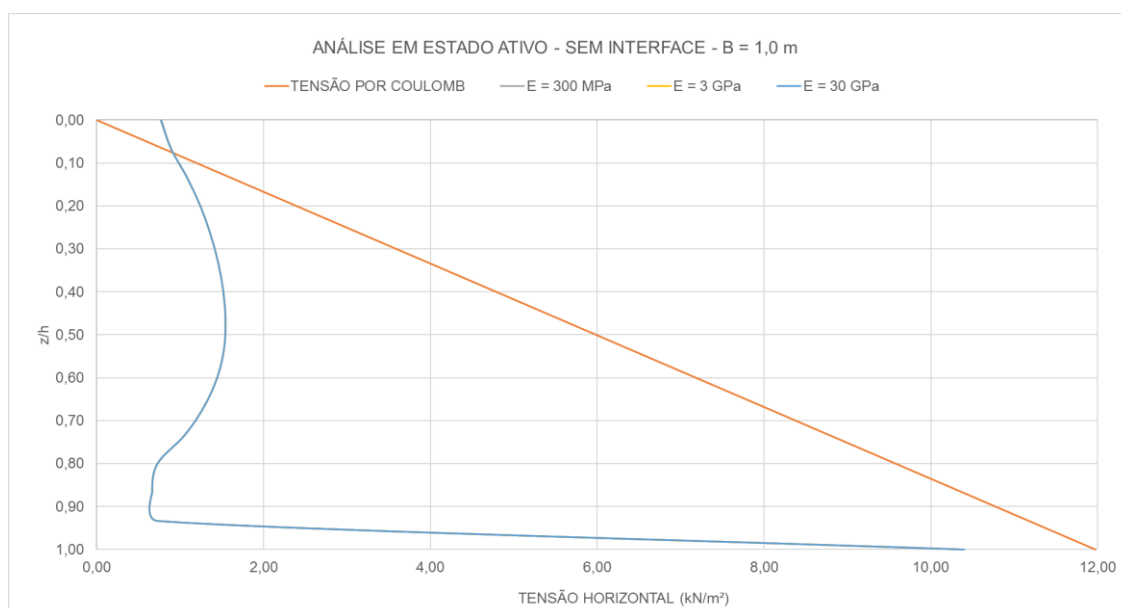
4.2.3. Base de 1,0 m

Gráfico 6 - Distribuição de pressão no estado ativo - (B=1,0 m - Sem interface)



Fonte: Autor (2019)

Gráfico 7 - Distribuição de pressão no estado ativo - (B=1,0 m - Com interface)



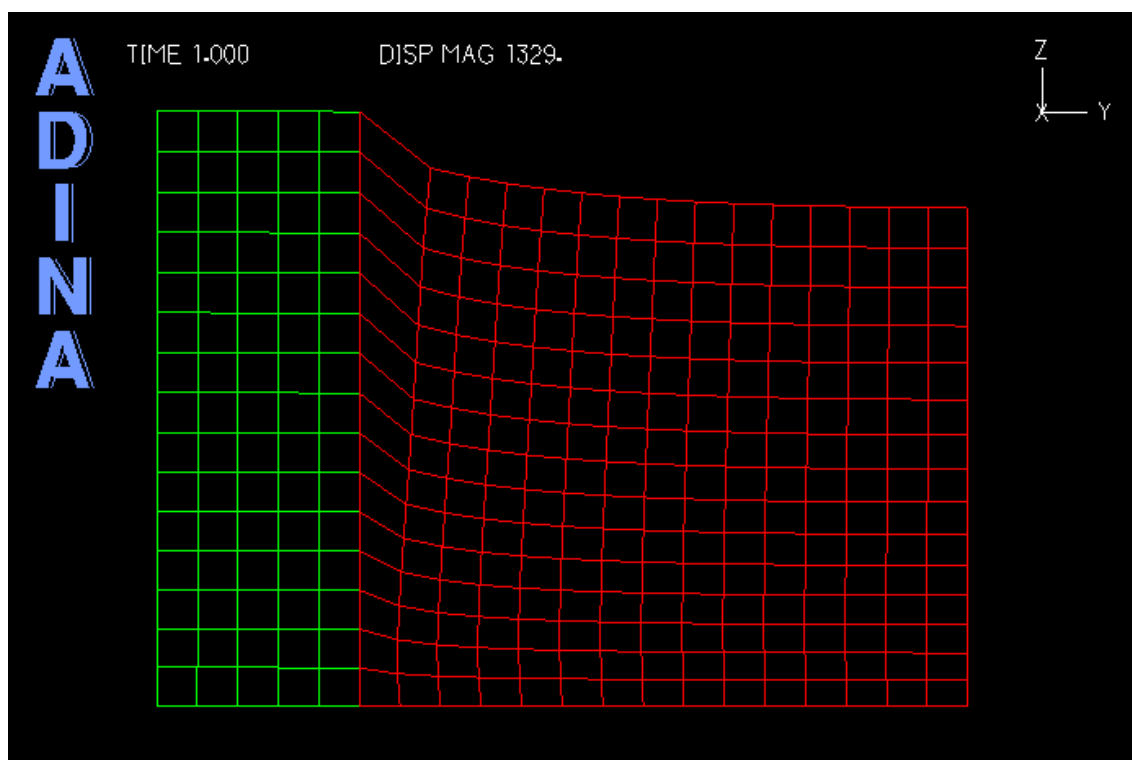
Fonte: Autor (2019)

O Gráfico 6 e o Gráfico 7 seguem com características semelhantes aos anteriores. No geral, pode-se dizer que em relação as paredes rígidas, os resultados obtidos com os dois métodos parecem satisfatórios, mesmo as curvas não apresentando um comportamento semelhante. As curvas obtidas através do método de interface fina se mostraram inconsistentes, mesmo com variação da espessura e do módulo de elasticidade, as tensões se mostraram bem abaixo do esperado pelo método analítico.

4.3. INFLUÊNCIA DA INTERFACE

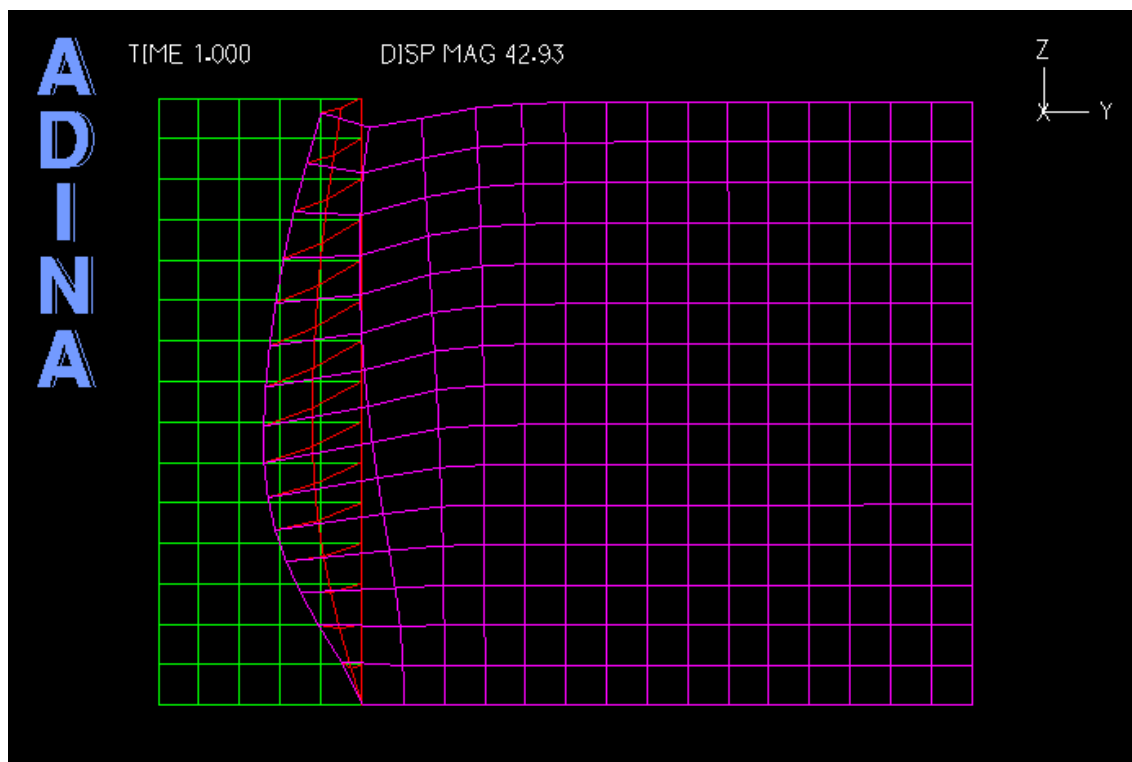
Em sequência, com a Figura 21 e Figura 22 estão apresentadas as deformações nos casos "sem interface" e "com interface fina", respectivamente:

Figura 21 - Deslocamento do sistema solo-muro sem interface



Fonte: Autor (2019)

Figura 22 - Deslocamento do sistema solo-muro com interface



Fonte: Autor (2019)

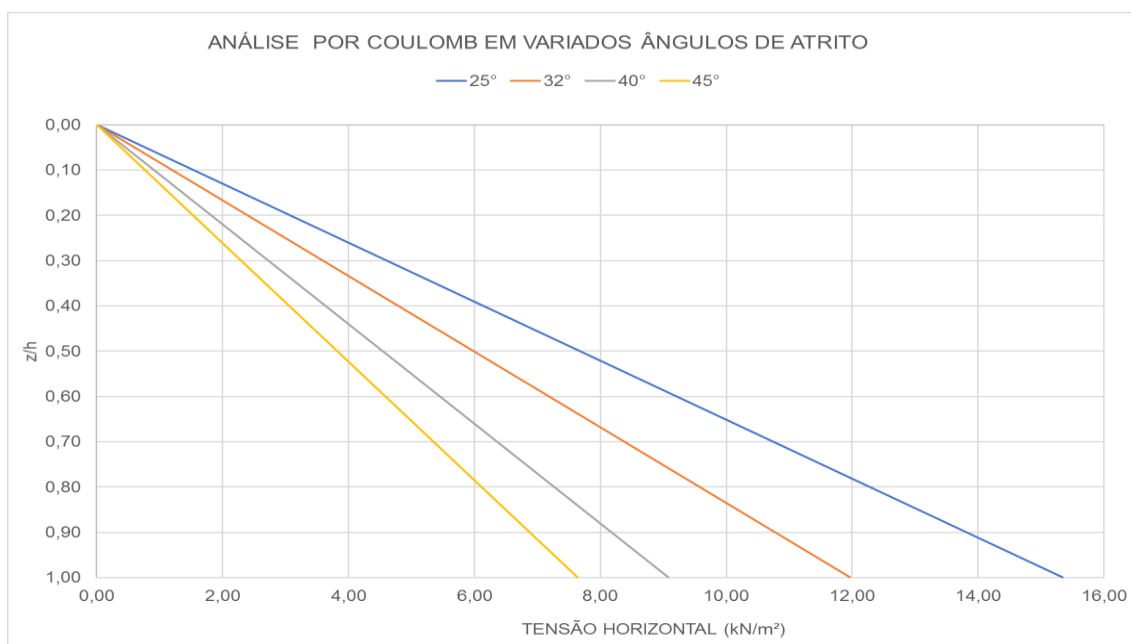
Como apresentado na seção anterior, mesmo que os resultados numéricos tenham sido aproximados, as deformações em cada método foram diferentes. Sem a interface, o solo seguiu se movendo nó a nó com a parede do muro, já com uma interface fina e sem resistência, o solo deslizou junto a interface, por sua baixa resistência, essa facilmente se deforma, permitindo que o muro e o solo se comportassem de forma independente.

4.4. INFLUÊNCIA DO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO DO SOLO (ϕ)

A influência das propriedades do solo também foram analisadas, afim de se conhecer a interferência que diferentes ângulos de atrito interno (ϕ) poderiam provocar.

De acordo com a fórmula desenvolvida por Coulomb, a pressão da terra no muro de contenção aumentaria enquanto o ângulo de atrito interno diminui. Em particular, com as análises feitas para este trabalho, as pressões máximas variaram entre, 7,64 kPa para $\phi = 45^\circ$ a 15,35 kPa para $\phi = 25^\circ$, como visto no Gráfico 8.

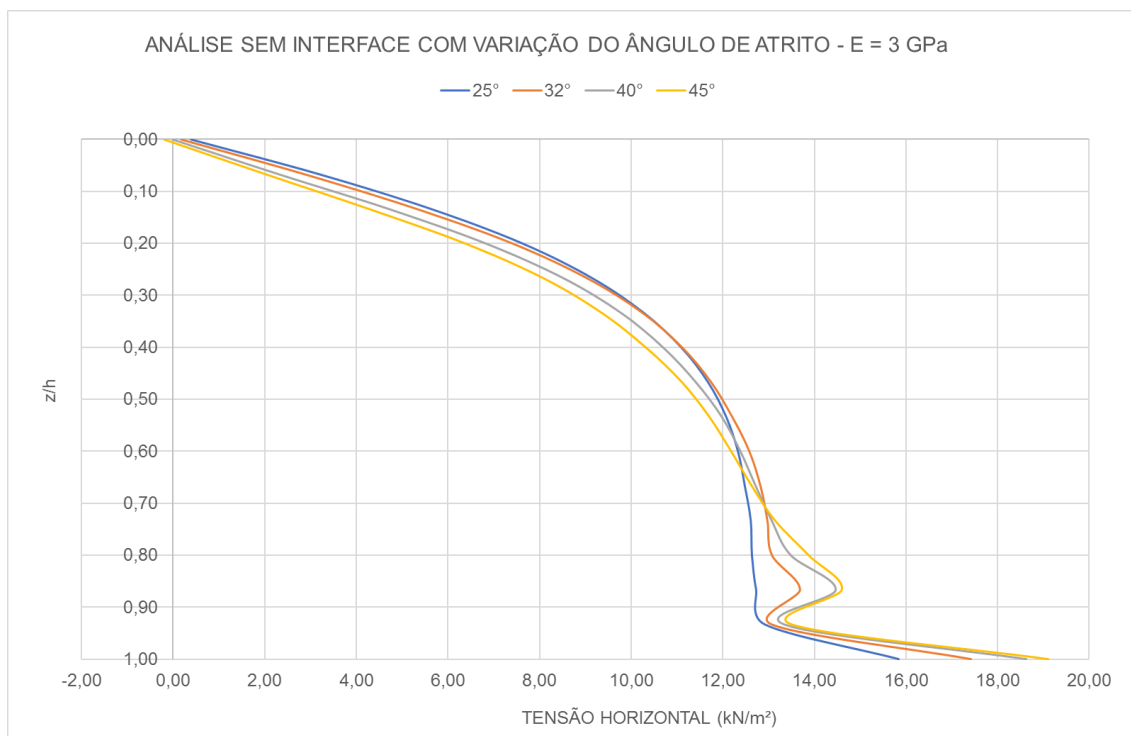
Gráfico 8 - Influência do ângulo de atrito interno do solo na tensão de terra de acordo com Coulomb



Fonte: Autor (2019)

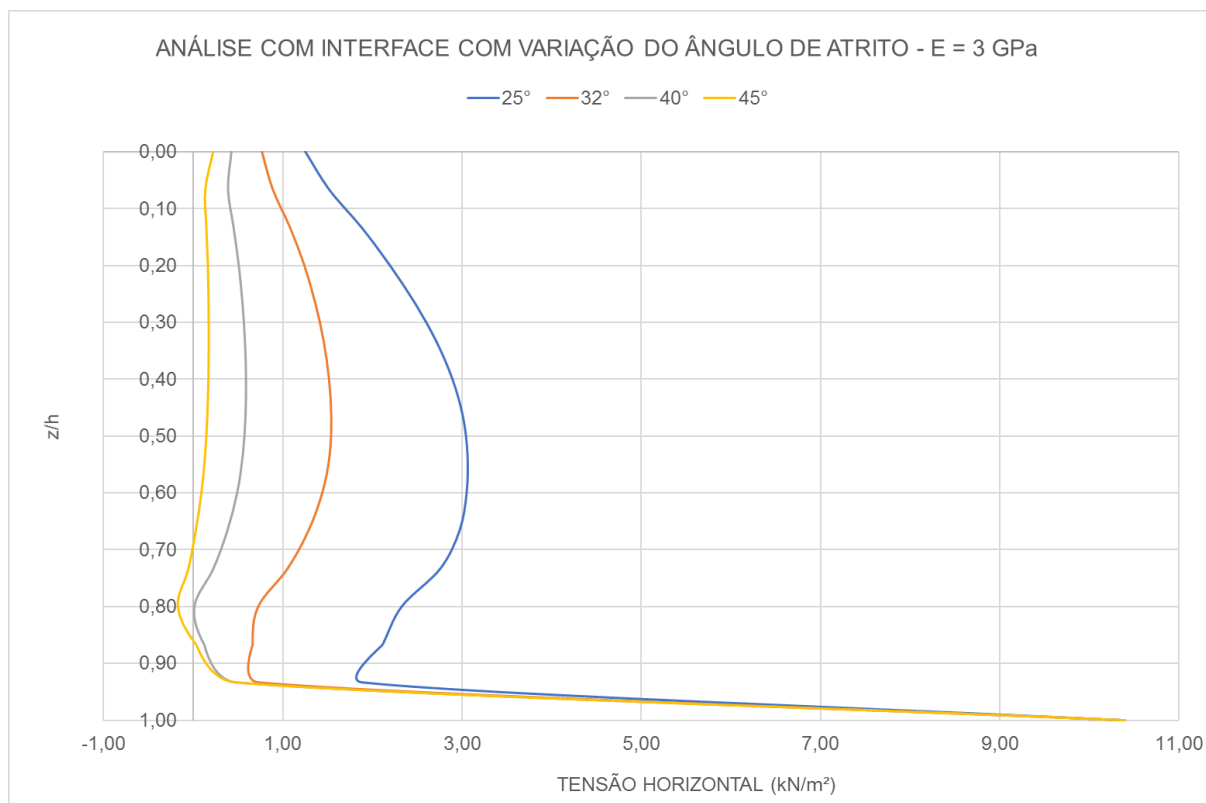
Os resultados obtidos no ADINA no contexto de paredes rígidas são apresentados abaixo pelo Gráfico 9 e Gráfico 10.

Gráfico 9 - Influência do ângulo de atrito interno sem a presença da interface



Fonte: Autor (2019)

Gráfico 10 - Influência do ângulo de atrito interno com a presença da interface



Fonte: Autor (2019)

Ao contrário do que é proposto por Coulomb, os modelos em elementos finitos não apresentaram mudanças significativas na pressão quando o ângulo de atrito interno do aterro variou. Enquanto que no modelo com interface (Gráfico 10), ainda que com um comportamento fora do esperado, as tensões cresciam com os menores ângulos de atrito interno, na ausência da interface (Gráfico 9), as tensões, mesmo que de forma sutil, também aumentavam a medida que o ângulo crescia.

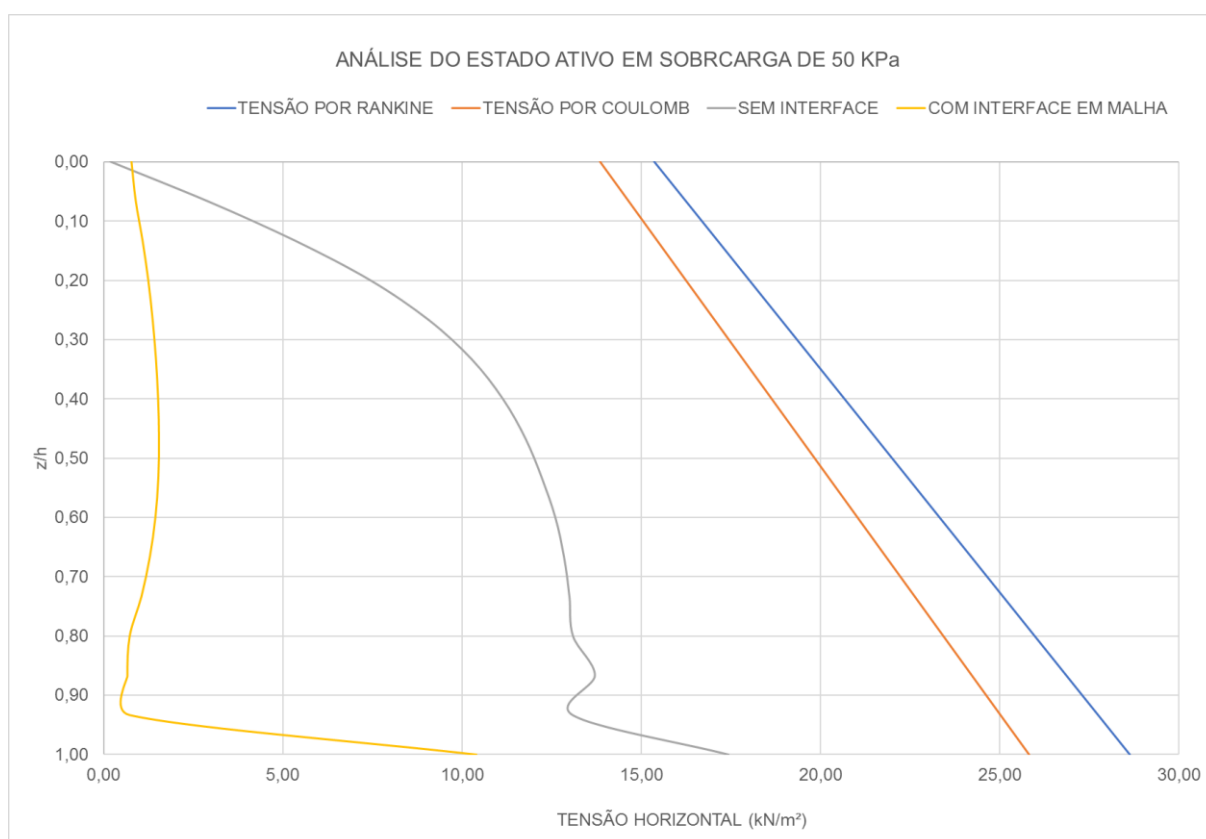
Esta observação relativa ao ângulo de atrito interno do solo é um tanto inesperada, pois este é o parâmetro com principal influência sobre as pressões de terra. Aqui, apesar do uso de um novo material de Mohr-Coulomb, um ϕ diferente, bem como uma nova malha associada aos modelos, os resultados permanecem quase que os mesmos. Para este problema, não fora encontrada uma justificativa dentro dos parâmetros estudados na literatura. Um dos fatos analisados que podem ter relação direta com este resultado foi o modelo ter dimensões bem menores do que as que foram utilizadas nos trabalhos de Sandrekarimi (2013) e Jiguet (2016), sendo relevante também, o fato de que em suas pesquisas os ângulos iniciavam em 10°, e,

para o modelo deste, o software não gerava tensões quando inseridos ângulos menores que 25°.

4.5. INFLUÊNCIA DE UMA SOBRECARGA NO ATERRO

Para construção do Gráfico 11 inicialmente uma pressão de 50 kPa foi aplicada na superfície do aterro. Este estudo feito apenas uma vez, permitiu verificar se o software retransmitia corretamente a carga à parede. E o resultado não saiu como o esperado e o software não identificou a presença da sobrecarga. Notou-se as curvas amarela e cinza são as mesmas presentes no Gráfico 6 e Gráfico 7, para um módulo de elasticidade da parede de 30 GPa. Caracterizando como uma função ineficiente do software ao modelo.

Gráfico 11 - Influência da sobrecarga nas tensões do solo



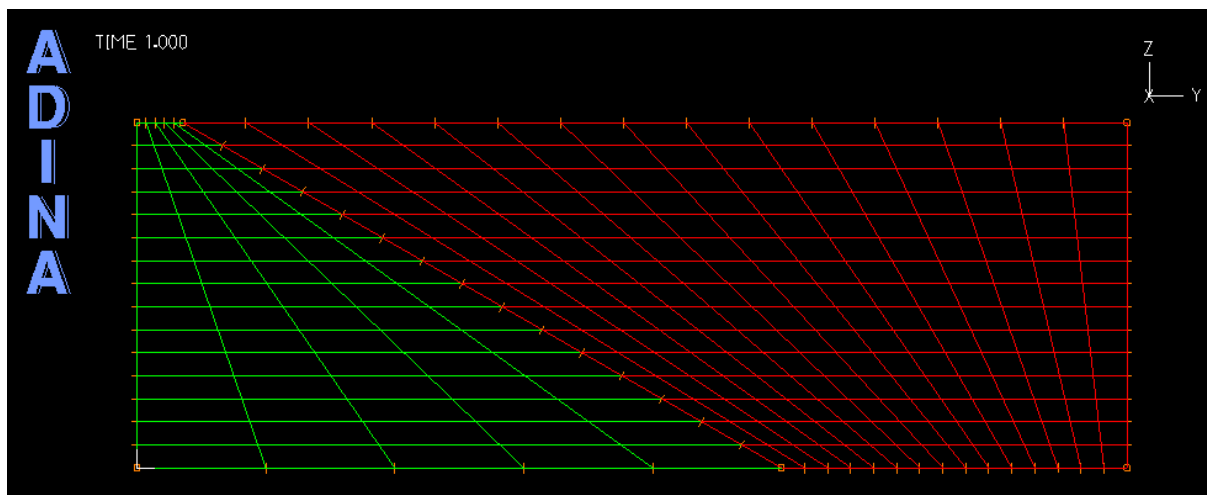
Fonte: Autor (2019)

Este resultado foi insatisfatório, haja vista que em seu trabalho, Jiguet (2016) tivera obtido curvas que respeitavam a teoria.

4.6. INFLUÊNCIA DA INCLINAÇÃO DA PAREDE

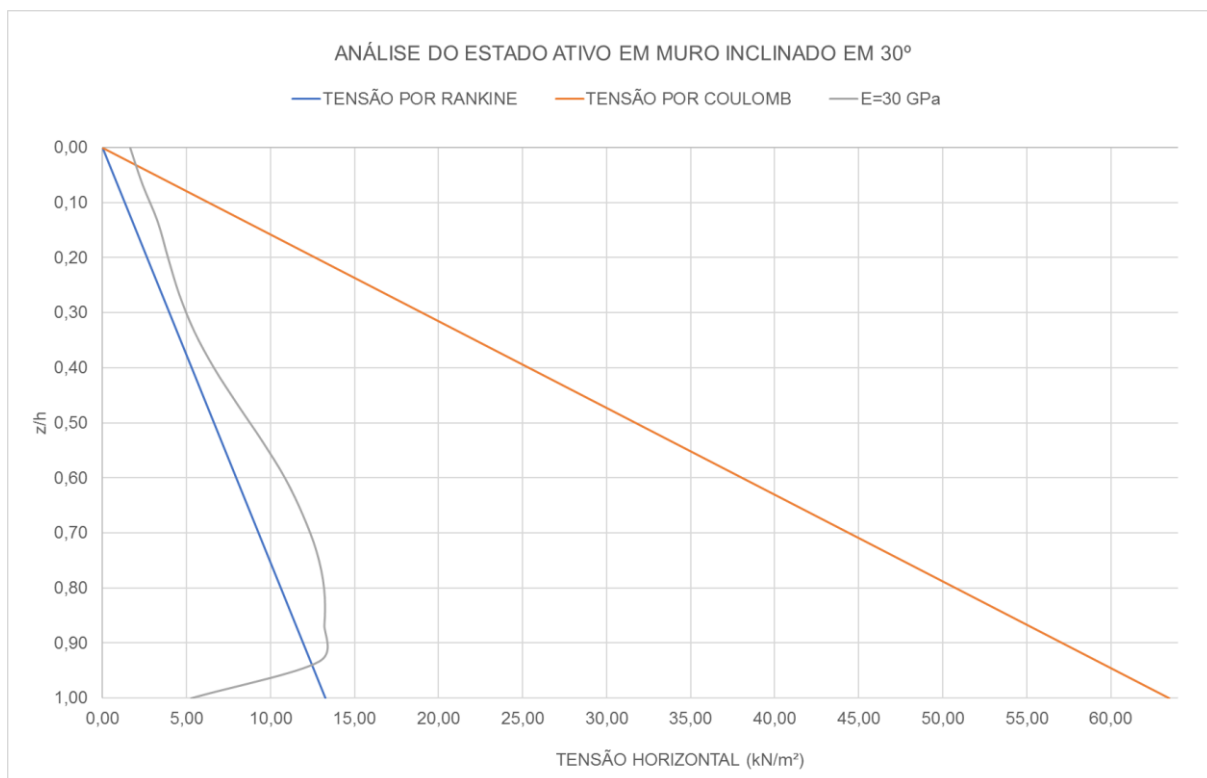
Um modelo com uma parede inclinada a 30° da vertical foi realizado.

Figura 23 - Modelo com muro inclinado a 30° com a vertical



Fonte: Autor (2019)

Gráfico 12 - Distribuição das tensões em um muro com inclinação de 30° com a vertical



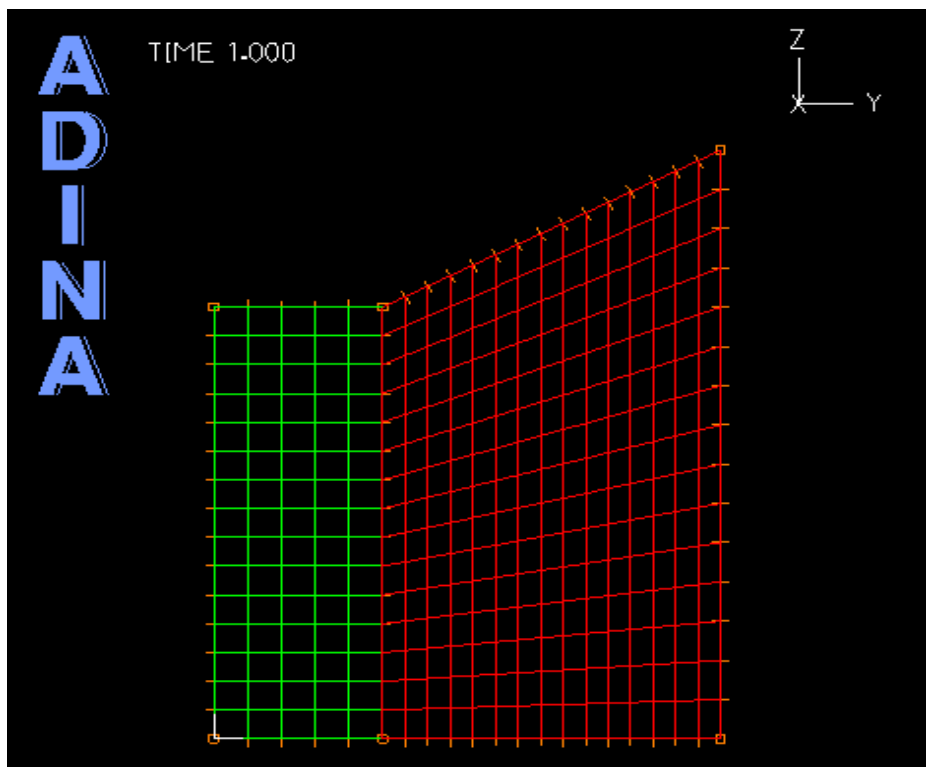
Fonte: Autor (2019)

A inclinação da estrutura de contenção deve trazer pressão adicional na parede. Além do empuxo lateral, uma força vertical devido ao peso próprio do aterro acima da porção inclinada o muro será adicionada à superfície da parede. Os resultados fornecidos pelo ADINA são pouco mais que 3 vezes menores que os propostos pelo método de Coulomb, mas satisfatórios se comparados ao método de Rankine. Tal diferença pode ser explicada pelo fato de que o software não leva em conta um desses dois componentes. Sendo o modelo Mohr-Coulomb não adequado para essa condição.

4.7. INFLUÊNCIA DA INCLINAÇÃO DO TERRENO

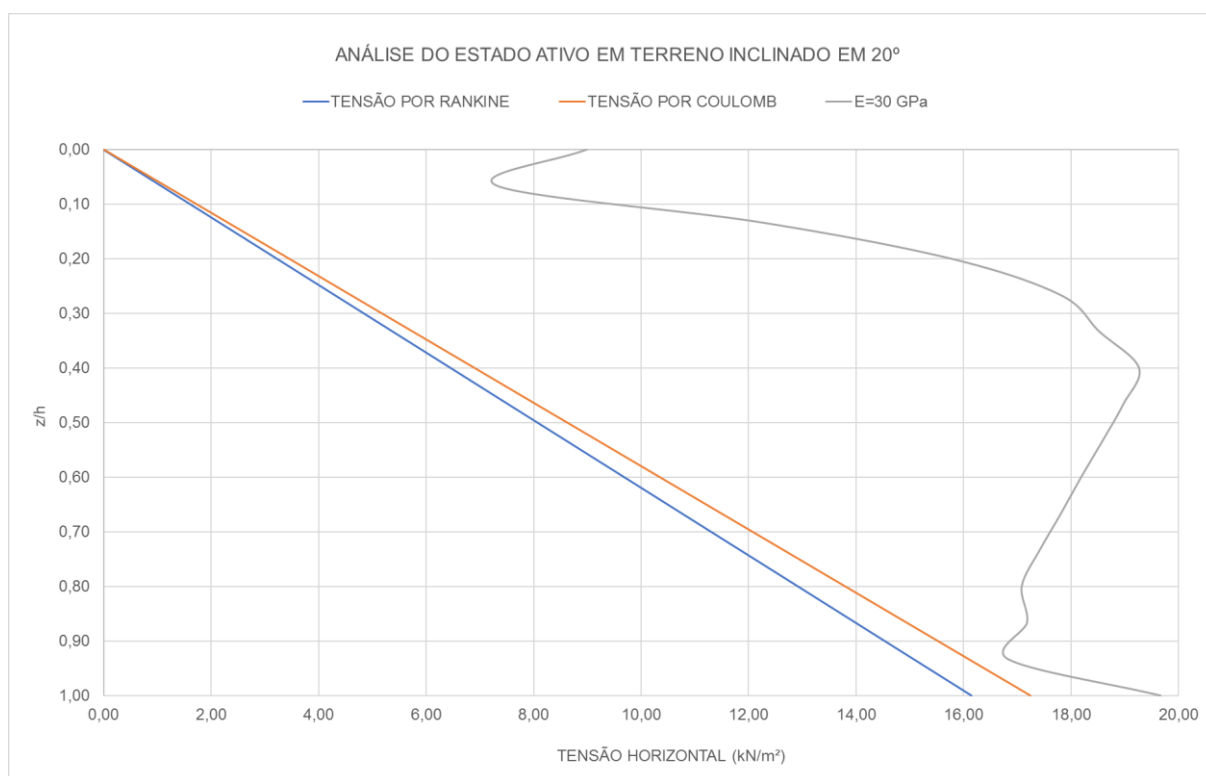
A Figura 24 exemplifica o modelo com um aterro inclinado em um ângulo de 20° com a horizontal. Para o resultado obtido como Gráfico 13, aparentemente o software interpretou o a inclinação do terreno como um tipo de sobrecarga, sendo aparentemente satisfatória, como previsto por Jiguet (2016), por ser um modelo com o comprimento de solo pequeno, as tensões máximas alcançadas, foram bem próximas aos métodos teóricos.

Figura 24 - Modelo com solo inclinado a 20° com a horizontal



Fonte: Autor (2019)

Gráfico 13 - Distribuição das tensões no muro com o solo inclinado em 20° com a horizontal



Fonte: Autor (2019)

4.8. COMPARAÇÃO COM O PROPOSTO POR JIGUET (2016)

Ao observar os resultados apresentados por Jiguet (2016), ficou evidente a diferença entre os resultados obtidos neste trabalho, com o software ADINA e os resultados apresentados pelo referido autor em sua pesquisa. De certo modo este fato já era esperado, pois, com a limitação de 900 nós oferecida pela versão estudantil, não haveria como reproduzir seus modelos com exatidão. Dessa forma, foram propostas alterações que possibilitassem verificar a eficácia do software nessas condições. Nosso modelo, portanto, fornece uma boa aproximação das pressões de terra quando analisados os casos simples (sem e com interface, parede e solo não inclinados).

4.9. PROBLEMAS COM MODELAGEM DIGITAL

Alguns problemas com os modelos de elementos finitos dificultaram o caminhar do trabalho. Todos esses estão relacionados ao grupo do material geotécnico “Mohr-Coulomb” do software ADINA.

Os cálculos não convergem quando:

- Nenhuma força (diferente do peso próprio) se aplica ao aterro. Portanto, uma pressão constante de $0,1 \text{ N/m}^2$ teve que ser aplicada no aterro;
- Quando esse material foi modelado no “estado plano de tensões”;
- Quando fora inserida uma ação externa, como no caso da sobrecarga; e
- Quando a interface estava inserida entre o solo e o muro.

Jigué (2016), cita que estas dificuldades também foram encontradas por Petersson (2012), que não conseguiu fazer seu modelo proposto na dissertação de mestrado funcionar no software ADINA.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho apresentou um o modelo numérico de um muro de contenção em concreto, engastado em sua base, contendo um aterro de solo arenoso. As análises foram propostas em modelos com diferentes condições: com e sem presença de interface e variando a flexibilidade e espessura da estrutura de contenção. As pressões obtidas por meio das análises em elementos finitos puderam ser comparadas às obtidas com os métodos de Rankine e Coulomb.

Assim, considerando as dificuldades para realização deste, de forma geral, conclui-se que: em comparação a metodologia analítica, o comportamento das estruturas de contenção foi avaliado como insatisfatório, sendo perceptível que as curvas numéricas não seguem estritamente as previsões teóricas, o que pode ser explicado pelo fato de os muros serem bastante rígidos, impedindo que o solo mobilize sua total resistência em cisalhamento, retornando ao estado ativo; às condições avaliadas, evidenciam curvas com comportamentos totalmente distintos dos que são previstos pela teoria, sendo essas, em nenhuma situação, correspondente ao resultado analítico; os esforço coletados, embora não correspondentes, possuem valores máximos bem próximo dos calculados; e, por fim, ao problema que fora proposto, as comparações entre os resultados obtidos seguiram com frequentes problemas de convergência quando utilizado o material de Mohr-Coulomb. Portanto, pode-se dizer que para a versão estudantil, limitada aos 900 nós, o modelo utilizado talvez não seja o mais adequado, ou refinado para as condições testadas, não apresentando uma resolução eficaz a este.

REFERÊNCIAS

BARROS, P. L. de A. **Obras de CONTENÇÃO - Manual Técnico**. Jundiaí: São Paulo. Maccaferri, 2011. 184 p.

BOWLES, Joseph E. **Foundation analysis and design**. 5. ed. Singapore: McGraw-Hill, 1997. 1207 p.

BUDHU, Muni. **Fundações e estruturas de contenção**. Rio de Janeiro: LTC, 2017. 427 p. [Tradução e revisão técnica] Luiz Antônio Vieira Carneiro, Maria Esther Soares Marques.

CAPUTO, Homero Pinto; CAPUTO, Armando Negreiros. **MECÂNICA DOS SOLOS E SUAS APLICAÇÕES: MECÂNICA DAS ROCHAS, FUNDAÇÕES E OBRAS DE TERRA**. 7. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 2017. 560 p.

GERSCOVICH, Denise; DANZIGER, Bernadete Ragoni; SARAMAGO, Robson. **Contenções: Teoria e aplicações em obras**. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 319 p.

JIGUET, Sydney. **ÉTUDE DE LA PRESSION DES TERRES SUR DES MURS DE SOUTÈNEMENT PAR MODÉLISATION NUMÉRIQUE**. 2016. 71 f. Dissertação (Mestrado) - Maîtrise Professionnelle, Université de Montréal - École Polytechnique de Montréal, Montréal, 2016

K. J. BATHE (Usa). ADINA User Interface Command Reference Manual: Volume I: ADINA Solids & Structures Model Definition. Watertown, Ma: --, 2008. 1042 p.

RANZINI, Stelvio M. T.; NEGRO JÚNIOR, Arsenio. OBRAS DE CONTENÇÃO: TIPOS, MÉTODOS CONSTRUTIVOS, DIFICULDADES EXECUTIVAS. In: HACHICH, Waldemar et al (Ed.). **FUNDAÇÕES: TEORIA E PRÁTICA**. 2. ed. São Paulo: Pini Ltda, 1998. Cap. 13. p. 497-515.

MARANGON, Marcio. **MECÂNICA DOS SOLOS**: Juíz de Fora: Visual, 2018. 25 p.

MOLITERNO, A. **Caderno de muros de arrimo**. São Paulo: Blücher LTDA, 1980. 194 p.

SANDREKARIMI, A.; DAMAVANDINEJAD MONFARED, S. **NUMERICAL INVESTIGATION OF THE MOBILIZATION OF ACTIVE EARTH PRESSURE ON RETAINING WALLS**: Enquête numérique de la mobilisation de la pression de la terre active sur les murs de retenue. 2013. 4 f. Western University, Department of Civil and Environmental Engineering, Spencer Engineering Building, London, Ontario, Canadá, 2013.

TACITANO, Marcelo. **Análise de paredes de contenção através de método unidimensional evolutivo**. 2006. 296 f. Tese (Doutorado) – Área de concentração: Estruturas, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP, 2006.