

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM MURO DE ARRIMO EM ESTRUTURA
MISTA EM CONCRETO ARMADO E BLOCO ESTRUTURAL: estudo de caso em
João Monlevade, Minas Gerais**

Tiago da Silva Marques*
Wagner Cavaliere de Souza**
Mayara Roberta de Castro***

RESUMO

Este trabalho analisa o desempenho estrutural de um muro de arrimo em sistema misto localizado em João Monlevade, Minas Gerais, com o objetivo de identificar as causas da instabilidade observada na estrutura. O levantamento foi realizado por meio de visita técnica, coleta de informações em campo, entrevistas, análises geotécnicas e modelagem estrutural realizada nos *Softwares* Ftool®, PCalc-1.4®, Excel® e FlexCisTor®. A pesquisa analisou o desempenho dos painéis de alvenaria, pilares, vigas e da interação solo estrutura, verificando se os componentes possuíam resistência adequada aos esforços aplicados. Os resultados mostraram problemas importantes no funcionamento da alvenaria, das armaduras e do sistema de fundação. Isso revelou que o muro não tinha a estabilidade mínima esperada para este tipo de construção. A análise integrada das informações apontou que a combinação entre ausência de projeto estrutural adequado, subdimensionamento dos elementos e fundação incapaz de garantir rigidez contribuiu diretamente para os deslocamentos e para o início do tombamento.

Palavras-chave: Interação solo-estrutura. Alvenaria estrutural. Fundação.

This study analyzes the structural performance of a mixed-construction retaining wall located in João Monlevade, Minas Gerais, with the aim of identifying the causes of the instability observed in the structure. The investigation was carried out through a technical site visit, field data collection, interviews, geotechnical analyses, and structural modeling using the *software* Ftool®, PCalc-1.4®, Excel®, and FlexCisTor®. The research assessed the behavior of the masonry panels, columns, capping beam, and the soil–structure interaction, verifying whether the components exhibited adequate resistance to the applied loads. The results revealed significant deficiencies in the performance of the masonry, reinforcement, and foundation system, indicating that the wall did not meet the minimum stability requirements expected for structures of this type. The integrated analysis showed that the combination of the absence of an adequate structural design, undersized elements, and a foundation unable to provide sufficient stiffness directly contributed to the displacements and the onset of overturning.

Keywords: Soil–structure interaction. Structural masonry. Foundation.

* Rede de Ensino Doctum – Unidade João Monlevade – aluno.tiago.marques@doctum.edu.br
graduando em Engenharia Civil

** Rede de Ensino Doctum – Unidade João Monlevade – prof.wagner.souza@doctum.edu.br
– Me. Engenharia Civil

*** Rede de Ensino Doctum – Unidade João Monlevade – prof.mayara.castro@doctum.edu.br
– Ma. Engenharia Civil

1. Introdução

O acelerado crescimento populacional, nas últimas décadas, gerou uma crescente valorização dos terrenos em regiões planas e centrais, impulsionando assim a população a buscar regiões mais acessíveis, muitas vezes em terrenos íngremes. Em geral, essas edificações necessitam de apoio estrutural para se adequarem ao planejamento arquitetônico ou devido às particularidades do solo que dificultam a continuidade da obra na sua configuração original.

Os muros são elementos fundamentais da engenharia civil e estão presentes em uma grande variedade de projetos, abrangendo construções residenciais e comerciais, infraestrutura hidráulica (vias e estradas) e projetos hidráulicos (cursos d'água). Esses elementos estruturais podem ser classificados, principalmente, em muros de arrimo por flexão, construídos em concreto armado (material composto pela junção do concreto, que resiste bem à compressão, e do aço, que oferece resistência à tração), e muros de gravidade, que resistem aos empuxos por meio do seu próprio peso. Os muros de gravidade podem ser executados com diversos materiais, como pedra-argamassada, alvenaria, concreto ciclópico, gabiões (estruturas de aço feitas de malha enchidas com rochas), pneus reciclados, alvenaria estrutural e solo-cimento (Santana, 2006).

O trabalho busca responder à pergunta: quais fatores estruturais influenciaram na estabilidade do muro de arrimo em estudo?

Este trabalho tem por objetivo geral analisar o desempenho estrutural de um muro de arrimo localizado em uma empresa do ramo alimentício em João Monlevade, Minas Gerais. Para isso, busca-se analisar as condições estruturais e construtivas do muro, avaliar as soluções adotadas anteriormente e simular o comportamento da estrutura com auxílio de *software*, visando compreender seu funcionamento atual e a real necessidade de intervenções.

A pesquisa tem como ponto de partida uma revisão literária, com o objetivo de compreender os principais aspectos estruturais que influenciam o desempenho de muros de contenção. Em seguida, é realizada uma visita técnica ao local para coleta de informações, analisando as condições estruturais e construtivas do muro, de modo a compreender o comportamento da estrutura existente e avaliar a necessidade de intervenções, a partir do confronto entre as condições reais e os princípios teóricos estabelecidos.

Parte-se da hipótese de que o mal dimensionamento da estrutura, ou até mesmo a ausência de um projeto técnico adequado, resultou em deformações estruturais, como envergamento e tombamento parcial da estrutura. Esses problemas indicam que a estrutura não atendeu aos requisitos normativos, resultando em deslocamentos excessivos, comprometendo sua estabilidade (Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT NBR 6118, 2023).

A realização deste estudo se justifica pela importância dos muros de arrimo como elemento de contenção em obras de infraestrutura e construções em terrenos com desníveis. Por se tratarem de soluções seguras e economicamente viáveis, os muros são amplamente utilizados na construção civil. Contudo, quando não devidamente projetados e supervisionados por profissionais capacitados, podem ser superdimensionados, elevando os custos da obra, ou subdimensionados, resultando em falhas estruturais graves, como rompimentos parciais ou totais da estrutura, ocasionando prejuízo financeiro e colocando em risco a vida dos usuários.

2. Referencial teórico

2.1 Principais Estruturas de Contenção

As estruturas de contenção podem ser classificadas em passivas, que utilizam a gravidade e a geometria para resistir aos impulsos horizontais causados pelo solo, e ativas, que são aquelas que se deformam até mobilizar o empuxo ativo (Santana, 2006).

2.1.1 Muros de Gravidade

Estrutura de contenção passiva, geralmente empregada para conter pequenos ou médios desníveis, podendo ser construída com diferentes materiais e métodos construtivos, sendo os mais utilizados (Moliterno, 1994):

- Concreto simples e concreto ciclópico, construído através do preenchimento de formas com concreto e blocos de rocha de diferentes dimensões;

- Gabiões, formados por gaiolas metálicas em malha hexagonal de aço galvanizado, preenchidas manualmente com pedras. Essa técnica dispensa a necessidade de drenagem;
- Alvenaria de pedra argamassada, constituída pelo empilhamento manual de pedras, associado à aplicação de argamassa de cimento e areia para o preenchimento dos vazios entre os blocos;
- Sacos de solo-cimento, construídos por meio de sacos preenchidos com mistura de solo e cimento, em proporção de 1:10 e 1:15, sendo posicionados em camadas horizontais e posteriormente compactados;
- Pneus usados, depositados em camadas horizontais, amarrados entre si por corda ou arame, e preenchidos com solo compactado, garantindo estabilidade devido à resistência mecânica dos pneus.

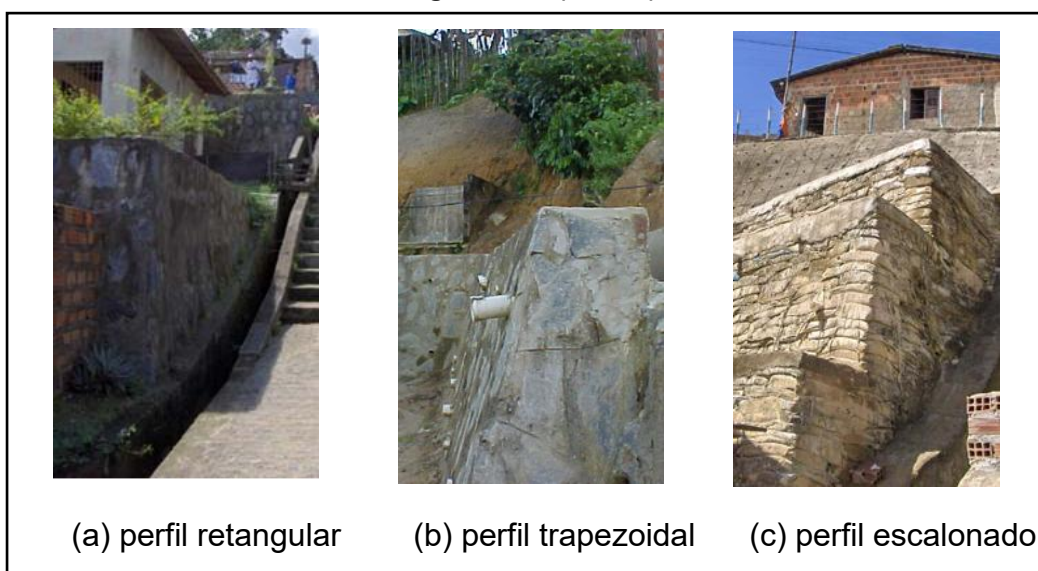
Segundo Moliterno (1980), os muros de arrimo por gravidade podem ser do tipo perfil retangular, trapezoidal e escalonado, conforme a Figura 1.

(a) perfil retangular: possui forma simples, com largura constante da base ao topo;

(b) perfil trapezoidal: apresenta base mais larga e topo mais estreito, proporcionando maior estabilidade;

(c) perfil escalonado: formado por degraus ou patamares, reduzindo o volume de concreto e aumentando a resistência.

Figura 1 – Tipos de perfil



Fonte: Santana, 2006.

2.1.2 Muros de Flexão de concreto armado e alvenaria estrutural

Os muros de flexão de concreto armado são estruturas de contenção ativas, de geometria esbelta e seção transversal, geralmente, em formato de L. São construídos a partir de concreto armado, projetado para resistir aos empuxos laterais do solo através da flexão da parede vertical, utilizando parte do peso do maciço de solo que se apoia sobre a base para manter o equilíbrio da estrutura (Sousa, 2021).

Figura 2 – Muro de flexão em concreto armado



Fonte: Aveiro, 2022.

Os muros de arrimo em alvenaria estrutural atuam como elementos resistentes capazes de conter o solo por meio do comportamento monolítico formado pela interação entre blocos, argamassa e, quando aplicável, graute e armaduras. A depender das solicitações atuantes, esses muros podem ser executados como alvenaria não armada, resistindo essencialmente por compressão, ou como alvenaria armada, na qual barras de aço são introduzidas e grauteadas nos alvéolos para garantir desempenho adequado frente às tensões de tração e cisalhamento (Santos Junior, 2014).

Figura 3 – Muro de arrimo de alvenaria estrutural



Fonte: Cimento Montes Claros, 2017.

Dessa forma, o sistema de muros de flexão não depende exclusivamente do peso próprio para garantir a estabilidade. Em vez disso, utiliza barras de aço para resistir aos esforços atuantes, o que permite que seja uma estrutura mais esbelta, leve e capaz de atingir maiores alturas. Essa característica o torna particularmente vantajoso em locais com baixa capacidade de suporte ou em terrenos com restrições de espaço (Sousa, 2021); (Marchetti, 2007).

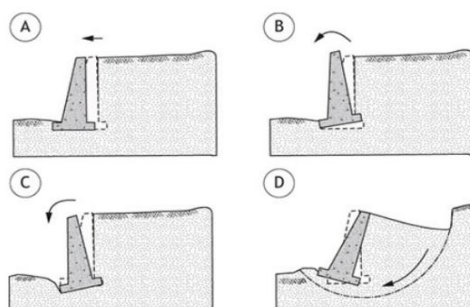
2.3 Deformação e Deslocamento

Durante o dimensionamento, é necessário a verificação do conjunto solo-estrutura, conforme apresentado na Figura 4, onde devem ser analisados o deslizamento, tombamento, capacidade de carga ou ruptura da fundação e estabilidade global, para garantir que a estrutura atenda aos Estado de limite último (ELU) (Sousa, 2021).

De acordo com a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), "os Estados Limites Último (ELU) correspondem às situações em que a estrutura atinge condições associadas ao colapso, à perda de equilíbrio ou à perda de capacidade resistente, não sendo mais capaz de cumprir sua função estrutural com segurança" (ABNT NBR 6118, 2023, versão corrigida 2024, p. 55).

- (a) Deslizamento: contenção se desloca horizontalmente na base sobre o solo.
- (b) Tombamento: ocorre o giro da estrutura em torno de sua base externa.
- (c) Ruptura por capacidade de carga: o solo sob a base do muro cede por ruptura de suporte, afundando a base, fazendo com que a estrutura se desloque.
- (d) Instabilidade Global: toda massa de solo e estrutura se movimentam ao longo da superfície circular de ruptura (Gerscovich, Danziger e Saramago, 2016).

Figura 4 – Condições de estabilidade



Fonte: Moliterno, 1980.

2.4 Estudo da Modelagem Estrutural de Muros de Contenção

2.4.1 Pré-dimensionamento

O pré-dimensionamento ou a concepção estrutural de uma estrutura de contenção é o primeiro passo para a modelagem e cálculo estrutural. Nesta etapa, são analisados aspectos como o terreno, a resistência do solo, o nível d'água e as limitações de divisa, de modo a determinar o tipo de estrutura a ser utilizada, seus níveis, dimensões como comprimento, altura, largura, tipo de fundação e material. A etapa de aprofundamento é crucial para o início da modelagem estrutural (Senes, 2018).

Embora existam diferentes categorias de muros de arrimo, como os muros de gravidade, a presente pesquisa optou por abordar exclusivamente a modelagem do muro de arrimo em concreto armado a flexão e alvenaria estrutural. Esta opção é justificada pelo fato de que o muro em análise neste estudo é um muro misto de flexão e alvenaria, portanto, a modelagem dos muros de gravidade não se mostrou necessária para o seguimento da atividade.

Para o correto dimensionamento de uma estrutura em alvenaria estrutural, a NBR 6136:2016 (item 5.3.1), define que “para aplicação abaixo do nível do solo devem ser utilizados blocos de Classe A”, sendo que, conforme a Tabela 3 da mesma norma, esses blocos devem apresentar resistência característica à compressão axial ≥ 8 MPa.

De posse dessas informações, utilizou-se a Tabela F.1 da ABNT NBR 16868-1:2020, Versão Corrigida: 2021, a qual apresenta as recomendações para a especificação dos materiais empregados na alvenaria estrutural, obtendo-se os seguintes valores apresentados a seguir:

$$f_{bk} = 8 \text{ MPa}$$

$$f_a = 6 \text{ MPa}$$

$$f_{gk} = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{bk} = 6 \text{ MPa}$$

$$f_{bk}^* = 10,5 \text{ MPa}$$

$$f_{gk} = 2 * f_{bk}$$

$$f_{gk} = 2 * 8 \text{ MPa} = 16 \text{ MPa}$$

- f_{bk} = resistência característica à compressão axial;
- f_a = resistência da argamassa;
- f_{gk} = valor característico das ações permanentes;
- f_{bk} = resistência característica de compressão simples do prisma oco;
- f_{bk}^* = resistência característica de compressão simples do prisma cheio.

2.4.2 Correlação do solo com o parâmetro N_{SPT}

Durante a modelagem estrutural de uma contenção, é necessário o conhecimento de informações como ângulo de atrito, coesão, peso específico, entre outros. No entanto, nem sempre essas informações estão ao alcance do profissional. Assim, as Equações (1) e (2) estabelecem a correlação entre o relatório de sondagem e o ângulo de atrito do solo e sua coesão. A Tabela 1, estabelece o peso específico da camada com base na média dos valores dos relatórios de sondagens (Godoy, 1972).

Tabela 1 – Peso específico de solos argilosos

N (golpes)	Consistência	Peso específico (kN/m³)
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥20	Dura	21

Fonte: Adaptado de Godoy 1972.

$$\phi = 28^{\circ} + 4 \cdot N_{SPT} \quad \text{Equação (1)}$$

- ϕ = ângulo de atrito;
- N_{SPT} = número de golpes obtido no Ensaio de Penetração Padrão (*Standard Penetration Test*).

$$C = 10 \cdot N_{SPT} \quad \text{Equação (2)}$$

- C = coesão.

2.4.3 Cálculo de tensões no maciço

Rankine (1857) considera o empuxo como a pressão lateral exercida pelo maciço de solo sobre a estrutura de contenção, que pode ser calculada pelas Equações (3) a (6), as quais determinam os valores das forças laterais atuantes (Marangon, 2018).

$$\sigma_a = q_s \cdot k_a + \sigma_v \cdot k_a \quad \text{Equação (3)}$$

- σ_a = empuxo ativo;
- k_a = coeficiente de empuxo ativo;
- σ_v = tensão vertical na altura h;
- q_s = sobrecarga.

Coeficiente de empuxo ativo:

$$k_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right) \quad \text{Equação (4)}$$

- k_a = coeficiente de empuxo ativo;
- θ = ângulo de atrito.

Tensões verticais:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z + q_s \quad \text{Equação (5)}$$

- σ_v = tensão vertical;
- γ = peso específico do solo;
- z = altura de atuação;
- q_s = sobrecarga.

Empuxo ativo resultante carga trapezoidal:

$$F_a = z \cdot \frac{B_1 + B_2}{2} \quad \text{Equação (6)}$$

- z = altura de atuação;
- B_1 = topo trapézio;
- B_2 = base trapézio.

3. Metodologia

3.1 Delineamento da Pesquisa

A presente pesquisa é classificada como aplicada, uma vez que tem como objetivo resolver um problema específico e prático: as patologias em um muro de arrimo existente em uma indústria alimentícia em João Monlevade, Minas Gerais. O objetivo é apresentar soluções técnicas baseadas em análises estruturais, observações em campo e simulações computacionais, aplicando diretamente os conhecimentos da engenharia à realidade analisada (Siena, *et al.*, 2024).

Segundo Gil (2022), a pesquisa explicativa busca identificar os fatores que influenciam ou contribuem para a ocorrência dos fenômenos, aproximando-se da realidade ao esclarecer as causas e fundamentos que os motivam, podendo utilizar o método observacional ou outros procedimentos aplicados para a coleta dos dados. O presente trabalho pode ser classificado como explicativo, uma vez que seu objetivo principal é analisar e compreender os fatores que levaram ao surgimento de patologias em uma estrutura de contenção localizada na cidade de João Monlevade, Minas Gerais.

Nas pesquisas qualitativas, não se usam números nem técnicas estatísticas para analisar dados, tendo como fontes principais de informações textos, falas, entrevistas e dados observacionais. Já as pesquisas quantitativas são focadas em dados numéricos e análises estatísticas. Estas pesquisas têm como foco principal a coleta e tratamento dos dados em números e análises matemáticas, focada em estudar “o que é” e descobrir as características de um fenômeno. Sendo assim, torna-se crucial a aplicação de ambos os métodos, visto que foram coletados dados qualitativamente, por meio de entrevistas e observações, e foram realizados cálculos e análises dos dados encontrados, sendo necessário um método misto (Siena, *et al.*, 2024).

O estudo de caso tem como propósito atender aos interesses de investigação de um ou poucos objetos onde são reunidas informações numerosas e detalhadas, com objetivo de aprender sobre o todo do fenômeno. Os resultados alcançados no estudo de caso devem ser obtidos da convergência ou da divergência das observações obtidas de diferentes procedimentos, garantindo assim a validação do estudo (Gil, 2022).

3.2 Caracterização do Objeto de Estudo

O objeto de estudo consiste em um muro de arrimo com aproximadamente 4,2 metros de altura e 60 metros de comprimento, conforme Figura 5, localizado em uma indústria alimentícia em João Monlevade Minas Gerais. A estrutura é composta por elementos de alvenaria estrutural e concreto armado, configurando um sistema misto.

A pesquisa tem como foco a análise estrutural do muro de arrimo, observando suas dimensões, patologias, materiais e métodos construtivos, além de um estudo do terreno e seus arredores, buscando compreender os fatores que levaram à sua condição atual.

Figura 5 – Vista geral do muro de arrimo analisado no estudo de caso



Fonte: Elaborado pelo autor, 2025.

As variáveis em estudo abrangem as falhas estruturais presentes na estrutura, como fissuras, trincas, rachaduras, deslocamentos, envergamento e infiltrações, investigando o método construtivo adotado, os fatores que contribuem para o surgimento das falhas, as soluções previamente aplicadas, os potenciais riscos e as alternativas mais adequadas para sua recuperação e reforço.

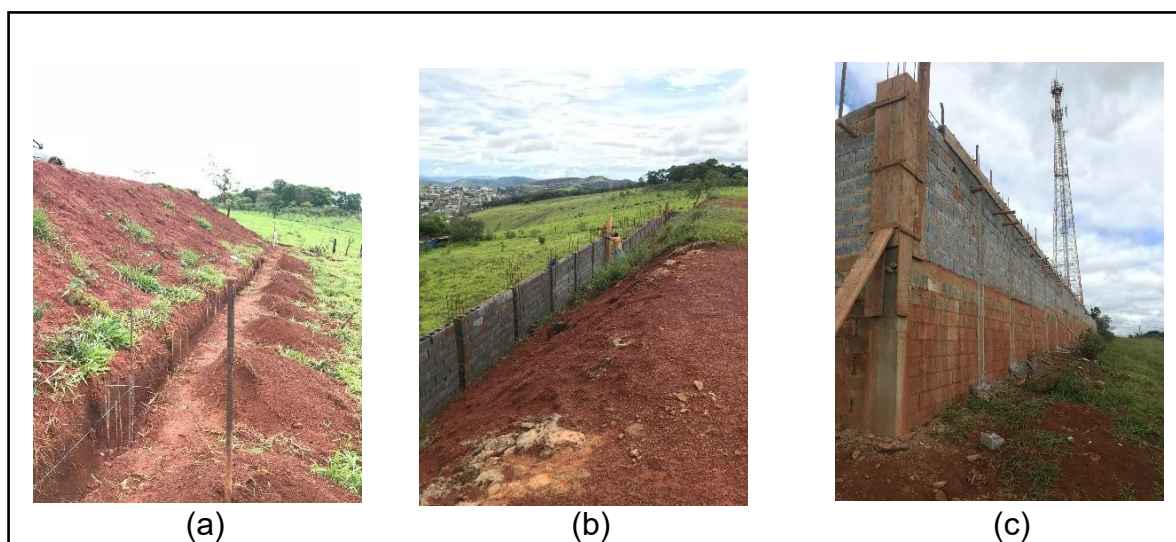
3.3 Métodos e Ferramentas de Coletas

Inicialmente, realizou-se entrevista com o proprietário da empresa para coletar informações sobre o histórico do muro, abordando pontos como a existência de projeto estrutural elaborado por profissional habilitado; realização de projeto de sondagem do solo para identificação das camadas e resistências; acompanhamento profissional durante o processo construtivo; existência e funcionalidade do sistema de drenagem; procedimento de aterro; disponibilidade de registros fotográficos ou

documentais das etapas construtivas, conforme Figura 6, para análise e comprovação.

- (a) Fundação: em estaca escavada com diâmetro de 40 cm e 700 cm de comprimento;
- (b) Construção: etapa construtiva do muro em bloco e alvenaria;
- (c) Estrutura final: estrutura em etapa final de construção.

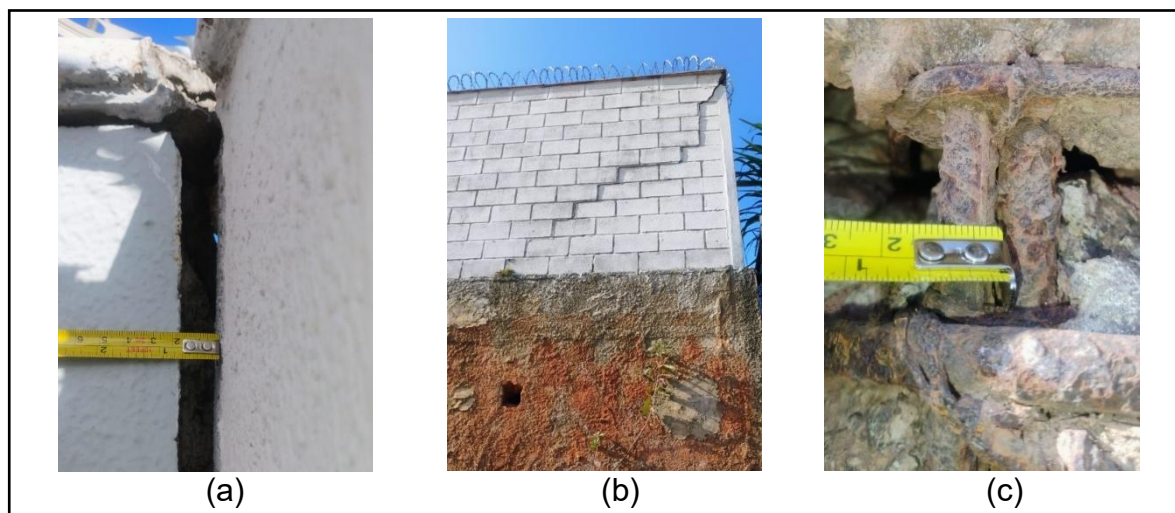
Figura 6 – Etapas de construção



Fonte: Elaborado pelo autor, 2025.

Em seguida, foi realizado o reconhecimento da área, analisando o terreno, desníveis, condições de divisa, cargas sobre a estrutura e o tipo de recobrimento do solo (drenante ou impermeável). Posteriormente, deu-se início à coleta de dados em campo, conforme Figuras 7 e 8, focando na análise e levantamento das deformações e anomalias estruturais, registrando tamanhos, espessuras e regiões de maior ocorrência.

- (a) Deslocamento: muro de fechamento com deslocamento de 1,8 cm;
- (b) Rachadura: abertura maior de 1cm em ângulo de 45°;
- (c) Armadura: pilar com armadura exposta, apresentando seção próxima.

Figura 7 – Análise de campo

Fonte: Elaborado pelo autor, 2025.

Figura 8 – Cobertura do solo

Fonte: Elaborado pelo autor, 2025.

Após coleta e validação, os dados foram utilizados para o processo de modelagem das dimensões da estrutura existente no *Software Ftool*®, *PCalc-1.4*®, *Excel*®, *FlexCisTor_v2.8*®. O objetivo foi analisar os resultados obtidos pelos *softwares*, como deslocamento, resistência ao cisalhamento e momentos fletores, e compará-los com os dados encontrados *in loco*, permitindo comprovar o motivo das falhas.

Para realizar as etapas de campo e análises, utilizou-se os seguintes materiais e equipamentos: Celular: registro fotográfico; Trena: medições de comprimento; Prumo: medição do desaprumo vertical do muro; Linha de pedreiro: medição do

alinhamento horizontal; Equipamentos de proteção individual (EPIs): Bota, perneira e luvas, Planilha: anotação das informações coletadas, *Software* de modelagem e análise gratuitos, Ftool®, PCalc-1.4®, Excel®, FlexCisTor_v2.8®, simulação e cálculo estrutural.

4. Resultados e Discussão

4.1 Determinação dos parâmetros geotécnicos

O cálculo dos parâmetros geotécnicos (ângulo de atrito, coesão e peso específico) seguiu a metodologia de Godoy e Teixeira (1996), com base na média dos valores de N_{SPT} extraídos do relatório de sondagem da região superior do muro, que possui 4,2 metros de altura.

Cálculo do N_{SPT} médio:

$$N_{SPT \text{ médio}} = \frac{4 + 5 + 14 + 20 + 25}{5} = 13,6$$

Ângulo de atrito (ϕ):

$$\begin{aligned}\phi &= 28^0 + 4 \cdot N_{SPT} \\ \phi &= 28^0 + 4 \cdot 13,6 = 33,44^0\end{aligned}$$

Coesão (C):

$$\begin{aligned}C &= 10 \cdot N_{SPT} \\ C &= 10 \cdot 13,6 = 136 \text{ kPa}\end{aligned}$$

Peso específico (γ):

Obtido conforme a Tabela 1 de Godoy (1972), considerando solo de consistência média:

$$\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$$

4.2 Cálculo da alvenaria não armada

No presente estudo, foram empregados nos cálculos de dimensionamento os critérios e as equações estabelecidas pela ABNT NBR 16868-1:2020, Versão Corrigida: 2021, que determina os requisitos para o projeto de estruturas de alvenaria e a NBR 6136:2016, que estabelece os requisitos para produção e aceitação de blocos vazados de concreto simples, destinados à execução de alvenaria com ou sem função estrutural.

4.2.1 Resistência dos materiais

Conforme a ABNT NBR 16868-1:2020, Versão Corrigida: 2021, Tabela 1 – Propriedades da alvenaria, o módulo de deformação longitudinal é determinado pela Equação (11):

$$Ea = 800 f_{bk}^* \quad \text{Equação (7)}$$

$$Ea = 800 * 10,5 \text{ MPa} = 8400 \text{ MPa}$$

- Ea = deformação longitudinal;

f_{bk}^* = resistência característica à compressão da alvenaria.

4.2.2 Resistência ao Cisalhamento

A Tabela 4 da ABNT NBR 16868-1:2020, Versão Corrigida: 2021, define os valores de resistência ao cisalhamento da alvenaria, sendo $f_{vk, \parallel} = 0,15 \text{ MPa}$ para o cisalhamento paralelo às fiadas e $f_{vk, \perp} = 0,60 \text{ MPa}$ para o cisalhamento perpendicular às fiadas.

Para o cálculo da tensão de cisalhamento máxima paralela à fiada, utilizou-se as equações apresentadas a seguir, iniciando pela determinação da resistência característica ao cisalhamento $f_{vd, \parallel}$. Conforme ABNT NBR 16868-1:2020, Versão Corrigida: 2021, esse valor deve ser minorado por um fator de segurança igual a 2, resultando na resistência característica de cálculo para o cisalhamento paralelo. Em sequência, aplica-se a equação de $v_{d, \max \parallel}$ para determinar a tensão de cisalhamento máxima resistente do bloco, considerando o empuxo atuante paralelo às fiadas.

$$f_{vk, \parallel} = \frac{0,15}{2} \quad (\text{Equação 8})$$

$$f_{vd, \parallel} = 0,075 \text{ MPa}$$

- $f_{vk, \parallel}$ = resistência característica ao cisalhamento paralelo;
- $f_{vd, \parallel}$ = resistência característica ao cisalhamento paralelo de cálculo.

$$\tau_{d, \text{máx } \parallel} = \frac{2 \cdot v_{d, \text{máx } \parallel}}{b * t} = f_{vd, \parallel} \quad (\text{Equação 9})$$

$$v_{d, \text{máx } \parallel} = \frac{b * t * f_{vd, \parallel}}{\tau_{d, \text{máx } \parallel}}$$

- $\tau_{d, \text{máx } \parallel}$ = tensão de cisalhamento máximo paralelo;
- $v_{d, \text{máx } \parallel}$ = tensão de cisalhamento máximo paralelo de cálculo;
- b = comprimento da base;
- t = altura.

$$v_{d, \text{máx } \parallel} = \frac{1 * 0,19 * (0,075 * 1000)}{2}$$

$$v_{d, \text{máx } \parallel} = \frac{7,12}{1,5}$$

$$v_{d, \text{máx } \parallel} = 4,74 \text{ KN}$$

Para o cálculo da tensão de cisalhamento máxima perpendicular às fiadas, utilizaram-se as equações apresentadas a seguir, iniciando pela determinação da resistência característica ao cisalhamento $f_{vk, \perp}$. Conforme a ABNT NBR 16868-1:2020, Versão Corrigida: 2021, esse valor deve ser majorado por um fator de segurança igual a 2, resultando na resistência característica de cálculo para o cisalhamento perpendicular. Em sequência, aplica-se a equação de $v_{d, \text{máx } \perp}$ para determinar a tensão de cisalhamento máxima resistente do bloco, considerando o empuxo atuante perpendicular às fiadas.

$$f_{vd, \perp} = \frac{f_{vk, \perp}}{2}$$

$$f_{vd, \perp} = 0,30 \text{ MPa}$$

- $f_{vk, \perp}$ = resistência característica ao cisalhamento perpendicular;

- $f_{vd \perp}$ = resistência característica ao cisalhamento perpendicular de cálculo.

$$vd, \text{máx } \perp = \frac{b * t * f_{vd \perp}}{\tau_{d, \text{máx}}}$$

$$vd, \text{máx } \perp = \frac{1 * 0,19 * (0,3 * 1000)}{2}$$

$$vd, \text{máx } \perp = \frac{28,5}{1,5}$$

$$vd, \text{máx } \perp = 19 \text{ KN}$$

4.2.3 Resistência à Tração na Flexão

A Tabela 3 da ABNT NBR 16868-1:2020, Versão Corrigida: 2021, define os valores característicos da resistência à tração na flexão da alvenaria, considerando as direções perpendicular e paralela às fiadas.

$$f_{tk, \perp} = 0,20 \text{ MPa}$$

$$f_{dk, \perp} = \frac{0,20}{2} = 0,1 \text{ MPa}$$

$$f_{tk, \parallel} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$f_{dk, \parallel} = \frac{0,40}{2} = 0,2 \text{ MPa}$$

Momento fletor máximo admissível:

$$M_{d, \text{max}, \perp} = \frac{b * t^2 * f_{dk, \perp}}{6}$$

$$M_{d, \text{max}, \perp} = \frac{1 * 0,19 * (0,1 * 1000)}{6}$$

$$M_{d, \text{max}, \perp} = 0,6 \text{ KN} * \text{m/m}$$

$$M_{d, \text{max}, \parallel} = \frac{b * t^2 * f_{dk, \parallel}}{6}$$

$$M_{d, \text{max}, \parallel} = \frac{1 * 0,19 * (0,2 * 1000)}{6}$$

$$M_{d, \text{max}, \parallel} = 1,2 \text{ KN} * \text{m/m}$$

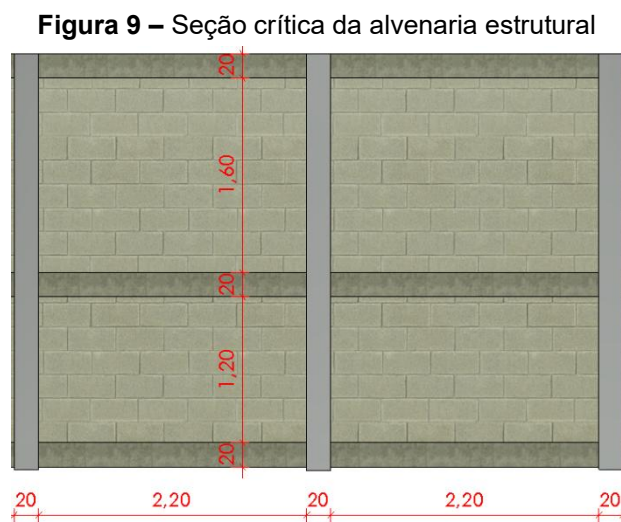
4.2.4 Deslocamento máximo alvenaria

O item 10.3.2 da ABNT NBR 16868-1:2020, Versão Corrigida: 2021, estabelece o limite máximo de deslocamento admissível para elementos de alvenaria estrutural.

$$\frac{L}{300} \text{ ou } 10 \text{ mm}$$

4.3 Análise dos Painéis de Alvenaria Seção Vertical (1,6 m e 1,2 m)

Para a avaliação estrutural deste estudo, optou-se por analisar somente a seção que apresentou o maior sinal de instabilidade, como deslocamentos e tombamento. A seção selecionada corresponde ao trecho central da estrutura, com altura útil de 3,4 metros e espaçamento entre pilares de 2,20 metros, conforme ilustrado na Figura 9. Tal escolha permite representar de forma fiel e segura o comportamento da estrutura, visto que nela se concentram as condições mais desfavoráveis do muro.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2025.

Vão efetivo:

$$l = l_0 + t$$

$$l_1 = 1,6 + 0,19 = 1,79 \text{ m}$$

$$l_2 = 1,20 + 0,19 = 1,39 \text{ m}$$

Para o cálculo do empuxo ativo atuante exclusivamente sobre a alvenaria, fez-se necessário determinar valores distintos de empuxo para cada faixa de altura, uma vez que não seriam considerados os efeitos atuantes na estrutura de concreto armado. Assim, adotaram-se as seções de 1,60 m e 1,20 m de altura, conforme ilustrado na Figura 9.

A tabela 2 apresenta o empuxo ativo total utilizado como referência nos demais cálculos, enquanto as tabelas 3 e 4 detalham os empuxos atuantes especificamente para as alturas de 1,60 m e 1,20 m, respectivamente, obtidos a partir das equações apresentadas no Tópico 2.4.3.

Tabela 2 – Empuxo ativo total

σ_v	KA	σ_a (kPa)	Região
4,7	0,301	1,417	Topo
69,3	0,301	20,893	Base

Fonte: Elaborado pelo autor, 2025.

Tabela 3 – Empuxo ativo alvenaria 1,6 m

σ_v	KA	σ_a (kPa)	Região
8,5	0,301	2,563	Topo
38,9	0,301	11,728	Base

Fonte: Elaborado pelo autor, 2025.

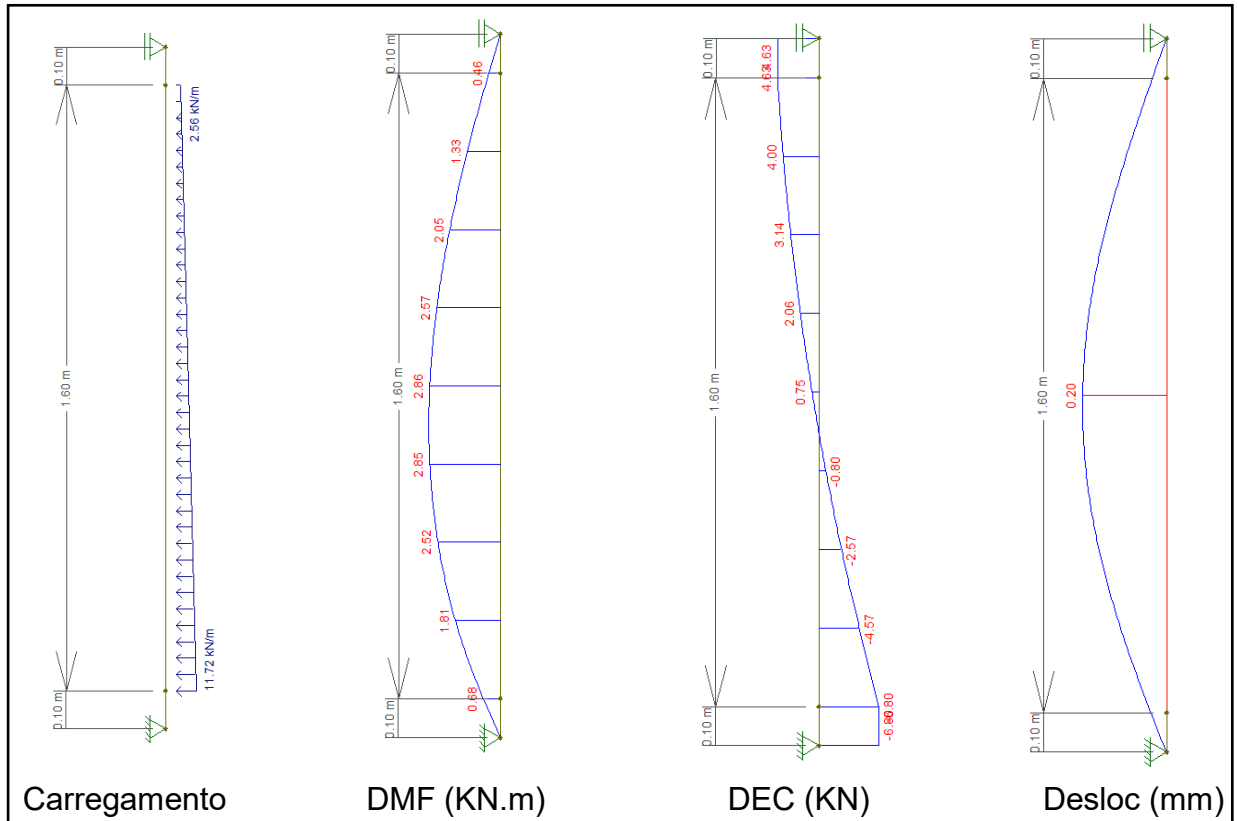
Tabela 4 – Empuxo ativo alvenaria 1,2 m

σ_v	KA	σ_a (kPa)	Região
23,7	0,301	7,145	Topo
65,5	0,301	19,747	Base

Fonte: Elaborado pelo autor, 2025.

As Figuras 10 e 11 apresentam os resultados da modelagem dos painéis de alvenaria perpendiculares às fiadas, referentes às seções de 1,6 m e 1,2 m, respectivamente, onde são exibidos os diagramas de momento fletor (DMF), esforço cortante (DEC) e deslocamentos, obtidos por meio das simulações realizadas no *software* Ftool®.

Figura 10 – Reações no painel de alvenaria com 1,60 m de altura



Fonte: Elaborado pelo autor, 2025.

$$M_{kcalc} < M_{kmax}$$

$$2,86 \text{ kN} \cdot \text{m/m} > 0,42 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \text{ (falhou!)}$$

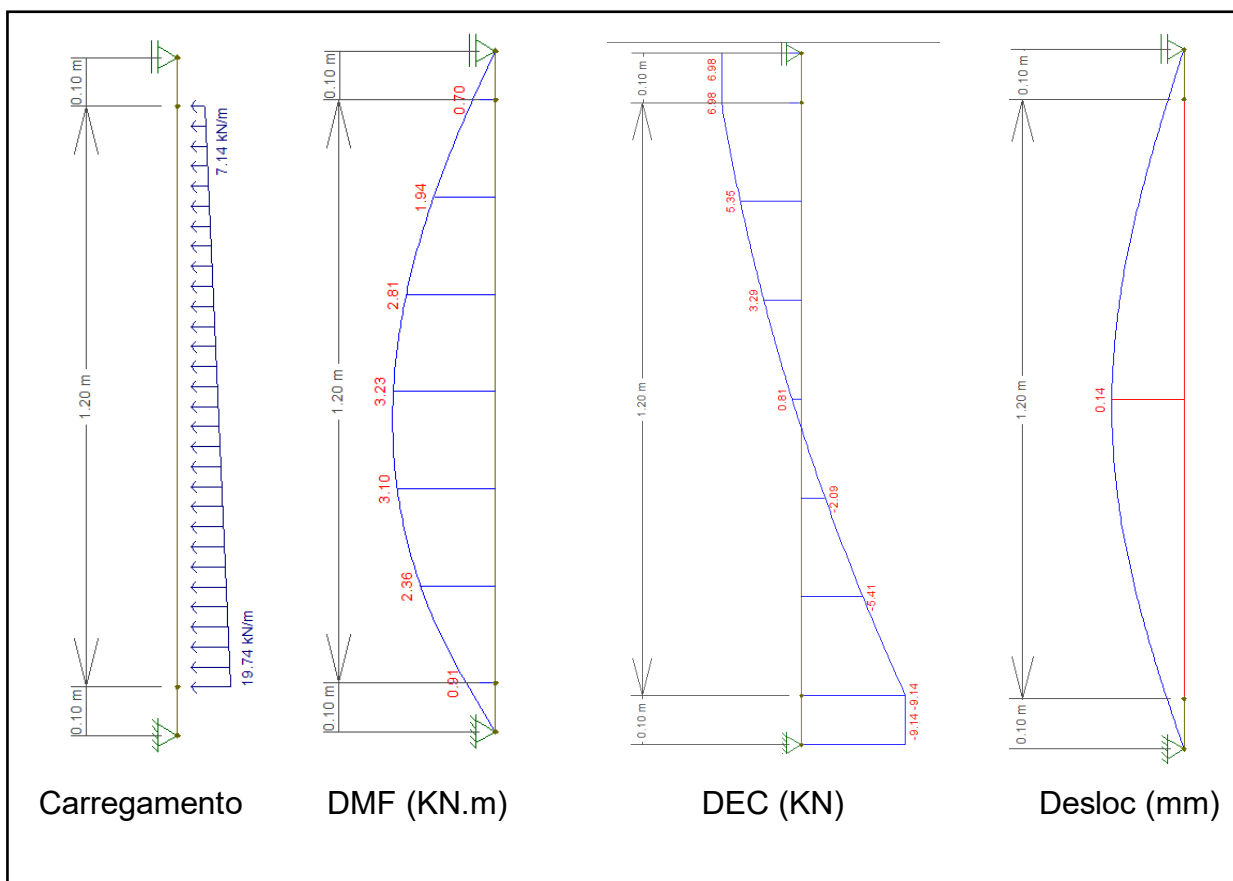
$$V_{kcalc} < V_{kmax}$$

$$6,8 \text{ KN/m} < 19 \text{ KN/m} \text{ (passou!)}$$

$$W_{final} < W_{limite}$$

$$0,4 \text{ mm} < \frac{L}{300} \text{ ou } 10 \text{ mm} \text{ (passou!)}$$

Figura 11 – Reações no Pannel de Alvenaria com 1,20 m de Altura



Fonte: Elaborado pelo autor, 2025.

$$M_{kcalc} < M_k máx$$

$$3,23 \text{ kN} \cdot \text{m/m} > 0,42 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \text{ (falhou!)}$$

$$V_{kcalc} < V_k máx$$

$$9,14 \text{ KN/m} < 19 \text{ KN/m} \text{ (passou!)}$$

$$W \text{ final} < W \text{ limite}$$

$$0,28 \text{ mm} < \frac{L}{300} \text{ ou } 10 \text{ mm} \text{ (passou!)}$$

4.4 Verificação da Seção Horizontal da Alvenaria

Para a análise da alvenaria não armada na seção horizontal, considerou-se a fiada mais crítica, localizada na região próxima à base do muro, correspondente à seção de 1,20 m. A determinação do empuxo ativo atuante foi realizada conforme apresentado na tabela 5, utilizando os parâmetros definidos para o trecho analisado. Em seguida, esses valores foram aplicados no modelo estrutural, permitindo obter os

diagramas de momento fletor, esforço cortante e deslocamento, os quais são apresentados na Figura 12.

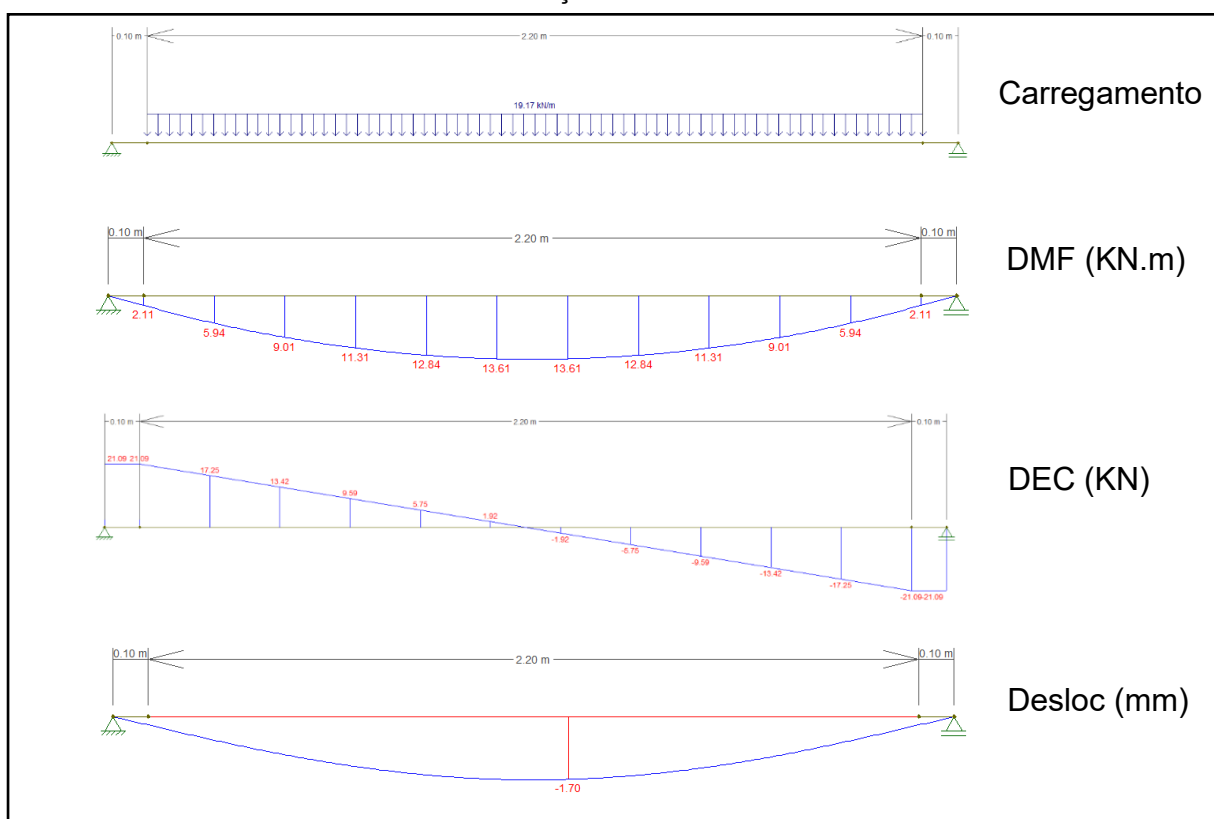
Tabela 5 – Empuxo ativo horizontal

σ_v	KA	σ_a (kPa)	Região
61,7	0,301	18,601	Topo
65,5	0,301	19,747	Base

Fonte: Elaborado pelo autor, 2025.

$$\sigma_{a_{méd}} = \frac{18,6 + 19,75}{2} = 19,175 \text{ kPa}$$

Figura 12 – Resultados de Momento Fletor, Esforço Cortante e Deslocamento no Painel de Alvenaria – Seção Horizontal



Fonte: Elaborado pelo autor, 2025.

$$M_{kcalc} < M_{kmax}$$

$$3,61 \text{ kN} \cdot \text{m/m} > 0,84 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \text{ (falhou!)}$$

$$V_{kcalc} < V_{kmax}$$

$$21,09 \text{ KN/m} < 40 \text{ KN/m} \text{ (passou!)}$$

$$W_{final} < W_{limite}$$

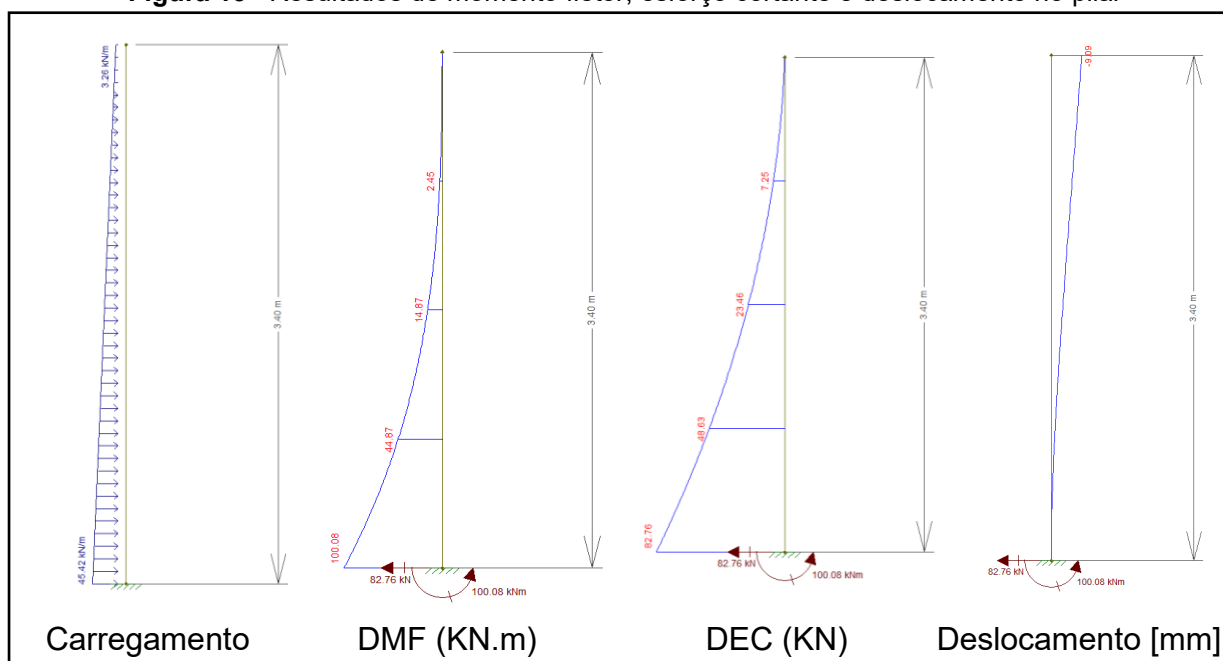
$$3,4\text{mm} < \frac{L}{300} \text{ ou } 10\text{ mm (falhou!)}$$

4.5 Análise dos Pilares e Vigas

Para a avaliação dos pilares e vigas do muro em estudo, adotaram-se os valores de momento fletor e esforço cortante obtidos no *Software Ftool*® Figura 13 e 14. Com base nesses resultados, os esforços foram inseridos no *software Pcalc*® (versão 1.4, TQG) Figura 15 e 16, onde se procedeu à simulação dos elementos estruturais considerando as seções e armaduras levantadas em campo e confirmadas por meio de entrevistas. Nessa etapa, verificou-se se os pilares, executados com seção de 20 × 40 cm e armadura longitudinal composta por 6 barras de 10 mm de diâmetro, e as vigas, com seção de 20 × 20 cm e 4 barras de 10 mm de diâmetro, atendem às solicitações atuantes. Os resultados dessas verificações são apresentados nas Figura 17 e 19.

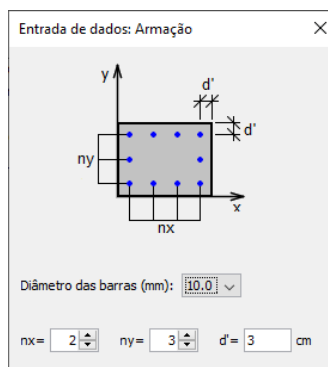
Além disso, foi utilizado a ferramenta *FlexCisTor*® (versão 1.4, TQG) para o dimensionamento da armadura de cisalhamento dos pilares, conforme Figura 18, definindo-se a seção e o espaçamento dos estribos necessários para atender as verificações de cisalhamento, garantindo assim a análise completa dos elementos estruturais do muro.

Figura 13– Resultados de momento fletor, esforço cortante e deslocamento no pilar



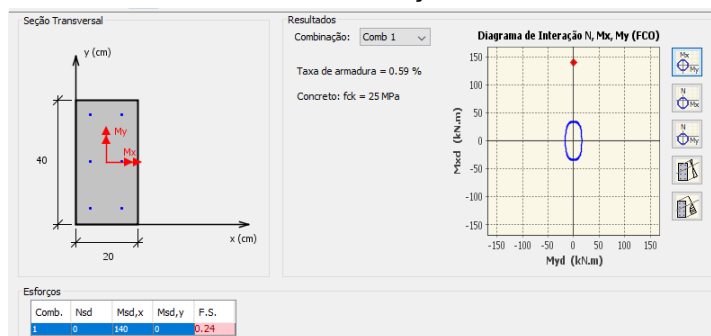
Fonte: Elaborado pelo autor, 2025.

Figura 14 – Lançamento das armaduras pilar



Fonte: Elaborado pelo autor, 2025.

Figura 15 – Análise do Pilar no P-Calc®: Interação Nd - Md Fora da Curva Resistiva



Fonte: Elaborado pelo autor, 2025.

- (a) Dados: lançamento das informações de cálculo no *Software*;
- (b) Resultados: retorno do *software* com relação a área de aço,
- (c) Armadura: opções de seção e espaçamento da armadura de cisalhamento.

Figura 16 – Resultado do cálculo da armadura de cisalhamento do pilar

Material

Concreto fck = 25 MPa

Seção Transversal

Tipo: Viga

b: largura da alma: 20 cm

h: altura total: 40 cm

bf: largura da mesa: 0 cm

hf: espessura da mesa: 0 cm

Cn: cobrimento nominal: 2.5 cm

ad: adicional ao covr.: 1.5 cm

Esforços de Serviço

Unidade: kN, kN.m

Ms: momento fletor: 0

Vs: força cortante: 82.76

Ts: momento torçor: 0

Cisalhamento

Vsd: 115.86 kN

Modelo de cálculo I (Teta=45°)

Vc: 55.41 kN

Vsw: 60.45 kN

VRd2: 312.43 kN

Vsd / VRd2: 0.37

Asw,min: 2.05 cm²/m

Asw: 4.29 cm²/m

INFORMAÇÃO

Opções de armadura [Asw] com estribos de 2 ramos:

Ø5.0 c/9 cm

Ø6.3 c/14 cm

Ø8.0 c/21 cm

Ø10.0 c/21 cm

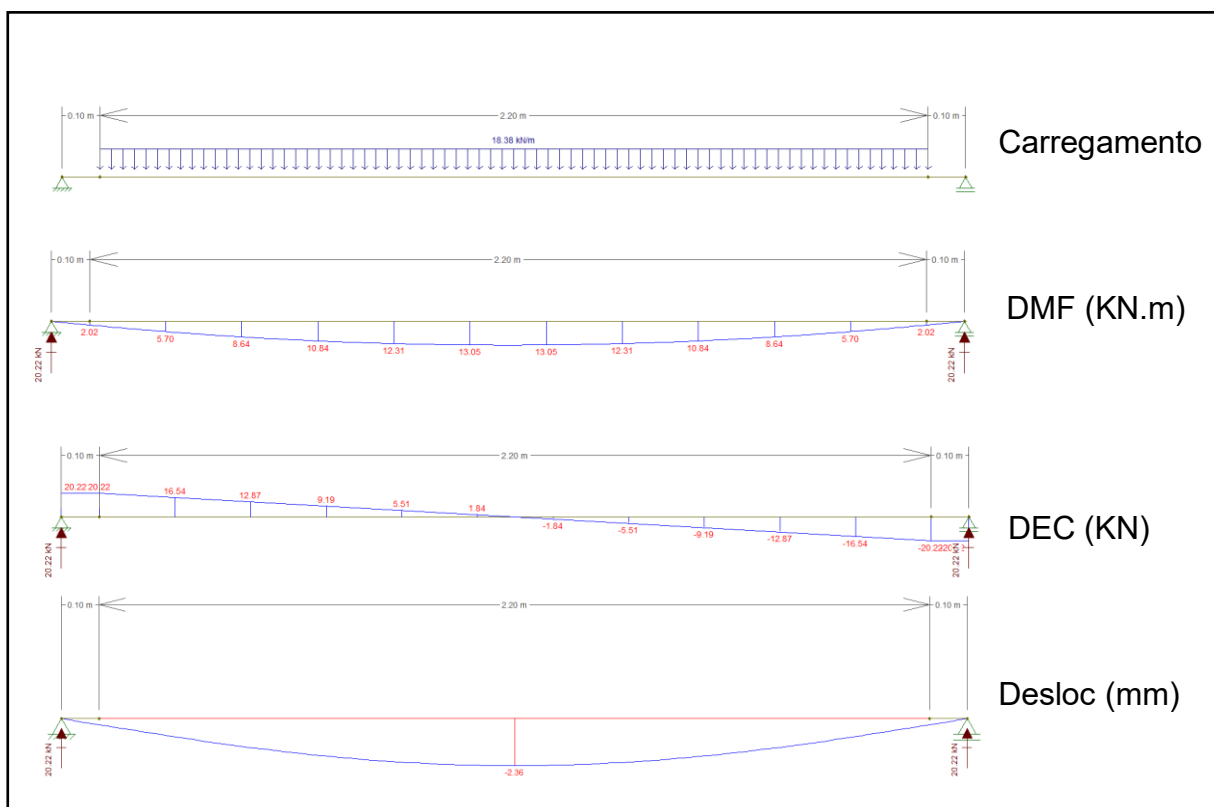
Ø12.5 c/21 cm

OK

Fonte: Elaborado pelo autor, 2025.

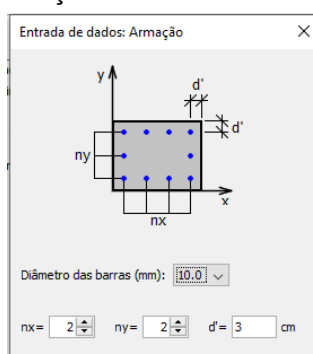
Durante o dimensionamento das armaduras transversais do pilar, verificou-se que o estribo de diâmetro 5,0 mm, com espaçamento de 9 cm, atende aos limites estabelecidos pela norma. As armaduras de 6,3 mm, 8,0 mm, 10,0 mm e 12,0 mm não se mostraram adequadas, pois resultariam em espaçamentos superiores a 12 cm, valor máximo admissível para o pilar com seção mínima de 20 cm. Dessa forma, adotou-se o estribo de 5,0 mm com espaçamento de 9 cm, garantindo conformidade normativa e segurança estrutural.

Figura 17 – Resultados de momento fletor, esforço cortante e deslocamento da viga

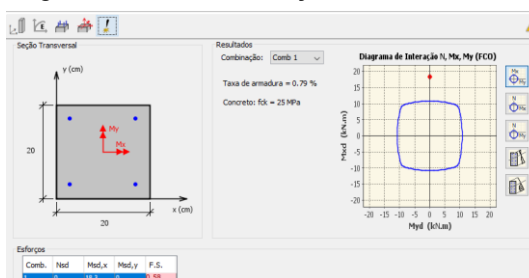


Fonte: Elaborado pelo autor, 2025.

Figura 18 – Lançamento das barras de aço da viga



Fonte: Elaborado pelo autor, 2025.

Figura 19 – Análise da viga no P-Calc®: Interação Nd - Md Fora da Curva Resistiva

Fonte: Elaborado pelo autor, 2025.

4.6 Análise solo estrutura

Para a análise do modelo solo-estrutura, adotou-se o método de Waldemar Tietz, que utiliza o coeficiente de proporcionalidade “m”, apresentado na Tabela 6 – Valor de m para solo argiloso, para representar a rigidez horizontal do solo conforme o tipo e a consistência do terreno obtidos a partir dos valores de SPT. Esse método permite estimar o coeficiente de mola horizontal ao longo da profundidade, conforme indicado na Tabela 7 – Valor do coeficiente de mola K, proporcionando uma avaliação mais precisa da interação solo-estrutura em fundações profundas, como estacas e tubulões, conforme Figura 20. Para sua correta aplicação, foi preciso o uso de sondagens e o cálculo da resistência admissível da fundação, ambos anexados em apêndice.

$$R_{Adm} = 164,94 \text{ kN}$$

4.6. 1 Cálculo das molas horizontais pelo método Waldemar Tietz

$$K_{mola} = A_{inf} \cdot z \cdot m$$

- A_{inf} = área de influência;
- z = profundidade;
- m = tipo de solo (valor tabelado).

Tabela 6 – Valor de m para solo argiloso

SOLO	CONSISTÊNCIA	SPT		m kN/m	
ARGILA	Muito mole	0	2	500	1000
	Mole	2	4	1000	2000
	Média	4	8	2000	4000
	Rija	8	15	4000	6000
	Muito rija	15	30	6000	8000

Fonte: Adaptado de Waldemar Tietz, 1976.

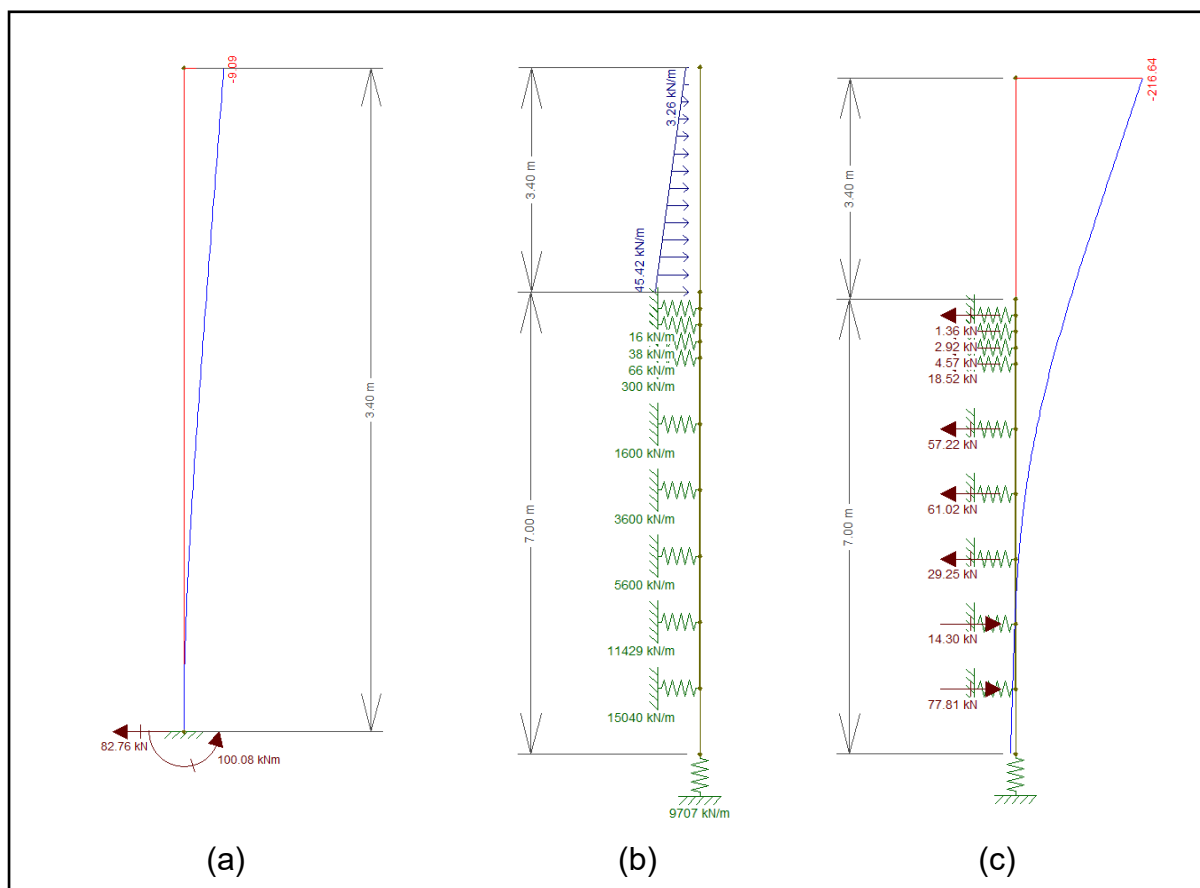
Tabela 7 – Valor do coeficiente de mola K

Profundidade (m)	Area de influência (m ²)	SPT	Tipo solo	m (argila)	Kmola (KN/m)
0,25	0,1	0,5	Argila	625	16
0,5	0,1	1,0	Argila	750	38
0,75	0,1	1,5	Argila	875	66
1,00	0,3	2	Argila	1000	300
2,00	0,4	4	Argila	2000	1600
3,00	0,4	6	Argila	3000	3600
4,00	0,4	7	Argila	3500	5600
5,00	0,4	14	Argila	5714	11429
6,00	0,4	17	Argila	6267	15040
7,00	0,2	22	Argila	6933	9707

Fonte: Elaborado pelo autor, 2025.

- (a) Deslocamento pilar: representação da estrutura engastada, representando apenas o deslocamento do pilar;
- (b) Coeficiente mola K: lançamento dos coeficientes mola em função da profundidade;
- (c) Deslocamento total: representa o deslocamento em função do pilar e fundação.

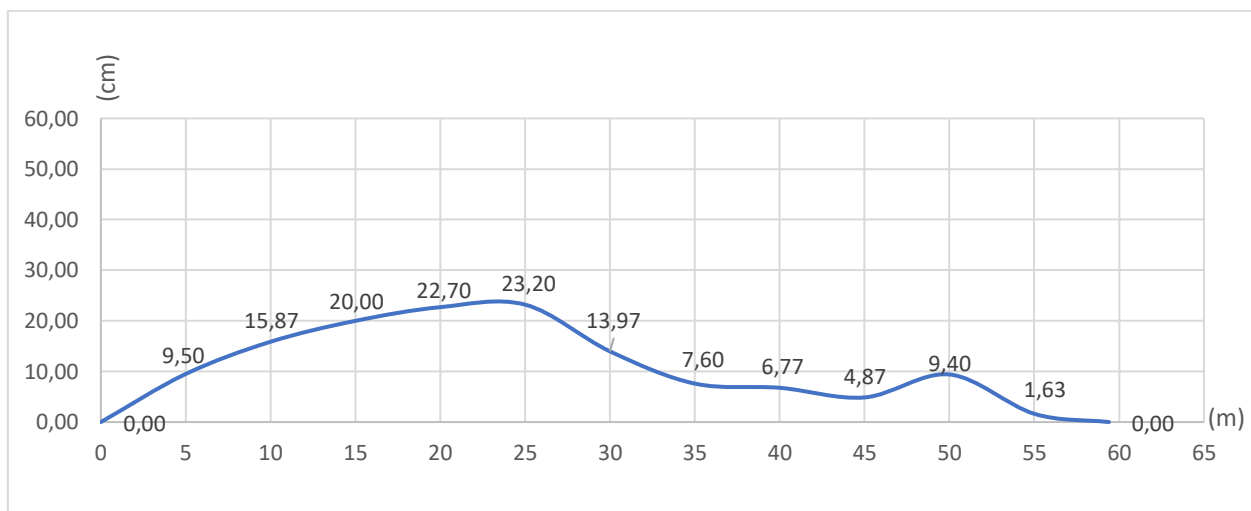
Figura 20– Diagrama da estrutura pelo Software Ftool® em pórtico plano.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2025.

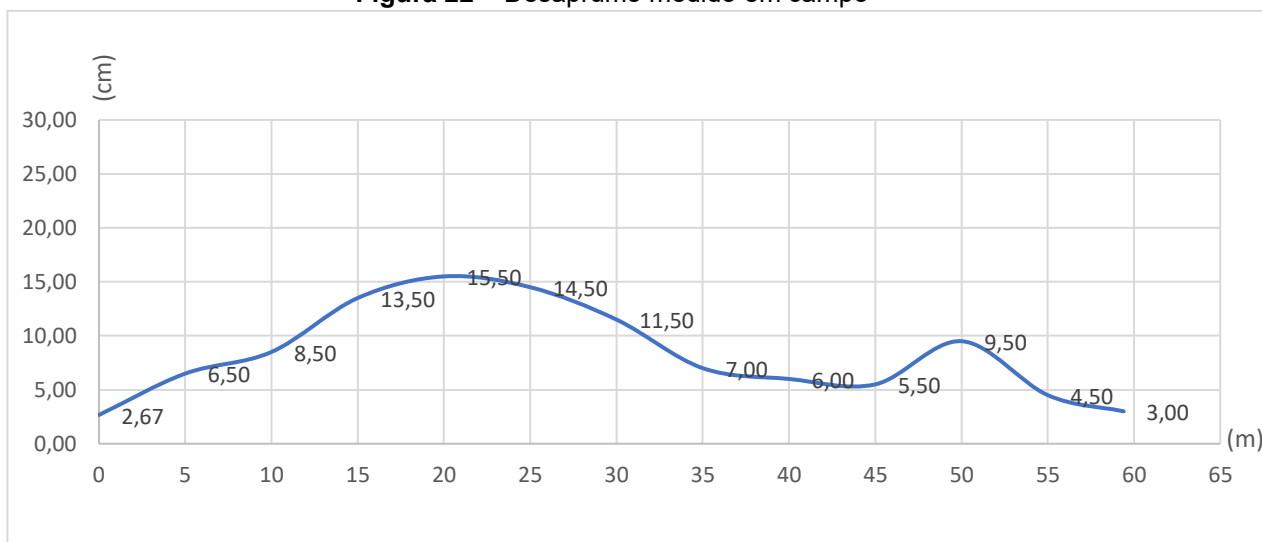
Com o auxílio de prumo e trena métrica, foi analisado o desaprumo vertical da estrutura em pontos distintos. Utilizando uma linha de pedreiro, mediu-se o deslocamento horizontal do muro conforme as Figuras 21 e 22, posicionada nas extremidades para identificar os pontos de máximo deslocamento.

Figura 21 – Deslocamento medido em campo



Fonte: Elaborado pelo autor, 2025.

Figura 22 – Desaprumo medido em campo



Fonte: Elaborado pelo autor, 2025.

5. Considerações Finais

As análises estruturais realizadas ao longo deste estudo demonstraram que o muro de arrimo em sistema misto, composto por alvenaria estrutural e concreto armado, não apresentou resistência suficiente para suportar os esforços solicitantes.

A análise dos painéis de alvenaria nas direções perpendicular e paralela às fiadas revelou que, apesar das seções terem cumprido os critérios de cisalhamento e, em grande parte, os limites de deslocamento, ambas apresentaram falhas na resistência ao momento fletor.

Embora os pilares de concreto armado estejam adequadamente posicionados, com a maior inércia direcionada para o plano de aplicação dos empuxos, a armadura longitudinal formada por seis barras de 10 mm não conseguiu resistir ao momento fletor máximo de 100 kN.m, encontrado na modelagem com o Ftool®. Isso indica a necessidade de mais aço ou a redução do espaço entre pilares para reduzir a carga aplicada à estrutura. Apesar de o cisalhamento ter sido atendido com armadura mínima de 5.0 mm e espaçamento de 9 cm, o momento fletor predominou no dimensionamento. Da mesma forma, a viga intermediária com seção de 20 × 20 cm apresenta maior carregamento em função de sua área que recebe parte do carregamento de ambos os painéis de blocos, desta forma as quatro barras de 10 mm demonstraram-se incapazes de suportar o momento fletor máximo de 13,05 kN.m.

A análise solo–estrutura, realizada com base no método de Waldemar Tietz, demonstrou que o modelo de fundação adotado não foi adequado, uma vez que permitiu a rotação dos pilares. O desaprumo calculado de 21,66 cm no topo do pilar, comparado com o desaprumo medido em campo de 15,50 cm, indicam que a base da estrutura sofreu rotação. Esse comportamento propagou-se para todo o conjunto, contribuindo diretamente para o pré-tombamento observado, onde a estrutura apenas se manteve estável em função do sistema de tirantes feitos com cabos de aços após início dos deslocamentos.

Diante desses resultados, conclui-se que os deslocamentos, deformações e tendência ao tombamento são consequências diretas da combinação entre: ausência de projeto estrutural adequado para a alvenaria, pilares, vigas e fundação; deficiências no dimensionamento das armaduras; inexistência de travamento eficaz.

Referências

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2024.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**: estabilidade de taludes. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6136**: blocos vazados de concreto simples para alvenaria. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16868-1**: alvenaria estrutural — Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

AVEIRO, Yves Higa de. **Projeto de muro de flexão de concreto armado para um talude vertical**. 2022. 76 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Ilha Solteira, 2022.

BOWLES, J. E. **Engenharia geotécnica de fundações**. 5. ed. São Paulo: Pini, 1998.

GERSCOVICH, Denise M. S. **Estruturas de contenção: muros de arrimo**. [s.l.]: [s.n.], [s.d.]. Apostila de curso. Faculdade de Engenharia, Departamento de Estruturas e Fundações, Universidade do Estado do Rio de Janeiro.

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

GIL, Antonio Carlos. **Como elaborar projetos de pesquisa**. 4. ed. São Paulo: Atlas, 2022.

MARANGON, M. **Empuxos de Terra**. Mecânica dos Solos II. Núcleo de Geotecnia, Faculdade de Engenharia, 2018.

MARCHETTI, O. **Muros de Arrimo**. 1. ed. São Paulo: Blucher, 2007.

MASSAD, F. **Engenharia de fundações: conceitos e prática**. 9. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 2010.

MOLITERNO, R. **Estruturas de Concreto Armado: teoria e prática**. São Paulo: Pini, 1980.

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

RANKINE, W. J. M. **On the stability of loose earth**. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, London, v. 147, p. 9–27, 1857.

SANTANA, Rafael Galvão de. **Análise de soluções de engenharia para estabilização de encostas ocupadas na Região Metropolitana do Recife – PE: estudo de caso: ruptura ocorrida em encosta com ocupação desordenada na UR 2, Ibura.** 2006. xxvi, 181 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2006.

SANTOS JUNIOR, G. B. **Estudo numérico do comportamento de muros de arrimo em alvenaria estrutural de blocos vazados.** 2014. 137 p. Dissertação (Pós Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2014.

SENES, Jessyka de. **Estudo de caso: análise da estabilidade de um muro de contenção com patologias.** 2018. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia de Infraestrutura) – Universidade Federal de Santa Catarina, Centro de Joinville, 2018.

SIENA, Osmar; BRAGA, Aurineide Alves; OLIVEIRA, Clésia Maria de; CARVALHO, Erasmo Moreira de. **Metodologia da pesquisa científica e elementos para elaboração e apresentação de trabalhos acadêmicos.** Belo Horizonte: Editora Poisson, 2024.

SOUSA, Rayanne Emanuelle Rodrigues de. **Avaliação de soluções para estruturas de contenção: muros de flexão e muros de gravidade em concreto ciclópico.** 2021. 81 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba, Cajazeiras, 2021.

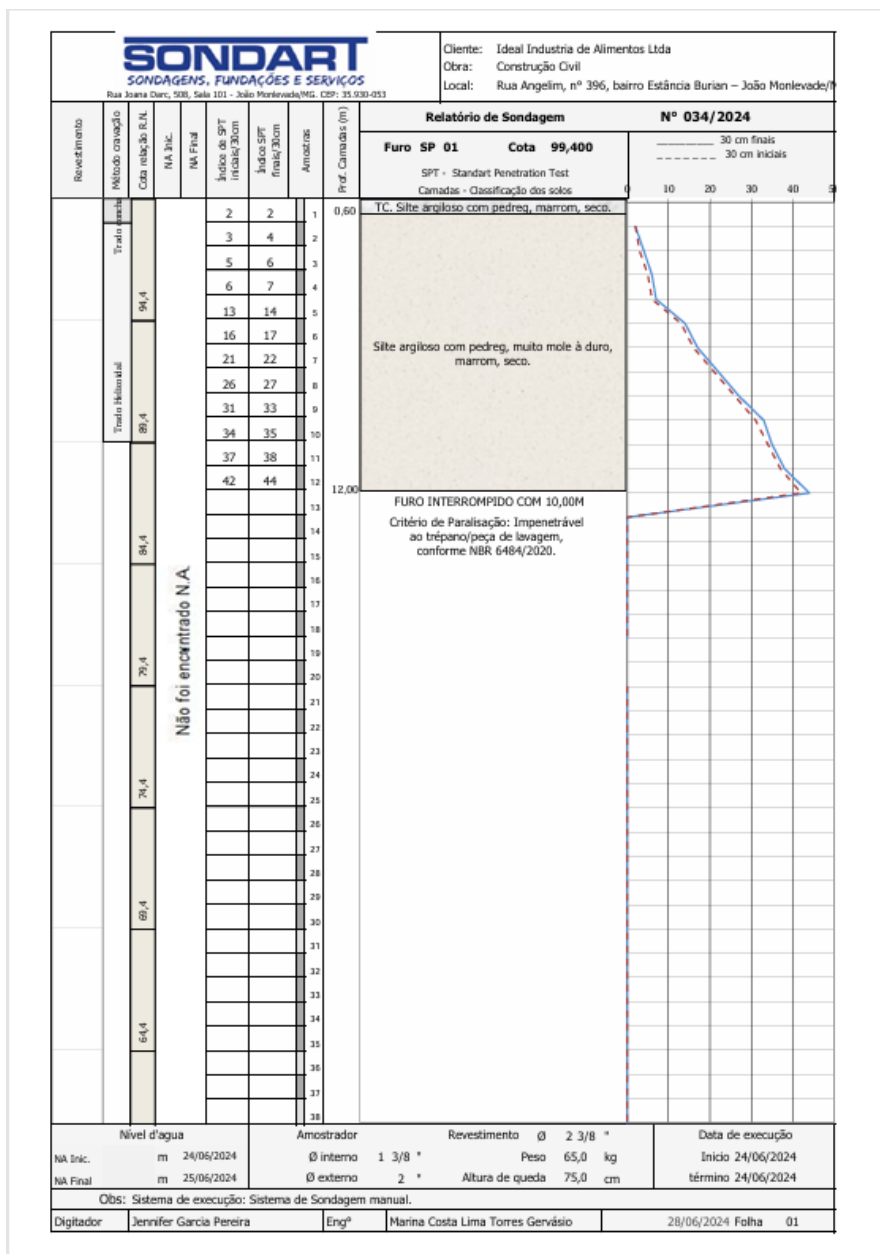
TIEZ, Waldemar. **Fundações profundas sobre tubulões.** Estrutura – Revista técnica das construções engenharia e arquitetura. Rio de Janeiro, nº 76, 1976.

APÊNDICE A — Cálculo de Capacidade de Carga (Método Aoki-Velloso, 1975)

MÉTODO AOKI VELLOSO (1975)									
DADOS DE CÁLCULO									
Estaca	Tipo		Diâmetro (cm)		Comprimento (m)		F.S (Global)		
Moldada In-Loce	Escavada		40		7		2		
% Resistência de Ponta					% Resistência lateral (β)				
100					100				
RESULTADOS									
Profundidade (m)	K (kPa)	α	F1	F2	R _p na camada (kN)	RL por metro (kN)	RL acumulada (kN)	R Total do solo (kN)	P Adm (kN)
1	230	0,034	3	6	19,27	3,28	3,28	22,54	11,27
2	230	0,034	3	6	38,54	6,55	9,83	48,36	24,18
3	230	0,034	3	6	57,81	9,83	19,65	77,46	38,73
4	230	0,034	3	6	67,44	11,46	31,12	98,56	49,28
5	230	0,034	3	6	134,88	22,93	54,05	188,93	94,46
6	230	0,034	3	6	163,78	27,84	81,89	245,67	122,84
7	230	0,034	3	6	211,95	36,03	117,92	329,88	164,94

Fonte: Lorenzi, 2024.

APÊNDICE B – Relatório de Sondagem SPT – Furo SP 01



Fonte: Sondart, 2024.