



Universidade Federal
do Rio de Janeiro

Escola Politécnica

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE MISTURAS CAULIM-BENTONITA PARA UTILIZAÇÃO EM MODELAGENS FÍSICAS EM CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA

Renan Bezerra de Andrade

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientador(es): Márcio de Souza Soares de Almeida

Marcos Barreto Mendonça

Rio de Janeiro

Março de 2018

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE MISTURAS CAULIM-BENTONITA PARA
UTILIZAÇÃO EM MODELAGENS FÍSICAS EM CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA

Renan Bezerra de Andrade

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE
ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinado por:

Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida, Ph.D. (Orientador)

Prof. Marcos Barreto de Mendonça, D.Sc. (Orientador)

Samuel Felipe Mollepaza Tarazona, M.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MARÇO DE 2018

Andrade, Renan Bezerra de

Estudo do Comportamento de Misturas Caulim-Bentonita para Utilização em Modelagens Físicas em Centrífuga Geotécnica/Renan Bezerra de Andrade – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2018.

IX, 116 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador(es): Márcio de Souza Soares de Almeida, Ph.D, Marcos Barreto de Mendonça, D.Sc.

Projeto de Graduação – UFRJ / Escola Politécnica /Curso de Engenharia Civil, 2018.

Referências Bibliográficas: p. 57

1. Ensaio de Caracterização em Solos 2. Misturas Caulim-Bentonita 3. Geotecnia *Offshore* I. Almeida, Márcio de Souza Soares de et *al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Estudo do Comportamento de Misturas Caulim-Bentonita para Utilização em Modelagens Físicas em Centrífuga Geotécnica.

AGRADECIMENTOS

A Deus em primeiro lugar, pois sem Ele essa conquista não seria possível.

Aos meus pais, Edivaldo e Silvana, que são minha grande inspiração e orgulho. Obrigado por todo o suporte, conselhos e amor durante toda a minha vida. Amo muito vocês!

À Renata, por ser a melhor namorada do mundo e por estar sempre me motivando a ir cada vez mais longe. Obrigado pela paciência, companheirismo, amizade, carinho e por ser essa pessoa que me deixa cada vez mais apaixonado. Amo muito você!

Ao professor Márcio Almeida, pela orientação e oportunidades dadas. Obrigado pelas conversas e ensinamentos durante esses anos como aluno de IC e como orientado.

Ao professor Marcos Barreto, pela disponibilidade e pelos ensinamentos compartilhados durante as aulas de Comportamento Mecânico dos Solos e Obras de Terra.

Ao Samuel Tarazona, pelas sugestões no trabalho e pelos conhecimentos transmitidos. Muito obrigado por todo o suporte nos ensaios, principalmente na centrífuga.

Aos meus irmãos, Luis Paulo e Leonardo, que sempre me incentivaram na busca de novos objetivos e desafios.

Aos meus amigos Igor e Vanessa, que há dez anos compartilham comigo todas essas fases e etapas da minha vida. Vocês são como irmãos para mim.

A todos os meus amigos da faculdade, que compartilharam momentos de tensão e de alegria durante o período que estivemos juntos na universidade. Vocês foram fundamentais para que a faculdade fosse um pouco mais leve.

Aos técnicos de laboratório Sérgio Iório e Luiz Almeida, que me auxiliaram na campanha de ensaios com muito entusiasmo e motivação. Obrigado pelo aprendizado e experiência compartilhados.

Aos estagiários do laboratório de caracterização: Camila Braga, Camila Soares, João Arthur, Rogeane, Wesley e Victor. Obrigado pelo apoio, dedicação e cautela na realização dos ensaios. Vocês são pessoas excelentes e possuem um futuro brilhante pela frente.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE MISTURAS CAULIM-BENTONITA PARA UTILIZAÇÃO EM MODELAGENS FÍSICAS EM CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA

Renan Bezerra de Andrade

Março/2018

Orientador (es): Márcio de Souza Soares de Almeida

Marcos Barreto Mendonça

Curso: Engenharia Civil

A interação solo-estrutura em projetos de geotecnia *offshore* tem sido objeto de diversos estudos no laboratório de geotecnia da COPPE/UFRJ. Para simulação do solo marinho, é comum a utilização de caulim *Speswhite* em modelagens físicas realizadas em laboratório, pois este material possui propriedades e comportamento bem determinados, com diversas referências na literatura. Investigações geotécnicas *offshore* executadas recentemente em talude submarino da Bacia de Campos evidenciaram a presença de uma camada fraca do subsolo, com contraste de resistência da ordem de 30% em relação às fronteiras superior e inferior, considerando uma relação linear crescente da resistência com a profundidade. Este trabalho objetiva caracterizar misturas de caulim-bentonita em quatro proporções distintas para determinação da mistura que melhor represente nos modelos físicos de laboratório a camada com contraste de resistência detectada em campo. Propõe-se a adição de bentonita na mistura devido às suas propriedades expansivas por absorção de água e consequente aumento de compressibilidade e redução de resistência do solo. Para determinar as propriedades fundamentais de comportamento das misturas caulim-bentonita, serão realizados ensaios de adensamento para analisar a influência da adição da bentonita nos parâmetros de compressibilidade. Além disso, um ensaio centrífugo com penetração de T-Bar será realizado a fim de estabelecer uma metodologia de ensaio.

Palavras-chave: caulim, bentonita, modelagem física, ensaios de adensamento.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Civil Engineer.

BEHAVIOUR AND CHARACTERISTICS OF KAOLIN-BENTONITE MIXTURES FOR PHYSICAL MODELLING IN GEOTECHNICAL CENTRIFUGE

Renan Bezerra de Andrade

Março/2018

Advisors: Márcio de Souza Soares de Almeida

Marcos Barreto Mendonça

Course: Civil Engineering

Soil-structure interaction in offshore geotechnical projects has been the object of several studies at COPPE / UFRJ. For the simulation of the marine soil, it is common to use Speswhite kaolin in physical modelling performed in the laboratory, because this material has well determined properties and behaviour, with several references in the literature. Offshore site investigations recently carried out on a submarine slope at Bacia de Campos detected the presence of a weak subsurface layer, with contrast in resistance of an average of 30% in relation to the upper and lower boundaries, considering an increasing linear relationship of resistance with depth. This work aims to study kaolin-bentonite mixtures in four different proportions in order to determine the mixture that best represents in physical laboratory models, the layer with resistance drop detected in the field. It is proposed the addition of bentonite in the mixture due to its expansive properties by water absorption and consequent increase of compressibility and reduction of soil resistance. In order to determine the behaviour of kaolin-bentonite mixtures, consolidation tests are carried out to investigate the influence of the addition of bentonite on compressibility parameters, as well as a T-Bar penetration test to establish a methodology to be used in future tests.

Keywords: kaolin, bentonite, physical modelling, consolidation tests.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	vi
LISTA DE TABELAS	ix
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Relevância e justificativa do estudo	2
1.2 Objetivo	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 Mineralogia das argilas	4
2.2 Principais argilominerais	7
2.3 Solos estudados.....	8
2.4 Parâmetros de compressibilidade e de adensamento	16
2.5 Modelagem centrífuga	19
3 MATERIAIS E MÉTODOS	22
3.1 Materiais utilizados.....	22
3.2 Caracterização dos materiais	24
3.3 Ensaio de adensamento	28
4 RESULTADOS E ANÁLISES	42
4.1 Ensaio de Adensamento	42
4.2 Ensaio Centrífugo	49
5 CONCLUSÕES.....	55
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	57
ANEXO 1	
ANEXO 2	
ANEXO 3	

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Geometria do talude submarino estudado (ALMEIDA <i>et al.</i> , 2017).....	2
Figura 2 – Variação da resistência não drenada com a profundidade (a) e camada com redução de resistência em maior escala (b) (ALMEIDA <i>et al.</i> , 2017).....	2
Figura 3 – Unidade tetraédrica de silício (GRIM,1953).....	4
Figura 4 – Unidade octaédrica de Alumínio ou Magnésio (GRIM,1953).....	5
Figura 5 – Camada ou folha de sílica (GRIM,1953).....	5
Figura 6 – Estrutura em folha de unidades octaédricas (GRIM,1953).....	6
Figura 7 – Estruturas simplificadas de folhas tetraédricas e octaédricas (GRIM,1953) ..	6
Figura 8 – Estruturas simbólicas de camadas 1:1 (esquerda) e 2:1 (direita).....	6
Figura 9 – Principais argilominerais (adaptado de WHITLOW, 1995).....	7
Figura 10 – Expansão das camadas cristalinas dos minerais da bentonita sódica conforme hidratada. (NORRISH, 1954).....	10
Figura 11 – Resistência ao cisalhamento versus índice de vazios para montmorilonitas sódica e cálcica. (WARKENTIN e YONG, 1960).....	10
Figura 12 – Variação de C_c e C_s com o teor de bentonita (adaptado de KARUNARATNE <i>et al.</i> , 2001).....	11
Figura 13 – Variação de c_v com a tensão aplicada nas misturas de bentonita/caulim (adaptado de KARUNARATNE <i>et al.</i> , 2001).....	12
Figura 14 – Variação da permeabilidade com a tensão aplicada nas misturas de bentonita/caulim (adaptado de KARUNARATNE <i>et al.</i> , 2001).....	12
Figura 15 – Tensão cisalhante residual (τ'_r) versus tensão axial (σ'_a) para diferentes misturas de argila (DI MAIO e FENELLI, 1994).....	14
Figura 16 – Relação entre τ'_r/σ'_a e porcentagem de bentonita em peso seco (DI MAIO e FENELLI, 1994).....	14
Figura 17 – Relação entre τ'_r/σ'_a e porcentagem de bentonita em peso seco (adaptado de TIWARI e MARUI, 2003).....	15
Figura 18 – Célula típica utilizada no ensaio oedométrico (LAMBE, 1951).....	16
Figura 19 – Curva de compressão típica (adaptado de PINTO, 2006).....	18
Figura 20 – Princípio da modelagem centrífuga (MADABHUSHI, 2014).....	19
Figura 21 – Modelo esquemático de T-bar utilizado em centrífuga (HOUSE <i>et al.</i> , 2001).....	21
Figura 22 – Amostra seca de caulim <i>Speswhite</i> TM	22

Figura 23 – Amostra de bentonita utilizada nos ensaios	23
Figura 24 – Curvas granulométricas das misturas.....	24
Figura 25 – Ensaio de difração de raios x realizado em amostra de bentonita.....	27
Figura 26 – Célula oedométrica, adensamento com peso próprio.....	29
Figura 27 – Prensa utilizada nos ensaios de adensamento	29
Figura 28 – Esquema geral da centrífuga de braço da COPPE/UFRJ (BROADBENT Inc., 2011).....	30
Figura 29 – Célula de carga vertical de 125N	31
Figura 30 – Aparato utilizado na calibração.....	31
Figura 31 – Resultado da calibração da célula vertical ELAF-125N S/N 69300001	32
Figura 32 – T-bar utilizado.....	32
Figura 33 – Sensor de deslocamento a laser.....	33
Figura 34 – Batedeira utilizado para mistura dos materiais (FERRAZ, 2006)	34
Figura 35 – Adensômetro da COPPE/UFRJ	35
Figura 36 – Drenagem da face inferior.....	36
Figura 37 – Vista superior da caixa antes do preenchimento com a mistura	36
Figura 38 – Gráfico de Tensão x Tempo aplicado no adensômetro	37
Figura 39 – Gráfico de Deslocamento x Tempo aplicado no adensômetro.....	38
Figura 40 – Caixa com amostra adensada no adensômetro.....	38
Figura 41 – Instalação do transdutor de poropressão	39
Figura 42 – Instalação do sensor de deslocamento.....	39
Figura 43 – Caixa no interior da centrífuga.....	40
Figura 44 – Vista superior da caixa com localização dos pontos de ensaios T-bar. Medidas em centímetro	40
Figura 45 – Posicionamento do atuador sobre a caixa da centrífuga	41
Figura 46 – Tensão vertical versus índices de vazios para misturas $w=1,25w_L$	42
Figura 47 – Tensão vertical versus deformação específica para misturas com $w=1,25w_L$	43
Figura 48 – Coeficiente de adensamento versus tensão vertical para misturas com $w=1,25w_L$	44
Figura 49 – Tensão vertical versus índices de vazios para misturas $w=1,50w_L$	45
Figura 50 – Tensão vertical versus deformação específica para misturas com $w=1,50w_L$	46

Figura 51 – Coeficiente de adensamento versus tensão vertical para misturas com $w=1,50w_L$	47
Figura 52 – Curva de recalque x tempo – Mistura com 10% de bentonita e umidade igual a $1,50w_L$	49
Figura 53 – Curva de poropressão total x tempo – Mistura com 10% de bentonita e umidade igual a $1,50w_L$	49
Figura 54 – Profundidade vs. OCR	52
Figura 55 – Perfis de resistência S_u e variação da umidade com a profundidade	53
Figura 56 – Relação S_u/σ'_v com a profundidade.....	54

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Resumo das principais leis de escala utilizadas em modelagem centrífuga (MADABHUSHI, 2014)	20
Tabela 2 – Misturas de caulim-bentonita propostas	23
Tabela 3 – Composição granulométrica das misturas	24
Tabela 4 – Massa específica real dos grãos dos solos e misturas utilizados	25
Tabela 5 – Limites de Atterberg solos e misturas utilizados	26
Tabela 6 – Composição química da bentonita	27
Tabela 7 – Misturas de caulim-bentonita propostas	28
Tabela 8 – Índices de Compressão das amostras AM-1, AM-2 e AM-3	43
Tabela 9 – Coeficientes de adensamento da amostra AM-1	44
Tabela 10 – Coeficientes de adensamento da amostra AM-2	44
Tabela 11 – Coeficientes de adensamento da amostra AM-3	45
Tabela 12 – Índices de Compressão do caulim e das amostras AM-4 a AM-7.....	46
Tabela 13 – Coeficientes de adensamento da amostra AM-4	47
Tabela 14 – Coeficientes de adensamento da amostra AM-5	47
Tabela 15 – Coeficientes de adensamento da amostra AM-6	48
Tabela 16 – Coeficientes de adensamento da amostra AM-7	48
Tabela 17 – Coeficientes de adensamento do caulim (FERNANDES, 2018).....	48
Tabela 18 –Alturas de solo antes e após o ensaio centrífugo	50
Tabela 19 – Perfil de tensões verticais na amostra na fase de penetração do ensaio T- bar	51
Tabela 20 – Perfil de OCR da amostra na fase de penetração.....	51
Tabela 21 –Resumo dos índices de compressibilidade das misturas	55

1 INTRODUÇÃO

O incentivo a pesquisas na área de geotecnia *offshore* tem crescido junto à necessidade de exploração de novas fontes de petróleo nas últimas décadas. Apesar do desenvolvimento de energias renováveis e de políticas internacionais restritivas com relação à emissão de gases poluentes produzidos pela queima de combustíveis fósseis, perspectivas de energia mundial publicadas pela Agência Internacional de Energia –IEA indicam que o sistema de energia global manterá uma demanda crescente por petróleo e gás até 2040 (WEO, 2017).

Segundo BOGOSSIAN (2012), 85% das reservas de petróleo estão concentrados em águas variando de pequenas profundidades a lâminas d'água de até 3.000 metros. A realização de operações para exploração de reservas em águas tão profundas traz desafios à engenharia de maneira geral.

No que se refere à área da geotecnia, os principais desafios a serem enfrentados em tais condições são provenientes de solicitações dinâmicas (sismos) e de cargas cíclicas oriundas de ondas e ventos em estruturas e fundações, as quais em geral se encontram em regiões com solos apresentando condições desfavoráveis (NADIM *et al.*, 2003).

Neste contexto, a geotecnia *offshore* no Brasil e no mundo vem crescendo para atender as necessidades de estudos geotécnicos cada vez mais sofisticados, onde empresas de extração de óleo e gás atuam juntamente com fornecedores, universidades e centros de pesquisas no desenvolvimento de novas tecnologias.

Para melhor representação de situações reais de campo no desenvolvimento de tecnologias na área, é comum a utilização de modelos físicos em laboratório, onde cabe destacar o uso de centrífuga geotécnica em projetos de geotecnia *offshore*. Estudos geotécnicos em centrífuga vêm despertando o interesse de grandes empresas e instituições de pesquisa devido à possibilidade de reprodução, em modelos reduzidos, de condições reais de tensão e deformação em projetos de grande complexidade (MADABHUSHI, 2014).

Para a obtenção de modelos físicos que possibilitem a extrapolação de resultados, faz-se necessário uma preparação cautelosa e bem executada de amostras de solo a serem utilizadas nos ensaios centrífugos. Desta maneira, torna-se fundamental a implementação de metodologias de ensaios e uma caracterização geotécnica de qualidade a fim de garantir resultados consistentes e representativos do modelo real.

1.1 Relevância e justificativa do estudo

O presente estudo tem como base um projeto de pesquisa em andamento realizado pela PETROBRÁS em parceria com o laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ. Nesse projeto de pesquisa, investigações geotécnicas *offshore* executadas em um talude submarino (ver Figura 1) na região da Bacia de Campos, detectaram a presença de uma camada fraca de solo, com espessura da ordem de 2,40m e resistência 30% inferior com relação às suas camadas sobrejacente e subjacente, como ilustrado na Figura 2. A presença de camadas fracas no maciço de um talude pode representar uma potencial ameaça quanto à estabilidade do mesmo, devendo portanto, ser conduzidos estudos geotécnicos para análise de instabilidade face a carregamentos sísmicos.

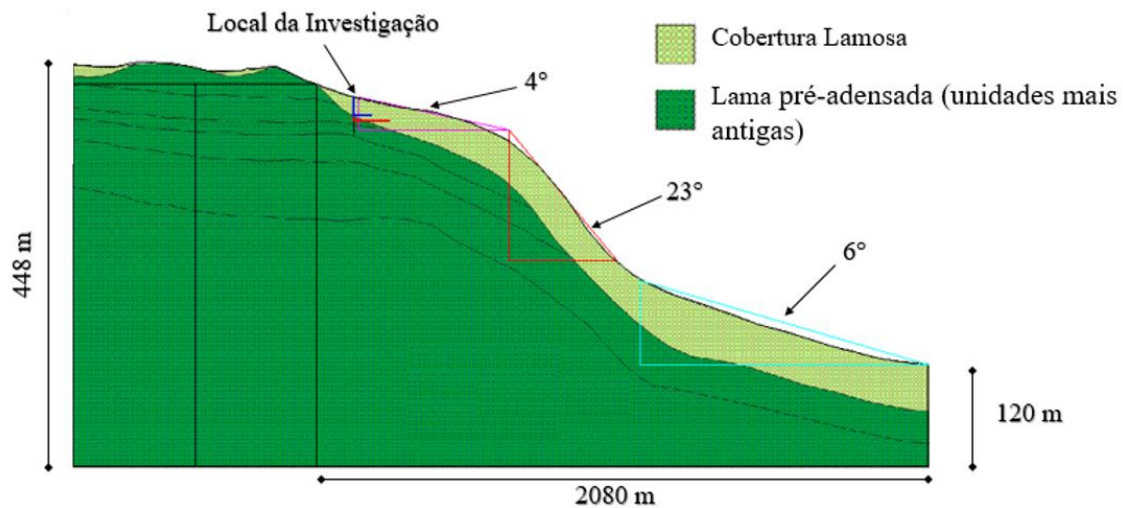


Figura 1 – Geometria do talude submarino estudado (ALMEIDA *et al.*, 2017).

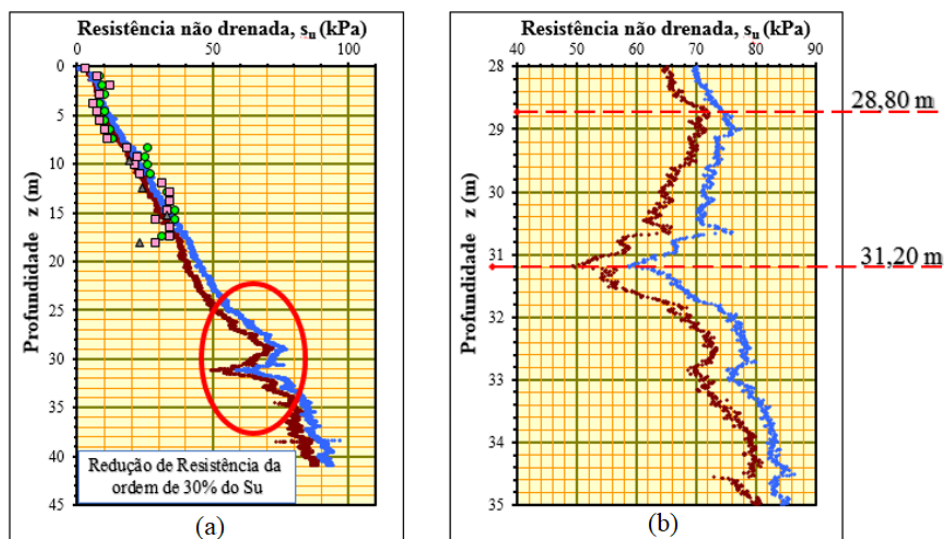


Figura 2 – Variação da resistência não drenada com a profundidade (a) e camada com redução de resistência em maior escala (b) (ALMEIDA *et al.*, 2017).

Escorregamentos de taludes submarinos podem envolver o desprendimento de grandes volumes de solo se deslocando por longas distâncias. A literatura reporta a ocorrência de deslizamentos com volumes da ordem de 20.000 km³ e deslocamentos acima de 140 km (HAMPTON *et al.*, 1996). A magnitude desses deslocamentos apresenta fortes riscos às estruturas *offshore*, podendo gerar danos operacionais e ambientais.

Diversos agentes podem deflagrar o deslizamento de taludes submarinos. HAMPTON *et al.* (1996) citam as principais causas de deslizamento: terremotos, ondas, processo de sedimentação, gás, erosão, marés e variação do nível do mar. Dentre as possíveis causas, MASSON *et al.* (2006) afirmam que o maior agente desencadeador de deslizamentos de taludes submarinos são os sismos.

Segundo MIOTO (1984), a costa brasileira possui um histórico registrado de sismos de baixa e média intensidade. Sendo assim, torna-se de grande importância para o projeto, a necessidade de verificação da estabilidade do talude com camada fraca sob solicitações sísmicas.

1.2 Objetivo

Parte dos estudos do projeto de talude submarino com camada fraca fará uso da centrífuga geotécnica de braço da COPPE-UFRJ. Desta maneira, é essencial que a camada com contraste de resistência seja devidamente representada nos modelos físicos. Para isso, faz-se necessário uma série de estudos e ensaios de caracterização de misturas para melhor retratar a situação *in situ*.

Este trabalho objetiva estudar misturas de caulim-bentonita em quatro proporções distintas com o intuito de determinar a mistura que melhor represente nos modelos físicos de laboratório a camada com contraste de resistência detectada em campo. Propõe-se a adição de bentonita na mistura devido às suas propriedades expansivas por absorção de água e consequente aumento de compressibilidade e redução de resistência do solo.

Para determinar as propriedades fundamentais de comportamento das misturas caulim-bentonita, serão realizados ensaios de adensamento para analisar a influência da adição da bentonita nos parâmetros de compressibilidade. Além disso, será realizado um ensaio centrífugo com penetração de T-Bar a fim de estabelecer uma metodologia de ensaio a ser aplicada em ensaios futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Mineralogia das argilas

O estudo da mineralogia dos solos é fundamental para entender seu comportamento e suas propriedades básicas, por ser o principal agente controlador do tamanho, formato e das propriedades das partículas de solo. A revisão teórica contida neste item baseou-se principalmente nos estudos clássicos de MITCHELL (1993), MITCHELL e SOGA (2005), WHITLOW (1995) e GRIM (1953).

Parte do volume de um solo é ocupado por partículas sólidas, composta majoritariamente por minerais cristalinos inorgânicos, classificados em minerais não argílicos e argilominerais.

Quanto à origem, os argilominerais advêm do intemperismo de rochas que contêm feldspatos e micas, constituindo assim a fração mais fina dos solos. Já os minerais não argílicos derivam predominantemente de fragmentos de rochas ou grãos dos próprios minerais da rocha de origem.

Os argilominerais distinguem-se dos minerais não argílicos por possuírem dimensões inferiores a 0,002mm, partículas com formatos laminares, características plásticas quando misturados com água e carga negativa residual neutralizada por cátions livres nos solos. Além disso, possuem estruturas complexas, com comportamento bem distintos entre si, principalmente na presença de água.

Os argilominerais são constituídos por duas estruturas cristalográficas básicas: a estrutura tetraédrica e a estrutura octaédrica. Na primeira, um átomo de silício (Si) combina-se com quatro átomos de oxigênio numa coordenação tetraédrica (Figura 3).

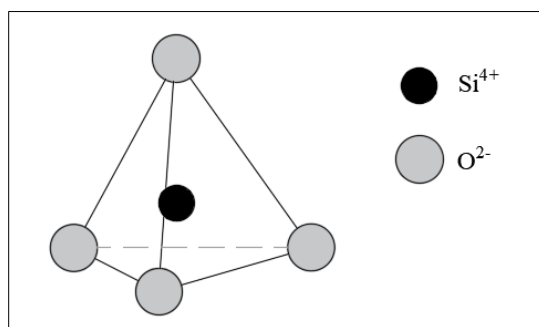


Figura 3 – Unidade tetraédrica de silício (GRIM,1953)

Já na estrutura octaédrica, átomos de alumínio ou magnésio são circundados por oxigênio ou hidroxilas (Figura 4). No entanto, vale ressaltar que é possível que outros cátions substituam os átomos de alumínio (Al^{3+}) e magnésio (Mg^{2+}), como por exemplo: Fe^{2+} , Fe^{3+} , Mn^{2+} , Ti^{4+} , Ni^{2+} , Cr^{3+} , e Li^+ .

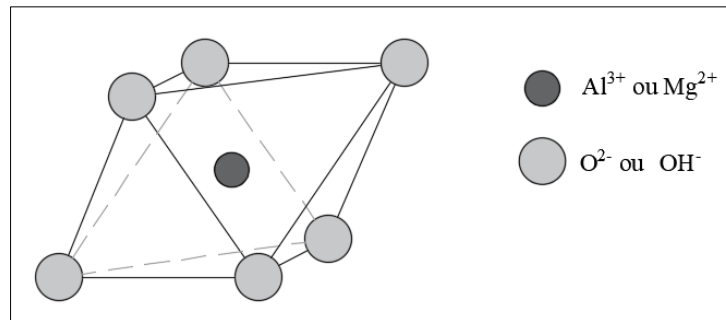


Figura 4 – Unidade octaédrica de Alumínio ou Magnésio (GRIM,1953)

Os tetraedros de sílica arranjam-se numa malha hexagonal, ligando-se por átomos de oxigênio, com as bases dos tetraedros contidas no mesmo plano, repetindo essa combinação indefinidamente, formando uma folha de composição $\text{Si}_4\text{O}_6(\text{OH})_4$, como mostrado na Figura 5.

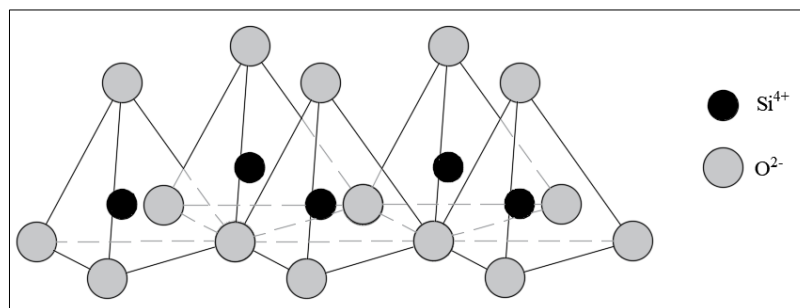


Figura 5 – Camada ou folha de sílica (GRIM,1953)

Com relação aos octaedros de alumínio ou magnésio, estes ligam-se através de hidroxilas em comum, formando também estruturas em folhas. Os minerais resultantes das combinações das unidades cristalográficas básicas de alumínio e magnésio são conhecidos, respectivamente, por gibsitita (G) e brucita (B). A Figura 6 ilustra a estrutura em folha resultante da ligação de unidades octaédricas de alumínio ou magnésio.

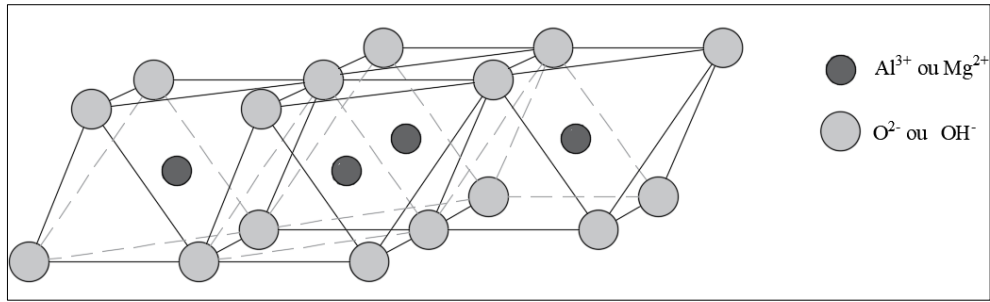


Figura 6 – Estrutura em folha de unidades octaédricas (GRIM,1953)

A fim de simplificar a representação das estruturas das camadas dos argilominerais, a literatura propõe o uso de estruturas simplificadas, como mostra a Figura 7.

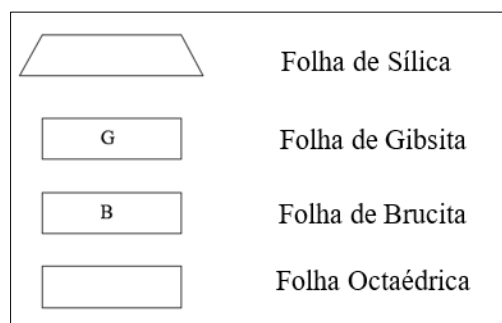


Figura 7 – Estruturas simplificadas de folhas tetraédricas e octaédricas (GRIM,1953)

A variedade de argilominerais é resultado das combinações das camadas descritas anteriormente, além do modo como estes pacotes estão ligados entre si. Dentre as combinações possíveis, resultam-se estruturas de duas ou três camadas.

Em estruturas compostas por duas camadas, os argilominerais são formados por uma camada tetraédrica e uma octaédrica, denotada como estrutura de camada 1:1. Em outros argilominerais, duas estruturas do arranjo tetraédrico ligam-se a um arranjo octaédrico, constituindo uma estrutura de camada 2:1. A Figura 8 ilustra as duas estruturas simbólicas de minerais com camadas 1:1 e 2:1.

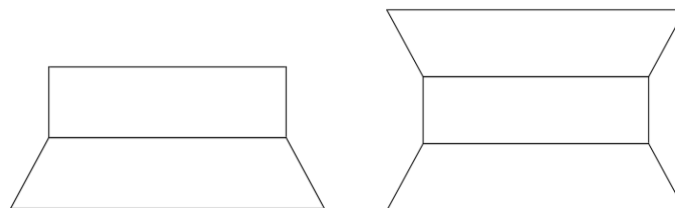


Figura 8 – Estruturas simbólicas de camadas 1:1 (esquerda) e 2:1 (direita)

2.2 Principais argilominerais

As estruturas 1:1 e 2:1 podem ligar-se de diferentes formas, caracterizando argilominerais distintos e com propriedades intrínsecas a cada um. As forças de ligação entre as camadas, assim como o tipo de ligação, interferem diretamente na superfície específica dos argilominerais (superfície total de um conjunto de partículas dividida pelo seu peso) e na capacidade de absorção de água e outros cátions entre as camadas.

Por exemplo, as esmectitas são argilominerais de estrutura 2:1 nos quais as ligações entre as camadas ocorrem através dos íons de oxigênio de arranjos tetraédricos, caracterizando ligações fracas e com consequente capacidade de absorção de água, adquirindo características expansivas. Na caulinita o comportamento é oposto, as camadas de estrutura 1:1 encontram-se fortemente ligadas por pontes de hidrogênio, impedindo a absorção de moléculas de água e caracterizando argilas não expansivas.

A Figura 9 apresenta um esquema resumido com as os principais argilominerais, suas estruturas simplificadas, tipo de ligação entre camadas e superfície específica.

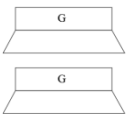
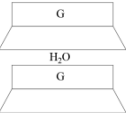
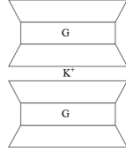
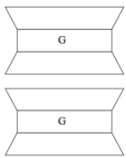
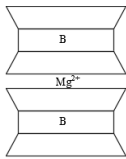
Argilomineral	Estrutura Simplificada	Ligação entre camadas	Superfície Específica (m ² /g)
Caulinita		Pontes de Hidrogênio	10-30
Haloisita		H ₂ O	40-50
Ilita		Cátions de K ⁺	50-100
Montmorilonita		Ligações fracas entre os íons Mg e Al	200-800
Vermiculita		Cátions Mg ²⁺	20-400

Figura 9 – Principais argilominerais (adaptado de WHITLOW, 1995)

2.3 Solos estudados

2.3.1 Caulim

O termo caulim, comumente assim utilizado, é empregado tanto para fazer referência à rocha que contém o argilomineral caulinita, quanto ao produto resultante do beneficiamento da mesma. LUZ e DAMASCENO (1993) destacam as seguintes características do mineral:

- Quimicamente inertes;
- Baixo teor de ferro;
- Cor branca ou quase branca;
- Baixa condutividade térmica e elétrica;
- Maciez;
- Não abrasivo.

Derivados da intemperização de feldspatos, os caulins podem ocorrer em dois tipos de depósitos: primário e secundário. Caulins de depósitos primários são resultantes da alteração de rochas *in situ*, enquanto que os depósitos secundários se formam a partir da erosão dos depósitos primários (PRASAD *et. al*, 1991). Os principais depósitos de caulim no mundo encontram-se na Geórgia e na Carolina do Sul nos EUA, e em Cornwall, no sul da Inglaterra (LUZ e DAMASCENO, 1993).

Dentre suas aplicações, o caulim mostra ser um material versátil, com diversas finalidades na indústria, dentre elas a fabricação de papel, cerâmica e tintas. Na engenharia, é comumente utilizado em modelos físicos e em testes de laboratório, sendo amplamente empregue em modelos centrífugos na representação de uma grande variedade de problemas geotécnicos (KUTTER e JAMES, 1989).

ROSSATO *et. al* (1992) e SMITH (1993) apontam as principais vantagens do uso do caulim como matéria prima em laboratórios. São elas:

a) **Facilidade de obtenção do material:** Com diversos depósitos de caulim espalhados pelo Brasil e no mundo, utilizar o caulim torna-se conveniente em pesquisas que demandam uma vasta campanha de ensaios, exigindo grande volume de solo.

b) **Repetibilidade dos parâmetros físicos:** a preparação do solo em laboratório garante que suas propriedades não variem com o tempo ou de uma amostra para outra, como poderia acontecer caso as amostras fossem coletadas diretamente em campo.

c) **Tempo de adensamento:** o caulim é considerado mais permeável se comparado com outras argilas (AL-TABBA e WOOD, 1987), acelerando assim o processo de adensamento e permitindo que amostras de grande espessura sejam preparadas razoavelmente rápido, na ordem de semanas (SMITH, 1993).

2.3.2 Bentonita

A bentonita é um solo conhecido por sua alta plasticidade e alto poder de expansão, sendo utilizada para diversos fins em obras geotécnicas, como estabilização de furos e escavações por exemplo.

Quanto à mineralogia, a bentonita é uma argila composta predominantemente pelo argilomineral montmorilonita, que corresponde ao mineral mais comum do grupo das esmectitas (MITCHELL e SOGA, 2005).

Como exemplificado no item 2.2 deste trabalho, os argilominerais do grupo das esmectitas são caracterizados por possuírem ligações fracas entre camadas. BRADY e WEIL (2010) relatam que estas ligações fracas podem ser separadas com certa facilidade por adsorção de água ou por clivagem, conduzindo a uma expansibilidade intracristalina e aumento no volume do argilomineral.

No entanto, o grau de expansibilidade das montmorilonitas depende do cátion adsorvido. SANTOS (1975) afirma que as cargas negativas no argilomineral são neutralizadas por íons sódio e cálcio. Montmorilonitas que apresentam íons de cálcio em predominância são comumente conhecidas como bentonitas cálcicas. De modo semelhante, bentonitas sódicas são aquelas que possuem sódio como cátions adsorvidos. CANCELLI et al. (1994) apontam que bentonitas sódicas são mais expansíveis que bentonitas cálcicas por demandarem maior quantidade de moléculas de água para a hidratação do íon sódio. A Figura 10 ilustra o aumento do espaçamento entre as camadas cristalinas de montmorilonita sódica à medida que o argilomineral é hidratado.

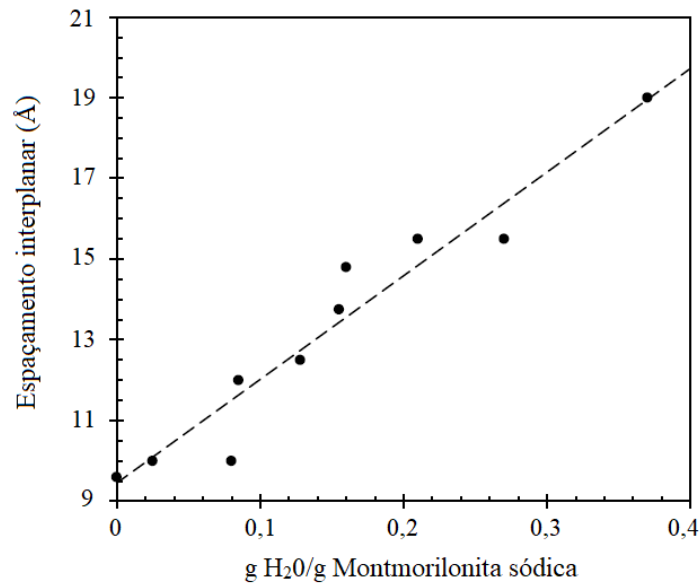


Figura 10 – Expansão das camadas cristalinas dos minerais da bentonita sódica conforme hidratada. (NORRISH, 1954)

WARKENTIN e YONG (1960) realizaram estudos para analisar como as forças entre partículas de montmorilonita influenciam na resistência ao cisalhamento de bentonitas sódica e cálcica. A preparação para o ensaio de cisalhamento incluiu as fases de compactação, saturação e adensamento das amostras sob diferentes estágios de carregamento para obtenção de amostras com diferentes índices de vazios. Os resultados são apresentados na Figura 11.

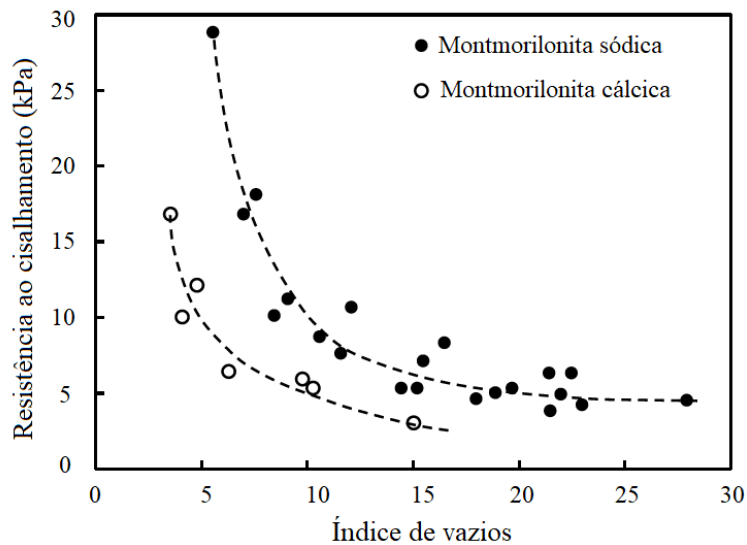


Figura 11 – Resistência ao cisalhamento versus índice de vazios para montmorilonitas sódica e cálcica. (WARKENTIN e YONG, 1960)

Os autores constataram que a resistência ao cisalhamento de ambas montmorilonitas decresce com o aumento do índice de vazios, com valores inferiores atribuídos à montmorilonita cálcica.

2.3.3 Misturas de caulim-bentonita

KARUNARATNE *et al.* (2001) analisaram parâmetros de permeabilidade e adensamento de misturas de caulim-bentonita a fim de avaliar a possibilidade de substituição parcial de teores de bentonita por caulim na composição de *GCLs* bentoníticos (geocomposto argiloso). O objetivo da pesquisa consistia em encontrar a proporção da mistura que se comportasse de modo similar à bentonita pura.

A campanha de ensaios realizada pelos pesquisadores contemplou a caracterização da bentonita e caulim isoladamente, assim como misturas dos solos nas seguintes proporções bentonita/caulim: 0/100, 10/90, 20/80, 30/70, 40/60, 50/50, 100/0.

A partir de ensaios de adensamento realizados, obtiveram-se os resultados dos índices de compressão (C_c) e descompressão (C_s) para diferentes teores de bentonita (Figura 12), como também resultados de variação do coeficiente de adensamento (c_v) e do coeficiente de permeabilidade (k) com a tensão efetiva, como ilustrado nas Figura 13 e 14 respectivamente.

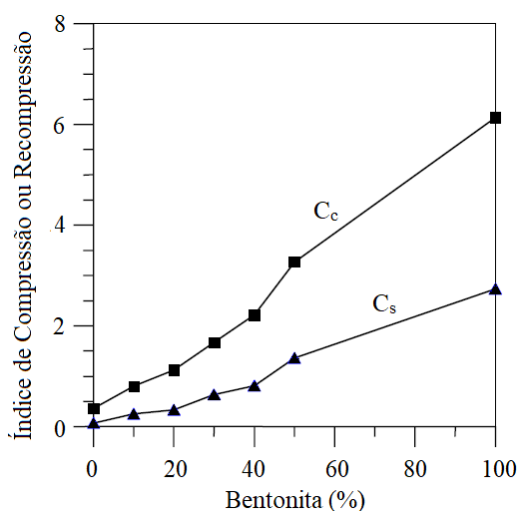


Figura 12 – Variação de C_c e C_s com o teor de bentonita (adaptado de KARUNARATNE *et al.*, 2001)

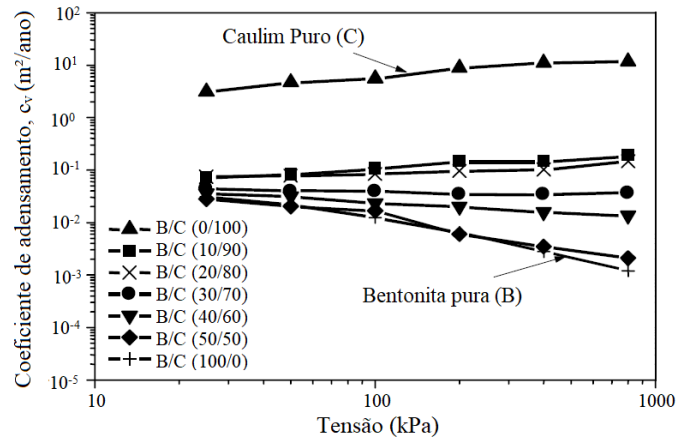


Figura 13 – Variação de c_v com a tensão aplicada nas misturas de bentonita/caulim (adaptado de KARUNARATNE *et al.*, 2001)

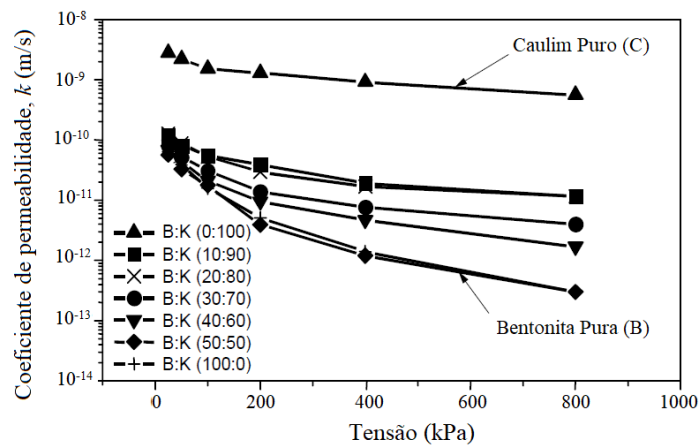


Figura 14 – Variação da permeabilidade com a tensão aplicada nas misturas de bentonita/caulim (adaptado de KARUNARATNE *et al.*, 2001)

Os autores verificaram que os parâmetros de compressibilidade do solo (C_c e C_s) crescem à medida que se elevava o teor de bentonita nas misturas, como mostra a Figura 12. Em comparação com o caulim puro, a adição de apenas 10% de bentonita mostrou ser suficiente para dobrar o valor do índice de compressibilidade do solo e triplicar o índice de recompressão. A mistura com teores de bentonita e caulim equivalentes a 50/50 indicou ser uma mistura 10 vezes mais compressível do que a mistura de caulim puro. AHMAD *et al.* (2000) encontraram o mesmo fator 10, porém com apenas 30% de bentonita adicionada.

Quanto ao coeficiente de adensamento, c_v , KARUNARATNE *et al.*, (2001) constataram que o c_v do caulim puro aumenta com o acréscimo de tensões, ao passo que com a bentonita o comportamento é oposto, há uma redução com o acréscimo de tensões.

Verificou-se também que o coeficiente de adensamento para misturas com 50% de cada solo possui comportamento muito similar à bentonita pura, como ilustrado na Figura 13.

Os índices de permeabilidade, k , diminuíram com acréscimo de bentonita, ou seja, as misturas tornaram-se menos permeáveis. Os autores identificaram que a mistura com 50% de caulim e 50% de bentonita resultou em índices de permeabilidade aproximadamente idênticos ao da bentonita pura (Figura 14).

É possível observar que os resultados de permeabilidade e coeficiente de adensamento não possuem a mesma tendência para as misturas de caulim puro e para misturas de caulim-bentonita com teores de caulim acima de 60%. Espera-se que os valores de c_v e k sejam proporcionais, tendência não observada nos resultados de KARUNARATNE *et al.*, (2001).

Em parte de sua pesquisa, GAUER (2015) também utilizou misturas de caulim-bentonita com diferentes teores de umidade para verificação dos efeitos de velocidade de rotação do ensaio de palheta na medida de resistência não-drenada (S_u) de solos argilosos. As amostras de solos ensaiadas eram compostas por 85% de caulim e 15% de bentonita, com 130% e 160% de umidade. Em seus resultados, GAUER (2015) notou que além da velocidade de rotação das palhetas, o teor de umidade, e , portanto, o seu índice de vazios, influenciou diretamente nos valores de resistência, com valores de S_u diminuindo como teor de umidade das misturas de caulim-bentonita.

DI MAIO e FENELLI (1996) estudaram o comportamento de misturas utilizando caulim e bentonita sódica, ambos provenientes de depósitos na Itália. Os autores realizaram ensaios de cisalhamento direto em amostras de bentonita e caulim puro isoladamente, assim como em misturas de caulim-bentonita, todos hidratados com água destilada. A pesquisa realizada por DI MAIO e FENELLI (1996) objetivou averiguar a influência de diferentes composições dos minerais caulinita e montmorilonita na resistência ao cisalhamento residual de solos argilosos.

As amostras foram adensadas em estágios até uma tensão axial de 500kPa, seguidas de descarregamento progressivo. Em seguida as amostras foram preparadas e submetidas a ensaios de cisalhamento direto com tensões axiais variando de 500kPa a 200kPa.

O gráfico da tensão cisalhante residual (τ'_r) versus tensão axial (σ'_a) para as misturas consideradas pelos autores é mostrado na Figura 15. Os autores observaram que para faixa

de tensões acima de 200kPa, o ângulo de atrito residual ϕ'_r (relação τ'_r/σ'_a) das misturas não dependia da tensão axial aplicada, comportando-se linearmente e com intercepto coesivo nulo, em conformidade com resultados obtidos em estudos realizados por KENNEY (1967) e CHATTOPADHYAY (1972).

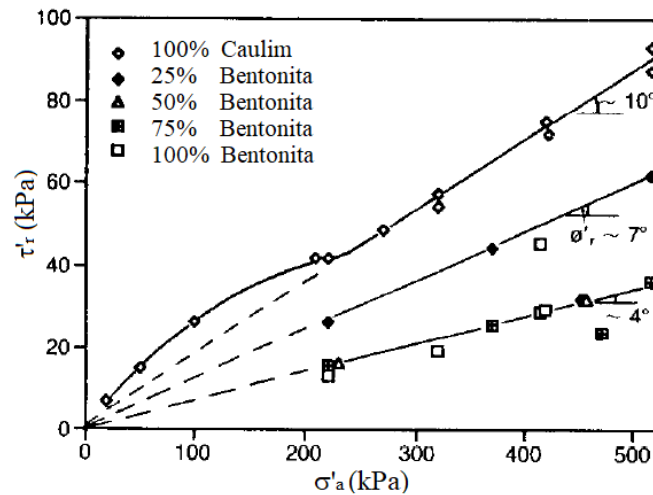


Figura 15 – Tensão cisalhante residual (τ'_r) versus tensão axial (σ'_a) para diferentes misturas de argila (DI MAIO e FENELLI, 1994)

Por fim, DI MAIO e FENELLI (1994) verificaram que o ângulo de atrito residual ϕ'_r (relação τ'_r/σ'_a) diminuía com o acréscimo de bentonita nas misturas (Figura 16), atingindo valores constantes em amostras contendo o mínimo de 50% de bentonita, quando os valores de ângulo de atrito se igualaram ao valor obtido em amostras unicamente compostas por bentonita ($\phi'_r \approx 4^\circ$).

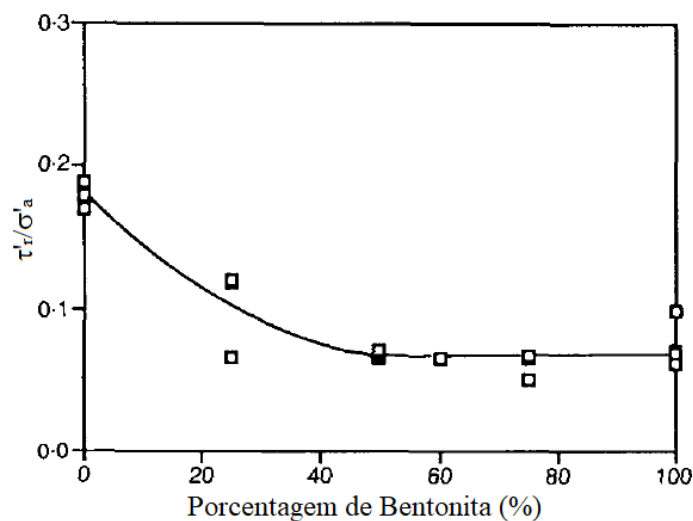


Figura 16 – Relação entre τ'_r/σ'_a e porcentagem de bentonita em peso seco (DI MAIO e FENELLI, 1994)

TIWARI e MARUI (2003) realizaram ensaios em misturas de solo para analisar a influência dos minerais caulinita e esmectita na resistência ao cisalhamento residual da areia de Toyoura, Japão.

Amostras de solo foram preparadas com diferentes frações de caulim e bentonita sódica, com cada solo variando de 0% a 100% em proporção seca. As misturas de caulim-bentonita foram homogeneizadas com adição de água destilada para obtenção de teores de umidade de 50% a 70%.

Após homogeneização, as diferentes misturas foram compactadas em 5 camadas no aparelho *ring shear*, obtendo-se corpos de prova com 4,5 cm de espessura. Em seguida, as amostras foram adensadas a uma tensão de 250 kPa e submetidas ao ensaio de cisalhamento. Assim como DI MAIO e FENELLI (1994), TIWARI e MARUI (2003) identificaram a redução do ângulo de atrito residual com o acréscimo de bentonita, atingindo valores constantes em amostras com teor de bentonita acima de 50%. Ver Figura 17 para ilustração dos resultados.

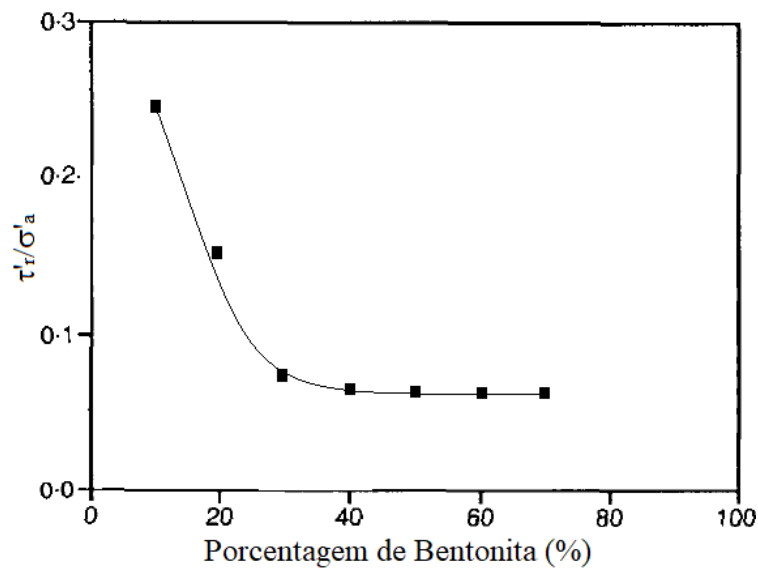


Figura 17 – Relação entre τ'_r/σ'_a e porcentagem de bentonita em peso seco (adaptado de TIWARI e MARUI, 2003)

2.4 Parâmetros de compressibilidade e de adensamento

Os parâmetros de compressibilidade e de adensamento são obtidos a partir do ensaio de adensamento e visam analisar o comportamento de um determinado solo mediante a aplicação de sobrecargas (LAMBE e WHITMAN, 1969). Os parâmetros de compressibilidade estão associados às deformações que ocorrem na massa do solo durante o processo de dissipação do excesso de poropressões. A capacidade do solo em dissipar tais poropressões está intimamente ligada aos parâmetros de adensamento.

O processo de adensamento é resultante da compressão da massa do solo e consiste na redução do índice de vazios devido à expulsão de água dos poros. A abordagem quantitativa desse processo tornou-se possível após a introdução da Teoria do Adensamento proposta por TERZAGHI (1923).

As principais hipóteses da Teoria do Adensamento são:

1. O solo é homogêneo e totalmente saturado ($S = 100\%$);
2. As partículas sólidas e a água são desprezíveis;
3. A compressão é unidimensional e o fluxo de água é governado pela Lei de Darcy;
4. As propriedades do solo não variam durante o adensamento;
5. O índice de vazios (e) varia linearmente com o aumento da tensão efetiva ($\log \sigma$) durante o processo de adensamento.

2.4.1 Ensaio de adensamento convencional ou oedométrico

No ensaio de adensamento o corpo de prova é moldado em um anel cilíndrico e confinado de modo que as deformações horizontais sejam impedidas. A Figura 18 mostra uma célula oedométrica utilizada em ensaios de adensamento convencional.

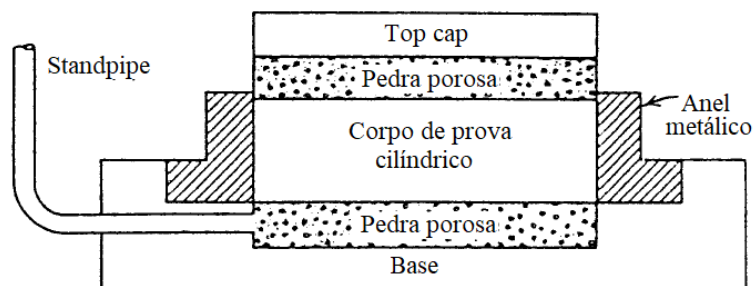


Figura 18 – Célula típica utilizada no ensaio oedométrico (LAMBE, 1951)

Após a moldagem do corpo de prova, a célula é posicionada na prensa para aplicação das cargas e início do monitoramento dos deslocamentos. Os carregamentos são pré-definidos e realizados em estágios com duração de 24 horas cada. A sequência de carregamentos usuais contempla os seguintes estágios: 1,5kPa, 3,125kPa, 6,25kPa, 12,5kPa, 25kPa, 50kPa, 100kPa, 200kPa, 400kPa e 800kPa, seguido de descarregamento para 200kPa, 100kPa e 50kPa, podendo variar de acordo com as características de cada projeto. Os deslocamentos verticais são lidos em intervalos de tempo de 0, 0,1, 0,25, 0,5, 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120 e 1440 minutos.

Cada estágio de carregamento resulta em deformações verticais variando com o tempo e com a tensão aplicada, que serão base para obtenção dos parâmetros de compressibilidade e de adensamento.

2.4.2 Parâmetros de compressibilidade

Os principais parâmetros de compressibilidade obtidos do ensaio oedométrico são (PINTO, 2006):

- Coeficiente de compressibilidade: a_v ;
- Coeficiente de variação volumétrica: m_v ;
- Módulo de compressão oedométrica: D ;
- Índice de compressão: C_c ;
- Índice de recompressão: C_r ;
- Índice de expansão ou descompressão: C_s

O coeficiente de compressibilidade (a_v) representa a variação do índice de vazios com a tensão vertical efetivas e é expresso pela Equação 2.1.

$$a_v = -\frac{de}{d\sigma_v} \quad (2.1)$$

O coeficiente de variação volumétrica (m_v) e o módulo de compressão oedométrica (D) são determinados a partir da curva $\varepsilon \times \sigma_v$ e expressos pelas Equações (2.2 e (2.3).

$$m_v = -\frac{d\varepsilon_v}{d\sigma_v} \quad (2.2)$$

$$D = -\frac{d\sigma_v}{d\varepsilon_v} = \frac{1}{m_v} \quad (2.3)$$

Os índices de compressão (C_c), recompressão (C_r) e de expansão (C_s) indicam a inclinação do trecho de compressão virgem, de recompressão e de expansão respectivamente, como ilustrado na Figura 19.

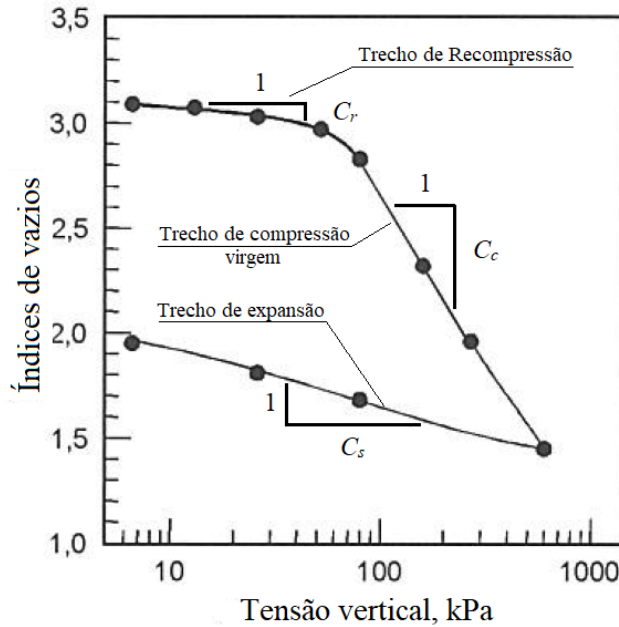


Figura 19 – Curva de compressão típica (adaptado de PINTO, 2006)

2.4.3 Parâmetros de adensamento

Como previamente mencionado, o processo de adensamento consiste na redução do índice de vazios devido à expulsão de água dos poros. A velocidade da água que flui do solo e a dissipação do excesso de poropressão estão associados aos parâmetros de permeabilidade (k) e o coeficiente de adensamento do solo (c_v).

A permeabilidade indica a velocidade de percolação da água dentro do solo, enquanto o coeficiente de adensamento reflete a rapidez com que o adensamento ocorre para uma determinada tensão aplicada. Os parâmetros k e c_v são diretamente proporcionais e com base na teoria de adensamento relacionados de acordo com a Equação (2.4).

$$c_v = \frac{k(1+e)}{a_v \cdot \gamma_w} \quad (2.4)$$

O parâmetro c_v pode ser diretamente obtido do ensaio de adensamento com base na evolução dos recalques com o tempo. Dentre os métodos empregados para determinação de c_v , os mais comuns são o Método de Casagrande (1936) e o Método de Taylor (1942).

2.5 Modelagem centrífuga

HERON (2013) relata que modelagens físicas utilizando centrífuga geotécnica tornaram-se popular a partir da década de 60, quando pesquisadores da área verificaram que esse tipo de modelagem permitia obter resultados efetivos para representação de condições reais de campo. Dentre as principais vantagens de utilização de centrífugas geotécnicas, é possível destacar a redução do tempo de adensamento e das dimensões dos modelos.

2.5.1 Princípio básico de funcionamento

O princípio básico da modelagem centrífuga consiste em reproduzir o comportamento de um protótipo em um modelo de escala reduzida submetido à aceleração centrífuga de magnitude N vezes a aceleração da gravidade da Terra. As correlações entre as grandezas do protótipo e do modelo centrífugo são obtidas através de leis de semelhança (TAYLOR, 1995)

Sabe-se que, sob um campo gravitacional igual a g , a tensão efetiva em uma determinada profundidade é função da massa específica do solo acima e da força do campo g (peso específico = massa específica \times aceleração da gravidade). Se um mesmo solo é usado como protótipo com histórico de tensões semelhante, então, para um modelo centrífugo submetido a um campo de aceleração inercial de N vezes a gravidade da Terra, a tensão vertical será semelhante ao do protótipo correspondente em profundidade, onde a profundidade do modelo (z_m) será a profundidade do protótipo (z_p) dividido pelo fator N (Wang, 2012), como ilustrado na Figura 20. De acordo com MADABHUSHI (2014), essa é a lei de escala fundamental em modelagem centrífuga geotécnica.

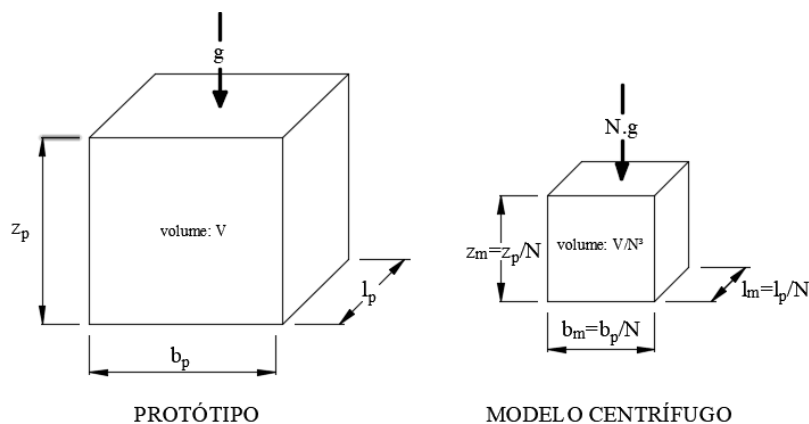


Figura 20 – Princípio da modelagem centrífuga (MADABHUSHI, 2014)

As principais leis de semelhança para as demais grandezas utilizadas em engenharia foram resumidas por MADABHUSHI (2014) e encontram-se na Tabela 1.

Tabela 1 – Resumo das principais leis de escala utilizadas em modelagem centrífuga (MADABHUSHI, 2014)

Grandeza	Lei de escala Modelo/Protótipo
Comprimento	1/N
Área	1/N ²
Volume	1/N ³
Massa	1/N ³
Tensão	1
Deformação	1
Força	1/N ²
Momento fletor	1/N ³
Trabalho	1/N ³
Energia	1/N ³
Velocidade de fluxo	N
Tempo (difusão)	1/N ²

2.5.2 Ensaio T-bar

Este ensaio visa obter o perfil contínuo de resistência de um solo através da cravação do penetrômetro T-bar. A ferramenta T-bar foi desenvolvida por STEWART e RANDOLPH (1991) na tentativa de obter um instrumento capaz de fornecer um perfil contínuo de resistência com valores de resistência ao cisalhamento menos dependentes de correlações empíricas, caso de instrumentos amplamente utilizados como o cone e a palheta.

O penetrômetro T-bar tem sido utilizado não só em ensaios centrífugos, mas também em ensaios de campo, especialmente em investigações *off-shore*. Duas aplicações para esse equipamento são apresentadas como sendo especialmente vantajosas por STEWART & RANDOLPH (1994): a carga lateral última em estacas e a resistência última ao movimento de dutos enterrados no solo. Os autores também concluem que as estimativas de resistência fornecidas pelo aparato são consistentes com as de outros ensaios, sendo

que têm a vantagem de não depender de correções. O penetrômetro T-bar possui o aspecto ilustrado na Figura 21.

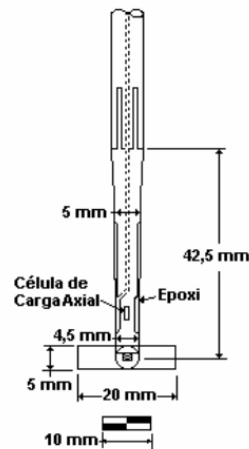


Figura 21 – Modelo esquemático de T-bar utilizado em centrífuga (HOUSE et al., 2001)

O ensaio T-bar é realizado em duas fases: adensamento da amostra e penetração da barra.

Na fase de adensamento, a mistura já devidamente homogeneizada é colocada no interior da caixa centrífuga utilizando a técnica de grumos ou de lama. Em seguida, a caixa é levada ao interior da centrífuga e posta em rotação com aceleração radial de magnitude N vezes a gravidade terrestre (o limite do valor N varia com o porte de cada centrífuga). A estimativa do tempo de adensamento do ensaio, assim como o recalque total final, é realizada com base em dados de monitoramento obtidos da instalação prévia de transdutores de poropressão e medidores de deslocamento (laser e/ou LVDT) na amostra.

Na segunda fase, o T-bar é cravado no solo e a força necessária à penetração é medida por uma célula de carga acoplada na extremidade superior da barra. A obtenção da resistência não drenada é feita por meio da Equação 2.5 proposta por STEWART e RANDOLPH (*apud* FAGUNDES *et al.*, 2012):

$$S_u = \frac{F_v}{N_b \cdot d \cdot L} \quad (2.5)$$

onde F_v é a força vertical medida na célula de carga durante a cravação do T-bar; N_b é o fator de barra do T-bar (igual a 10,5), d e L o diâmetro e o comprimento do T-bar respectivamente.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Materiais utilizados

Para representação do comportamento do solo e da camada fraca do talude submarino nas modelagens físicas da presente pesquisa, optou-se por trabalhar com solo reconstituído utilizando caulim e bentonita. Define-se como solo reconstituído, aquele que tenha sido obtido por meio de mistura completa em teor de umidade igual ou superior ao seu limite de liquidez (w_L), sendo este teor geralmente estabelecido entre o w_L e $1,5.w_L$ (BURLAND, 1990). A seguir, encontra-se uma breve descrição dos solos utilizados na composição das misturas.

3.1.1 Caulim

Dentre os caulins disponíveis no mercado, adotou-se o caulim *Speswhite*TM, um material altamente refinado e livre de impurezas, fornecido pela IMERYYS Ltd. (*Cornwall*, Reino Unido). O material pertence ao lote adquirido pelo Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ para uso em modelagem física em centrífuga. O material seco possui o aspecto ilustrado na Figura 22.



Figura 22 – Amostra seca de caulim *Speswhite*TM

O caulim *Speswhite*TM foi escolhido por ser um material amplamente empregado em projetos de pesquisa utilizando modelos físicos, possuindo propriedades bem estabelecidas na literatura (MAIR, 1979; LOVE, 1984; KIM, 1996).

3.1.2 Bentonita

A bentonita utilizada nos ensaios foi a bentonita sódica ativada (montmorilonita cálcica ativada com carbonato de cálcio) comercializada com o nome de Bentonita Brasgel, fornecida pela Bentonit União Nordeste Ltda., localizada no município de Boa Vista, Paraíba.

A bentonita utilizada recebe o termo “ativada” pois este material passa por um processo adequado para transformá-lo em sódica, uma vez que a bentonita natural é predominante cálcica (FERRAZ, 2006). Uma amostra da bentonita seca utilizada nos ensaios está representada na Figura 23.

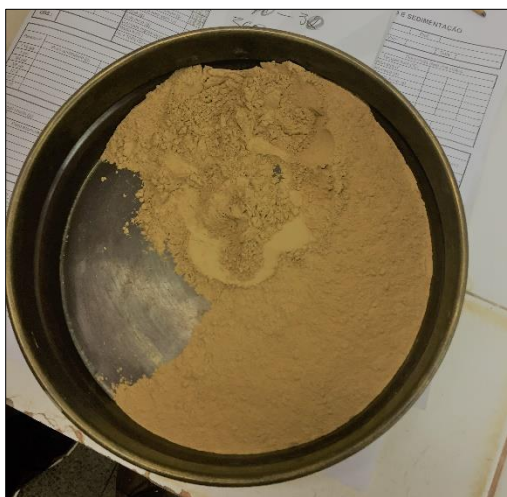


Figura 23 – Amostra de bentonita utilizada nos ensaios

3.1.3 Misturas propostas

O presente estudo propôs um total de 4 misturas de caulim-bentonita para caracterização. Os materiais foram misturados em peso seco e com proporções de bentonita variando de 5 a 15%. As misturas foram identificadas conforme a Tabela 2.

Tabela 2 – Misturas de caulim-bentonita propostas

Mistura 1 (M1)	95,0 % caulim (C) + 5,0% bentonita (B)
Mistura 2 (M2)	92,5 % caulim (C) + 7,5 % bentonita (B)
Mistura 3 (M3)	90,0% caulim (C)+ 10,0% bentonita (B)
Mistura 4 (M4)	85,0% caulim (C)+ 15,0% bentonita (B)

3.2 Caracterização dos materiais

Os seguintes ensaios foram realizados para caracterização das misturas: granulometria, massa específica real dos grãos, limites de Atterberg, análises físico-químicas, difração de raios-X e ensaios oedométricos.

3.2.1 Análises granulométricas

A Figura 24 apresenta as distribuições granulométricas das 4 misturas propostas no item 3.1.3. As análises granulométricas foram realizadas conforme a Norma ABNT NBR 7181 (1984). As misturas de caulim-bentonita apresentaram predominantemente granulometria fina, como esperado, correspondendo a maiores percentuais de argila, seguidos de partículas silte, conforme mostrado na Tabela 3. As curvas granulométricas de cada mistura encontram-se no ANEXO 1.

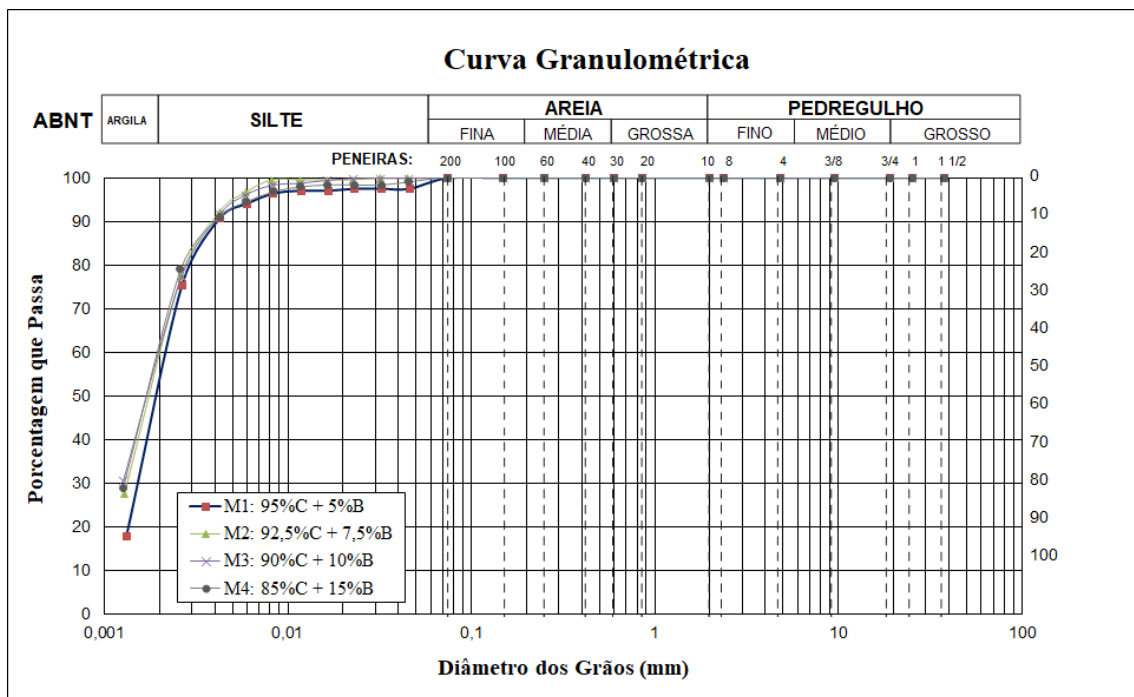


Figura 24 – Curvas granulométricas das misturas

Tabela 3 – Composição granulométrica das misturas

Composição Granulométrica (%) (Classificação ABNT)						
Mistura	Argila	Silte	Areia			Pedregulho
			Fina	Média	Grossa	
M1	52	47	1	0	0	0
M2	58	42	0	0	0	0
M3	60	40	0	0	0	0
M4	61	39	0	0	0	0

3.2.2 Massa específica real dos grãos

Os ensaios para determinação da massa específica real dos grãos (G_s) foram realizados conforme procedimentos preconizados pela Norma NBR 6508 (1984), utilizando-se material passante na peneira 70 (malha com 0,210mm de abertura). Durante a preparação das amostras para os ensaios, adicionou-se água destilada com o auxílio de conta-gotas devido ao comportamento da bentonita perante a água, tendendo a formar grumos se adicionado água de uma só vez nos picnômetros.

Além das misturas de caulim-bentonita, determinou-se o valor de G_s da bentonita. A massa específica real dos grãos do caulim *Speswhite*TM foi determinada por FERNANDES (2018) em pesquisa realizada utilizando material do mesmo lote adquirido pela COPPE/UFRJ. Os resultados de G_s do caulim, das misturas e da bentonita encontram-se resumidos na Tabela 4.

Tabela 4 – Massa específica real dos grãos dos solos e misturas utilizados

Material	G_s
Caulim <i>Speswhite</i> TM (FERNANDES, 2018)	2,62
M1 (95,0% C + 5,0% B)	2,62
M2 (92,5% C + 7,5% B)	2,62
M3 (90,0% C + 10,0% B)	2,63
M4 (85,0% C + 15,0% B)	2,65
Bentonita Brasgel	2,73

Nota-se que para teores de bentonita até 7,5% não há alteração significativa dos valores de G_s , mantendo-se igual ao do caulim *Speswhite*TM. FERRAZ (2006) obteve resultados muito similares para a massa específica real da bentonita Brasgel, com G_s igual a 2,72.

3.2.3 Limites de Atterberg

Os ensaios para determinação dos limites de liquidez (w_L) e plasticidade (w_p) foram realizados conforme procedimentos descritos nas Normas NBR 6459 (1984) e NBR 7180 (1984) respectivamente. Ambos os ensaios de limite de liquidez e limite de plasticidade foram realizados com adição de água destilada.

Os limites de Atterberg (w_L e w_p) do caulim *Speswhite*TM foram obtidos da pesquisa realizada por FERNANDES (2018). Os valores de w_L , w_p , I_p encontram-se na Tabela 5.

Tabela 5 – Limites de Atterberg solos e misturas utilizados

Material	w_L (%)	w_P (%)	I_P (%)
Caulim <i>Speswhite</i> TM (FERNANDES, 2018)	62,0	23,0	39,0
M1 (95,0% C + 5,0% B)	65,0	27,0	38,0
M2 (92,5% C + 7,5% B)	70,0	31,0	39,0
M3 (90,0% C + 10,0% B)	73,0	29,0	44,0
M4 (85,0% C + 15,0% B)	84,0	24,0	60,0
Bentonita Brasgel	441,0	59,0	382,0

Nota: índice de plasticidade (I_P) = $w_L - w_P$

De modo geral, os resultados da Tabela 5 mostram um aumento dos índices de consistência com o aumento do teor de bentonita, em especial o índice de plasticidade para teores de bentonita acima de 10%. O aumento do I_P indica que as misturas tornaram-se mais plásticas, resultado esperado dado às propriedades da bentonita. Esta tendência também foi observada por KARUNARATNE et al. (2001) em estudos realizados com misturas de caulim-bentonita, embora os autores tenham utilizado materiais distintos dos utilizados nesta pesquisa.

Os limites de liquidez e plasticidade para o caulim *Speswhite*TM e a Bentonita Brasgel mostraram-se consistentes com resultados encontrados na literatura. Segundo KIM (1996), tendo como base propriedades obtidas em pesquisas realizadas por diversos autores que utilizaram o caulim *Speswhite*TM, valores típicos para o limite de liquidez e de plasticidade deste material são da ordem de 65% e 34% respectivamente. Com relação à Bentonita Brasgel, ensaios de limites realizados por FERRAZ (2006) indicaram valores correspondentes a 435% e 46% para os limites de liquidez e plasticidade, respectivamente.

3.2.4 Análises físico-químicas

A composição química realizada com ataque sulfúrico na Bentonita sódica Brasgel é mostrada na Tabela 6. Nota-se que a bentonita apresenta predominantemente óxido de silício (SiO_2) e óxido de Alumínio (Al_2O_3), totalizando cerca de 60% do material. Além disso, identifica-se a presença 8,98% de ferro em forma de óxido de ferro III (Fe_2O_3). Os resultados obtidos no presente estudo mostraram-se compatíveis com os ensaios realizados por VASCONCELOS *et. al.*, (2012) e AMORIM *et. al.* (2004) com a Bentonita sódica Brasgel. De acordo com os autores, o conteúdo predominante de SiO_2 na bentonita

é devido à sílica livre, originada do quartzo, já o Al_2O_3 existente está em sua maior totalidade combinado formando os argilominerais, em geral caulinita. A presença de Fe_2O_3 na amostra está possivelmente relacionada ao ferro presente na estrutura cristalina do argilomineral do grupo da esmectita. Os valores do grau de intemperismo, K_i e K_r são respectivamente 5,60 e 3,96.

Tabela 6 – Composição química da bentonita.

Amostra	Ataque Sulfúrico						
	ΔP (%)	SiO_2 (%)	Al_2O_3 (%)	Fe_2O_3 (%)	K_i	K_r	Res. (%)
Bentonita Brasgel	5,06	45,68	13,86	8,98	5,60	3,96	13,90

Nota: $K_i = \frac{\%SiO_2 \times 1,70}{\%Al_2O_3}$, $K_r = \frac{\%SiO_2 / 0,60}{(\%Al_2O_3 / 1,02) + (\%Fe_2O_3 / 1,60)}$, Res. = valor residual sob ataque sulfúrico

3.2.5 Caracterização mineralógica por difração de raios-x

A caracterização mineralógica por difração de raio X da Bentonita Brasgel foi realizada no Centro de Tecnologia Mineral (CETEM). Como esperado, o resultado detectou a presença do mineral montmorilonita, característico do grupo das esmectitas (ver Figura 25). Outros minerais não esmectíticos também foram identificados, como o quartzo e a microclina (mineral do grupo dos feldspatos), com valores de pico entre 25 e 35 graus. A presença de impurezas, como o quartzo por exemplo, também foi detectada por CARVALHO (2014) em caracterização mineralógica realizada em amostra de Bentonita Brasgel.

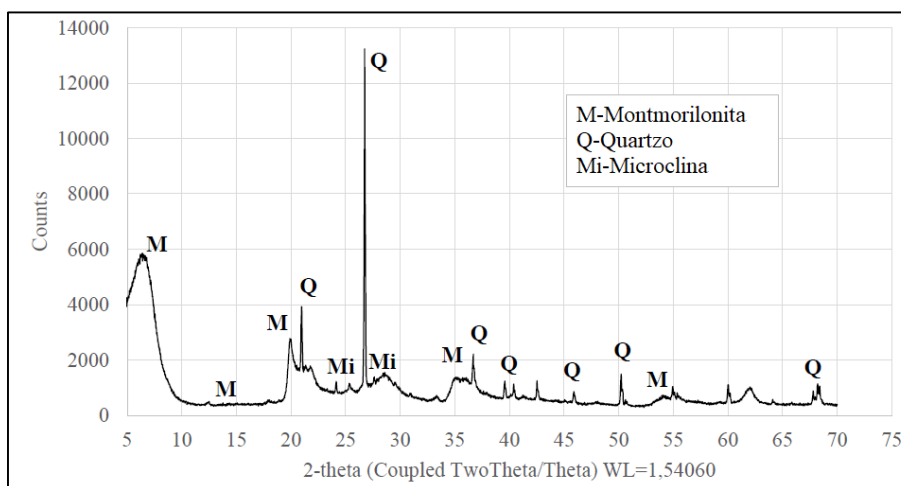


Figura 25 – Ensaio de difração de raios x realizado em amostra de bentonita

3.3 Ensaios de adensamento

3.3.1 Programação dos Ensaios

Ensaios oedométricos foram realizados para obter o índice de compressão (C_c) e o coeficiente de adensamento (c_v) das misturas. Conforme a Tabela 7, um total de 7 ensaios de adensamento foram realizados no presente trabalho. Deste total, 2 corpos de prova com mistura de caulim-bentonita foram moldados com teores de umidade igual a 1,25 vezes o limite de liquidez e 4 com teores de umidade igual a 1,50 vezes o limite de liquidez. Além das 6 misturas, também foi realizado ensaio de adensamento no caulim puro com umidade de $1,25w_L$.

Optou-se por caracterizar as 4 misturas (M1, M2, M3 e M4) com o teor de umidade de $1,50w_L$ devido a resultados de ensaios preliminares do projeto de pesquisa realizado pela COPPE/UFRJ, onde o caulim puro foi utilizado com umidade equivalente a $1,50 w_L$ para caracterização do solo do talude submarino. Sendo assim, o ideal é que a mistura que venha representar a camada fraca do talude tenha a mesma proporção na determinação do teor de umidade.

Tabela 7 – Misturas de caulim-bentonita propostas

Amostra	Mistura	Teor de Umidade
AM-1	Caulim <i>Speswhite</i>	1,25 w_L
AM-2	95,0 % caulim (C) + 5,0% bentonita (B)	
AM-3	92,5 % caulim (C) + 7,5 % bentonita (B)	
AM-4	95,0 % caulim (C) + 5,0% bentonita (B)	1,50 w_L
AM-5	92,5 % caulim (C) + 7,5 % bentonita (B)	
AM-6	90,0% caulim (C)+ 10,0% bentonita (B)	
AM-7	85,0% caulim (C)+ 15,0% bentonita (B)	

3.3.2 Procedimentos Adotados

Realizou-se inicialmente a pesagem das massas em peso seco de bentonita e caulim para preparação das misturas. Em seguida, os materiais foram misturados, homogeneizados para a umidade correspondente, mantidos em saco plástico e por fim armazenados na câmara úmida por 24h.

Após esse intervalo, iniciou-se o processo de moldagem das células oedométricas. A sequência de montagem do ensaio seguiu os padrões definidos pela Norma NBR 12007:1990. No entanto, devido à consistência líquida das misturas, foi necessário manter

as amostras adensando apenas com a ação do peso próprio e do *top cap* (ver Figura 26) por 24h antes do início dos carregamentos, pois a simples instalação das células na prensa acarretou o vazamento do solo pela parte superior.



Figura 26 – Célula oedométrica, adensamento com peso próprio

A sequência de carregamentos dos ensaios contemplou os seguintes estágios de carregamento: 1,5kPa, 3,125kPa, 6,25kPa, 12,5kPa, 25kPa, 50kPa, 100kPa, 200kPa e 400kPa. Os deslocamentos verticais foram lidos em intervalos de tempo de 0; 0,1; 0,25; 0,5; 1; 2; 4; 8; 15; 30; 60; 120 e 1440 minutos. A Figura 27 mostra uma das prensas utilizadas nos ensaios oedométricos.



Figura 27 – Prensa utilizada nos ensaios de adensamento

3.4 Modelagem centrífuga

Além da caracterização das misturas, o presente estudo propôs a realização de ensaio centrífugo com o objetivo de estabelecer uma metodologia para preparação das misturas e dos modelos centrífugos a serem futuramente ensaiados. Optou-se pela mistura com teor de bentonita igual a 10% e umidade 1,5 vezes o limite de liquidez para realização do ensaio.

3.4.1 Equipamentos e instrumentação

a) Centrífuga de braço da COPPE/UFRJ

O ensaio centrífugo da presente pesquisa foi realizado na mini centrífuga de braço da COPPE/UFRJ. Em suma, a mini centrífuga é composta de quatro itens básicos (TREJO, 2015):

- Sistema de aquisição de dados;
- Viga rotacional para ligação das caixas com o rotor da centrífuga;
- Atuador bidirecional;
- Caixa centrífuga tipo balanço.

ALMEIDA *et al.* (2014) e TREJO (2015) apresentam as principais características e detalhes da mini centrífuga de braço da COPPE/UFRJ. A Figura 28 ilustra os principais componentes do equipamento.

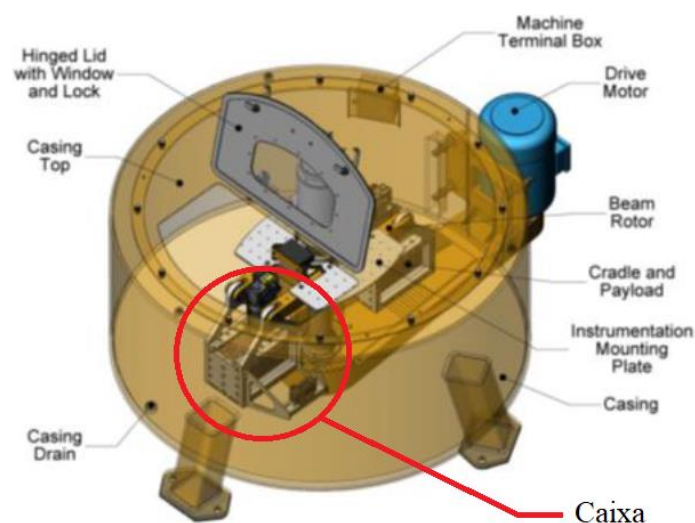


Figura 28 – Esquema geral da centrífuga de braço da COPPE/UFRJ (BROADBENT Inc., 2011)

b) Célula de carga vertical

A medição das forças verticais foi realizada utilizando uma célula de carga de 125 N, especificação ELAF-125N S/N 69300001, fornecida pela fabricante *Measurement Specialities*TM (Figura 29):



Figura 29 – Célula de carga vertical de 125N

A calibração da célula de carga vertical foi realizada com sucessivos ciclos de carregamento e descarregamento de intervalos de 0 a 100 N. A Figura 30 mostra o aparato utilizado para calibração. Obteve-se coeficiente de ajuste linear $R^2 = 1$, como mostra o resultado da calibração apresentado na Figura 31.

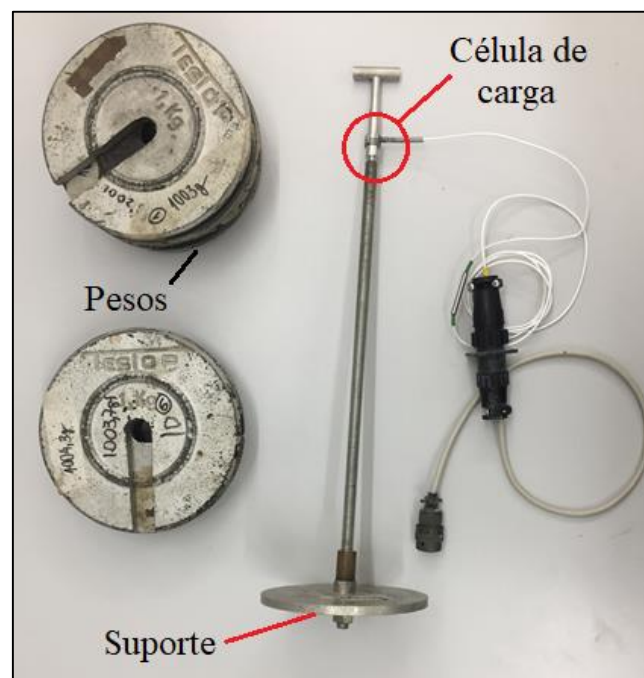


Figura 30 – Aparato utilizado na calibração

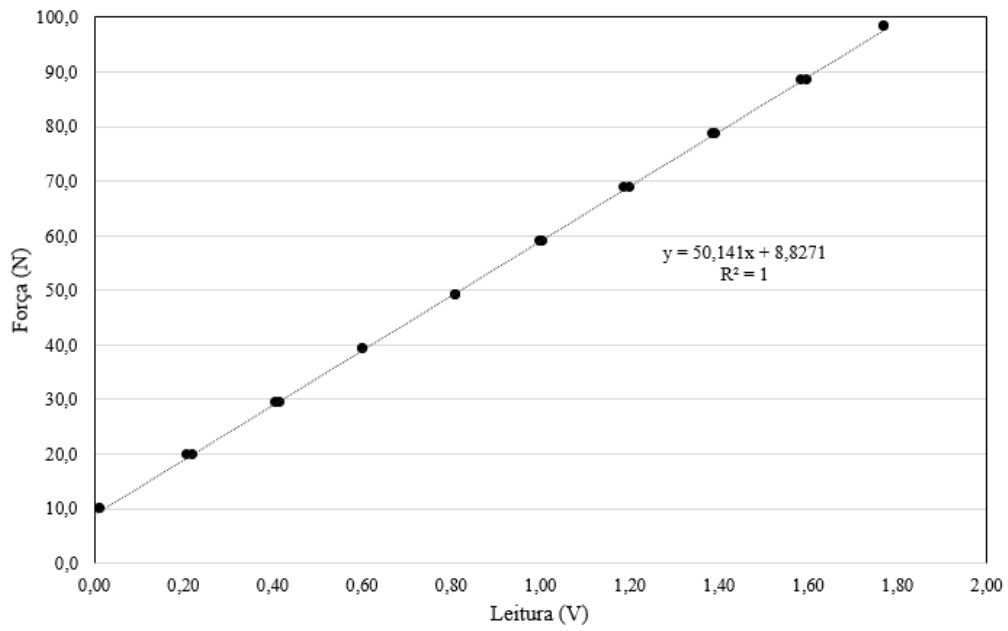


Figura 31 – Resultado da calibração da célula vertical ELAF-125N S/N 69300001

c) T-bar

O T-bar utilizado no ensaio foi acoplado à célula de carga de 125 N e possui 7 mm de diâmetro e 24 mm de comprimento. O penetrômetro é ilustrado na Figura 32.



Figura 32 – T-bar utilizado

d) Transdutor de poropressão

Transdutores são dispositivos que utilizam sensores para converter fenômenos físicos em sinais elétricos. O transdutor de poropressão utilizado no ensaio centrífugo foi inserido na metade da camada da mistura por furo lateral presente na caixa. Utilizou-se um tubo guia projetado especificamente para a cravação do transdutor no solo.

O instrumento permitiu monitorar a dissipação do excesso de poropressão durante a fase de adensamento da mistura. A calibração do transdutor é apresentada no ANEXO 3 e sucedeu a fase de saturação da pedra porosa, que consistiu nas seguintes etapas: colocação da pedra porosa em uma câmara a vácuo por dois dias e saturação da pedra porosa com água deaerada e destilada na mesma câmara a vácuo.

e) Transdutor de deslocamento

Foi utilizado o sensor de deslocamento a laser OADM 12U6460/S35A da fabricante *Baumer Electric* para monitoramento de deslocamentos verticais (ver Figura 33). O instrumento possui resolução de 0,12 mm e intervalo de leituras de 16 mm até 120 mm. A calibração do laser é apresentada no ANEXO 3.



Figura 33 – Sensor de deslocamento a laser

3.4.2 Preparação da mistura

Os materiais foram misturados em batedeira industrial mostrada na Figura 34.



Figura 34 – Batedeira utilizado para mistura dos materiais (FERRAZ, 2006)

A seguinte metodologia foi adotada:

1. Separação do caulim e da bentonita para secagem em estufa a 105° C por um período de 24h.
2. Retirada dos materiais da estufa.
3. Pesagem do caulim e da bentonita conforme a proporção de materiais da mistura a ser adotada (no presente estudo adotou-se mistura com 90% de caulim e 10% de bentonita em peso seco).
4. Pesagem da quantidade de água destilada necessária para obtenção de mistura com teor de umidade igual a 1,5 vezes o limite de liquidez.
5. Mistura dos materiais ainda secos em saco plástico para homogeneização até a obtenção de mistura de coloração uniforme.
6. Adição de parte do material seco homogeneizado na bacia da batedeira e acréscimo de água destilada aos poucos, realizando mistura manual com auxílio de espátula para evitar a formação de pó (perda de mistura seca) e que a mistura seca não agarre no fundo ou nas paredes da batedeira.
7. Acoplamento da bacia na batedeira e adição gradual de solo e água destilada restantes, com batedeira funcionando no nível 1.
8. Manter o material em processo de mistura na batedeira por um período de 1h a fim de garantir uma amostra final bem homogeneizada e sem a presença de grumos ou material ainda seco.

3.4.3 Fase de adensamento no Adensômetro

Após o preparo da mistura, a amostra foi colocada em caixa adaptada para realização do adensamento no equipamento chamado adensômetro, ilustrado na Figura 35. A adaptação da caixa consistiu na montagem de placas de extensão removíveis para possibilitar a utilização da amostra na centrífuga após o término do ensaio no adensômetro.



Figura 35 – Adensômetro da COPPE/UFRJ

A preparação da caixa consiste na aplicação das seguintes etapas:

1. Montar as partes externas da caixa e inserir as placas de acrílico antes de apertar os parafusos.

2. Colocar uma malha metálica no fundo da caixa, seguido de uma folha de papel filtro e geotêxtil não tecido para permitir a drenagem na face inferior, como mostrado na Figura 36 e Figura 37.

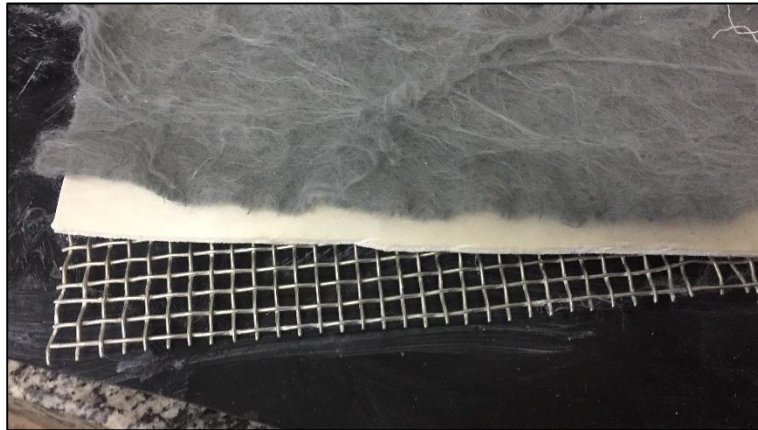


Figura 36 – Drenagem da face inferior



Figura 37 – Vista superior da caixa antes do preenchimento com a mistura

3. Aplicar fluido lubrificante (silicone) nas faces laterais da caixa para diminuir o atrito lateral.
4. Preencher a caixa com a mistura preparada na bateadeira até uma altura de aproximadamente 21cm. A estimativa da altura inicial da amostra é calculada com base nas propriedades da mistura, sequência de carregamento a ser aplicada e altura final desejada para realização do ensaio centrífugo.
5. Colocar uma folha de papel filtro e de geotêxtil na face superior da amostra.

6. Deixar a amostra adensando com o peso próprio por um período de 24h. O geotêxtil deve ser umedecido para evitar secagem do topo da amostra.
7. No dia seguinte, posicionar a placa de aço que servirá para transmitir a carga do pistão para o solo uniformemente.

Ao término do preparo, a caixa é levada ao adensômetro para início dos carregamentos e do ensaio propriamente dito. O carregamento foi dividido em estágios de 48h de duração cada: 6,25kPa, 12,5kPa, 25kPa, 50kPa, 80kPa, 100kPa, 150kPa e 200kPa. Sendo assim, a amostra deve apresentar uma tensão de pré-adensamento de aproximadamente 200kPa ao término do ensaio. O intervalo de cada estágio de carregamento foi estabelecido para 48h pois a mistura mostrou não ganhar resistência suficiente para intervalos de 24h em ensaio preliminar realizado.

Uma das vantagens do adensômetro é que este equipamento fornece leituras contínuas do carregamento aplicado e da deformação vertical.

A seguir são apresentados os resultados do ensaio. A Figura 38 apresenta o gráfico de pressão com tempo e a Figura 39 a evolução dos recalques para a amostra de caulim-bentonita.

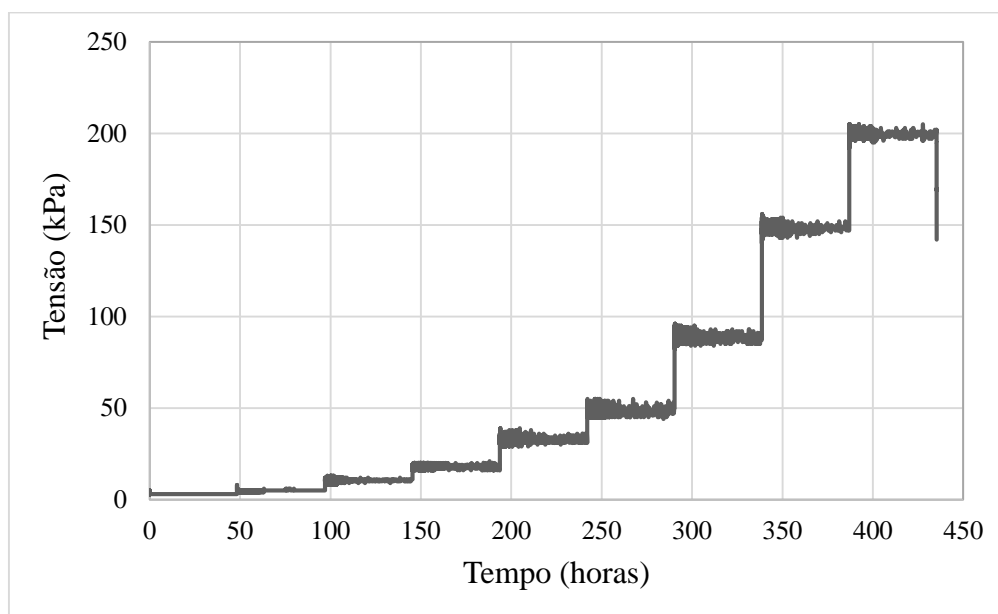


Figura 38 – Gráfico de Tensão x Tempo aplicado no adensômetro

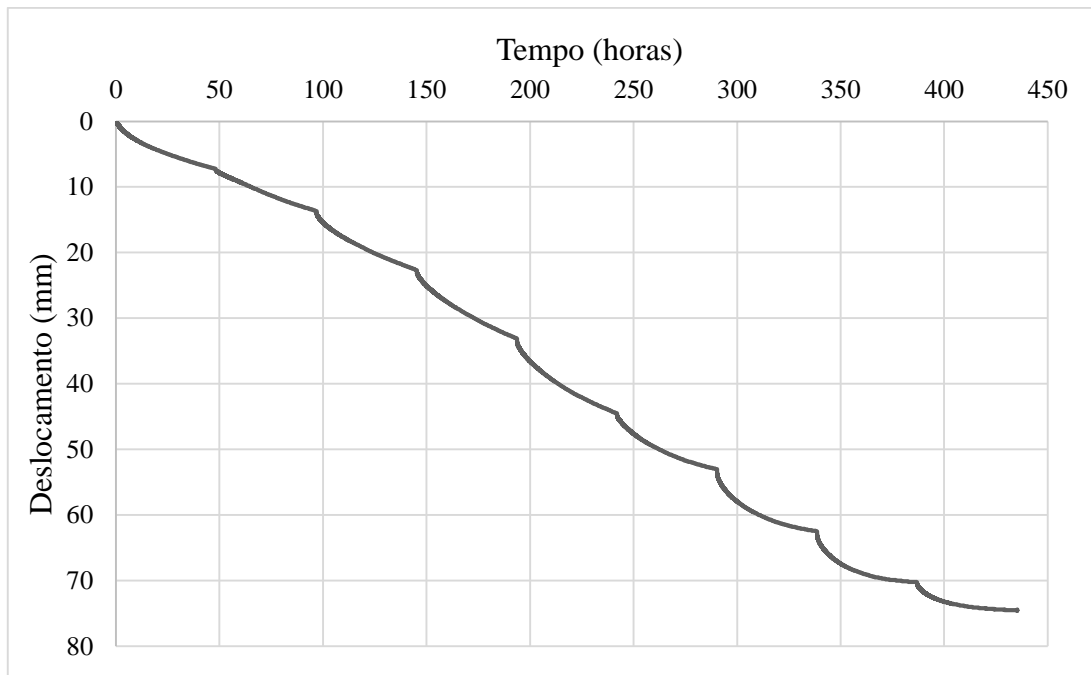


Figura 39 – Gráfico de Deslocamento x Tempo aplicado no adensômetro

3.4.4 Preparação para o ensaio

Após adensamento da mistura, a amostra é descarregada e a placa metálica é retirada. Procede-se com a desmontagem das placas de extensão para obtenção da caixa a ser utilizada no ensaio centrífugo. A caixa com amostra adensada é apresentada na Figura 40.



Figura 40 – Caixa com amostra adensada no adensômetro

Em seguida, instala-se o transdutor de poropressão na amostra (PPT1) e o sensor de deslocamento a laser, como apresentado na Figura 41 e Figura 42, respectivamente. Outro transdutor de poropressão foi instalado no interior do *standpipe* acoplado à caixa (PPT2) após o término do ensaio no adensômetro.



Figura 41 – Instalação do transdutor de poropressão



Figura 42 – Instalação do sensor de deslocamento

Com a modelo já preparado, a caixa instrumentada é colocada no interior da centrífuga (ver Figura 43) e o atuador é posicionado. Realiza-se então a verificação do equilíbrio de momentos e do cabeamento, a fim de evitar danos durante a etapa de voo.



Figura 43 – Caixa no interior da centrífuga

Verificado o cabeamento, o sistema de aquisição de dados é ligado. É necessário realizar uma fase de readensamento na mistura, para verificação da estabilização das poropressões, uma vez que a amostra sofreu alívio de tensões após o descarregamento no adensômetro.

O ensaio centrífugo foi realizado a 50g. Durante o voo, os transdutores de poropressão e deslocamento foram monitorados quanto à qualidade dos registros.

3.4.5 Ensaio T-bar

Foram executados três ensaios T-bar na mistura: T1, T2 e T3, como ilustrado na Figura 43. Estes ensaios foram realizados a uma taxa de penetração de 1,44 mm/s, taxa de amostragem de 10 Hz, nível de aceleração igual a 50g na fase de atuação e 70mm de cravação para cada perfil.

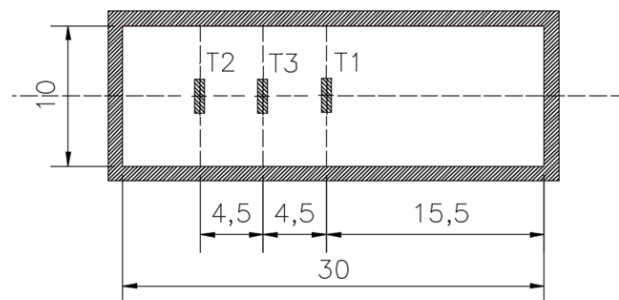


Figura 44 – Vista superior da caixa com localização dos pontos de ensaios T-bar. Medidas em centímetro

O procedimento adotado para realização do ensaio na mistura é apresentado a seguir:

1. Verificação da altura da mistura após da fase de adensamento no adensômetro;
2. Adição de 20mm de nível de água acima da camada do solo;
3. Montagem do atuador acima da caixa da centrífuga e do sistema célula-de-carga-T-bar (Figura 45);



Figura 45 – Posicionamento do atuador sobre a caixa da centrífuga

4. Verificação dos momentos entre a caixa instrumentada com atuador e a caixa do contrapeso, assim como a fixação dos cabos internos da instrumentação, de tal maneira que não sofressem danos durante a etapa de voo;
5. Verificação do sistema de aquisição de dados e digitação dos parâmetros de entrada para o ensaio centrífugo (i.e., frequência de rotação máxima e taxa de aquisição). O ensaio de atuação foi realizado a 50 g;
6. Monitoramento da instrumentação durante o voo (registros das células de carga, transdutores de poropressão e sensores de deslocamento do atuador), para determinar o tempo de início do ensaio de penetração com T-bar;
7. Realização do ensaio após registros de poropressões e recalques constantes. O T-bar foi penetrado aproximadamente 70 mm. O registro da instrumentação foi feito à uma taxa de aquisição de 10Hz.

4 RESULTADOS E ANÁLISES

4.1 Ensaio de Adensamento

a) Ensaio com umidade $w=1,25w_L$

O índice de compressão das amostras AM-1, AM-2 e AM-3 foram obtidos a partir dos resultados das curvas que relacionam a tensão vertical com o índice de vazios presente na Figura 46.

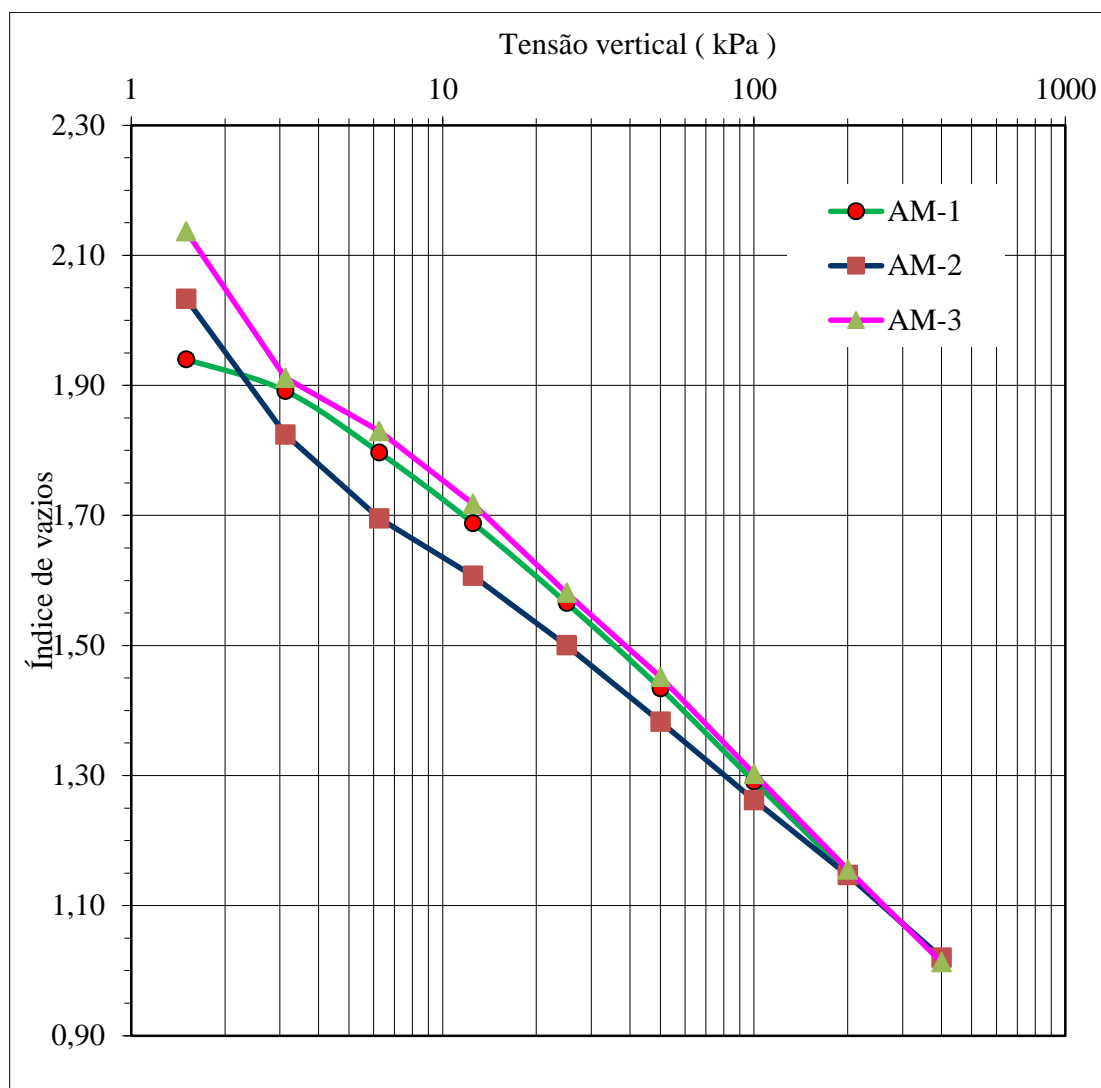


Figura 46 – Tensão vertical versus índices de vazios para misturas $w=1,25w_L$

É possível observar uma tendência do aumento do índice de vazios, e conseqüentemente, da compressibilidade, da amostra com teor de bentonita igual a 7,5% se comparada ao caulim puro. Este comportamento era esperado, dada as propriedades expansivas da

bentonita. No entanto, a mesma tendência não pôde ser observada para a amostra com 5% de bentonita, a qual apresentou índice de vazios inferiores ao do caulim puro.

A Tabela 8 apresenta os resultados dos índices de compressão das amostras com teor de umidade igual a $1,25w_L$. Como anteriormente citado, a amostra AM-2 (5% de bentonita) apresentou índices de vazios inferiores ao do caulim puro, e conseqüentemente, menores valores de C_c . Acredita-se que tal comportamento possa estar relacionado com uma má homogeneização da amostra.

Tabela 8 – Índices de Compressão das amostras AM-1, AM-2 e AM-3

Amostra	C_c
AM-1	0,446
AM-2	0,400
AM-3	0,472

A deformação específica de cada mistura pode ser verificada na Figura 47. Nota-se um aumento das deformações com o acréscimo de tensões e elevação do teor de bentonita nas misturas. Este comportamento está associado ao aumento do teor de umidade, portanto, do índice de vazios, das misturas à medida que se acrescenta bentonita.

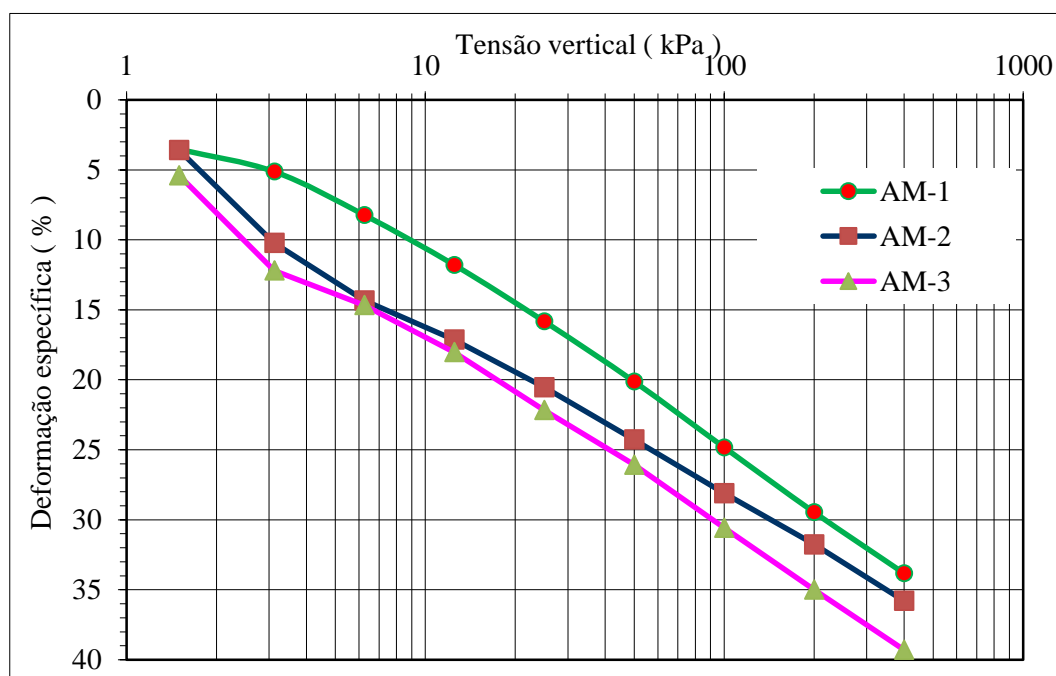


Figura 47 – Tensão vertical versus deformação específica para misturas com $w=1,25w_L$

Os coeficientes de adensamento conforme as tensões aplicadas nas amostras AM-1, AM-2 e AM-3 podem ser verificados na Figura 48. Os valores de c_v foram calculados pelo método de Taylor e encontram-se resumidos nas tabelas 9, 10 e 11 respectivamente. É possível verificar a redução dos coeficientes de adensamento com o acréscimo do teor de bentonita nas misturas, quando comparados aos resultados do caulim puro.

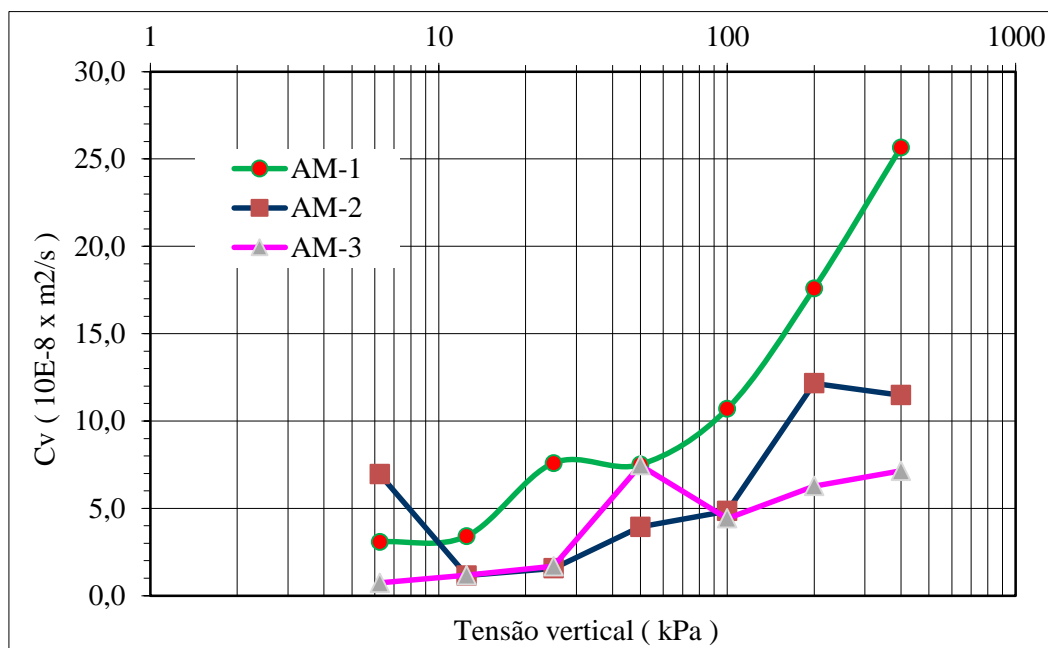


Figura 48 – Coeficiente de adensamento versus tensão vertical para misturas com $w=1,25w_L$

Tabela 9 – Coeficientes de adensamento da amostra AM-1

Amostra	σ'_v (kPa)	c_v (m ² /s)
AM-1	6,25	3,08 E-08
	12,5	3,41 E-08
	25,0	7,59 E-08
	50,0	7,50 E-08
	100,0	10,69 E-08
	200,0	17,58 E-08
	400,0	25,65E-08

Tabela 10 – Coeficientes de adensamento da amostra AM-2

Amostra	σ'_v (kPa)	c_v (m ² /s)
AM-2	6,25	6,95 E-08
	12,5	1,15 E-08
	25,0	1,56 E-08
	50,0	3,94 E-08
	100,0	4,84 E-08
	200,0	12,15 E-08
	400,0	11,48 E-08

Tabela 11 – Coeficientes de adensamento da amostra AM-3

Amostra	σ'_v (kPa)	c_v (m ² /s)
AM-3	6,25	1,44 E-08
	12,5	1,92 E-08
	25,0	3,67 E-08
	50,0	6,57 E-08
	100,0	5,71 E-08
	200,0	10,52 E-08
	400,0	10,94 E-08

b) Ensaios com umidade $w=1,50w_L$

A Figura 49 apresenta a variação do índice de vazios das amostras AM-4 a AM-7 para as diferentes tensões aplicadas. Os resultados obtidos por FERNANDES (2018) para amostra de caulim puro foram inseridos para fins comparativos.

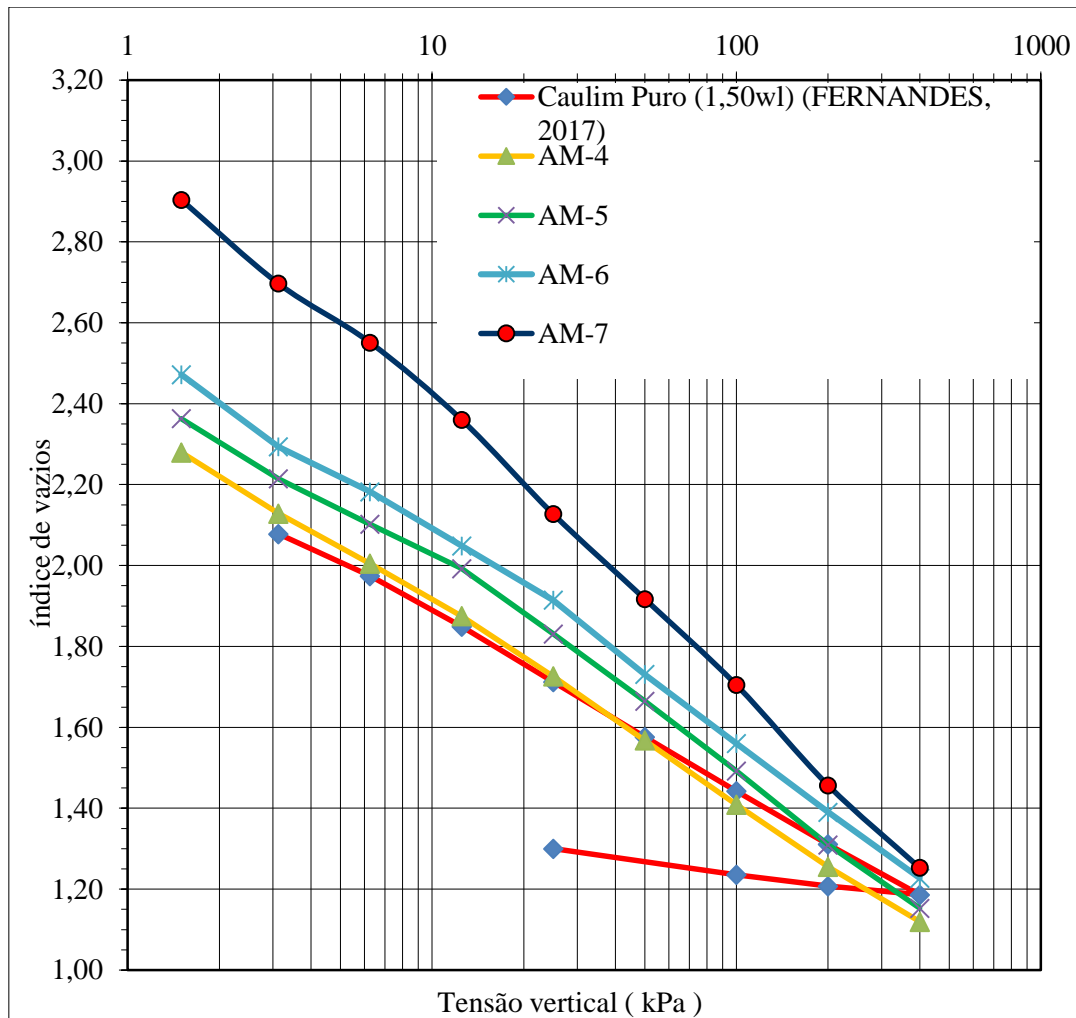


Figura 49 – Tensão vertical versus índices de vazios para misturas $w=1,50w_L$

Os resultados dos índices de compressão das amostras com teor de umidade igual a $1,50w_L$ são apresentados na Tabela 12. Observa-se um aumento da compressibilidade com o acréscimo do teor de bentonita na composição das amostras, coerente com o esperado e com resultados obtidos por KARUNARATNE *et al.* (2001) em campanha de ensaios similar.

Tabela 12 – Índices de Compressão do caulim e das amostras AM-4 a AM-7

Amostra	C_c
Caulim <i>Speswhite</i> (FERNANDES, 2018)	0,440
AM-4	0,502
AM-5	0,558
AM-6	0,565
AM-7	0,726

As figuras 50 e 51 apresentam as curvas de deformação específica e coeficientes de adensamento para as amostras AM-1, AM-2 e AM-3 respectivamente. Observa-se o aumento das deformações específicas com o aumento do teor de bentonita, resultado decorrente do aumento do índice de vazios e da compressibilidade à medida que se aumenta a porcentagem de bentonita nas misturas.

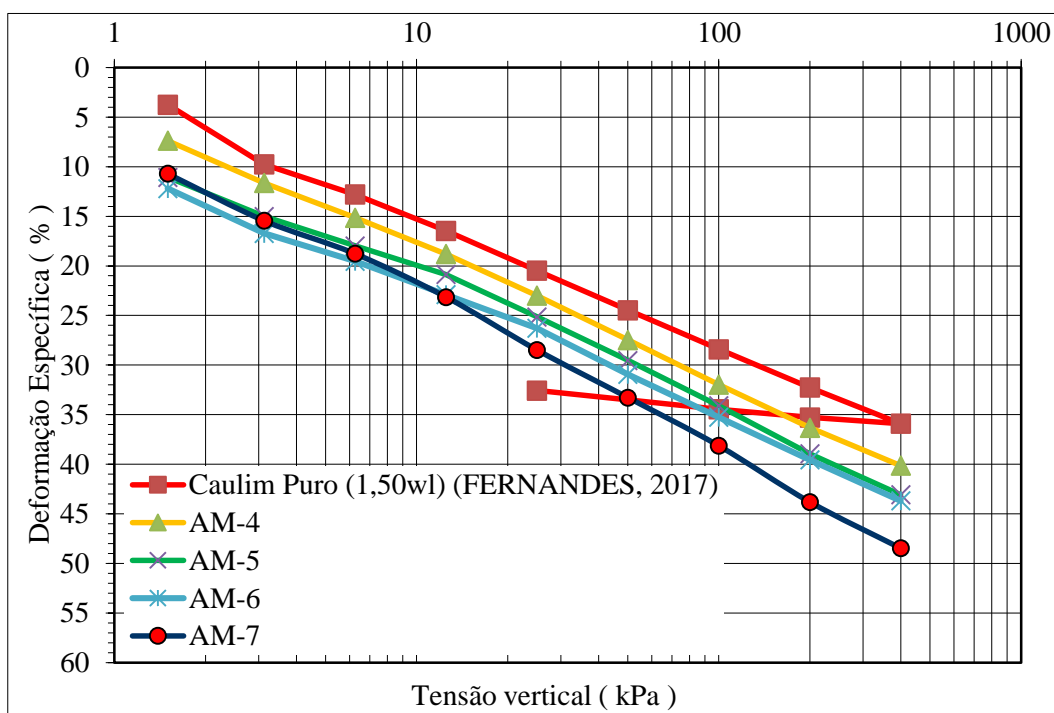


Figura 50 – Tensão vertical versus deformação específica para misturas com $w=1,50w_L$

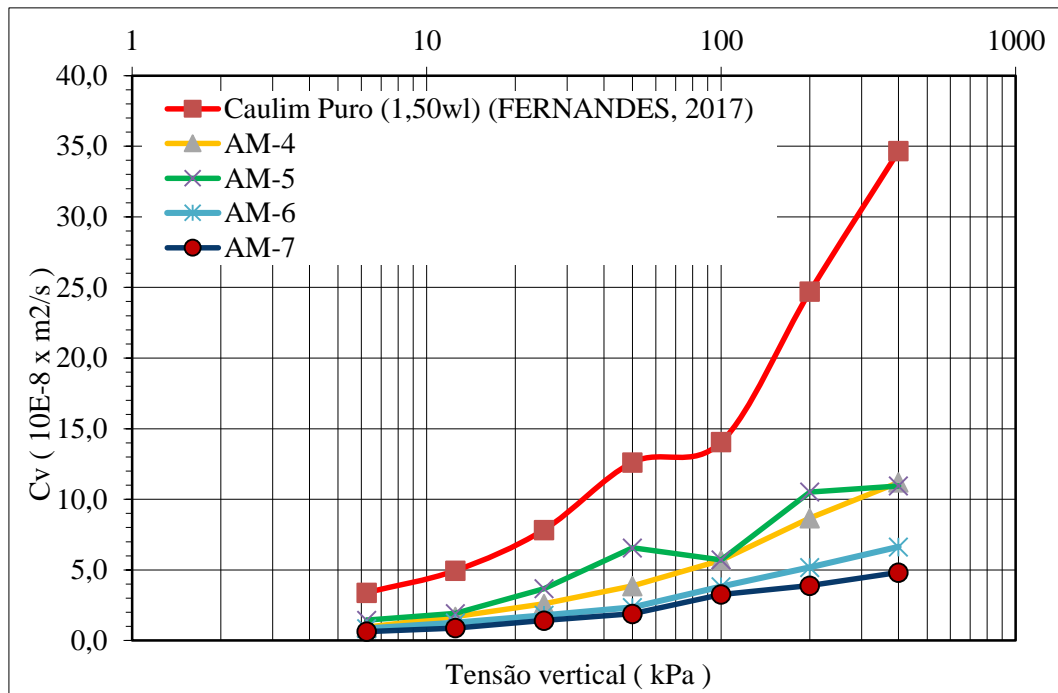


Figura 51 – Coeficiente de adensamento versus tensão vertical para misturas com $w=1,50w_L$

Os valores de c_v para as amostras com 1,5wl de umidade foram calculados pelo método de Taylor e encontram-se resumidos nas tabelas 13 a 17. É possível verificar a redução dos coeficientes de adensamento com o acréscimo do teor de bentonita nas misturas, quando comparados aos resultados do caulim puro obtidos por FERNANDES (2018).

Tabela 13 – Coeficientes de adensamento da amostra AM-4

Amostra	σ'_v (kPa)	c_v (m ² /s)
AM-4	6,25	0,96 E-08
	12,5	1,69 E-08
	25,0	2,60 E-08
	50,0	3,86 E-08
	100,0	5,70 E-08
	200,0	8,68 E-08
	400,0	11,20 E-08

Tabela 14 – Coeficientes de adensamento da amostra AM-5

Amostra	σ'_v (kPa)	c_v (m ² /s)
AM-5	6,25	1,44 E-08
	12,5	1,92 E-08
	25,0	3,67 E-08
	50,0	6,57 E-08
	100,0	5,71 E-08
	200,0	10,52 E-08
	400,0	10,94 E-08

Tabela 15 – Coeficientes de adensamento da amostra AM-6

Amostra	σ'_v (kPa)	c_v (m²/s)
AM-6	6,25	0,78 E-08
	12,5	1,16 E-08
	25,0	1,65 E-08
	50,0	2,15 E-08
	100,0	3,46 E-08
	200,0	4,66 E-08
	400,0	5,92 E-08

Tabela 16 – Coeficientes de adensamento da amostra AM-7

Amostra	σ'_v (kPa)	c_v (m²/s)
AM-7	6,25	0,63 E-08
	12,5	0,89 E-08
	25,0	1,42 E-08
	50,0	1,90 E-08
	100,0	3,26 E-08
	200,0	3,89 E-08
	400,0	4,82 E-08

Tabela 17 – Coeficientes de adensamento do caulim (FERNANDES, 2018)

Amostra	σ'_v (kPa)	c_v (m²/s)
Caulim – 1,50w_l	6,25	3,39 E-08
	12,5	4,95 E-08
	25,0	7,84 E-08
	50,0	12,61 E-08
	100,0	14,06 E-08
	200,0	24,71 E-08
	400,0	34,65 E-08

É possível notar que a adição de apenas 5% de bentonita já é o suficiente para reduzir os valores de c_v das misturas. Além disso, observa-se a tendência de diminuição dos coeficientes de adensamento com o acréscimo de teores de bentonita.

4.2 Ensaio Centrífugo

A fase de adensamento do ensaio centrífugo terminou após atingido 95% de grau de adensamento da mistura. Este valor foi calculado a partir de dados obtidos do monitoramento dos transdutores de poropressões e registros do recalque durante o ensaio.

Resultados de medidas de recalque e poropressão são mostradas na Figura 52 e Figura 53, respectivamente.

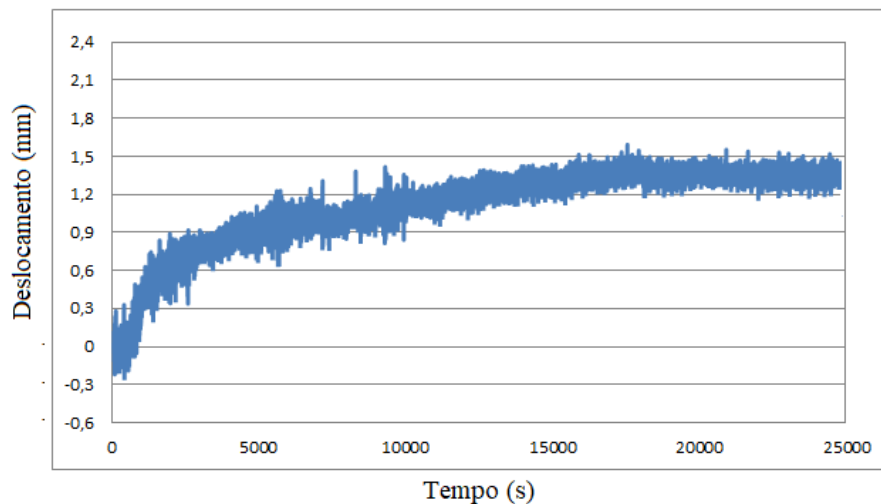


Figura 52 – Curva de recalque x tempo – Mistura com 10% de bentonita e umidade igual a $1,50w_L$

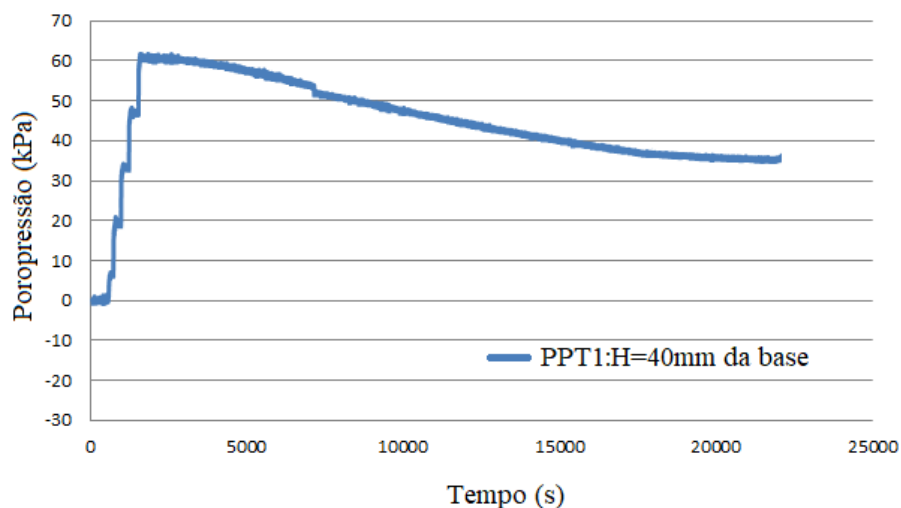


Figura 53 – Curva de poropressão total x tempo – Mistura com 10% de bentonita e umidade igual a $1,50w_L$

O deslocamento final medido com o laser foi da ordem de 1,3mm e mostrou-se coerente com o valor medido com paquímetro após o término do ensaio. O deslocamento final possui um valor consideravelmente baixo pois a amostra encontrava-se sobreadensada (tensão de pré-adensamento igual a 200kPa). A Tabela 18 apresenta um resumo das alturas de solo antes e após a fase de adensamento na centrífuga.

Tabela 18 –Alturas de solo antes e após o ensaio centrífugo

Descrição	Altura de solo (mm)
Antes do ensaio	129,0
Após o ensaio	127,7

O ensaio foi finalizado após o término da fase de atuação com T-bar. Em seguida, a caixa foi retirada do interior da centrífuga para coleta de amostras para determinação do perfil de umidade da mistura. O procedimento para amostragem do solo consistiu na cravação de um tubo de PVC no meio da amostra de solo, seguido de extrusão e coleta de amostras a cada 1cm. As amostras foram pesadas e levadas para secagem em estufa a 105°C e retiradas no dia seguinte para cálculo das umidades correspondentes.

Foi possível observar no final do ensaio que o *standpipe* instalado na base da amostra estava vazio, e que a lâmina de água de 20mm acima da amostra permaneceu intacta. Desta maneira, conclui-se que não há como garantir as tensões efetivas na amostra, uma vez que o nível hidrostático não foi observado.

No entanto, é possível estimar o perfil de tensões verticais efetivas após a fase de adensamento se considerado que o nível hidrostático foi observado. Uma vez que a altura do solo no modelo após o término da fase de adensamento foi de 127,7mm, calcula-se a altura de solo em protótipo, que equivale a aproximadamente 6,5m para a aceleração de 50g. Utilizando o peso específico da mistura igual a 14,5 kN/m³ (valor determinado após o ensaio), obtêm-se os resultados presentes na Tabela 19.

Tabela 19 – Perfil de tensões verticais na amostra na fase de penetração do ensaio T- bar

z (m)	σ'_v (kN/m²)
0,0	0,0
0,5	2,3
1,0	4,5
1,5	6,8
2,0	9,0
2,5	11,3
3,0	13,5
3,5	15,8
4,0	18,0
4,5	20,3
5,0	22,5
5,5	24,8
6,0	27,0
6,5	29,3

A Tabela 20 apresenta o perfil da razão de sobreadensamento, OCR (σ'_{vm}/σ'_v), do material durante a fase de penetração e seus valores foram plotados na Figura 54.

Tabela 20 – Perfil de OCR da amostra na fase de penetração

z (m)	σ'_{vm} (kN/m²)	σ'_v (kN/m²)	OCR
0,0	200,0	0,00	-
0,5	200,0	2,25	88,9
1,0	200,0	4,50	44,4
1,5	200,0	6,75	29,6
2,0	200,0	9,00	22,2
2,5	200,0	11,25	17,8
3,0	200,0	13,50	14,8
3,5	200,0	15,75	12,7
4,0	200,0	18,00	11,1
4,5	200,0	20,25	9,9
5,0	200,0	22,50	8,9
5,5	200,0	24,75	8,1
6,0	200,0	27,00	7,4
6,5	200,0	29,25	6,8

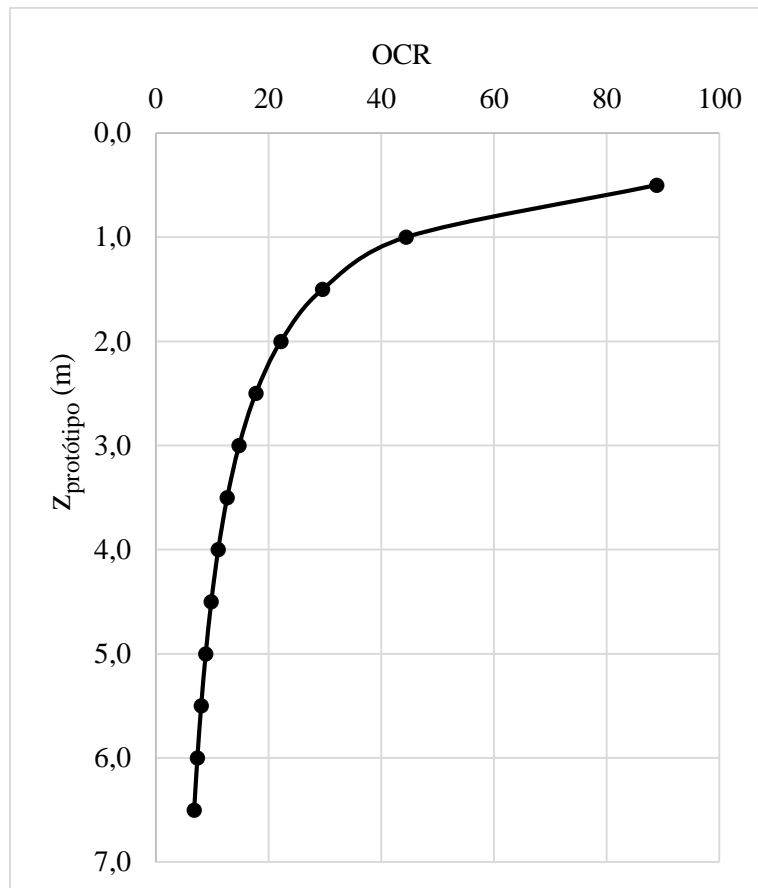


Figura 54 – Profundidade vs. OCR

Os perfis de resistência típicos resultantes do T-bar para os perfis T1, T2 e T3, assim como o perfil de umidade da amostra são apresentados na Figura 55. Nota-se que de maneira geral, as curvas de resistência comportam-se de maneira similar, evidenciando uma mistura homogênea. Ressalta-se apenas certa quebra na tendência linear do perfil T2 do protótipo, que para uma profundidade de aproximadamente a partir de 2,5m, apresentou uma maior taxa de crescimento da resistência não drenada (S_u) com a profundidade.

É possível observar na Figura 55 uma redução da umidade da ordem 3,5% do topo até a base da amostra. Acredita-se que as próprias condições de drenagem de fundo da amostra durante o ensaio de adensamento no adensômetro possam ter acarretado a redução da umidade com a profundidade na mistura estudada.

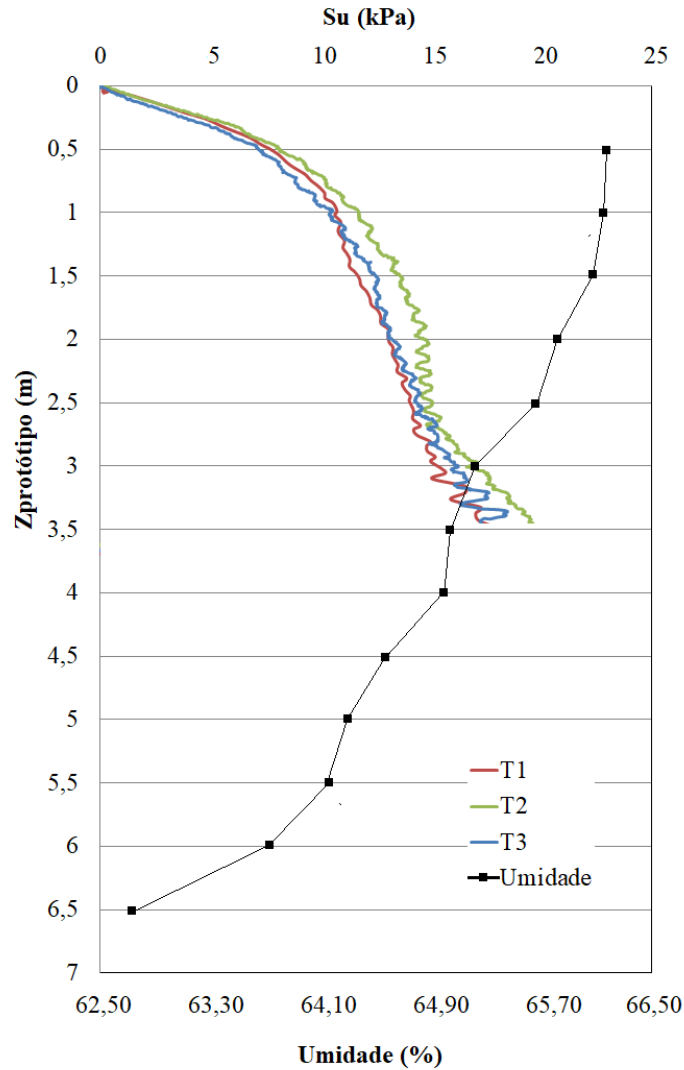


Figura 55 – Perfis de resistência S_u e variação da umidade com a profundidade

Além disso, pressupõe-se que a redução da umidade com a profundidade possa ter influência direta no resultado do perfil de resistência T2 apresentado anteriormente. Uma mistura com menor umidade tende a apresentar maior resistência devido à redução de água nos vazios do solo, e consequente aumento da interação entre as partículas sólidas.

A resistência não drenada é dependente do histórico de tensões, estados de tensão efetiva inicial e da trajetória de tensões até a ruptura (TERZAGHI, 1936). Com base nisso, SCHOFIELD e WROTH (1968) propuseram uma relação entre a resistência não drenada (S_u), tensão efetiva (σ'_v) e razão de sobreadensamento (OCR) segundo a relação mostrada na Equação 2.6, onde k e m são constantes.

$$\frac{S_u}{\sigma'_v} = k \cdot OCR^m \quad (2.6)$$

A Figura 56 mostra a variação da relação S_u/σ'_v com a profundidade z dos perfis de ensaio T1, T2 e T3. Para fins de comparação, plotou-se também o valor teórico da relação S_u/σ'_v utilizando a Equação 2.6. As constantes k e m utilizadas foram obtidas do trabalho de SPRINGMAN (1989), onde as constantes obtidas para o caulim *Speswhite* foram iguais a 0,22 e 0,706 respectivamente. Os valores de OCR foram obtidos da Tabela 20.

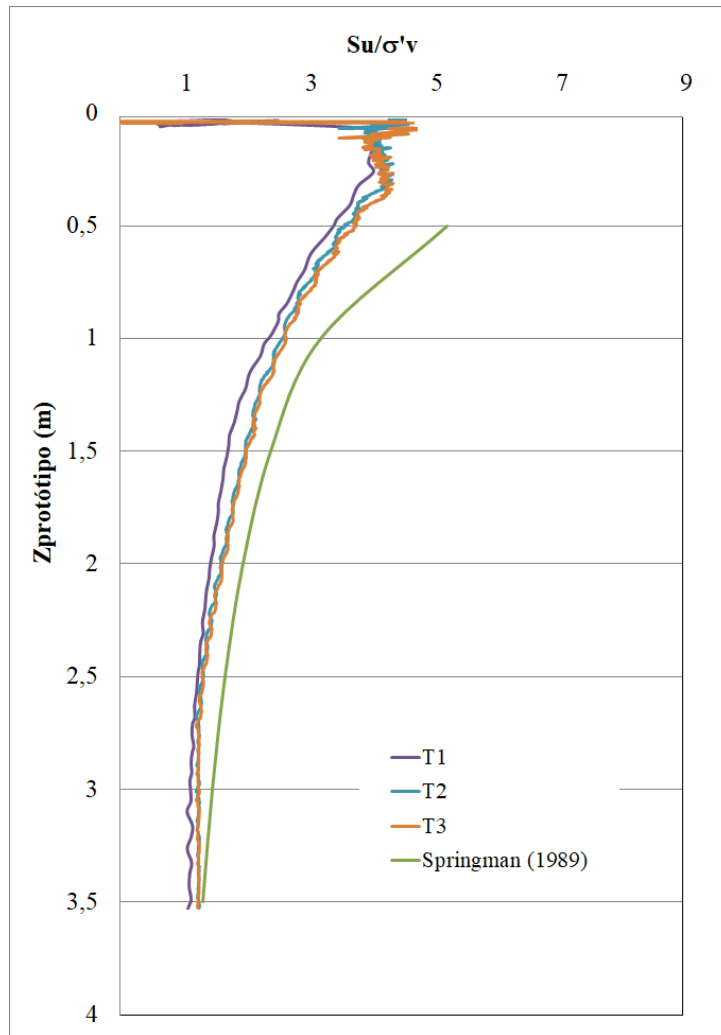


Figura 56 – Relação S_u/σ'_v com a profundidade

É possível observar na Figura 56 que os resultados obtidos para T1, T2 e T3 indicam uniformidade na preparação das amostras, dada a boa repetibilidade dos resultados. Observa-se uma redução de S_u/σ'_v da mistura com 10% utilizada nesta pesquisa quando comparada à curva teórica utilizando as constantes k e m propostas por SPRINGMAN (1989) para o caulim *Speswhite*. Este contraste mostra-se consistente com o esperado, já que espera-se que a adição de bentonita à mistura resulte na redução da resistência não drenada da mesma.

5 CONCLUSÕES

O presente trabalho apresenta os resultados de um programa experimental de laboratório, com o objetivo de estudar as características de compressibilidade e adensamento de misturas de caulim bentonita. O objetivo final da caracterização das misturas é determinar a mistura que melhor represente em modelos físicos de laboratório a camada com contraste de resistência detectada em campo.

Os ensaios de laboratório consistiram na caracterização das misturas, e em ensaios oedométricos. Foi realizado, também, ensaio centrífugo com penetração de T-bar a fim de estabelecer uma metodologia de ensaio a ser aplicada em ensaios futuros.

Os ensaios foram realizados com solo reconstituído em laboratório, pela mistura de caulim e bentonita em quatro proporções distintas. Os procedimentos de preparação das amostras garantiram características satisfatórias de homogeneidade do material.

Os ensaios de caracterização indicaram que as misturas possuem um aumento dos Limites de Atterberg com o aumento do teor de bentonita, em especial o índice de plasticidade para teores de bentonita acima de 10%. O aumento do I_p indica que as misturas tornaram-se mais plásticas, resultado esperado dado às propriedades da bentonita.

Dos ensaios oedométricos, foram observados os valores de índice de compressão C_c mostrados na Tabela 21.

Tabela 21 –Resumo dos índices de compressibilidade das misturas

Mistura	w (%)	C_c
Caulim <i>Speswhite</i>	1,25 w_L	0,446
AM-1 - 95,0 % caulim (C) + 5,0% bentonita (B)		0,400
AM-2 - 92,5 % caulim (C) + 7,5 % bentonita (B)		0,472
AM-3 - Caulim <i>Speswhite</i> (FERNANDES, 2018)	1,50 w_L	0,440
AM-4 - 95,0 % caulim (C) + 5,0% bentonita (B)		0,502
AM-5 - 92,5 % caulim (C) + 7,5 % bentonita (B)		0,558
AM-6 - 90,0% caulim (C)+ 10,0% bentonita (B)		0,565
AM-7 - 85,0% caulim (C)+ 15,0% bentonita (B)		0,726

De modo geral, observa-se um aumento da compressibilidade com o acréscimo do teor de bentonita na composição das amostras, coerente com resultados obtidos na literatura em campanha de ensaios similar.

Os resultados obtidos de c_v foram satisfatórios, observando-se a tendência de diminuição dos coeficientes de adensamento com o acréscimo de teores de bentonita.

A metodologia utilizada para preparação do modelo centrífugo mostrou-se satisfatória. Os perfis de resistência obtidos do ensaio T-bar apresentaram comportamento similar, evidenciando uma boa homogeneidade da mistura utilizada no ensaio dada possivelmente devido às condições drenantes da caixa utilizada. Observou-se apenas uma certa quebra na tendência linear do perfil T2 do protótipo, que para uma profundidade de aproximadamente a partir de 2,5m, apresentou uma maior taxa de crescimento da resistência não drenada (S_u) com a profundidade. Acredita-se que este resultado possa estar diretamente ligado com a redução da umidade com a profundidade observada na amostra.

Apesar do ensaio centrífugo mostrar resultados satisfatórios, foi possível observar no final do ensaio que o *standpipe* instalado na base da amostra estava vazio, e que a lâmina de água de 20mm acima da amostra permaneceu intacta. Desta maneira, conclui-se que não há como garantir as tensões efetivas na amostra, uma vez que o nível hidrostático não foi observado.

Para ensaios futuros, sugere-se manter o nível constante de água no *standpipe*, a fim de garantir o mesmo nível da superfície da amostra e conseqüentemente, assegurar as tensões efetivas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6459, “Determinação do Limite de Liquidez”, Rio de Janeiro, 1984.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6508, “Grãos de solo que passam na peneira 4,8 mm – determinação da massa específica”, Rio de Janeiro, 1984.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7180, “Determinação do Limite de Plasticidade”, Rio de Janeiro, 1984.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7181, “Solo – Análise Granulométrica”, Rio de Janeiro, 1984.

AHMAD, N.S., KARUNARATNE, G.P., CHEW, S.H., AND LEE, S.L., “Bentonite-Kaolinite Mix for Barrier Systems”, **GeoDenver 2000**, n.105, pp. 93-104, Aug. 2000.

ALMEIDA, M. S. S.; ALMEIDA, M. C. F.; TREJO, P. C.; RAMMAH, K. I.; LUKIANTCHUKI, J. A.; GUIMARÃES, M. P.; OLIVEIRA, J. R. M. S. “The Geotechnical Beam Centrifuge at COPPE Centrifuge Laboratory”. **Physical Modelling in Geotechnics**, p. 1315, 2014.

ALMEIDA, M. S. S., ALMEIDA, M. C. F., PESSIN, J., SORIANO, C. Y., TARAZONA, S. F. M., **Weak Layers and Gentle Slopes**. 2017. 28 slides. Material apresentado do projeto de camadas fracas realizado pela COPPE/UFRJ em parceria com a PETROBRÁS.

AL-TABBAA, A., WOOD, D. M., "Some Measurements of the Permeability of Kaolin", **Géotechnique**, v. 37, n. 4, pp. 499-503, 1987.

AMORIM, L.V., MORAIS, C., LIRA, H., FRANCA, K., FERREIRA, H. C. “Bentonites from Boa Vista, Brazil: Physical, Mineralogical and Rheological Properties”. **Materials Research**, v.7, n.4 pp. 583-593, 2004.

BOGOSSIAN, F., 2012, "A História da Geotecnia Offshore no Brasil", **Fundações e Obras Geotécnicas**, Ano 2, n. 21 (Jun), pp. 66-71.

BRADY, N. C., WEIL, R. R., 2010, **Elements of the Nature and Properties of Soils**, 3 ed., New Jersey, Prentice Hall.

BROADBENT Inc., "Operating Manual - GT6/0.75 Geotechnical Beam Centrifuge Serial Number H83113-COPPE UFRJ-Brazil", UK, 2011.

BURLAND, J. B., "On the compressibility and shear strength of natural clays", **Geotéchnique**, v. 40, n. 3, pp. 329-378, 1990.

CANCELLI, A., COSSU, R., MALPEI, F., OFFREDI, A., "Effects of Leachate on the Permeability of Sand-Bentonite Mixtures", **Landfilling of Waste: Barriers**, pp. 259-293, 1994.

CARVALHO, T.C., PAZ, R.A., ARAÚJO, E. M., "Avaliação do Efeito do Envelhecimento Acelerado nas Propriedades Mecânicas de Nanocompósitos de PA6/Argila Organofílica", **Revista Eletrônica de Materiais e Processos**, v. 9, n. 2, pp. 98-105, Maio 2014.

CHATTOPADHYAY, P. K. (1972), **Residual Shear Strength of Some Pure Clay Minerals**. PhD thesis, University of Alberta, Edmonton, Canada.

DI MAIO, C., FENELLI, G. B., "Residual Strength of Kaolin and Bentonite: The Influence of Their Constituent Pore Fluid", **Géotechnique**, v. 44, n. 4, pp. 217-226, 1994.

FAGUNDES, D.F.; RAMMAH, K.I.; ALMEIDA, M.S.S.; PEQUENO, J., OLIVEIRA, J.R.M.S.; BORGES, R. G., 2012. "Strength Behaviour Analysis of an Offshore Brazilian Marine Clay". In: **ASME 2012 31st International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering**, v.4, pp. 1-9, 2012.

FERNANDES, F. C., 2018. **Propriedades Geotécnicas Dinâmicas e Estáticas do Speswhite Kaolin**. Dissertação de M.Sc, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro. Em andamento.

FERRAZ, R. L., 2006, **Acoplamento dos Processos do Adensamento e do Transporte de Contaminantes em Solos Compressíveis**. Tese de D.Sc., COOPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

GAUER, E. A., 2015, **Efeitos de Velocidade em Ensaio de Palheta**. Tese de D.Sc., Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil/UFRGS, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, Brasil.

GRIM, R. E., 1953, **Clay Mineralogy**, New York, McGraw-Hill Company.

HAMPTON, M. A., LEE, H. J., LOCAT, J., "Submarine Landslides". **U.S. Geological Survey Reviews of Geophysics**, v.34, 1996, pp.33-59. 1996.

HERON, C. M., 2013, **The Dynamic Soil Structure Interaction of Shallow Foundations on Dry Sand Beds**. Ph.D thesis, University of Cambridge, Cambridge, UK.

HOUSE A. R., OLIVEIRA J. R. M. S. & RANDOLPH M. F., "Evaluating the Coefficient of Consolidation using Penetration Tests", **The International Journal of Physical Modelling in Geotechnics**, v. 1, n. 3, pp. 17-26, 2001.

JAMIOLKOWSKI, M., LADD, C. C., GERMAINE, J. T., LANCELLOTTA, R., "New development in field and laboratory testing of soils". **In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, v.1, pp. 57-153, 1985.

KARUNARATNE, G. P., CHEW, S. H., LEE, S. L., SINHA, A. N., "Bentonite: Kaolinite Clay Liner", **Geosynthetics International**, v. 8, n. 2, pp. 113-133, 2001.

KENNEY, T. C. "The influence of mineralogical composition on the residual strength of natural soils". **Proc. Geotech. Conf Shear Properties of Natural Soils and Rocks**, pp. 123-129, 1967.

KIM, S. H., 1996. **Model Testing and Analysis of Interactions Between Tunnels in Clay**. Ph.D. thesis, University of Oxford, Oxford, UK.

KUTTER, B. L., JAMES, R. G., "Dynamic Centrifuge Models Tests on Clay Embankments", **Géotechnique**, v. 39, n. 1, pp. 91-106, Mar, 1989.

LAMBE, T. W. **Soil Testing for Engineers**. New York, John Wiley & Sons Inc., 1951.

LAMBE, T. W., WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. 1 ed. New York, John Wiley & Sons Inc., 1969.

LOVE, J. P., 1984. **Model Testing of Geogrids in Unpaved Roads**. Ph.D. thesis, University of Oxford, Oxford, UK.

LUZ, A. B. DA, DAMASCENO, E. C., 1993, **Caulim: um mineral industrial importante, Rio de Janeiro**, CETEM/CNPq.

MADABHUSHI, G. **Centrifuge Modelling for Civil Engineers**. 1 ed. New York, CRC Press, 2014.

MAIR, R. J., 1979. **Centrifugal Modelling of Tunnel Construction in Soft Clay**. Ph.D. thesis, University of Cambridge, Cambridge, UK.

MAIR, R. J., 1979. **Centrifugal Modelling of Tunnel Construction in Soft Clay**. Ph.D. thesis, University of Cambridge, Cambridge, UK.

MASSON, D.G., HARBITZ, C.B., WYNN, R.B., PEDERSEN, G., LOVHOLT, F., "Submarine landslides: processes, triggers and hazard prediction". **Philos. Trans. A Math Phys Eng Sci.**, pp. 2009–2039, Aug 2006.

MIOTO, J. A. **Mapa de Riscos Sísmicos do Sudeste Brasileiro**. Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, São Paulo, 1984.

MITCHELL, J. K., SOGA, K., 1993, **Fundamentals of Soil Behaviour**, 2 ed., New York, Wiley.

MITCHELL, J. K., SOGA, K., 2005, **Fundamentals of Soil Behaviour**, 3 ed., New York, John Wiley & Sons Inc.

NADIM F., KRUNIC D., JEANJEAN, P. "Reliability Method Applied to Slope Stability Problems: Estimating Annual Probabilities of Failure". **In: Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference**, Houston, Texas, Paper OTC 15203, 2003.

NORRISH, K., "The Swelling of Montmorillonite". **In: Discussions of the Faraday Society**, v. 18, pp. 120-134, 1954.

PINTO, C., S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3ª ed. São Paulo, Oficina de Textos, 2006.

PRASAD, M. S., REID, K. J., MURRAY, H. H., 1991. "Kaolin: processing, properties and applications". **In: Applied Clay Science**, v. 6, pp.87-119, 1991.

ROSSATO, G., NINIS, N. L., e JARDINE, R. J., "Properties of Some Kaolin-Based Model Clay Soils," **Geotechnical Testing Journal, GTJODJ**, v. 15, n, 2, pp. 166-179, June 1992.

SANTOS, P.S., 1989, **Ciência e Tecnologia das Argilas**, 2 ed., São Paulo, Edgard Blucher.

SCHOFIELD, A. N., WROTH, C. P., 1968, **Critical State Soil Mechanics**, McGraw Hill.

SMITH, M. G., 1993, **A Laboratory Study of the Marchetti Dilatometer**. Ph.D. thesis, University of Oxford, Oxford, UK.

SPRINGMAN, S. M., 1989, **Lateral Loading on Piles due to Simulated Embankment Construction**. Ph.D. thesis, Cambridge University, Cambridge, UK.

STEWART, D.P., RANDOLPH, M.F. “A New Site Investigation Tool for the Centrifuge”, **Proceedings International Conference on Centrifuge Modelling – Centrifuge ’91**, pp. 531-538, 1991.

STEWART D. P. & RANDOLPH M. F., “T-bar Penetration Testing in Soft Clay”, **Journal of Geotechnical Engineering Division – ASCE**, v. 120, n. 12, pp. 2230-2235, 1994.

TAYLOR, R. N. “Centrifuges in modelling: principles and scale effects”, **Geotechnical Centrifuge Technology**, pp. 19-33, 1995.

TERZAGHI, K., “Die berechnung der drucklassingkeitsziffer des tones aus dem verlanf der hydrodynamischan spannungser chienungen. Akademie der Wissenshaftan”, **In Wia Sitzungs beochiti Mathematish-naturwissens chaftiliche klasse**, Part Iia. 133(3/4): 128-158, 1923.

TERZAGHI, K., “The Shearing Resistance of Saturated Soils and the Angle Between the Planes of Shear”, **Proc. 1st ICSMFE**, v. 1, pp. 54-56, 1936.

TIWARI, B., MARUI, H., “Estimation of Residual Shear Strength for Bentonite-Kaolin-Toyoura Sand Mixture”, **Journal of the Japan Landslide Society**, v.40, n.2, pp-124-133, 2003.

TREJO, P. C. N., 2015, **Interação Cíclica Solo-Duto em Argila Mole: Modelagem Física em Centrífuga**. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

VASCONCELOS, P.M.M., SOUZA, A.B., SOUZA, A.K.F., RODRIGUES, M.G.F., LABORDE, H.M., “Ativação térmica e caracterização da argila Brasgel visando sua aplicação como adsorvente na remoção de níquel”. **56 ° Congresso Brasileiro de Cerâmica**. Curitiba, PR, Brasil, 2012.

WARKENTIN, B. P., YONG, R.N. “Shear Strength of Montmorillonite and Kaolinite Related to Interparticle Forces”, **Clays and Clay Minerals**, v.9, pp. 210-218, 1960.

WEO, 2017. **World Energy Outlook**. World Energy Outlook, International Energy Agency, London, 2017.

WHITLOW, R., 1995, **Basic Soil Mechanics**, 3 ed., Essex, Longman.

ANEXO 1

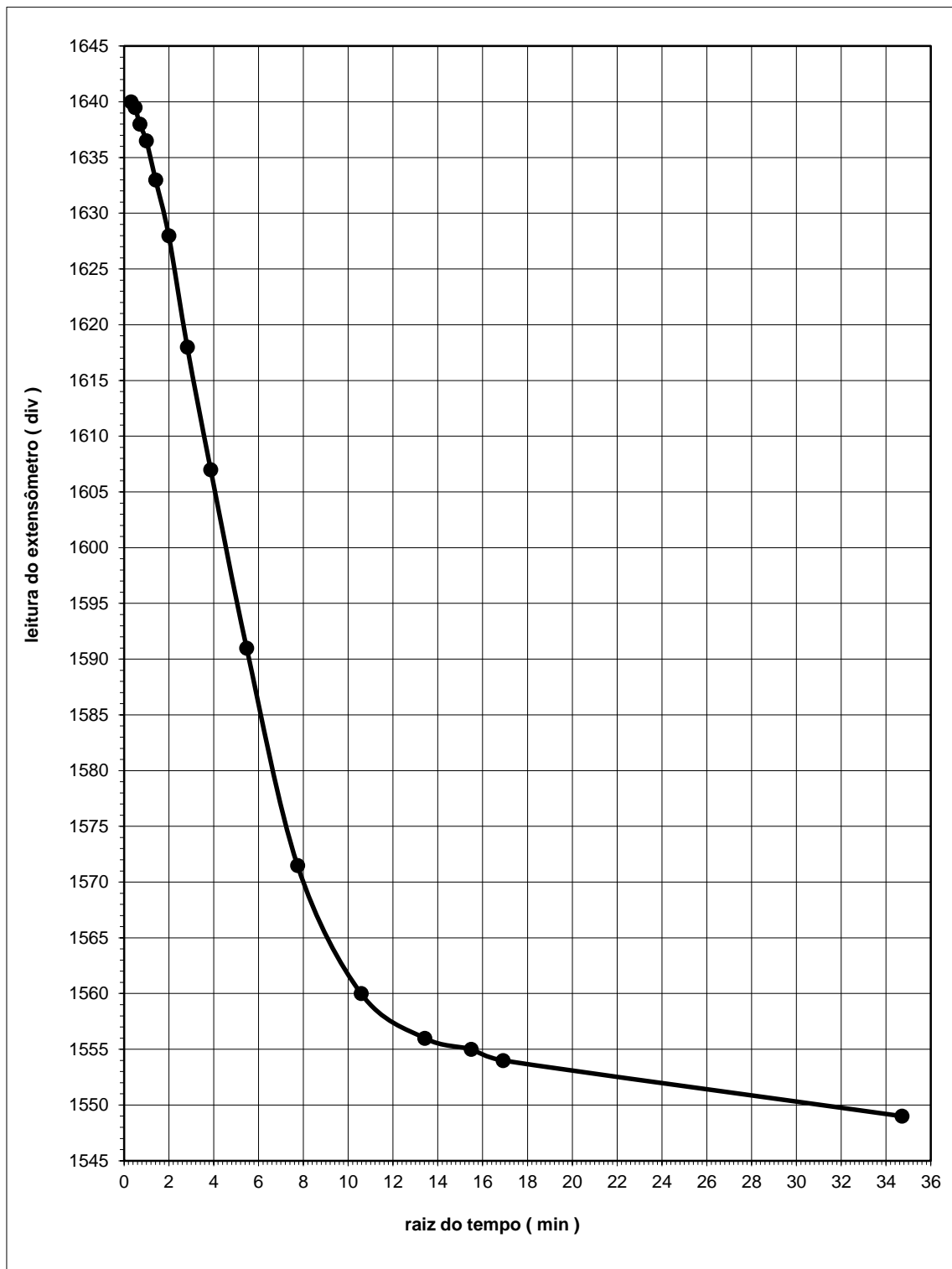


Figura A1 – AM-1 – 1º estágio – 6,25 kPa

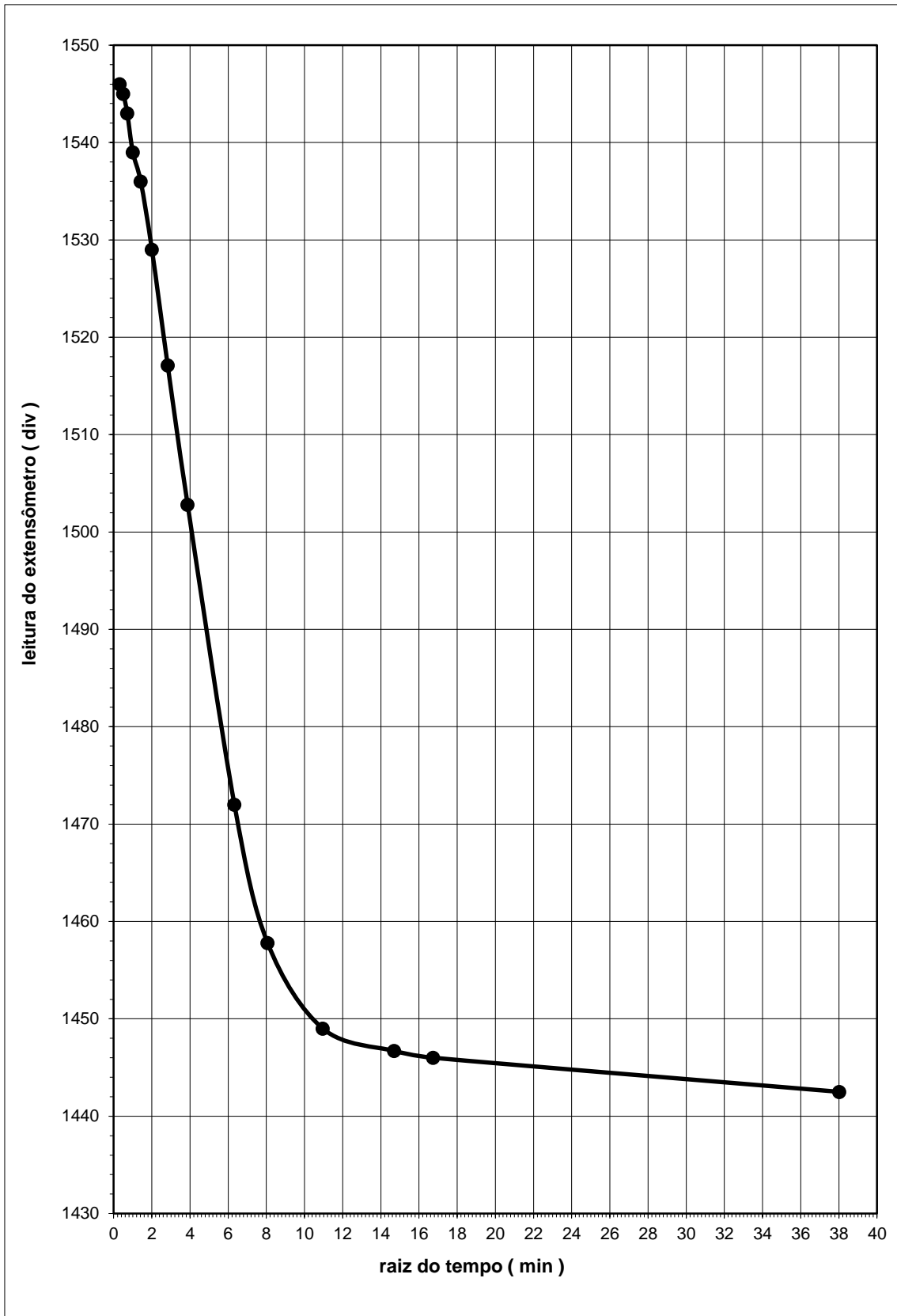


Figura A2 – AM-1 – 2º estágio – 12,5 kPa

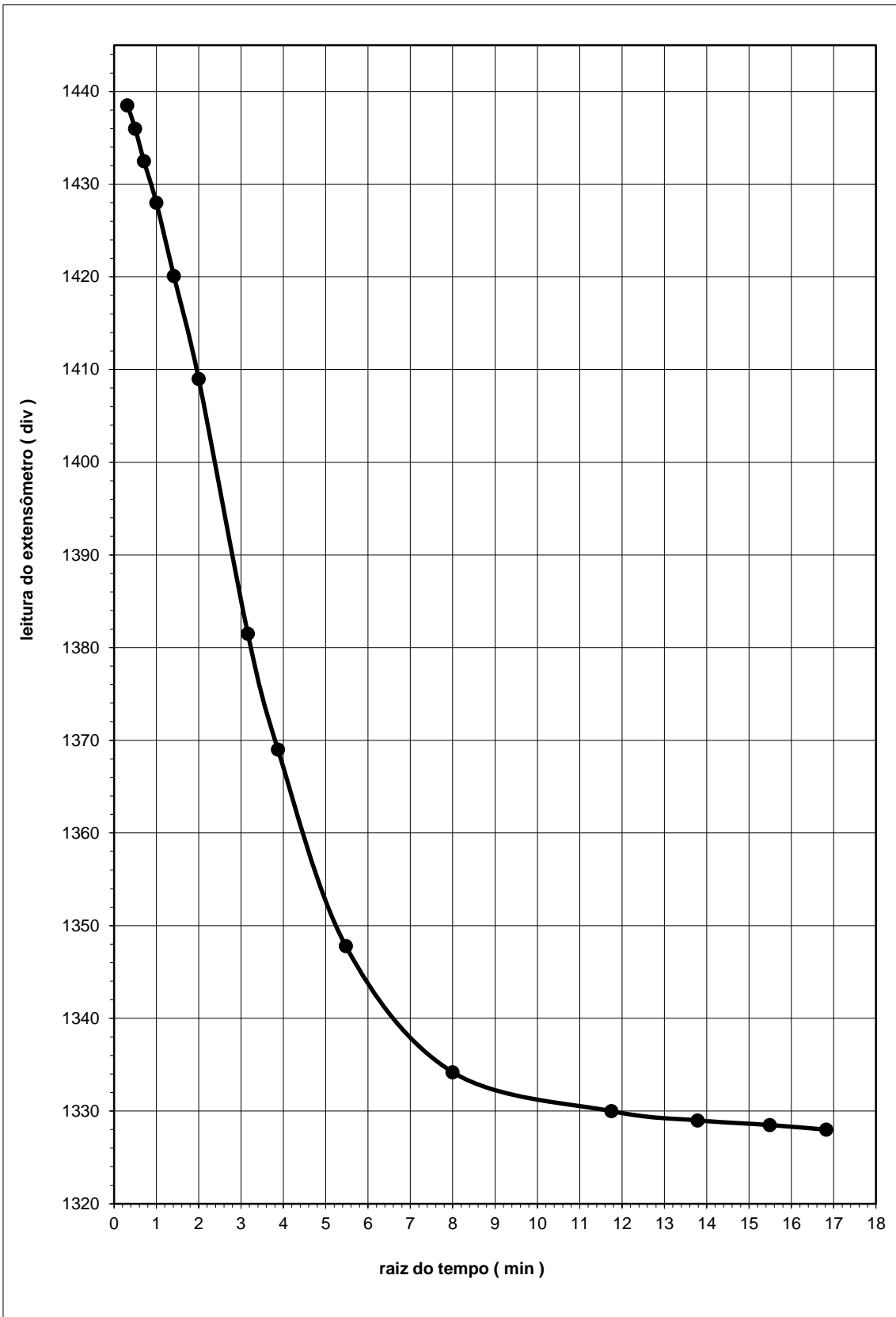


Figura A3 – AM-1 – 3º estágio – 25,0 kPa

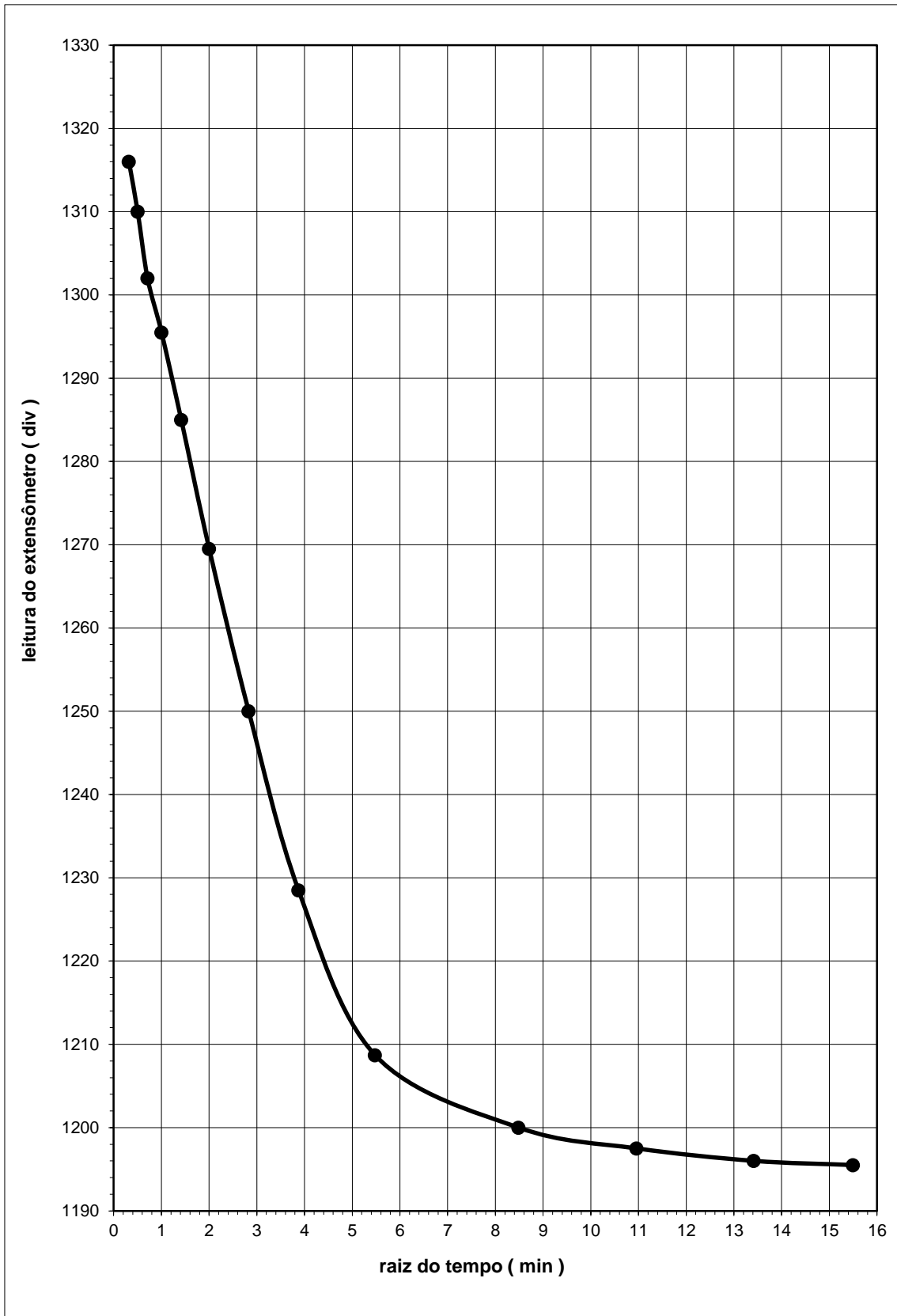


Figura A4 – AM-1 – 4º estágio – 50,0 kPa

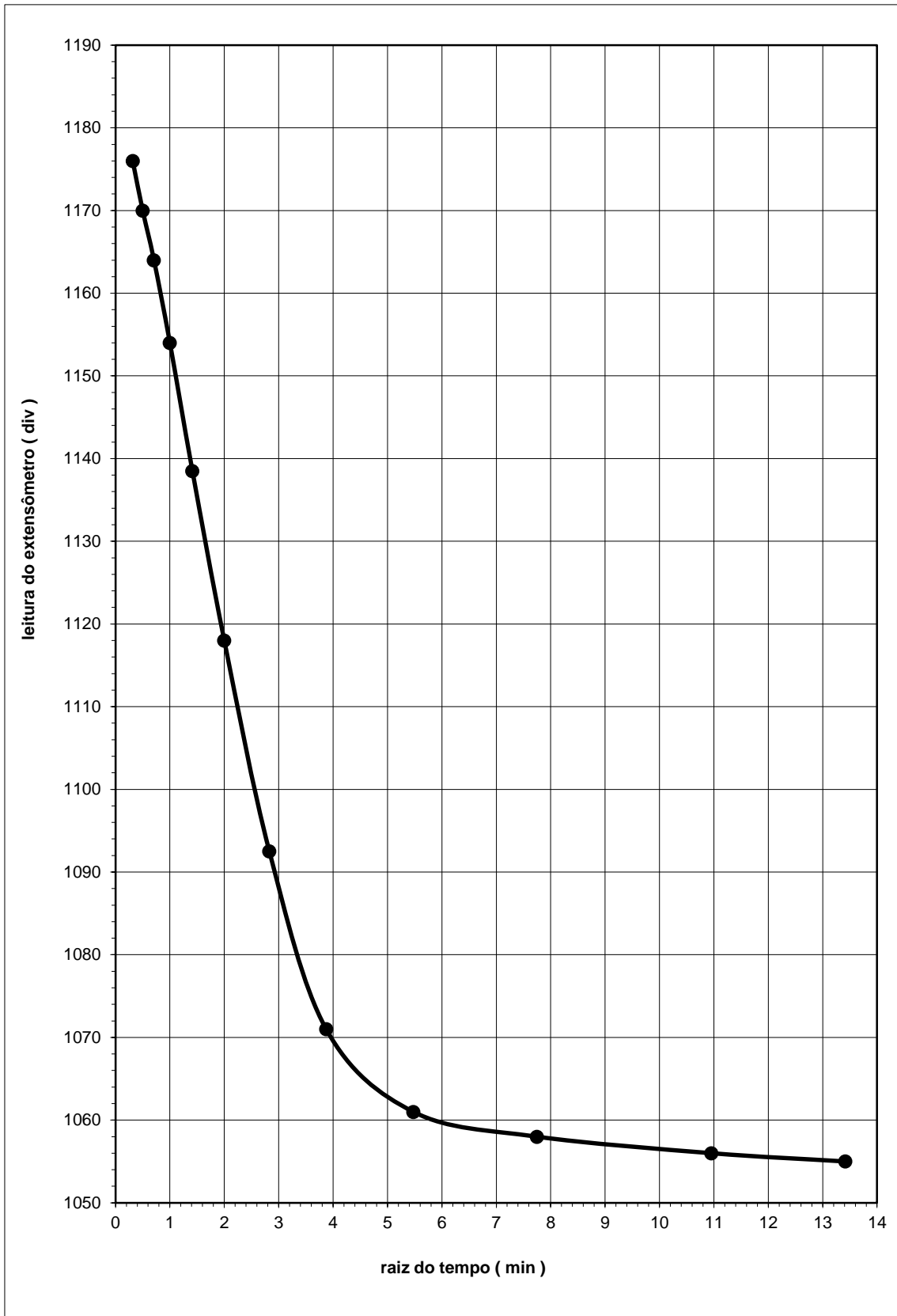


Figura A5 – AM-1 – 5º estágio – 100,0 kPa

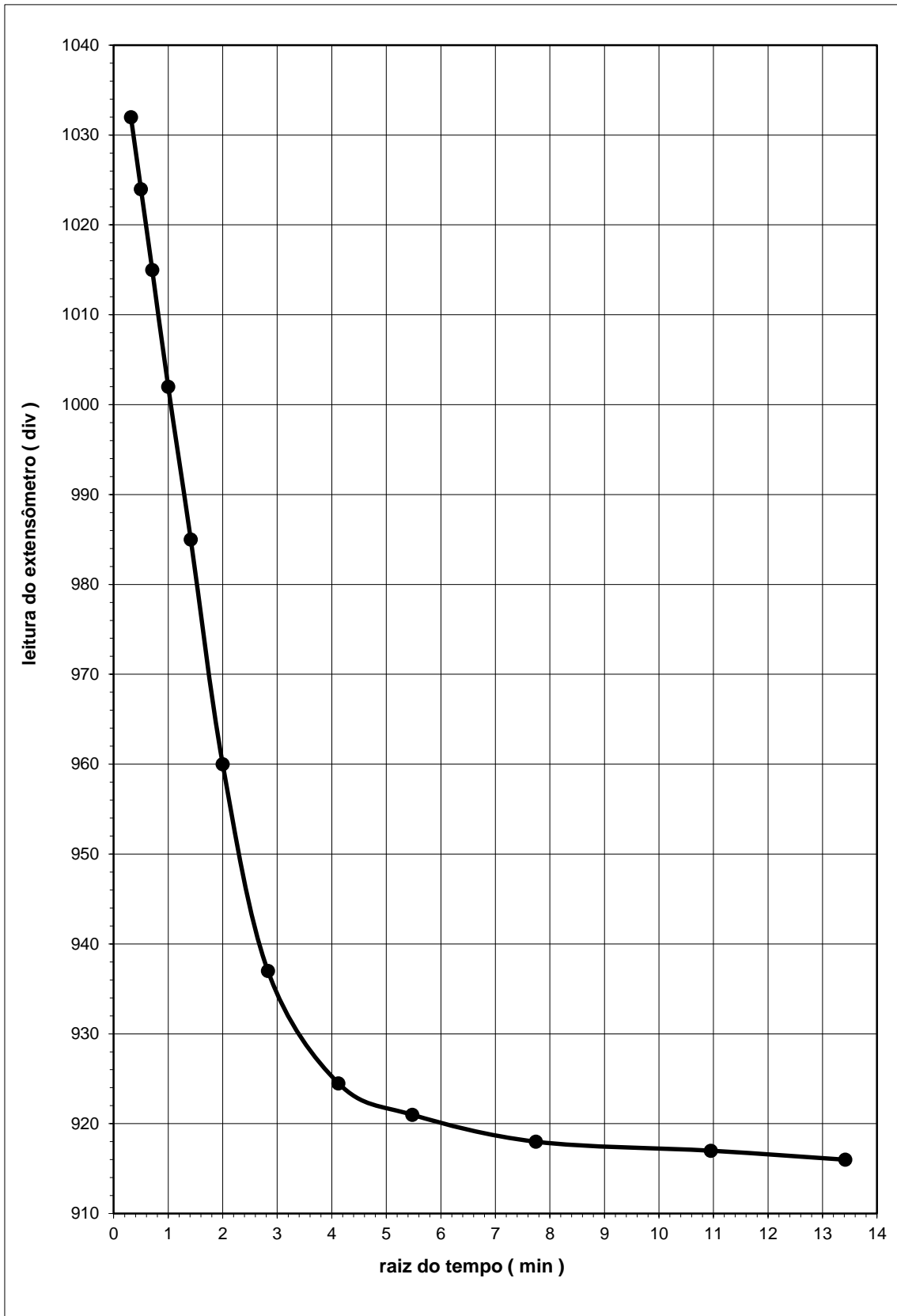


Figura A6 – AM-1 – 6º estágio – 200,0 kPa

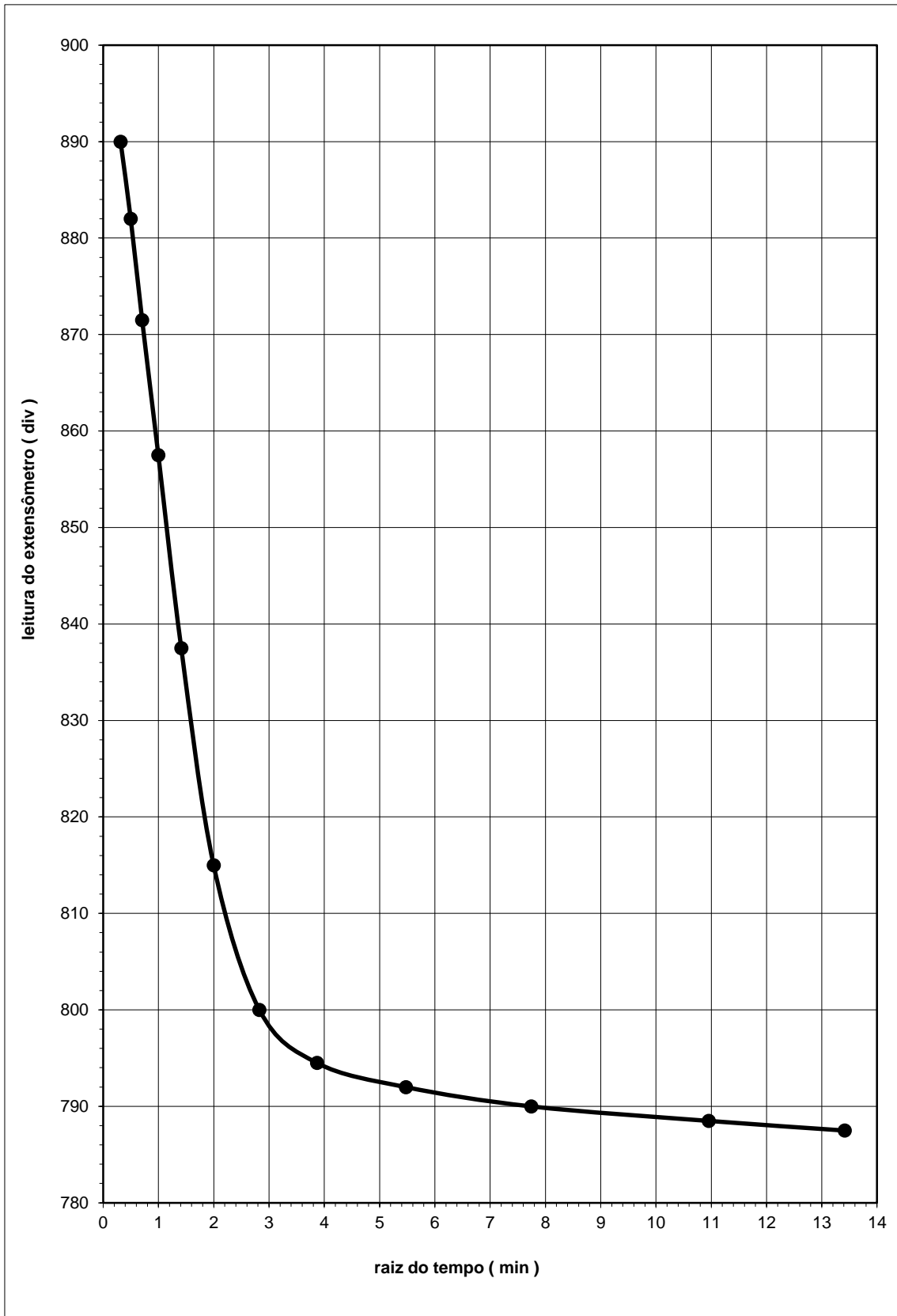


Figura A7 – AM-1 – 7º estágio – 400,0 kPa

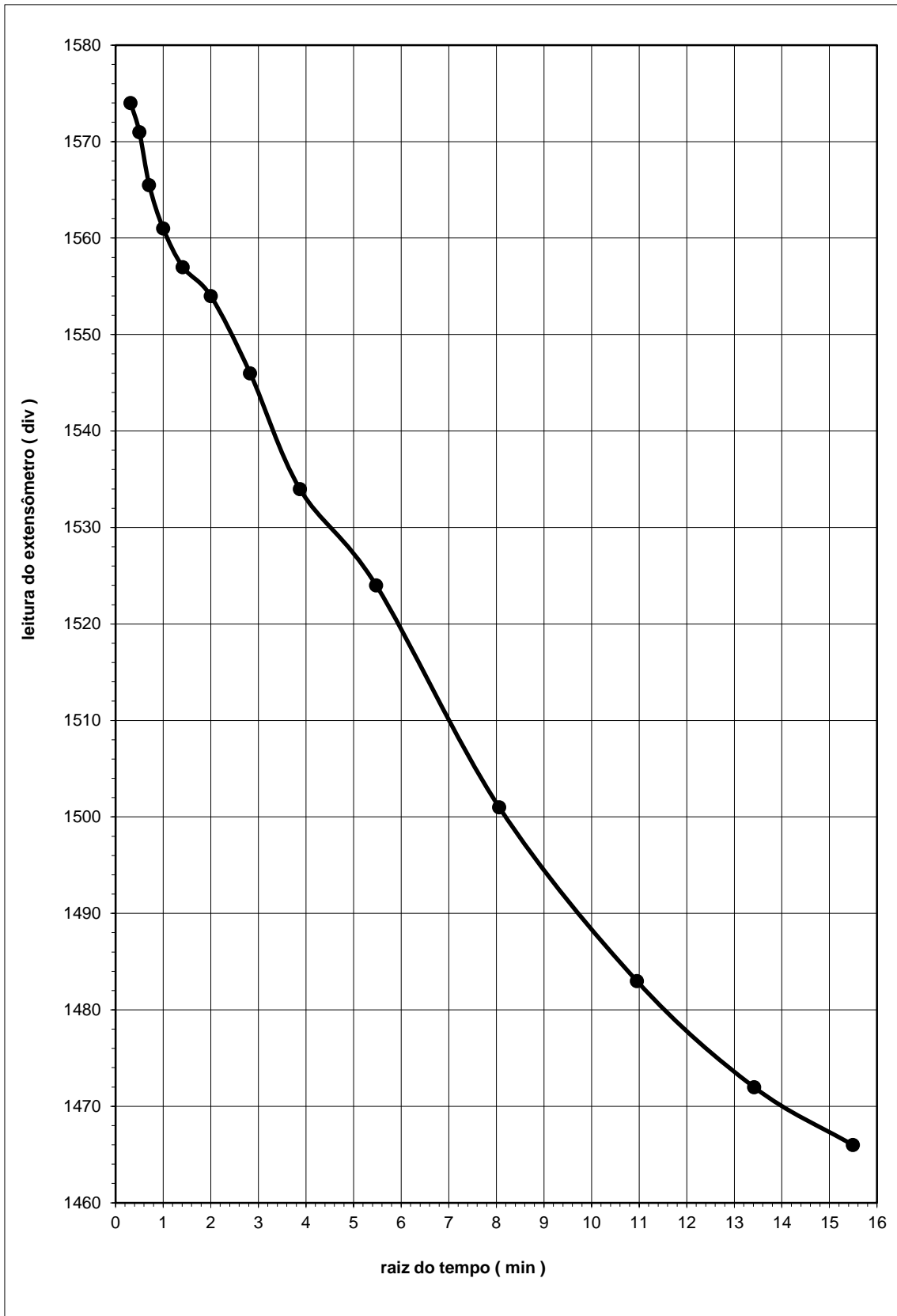


Figura A8 – AM-2 – 1º estágio – 6,25 kPa

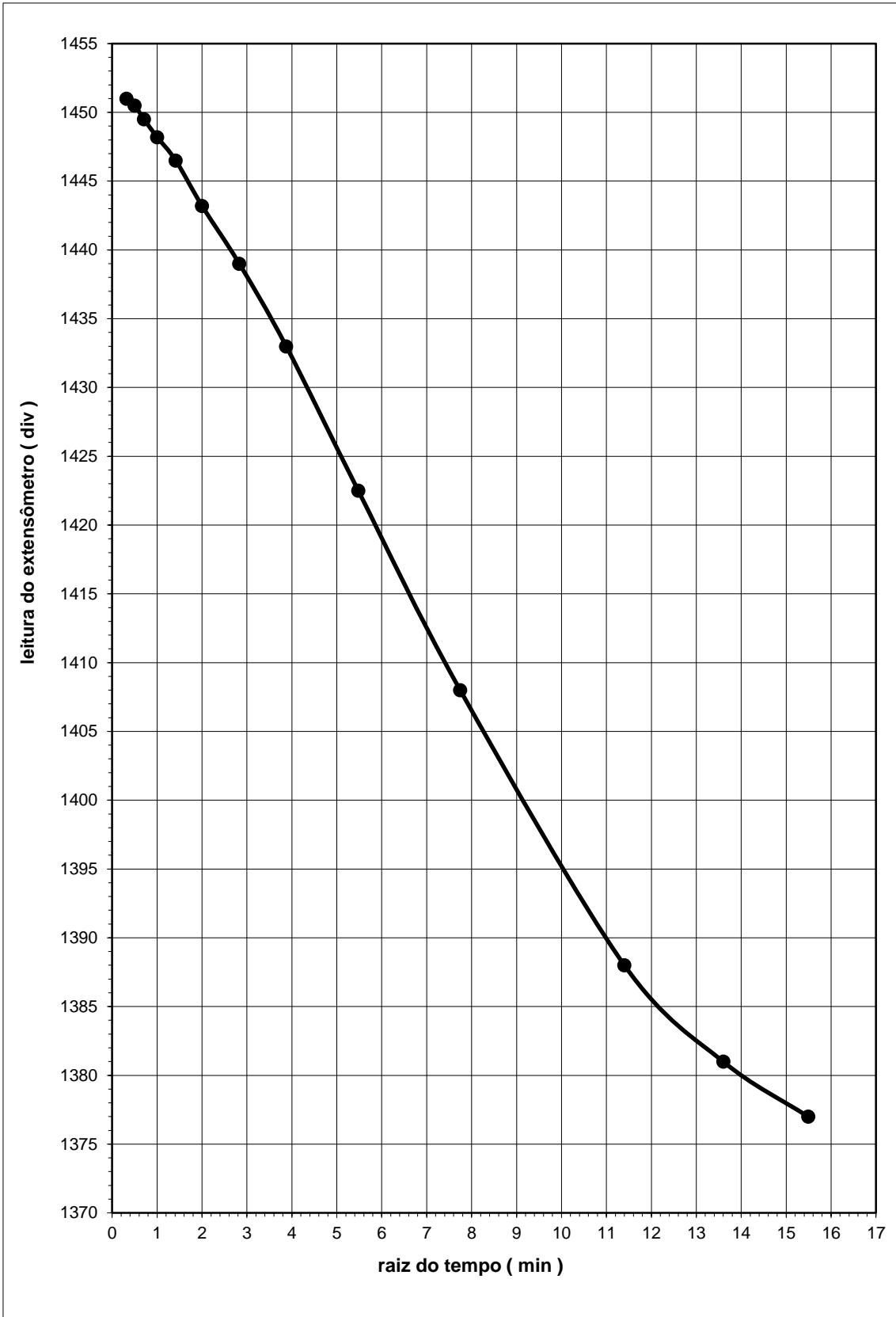


Figura A9 – AM-2 – 2º estágio – 12,5 kPa

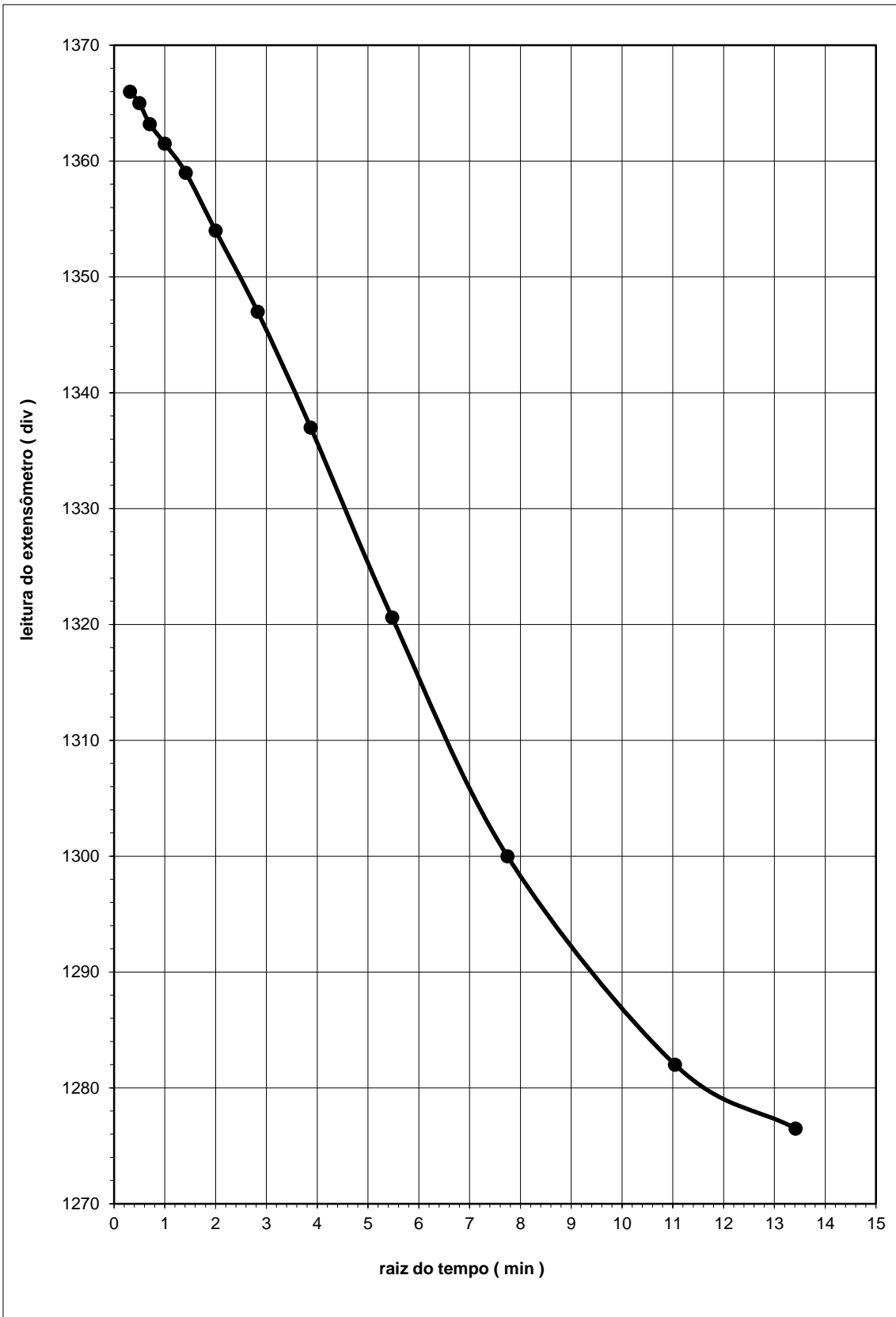


Figura A10 – AM-2 – 3º estágio – 25,0 kPa

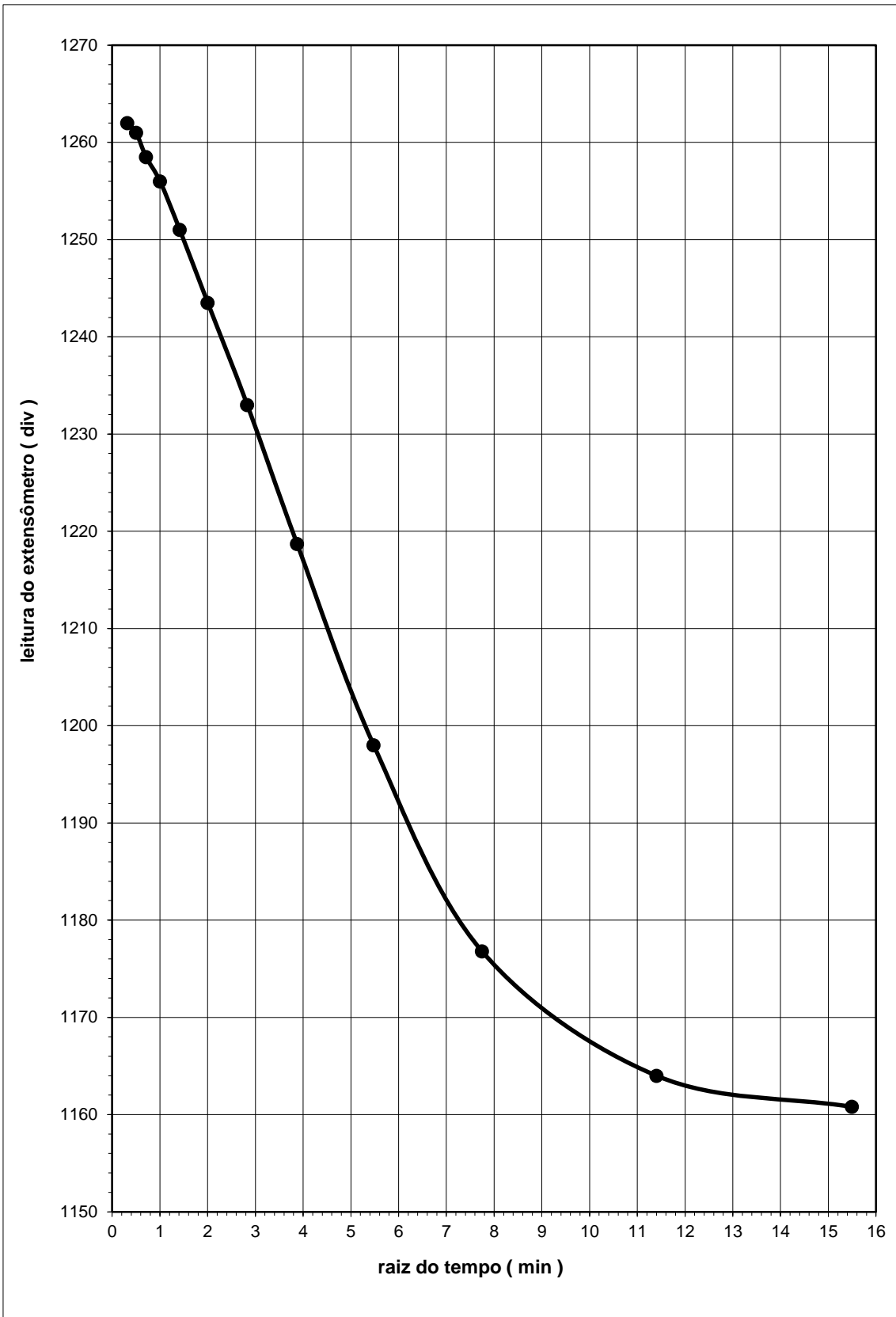
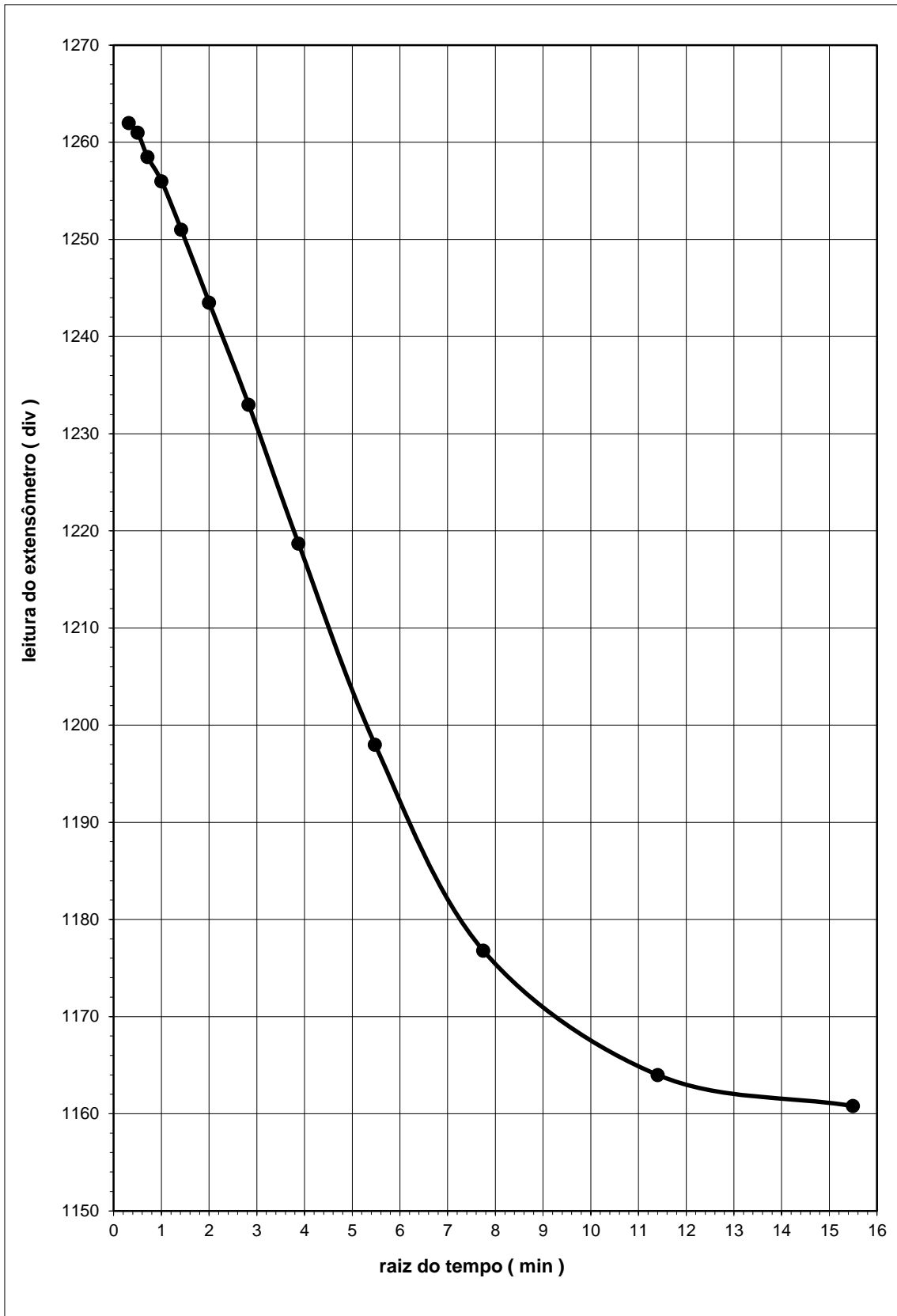


Figura A11 – AM-2 – 4º estágio – 50,0 kPa



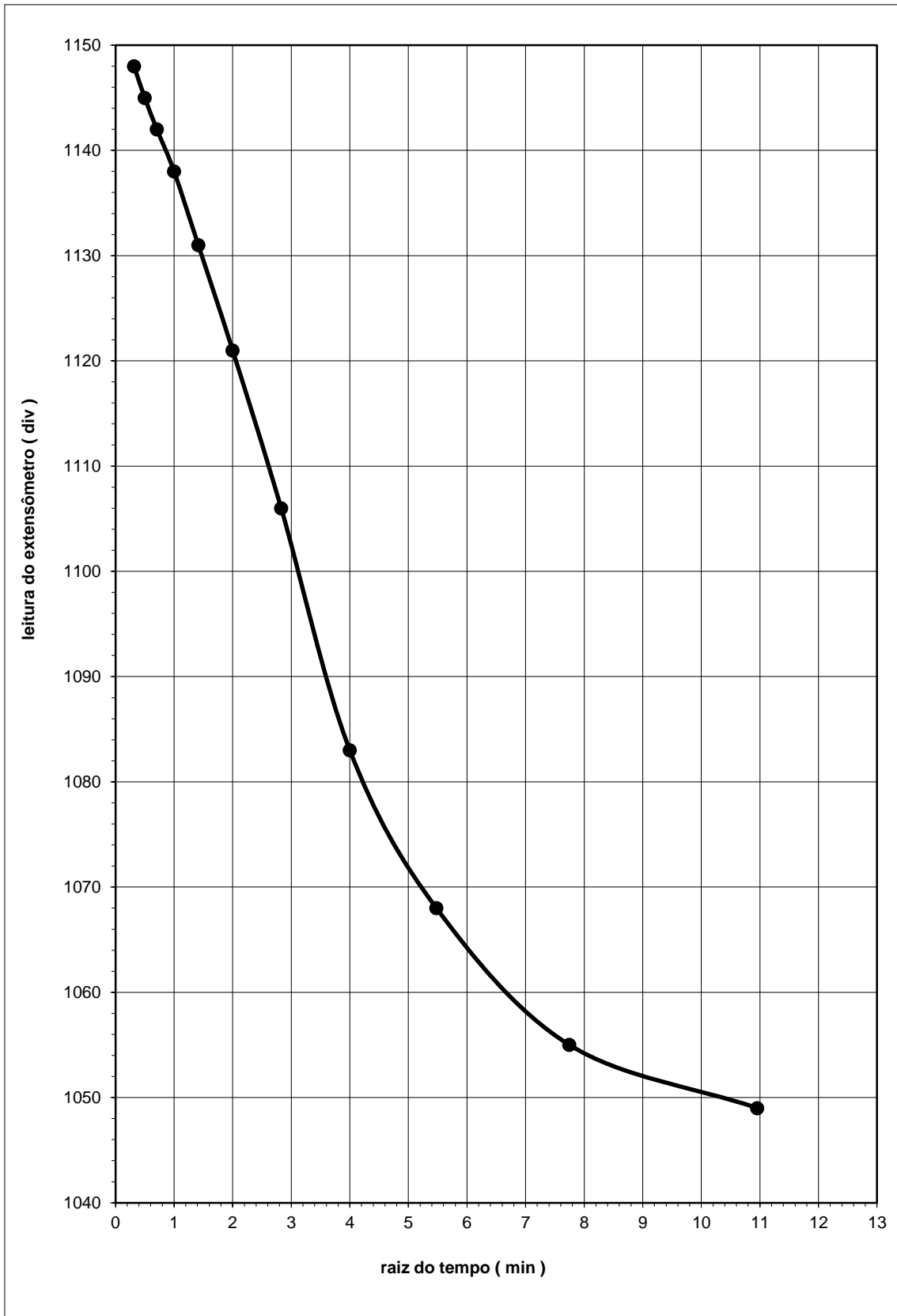


Figura A12 – AM2 – 5º estágio – 100,0 kPa

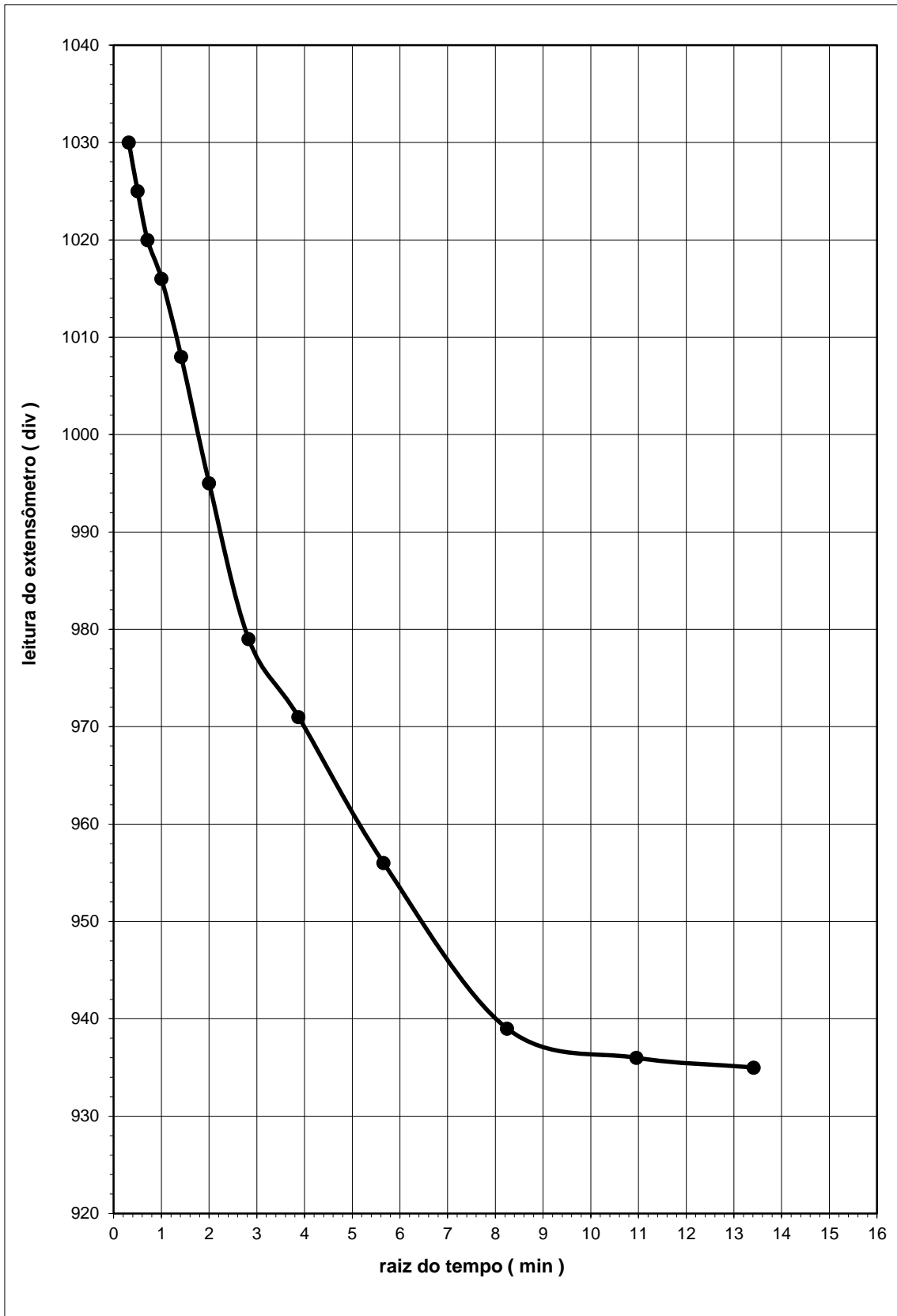


Figura A13 – AM-2 – 6º estágio – 200,0 kPa

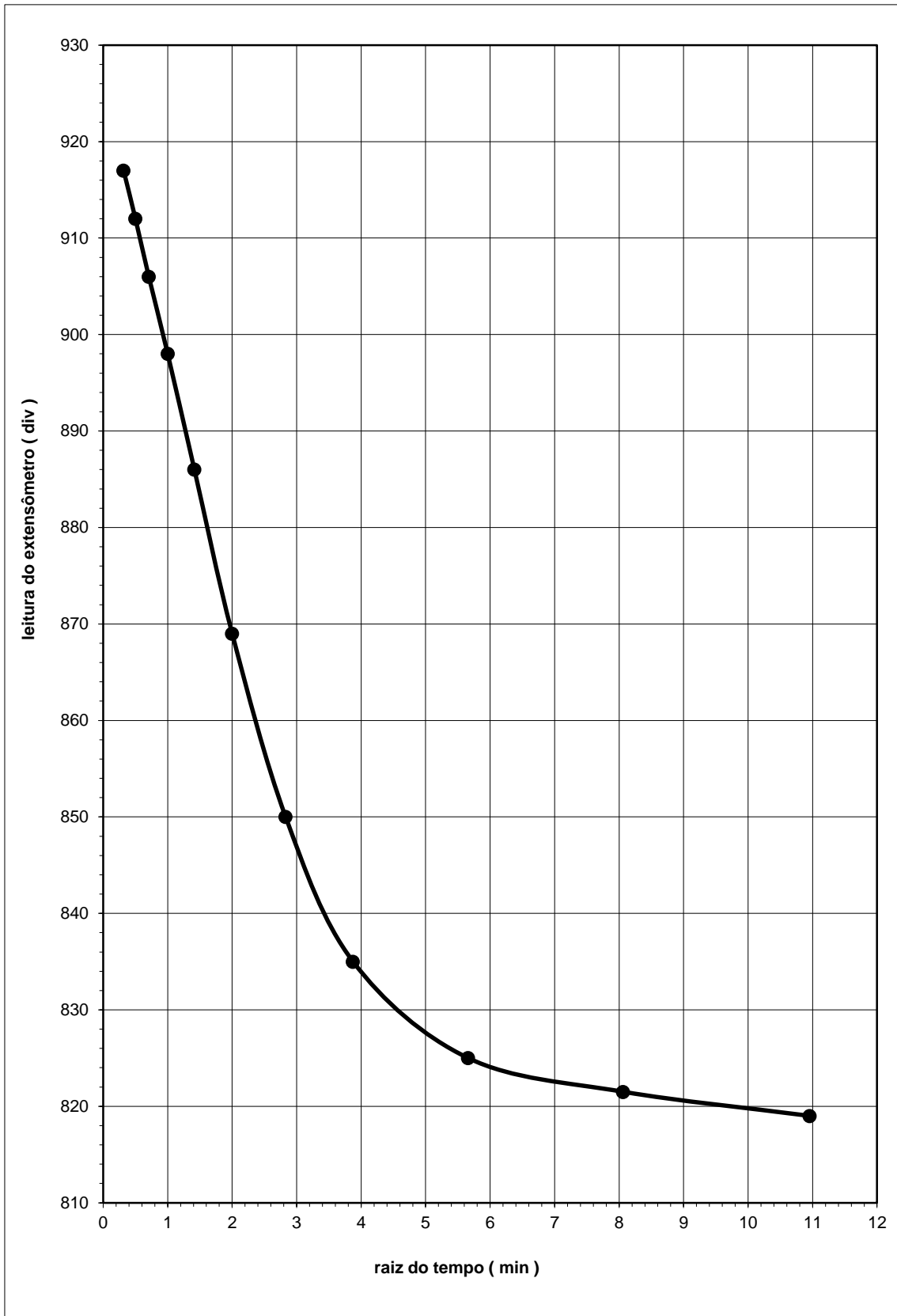


Figura A14 – AM-2 – 7º estágio – 400,0 kPa

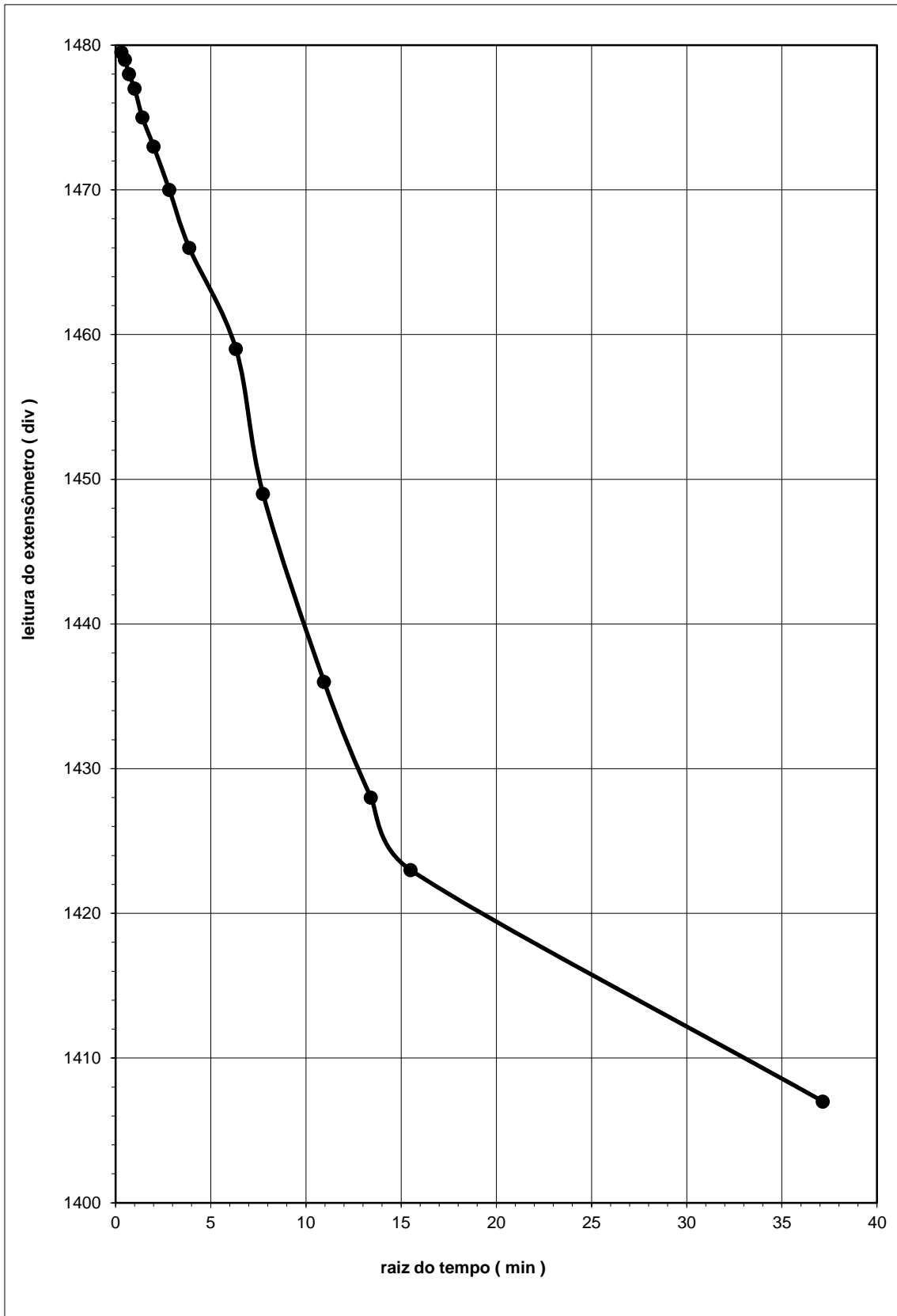


Figura A15 – AM-3 – 1º estágio – 6,25 kPa

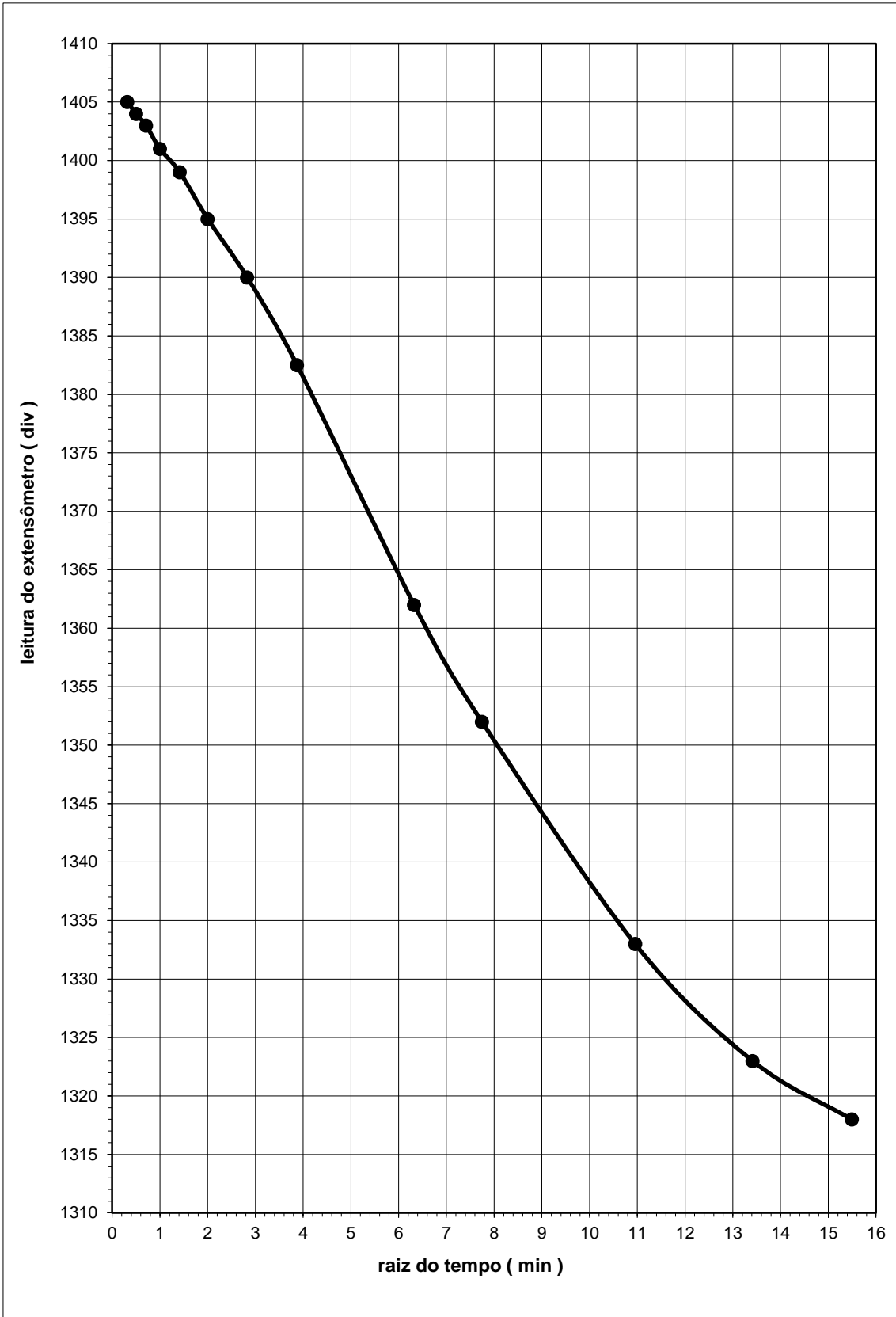


Figura A16 – AM-3 – 2º estágio – 12,5 kPa

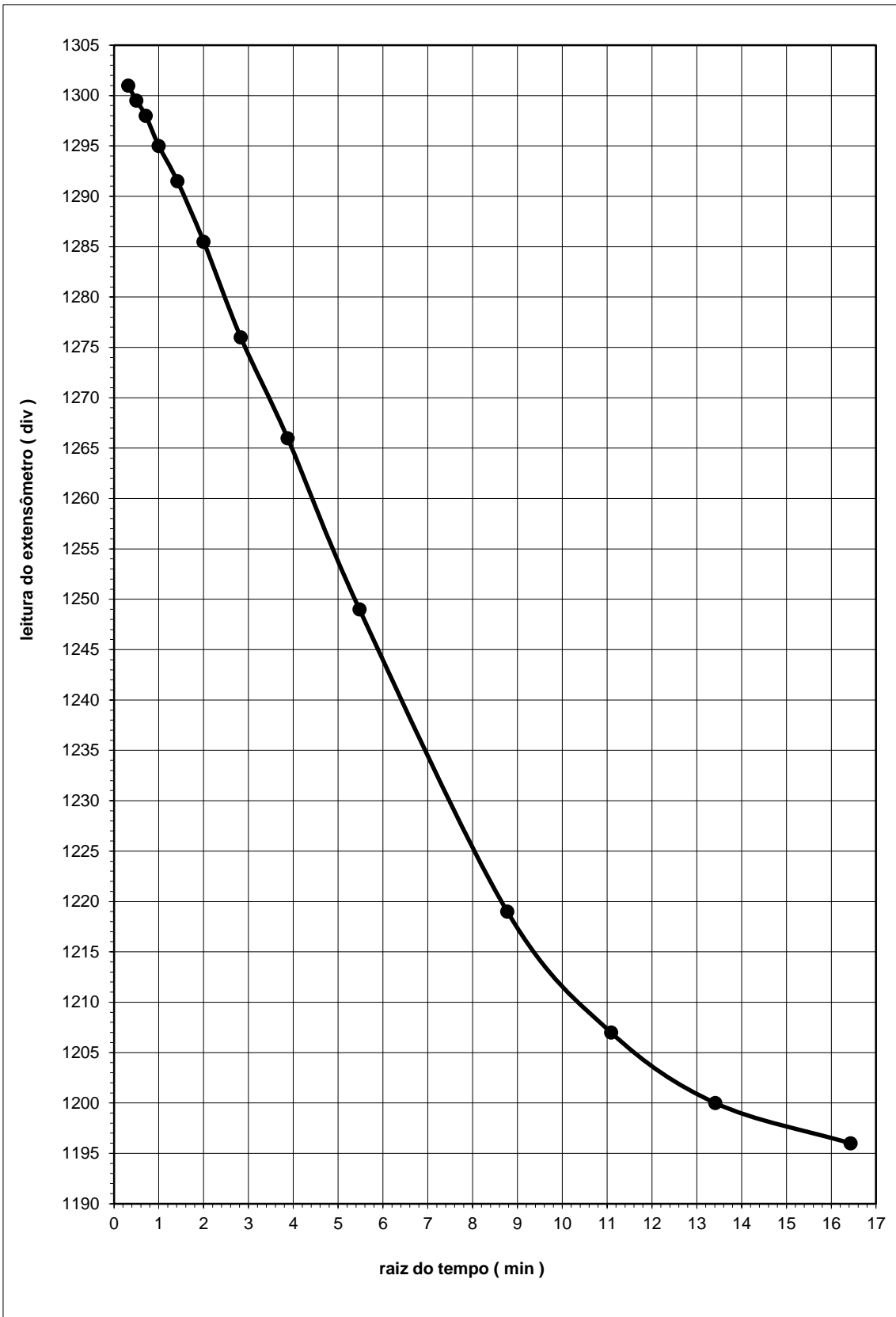


Figura A17 – AM-3 – 3º estágio – 25,0 kPa

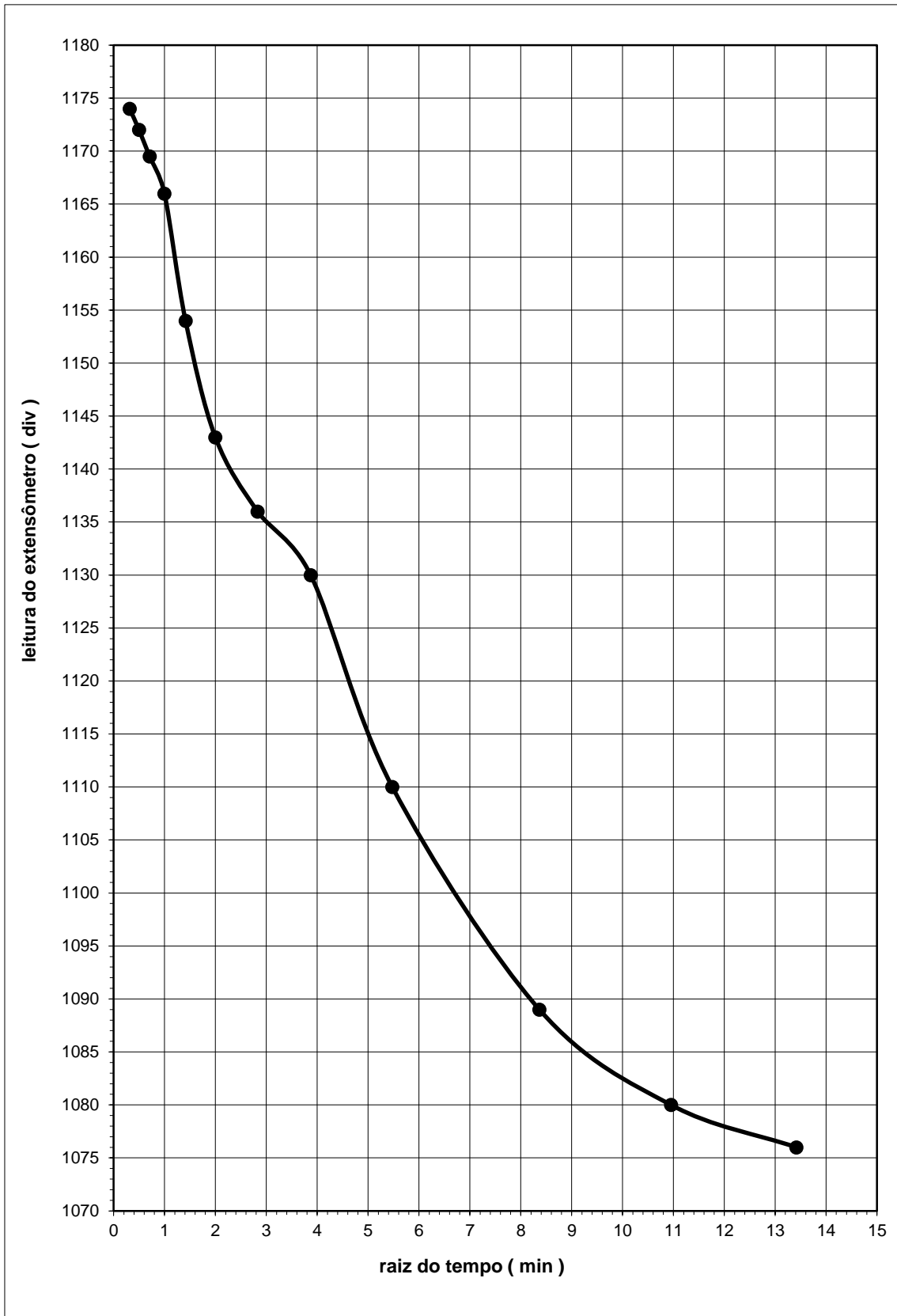


Figura A18 – AM-3 – 4º estágio – 50,0 kPa

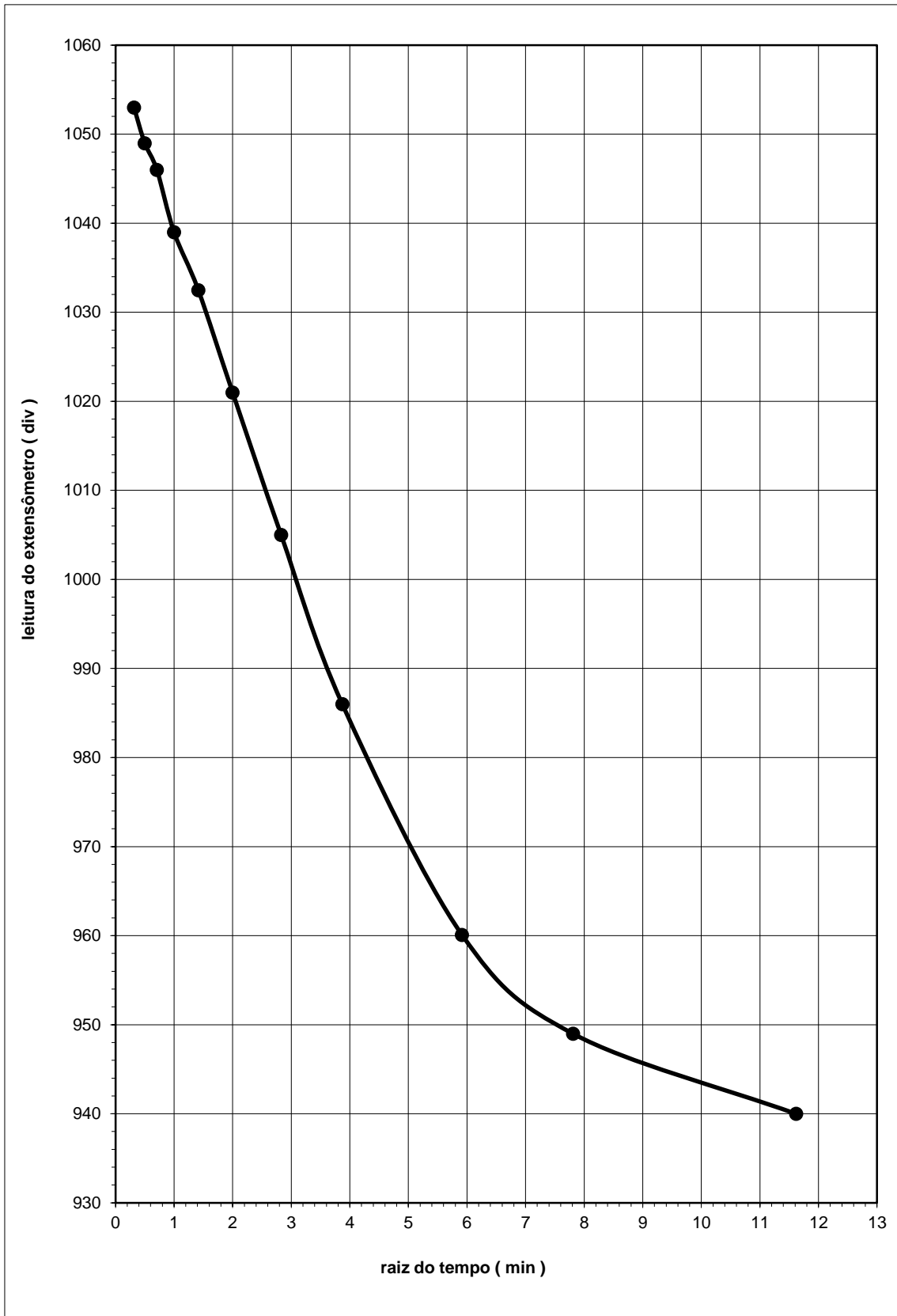


Figura A19 – AM-3 – 5º estágio – 100,0 kPa

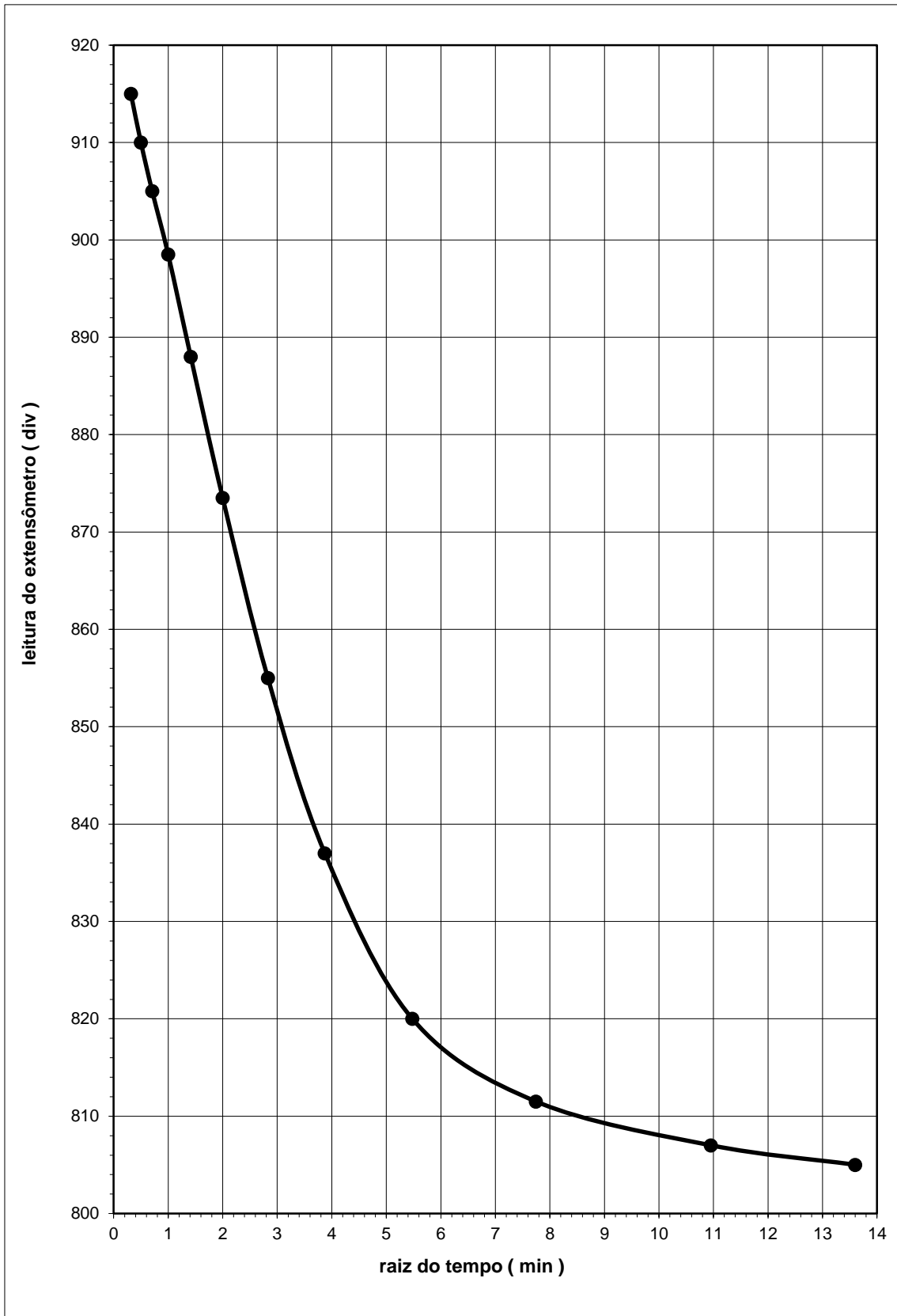


Figura A20 – AM-3 – 6º estágio – 200,0 kPa

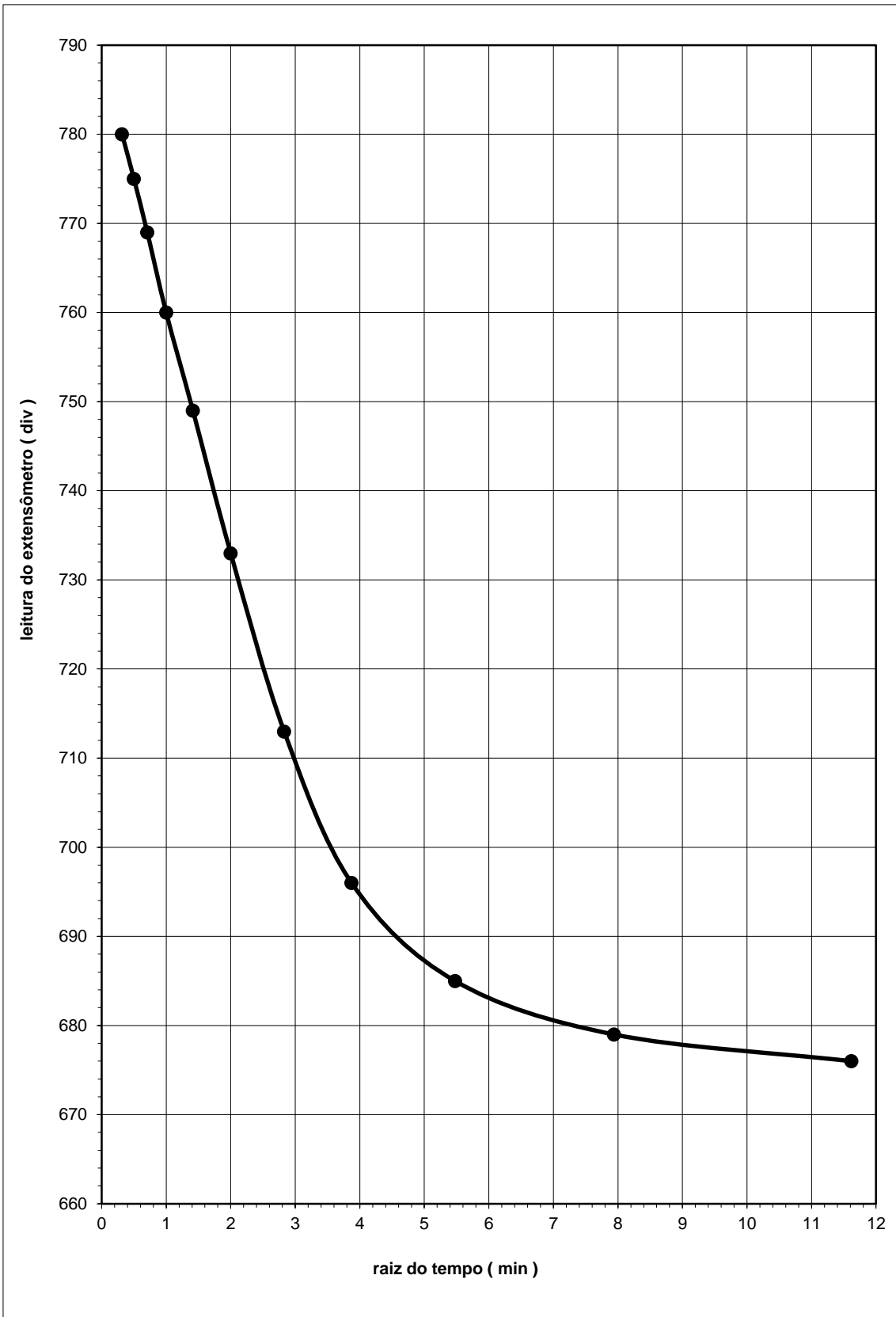


Figura A21 – AM-3 – 7º estágio – 400,0 kPa

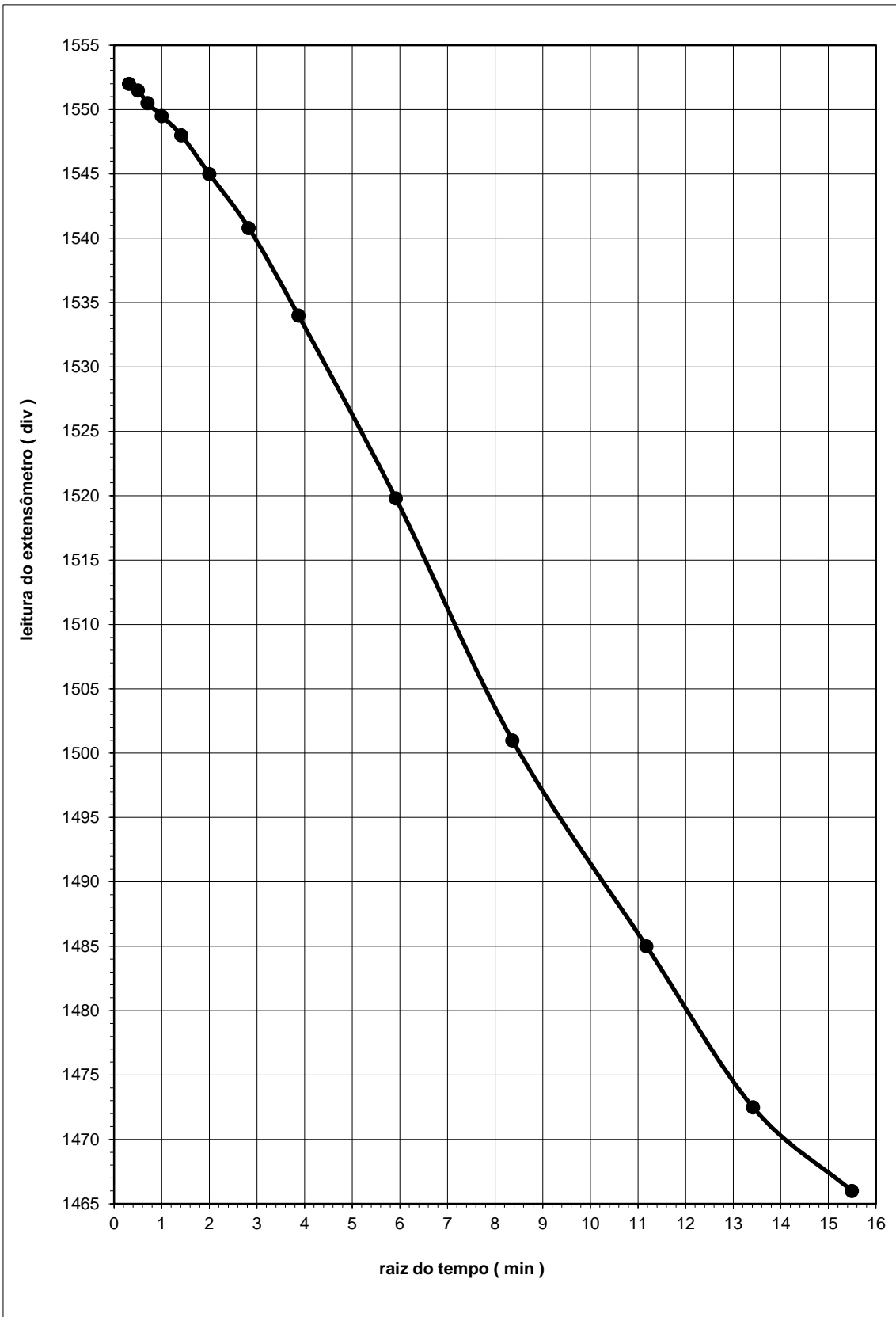


Figura A22 – AM-4 – 1º estágio – 6,25 kPa

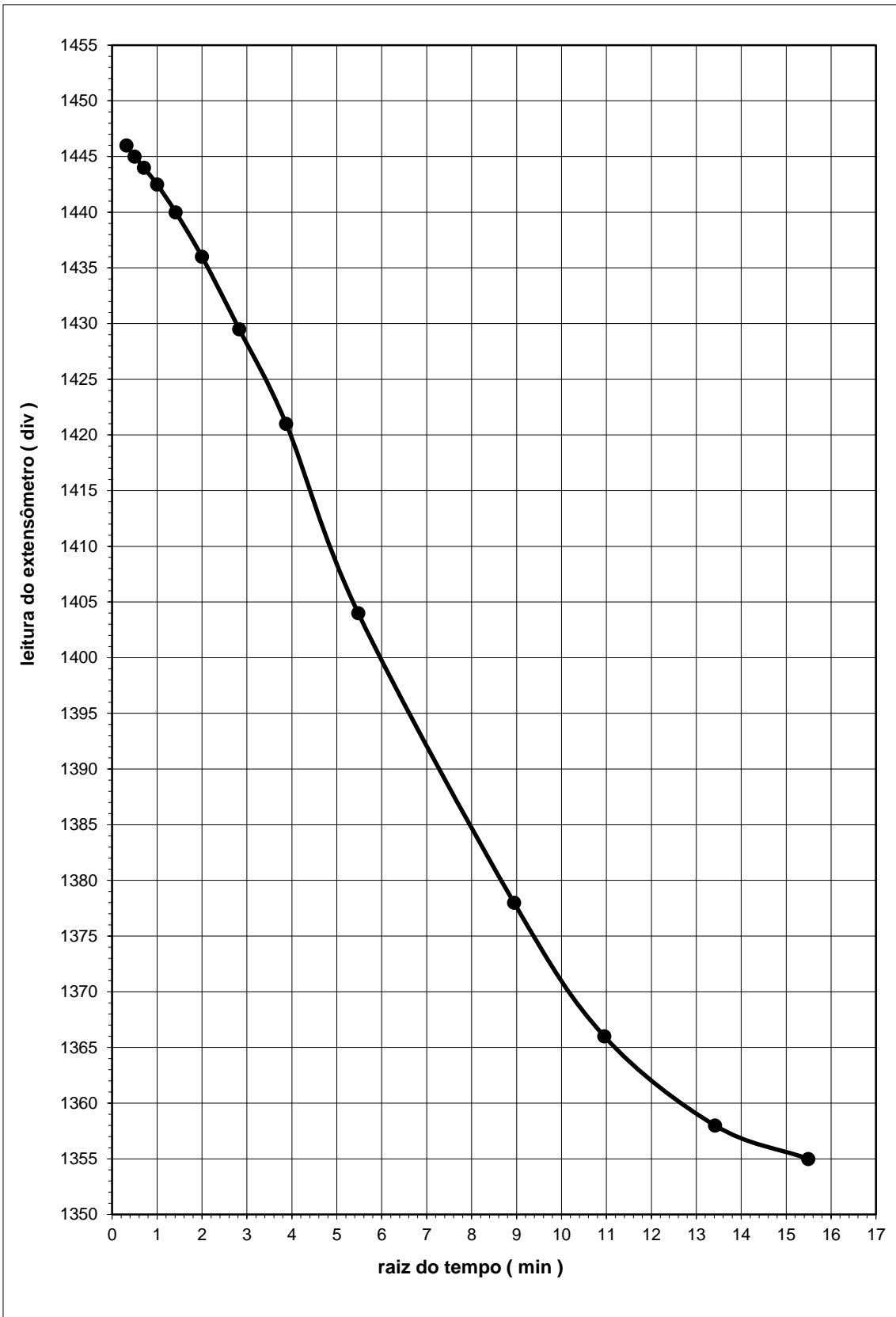


Figura A23 – AM-4 – 2º estágio – 12,5 kPa

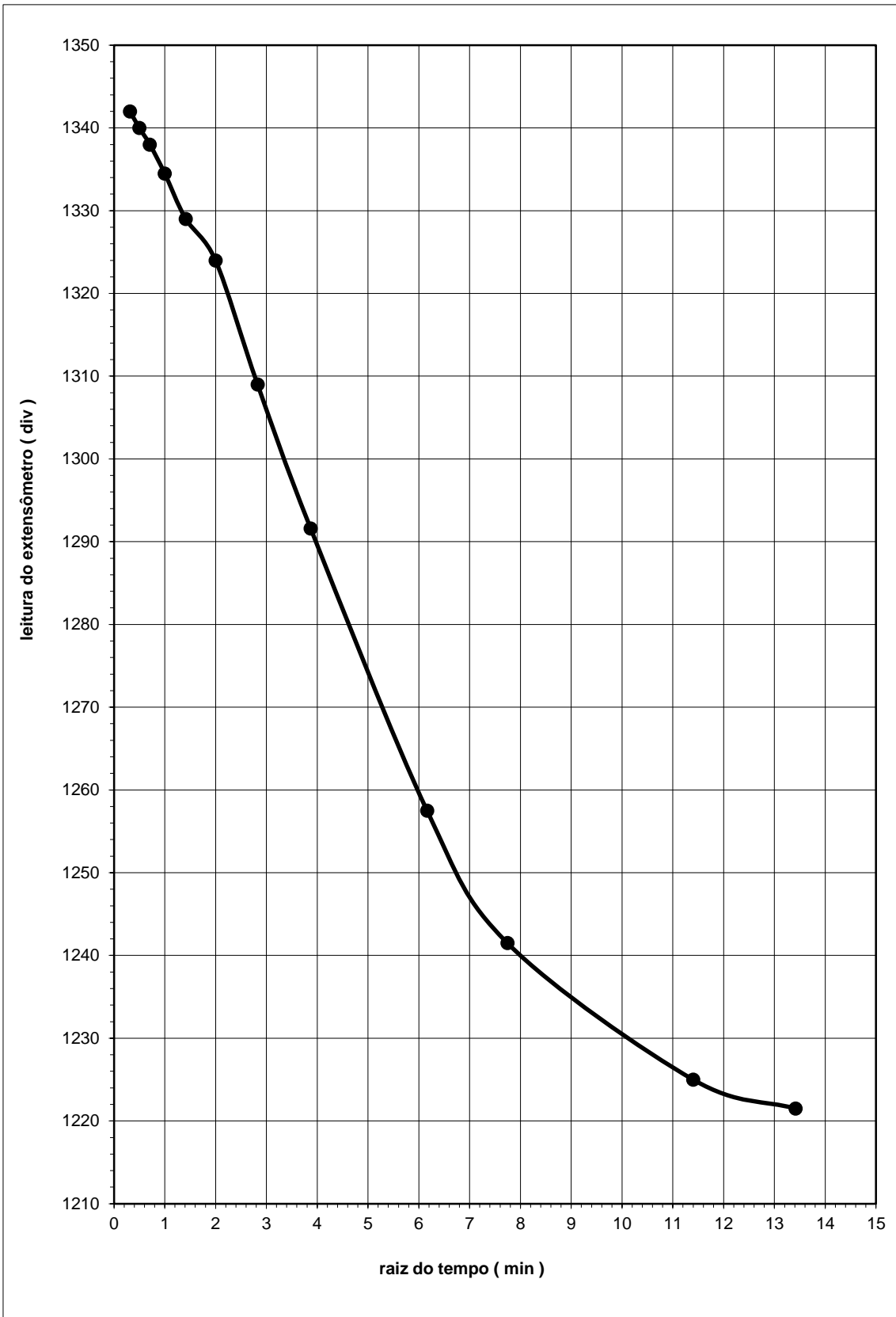


Figura A24 – AM-4 – 3º estágio – 25,0 kPa

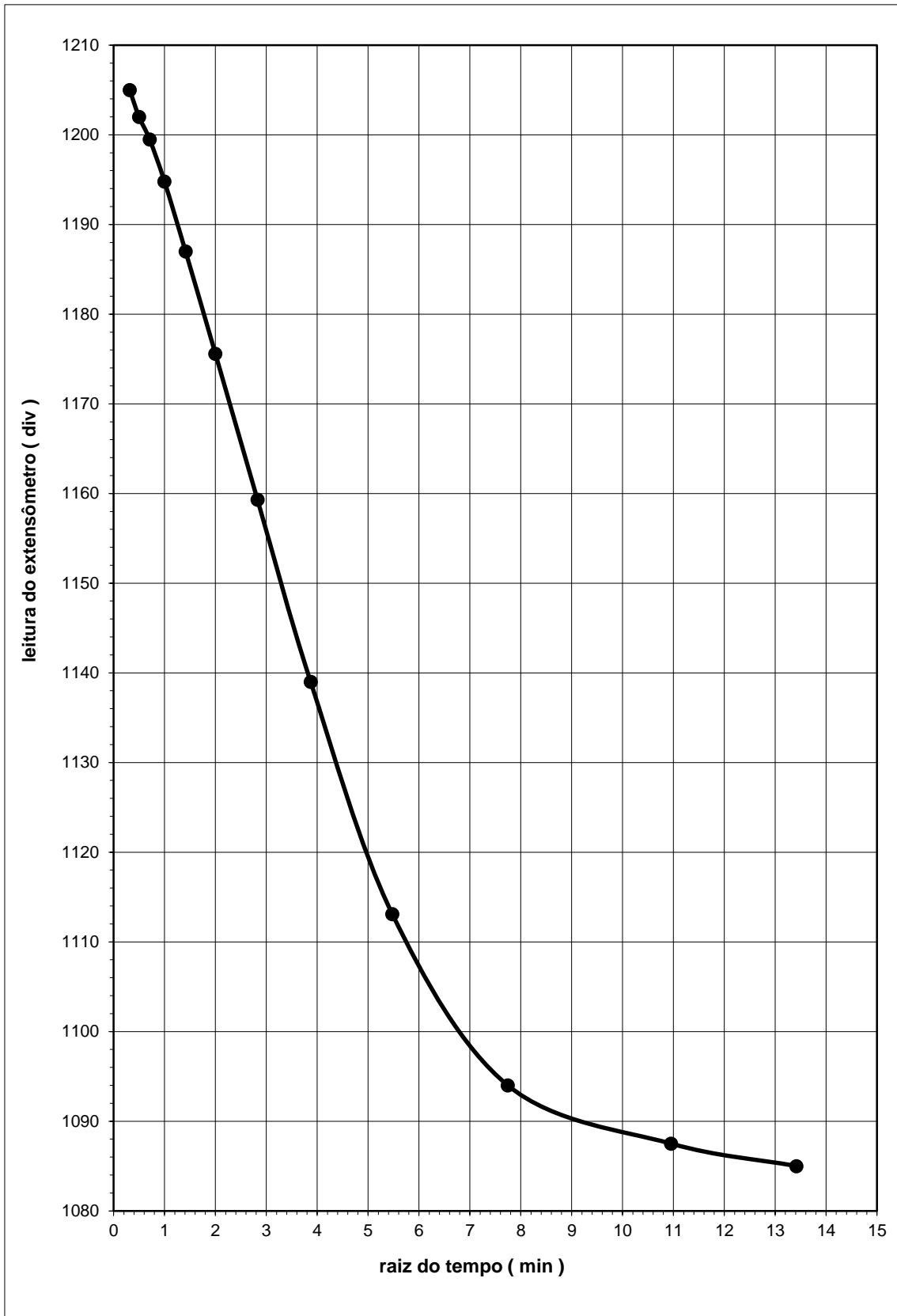


Figura A25 – AM-4 – 4º estágio – 50,0 kPa

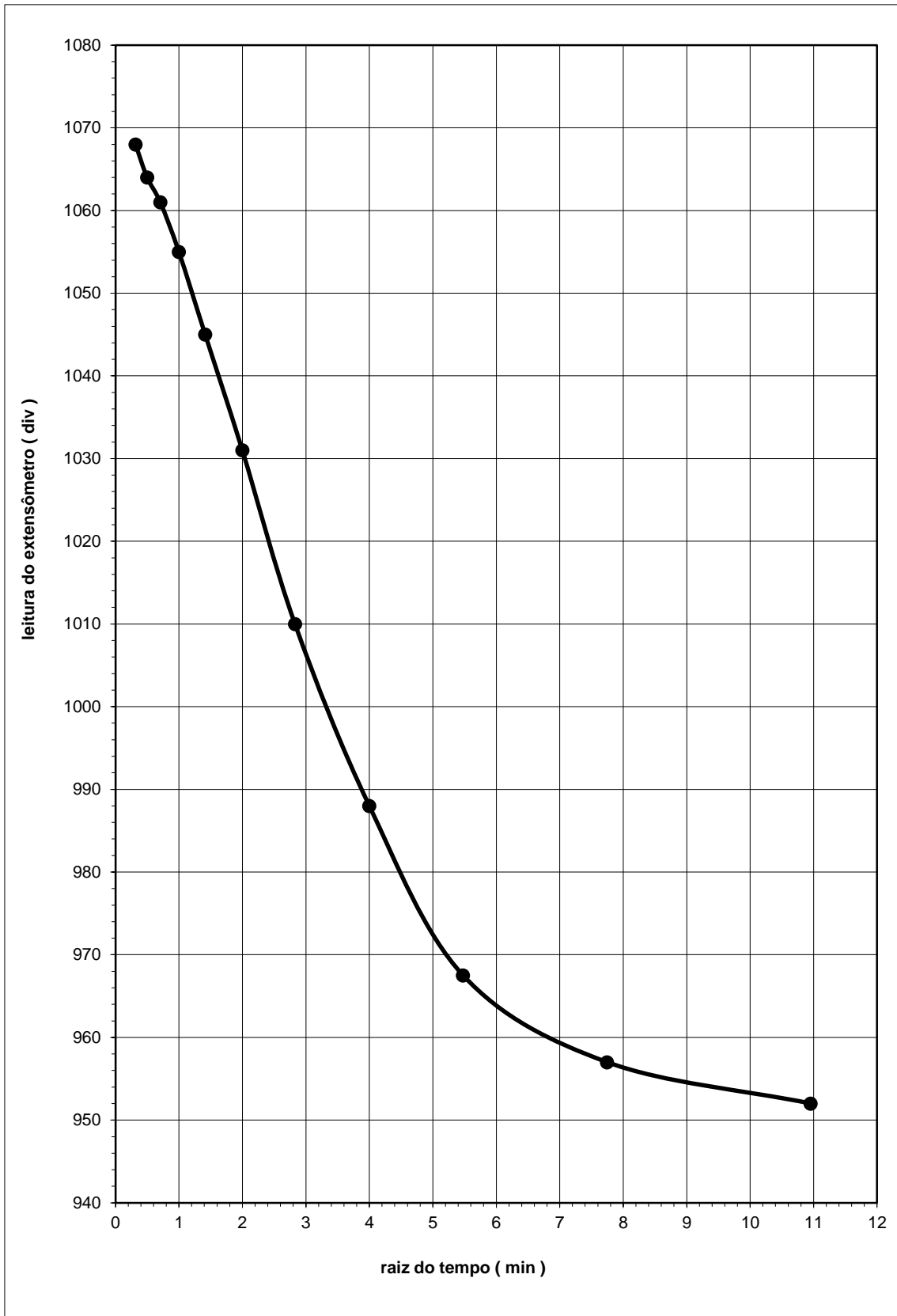


Figura A26 – AM-4 – 5º estágio – 100,0 kPa

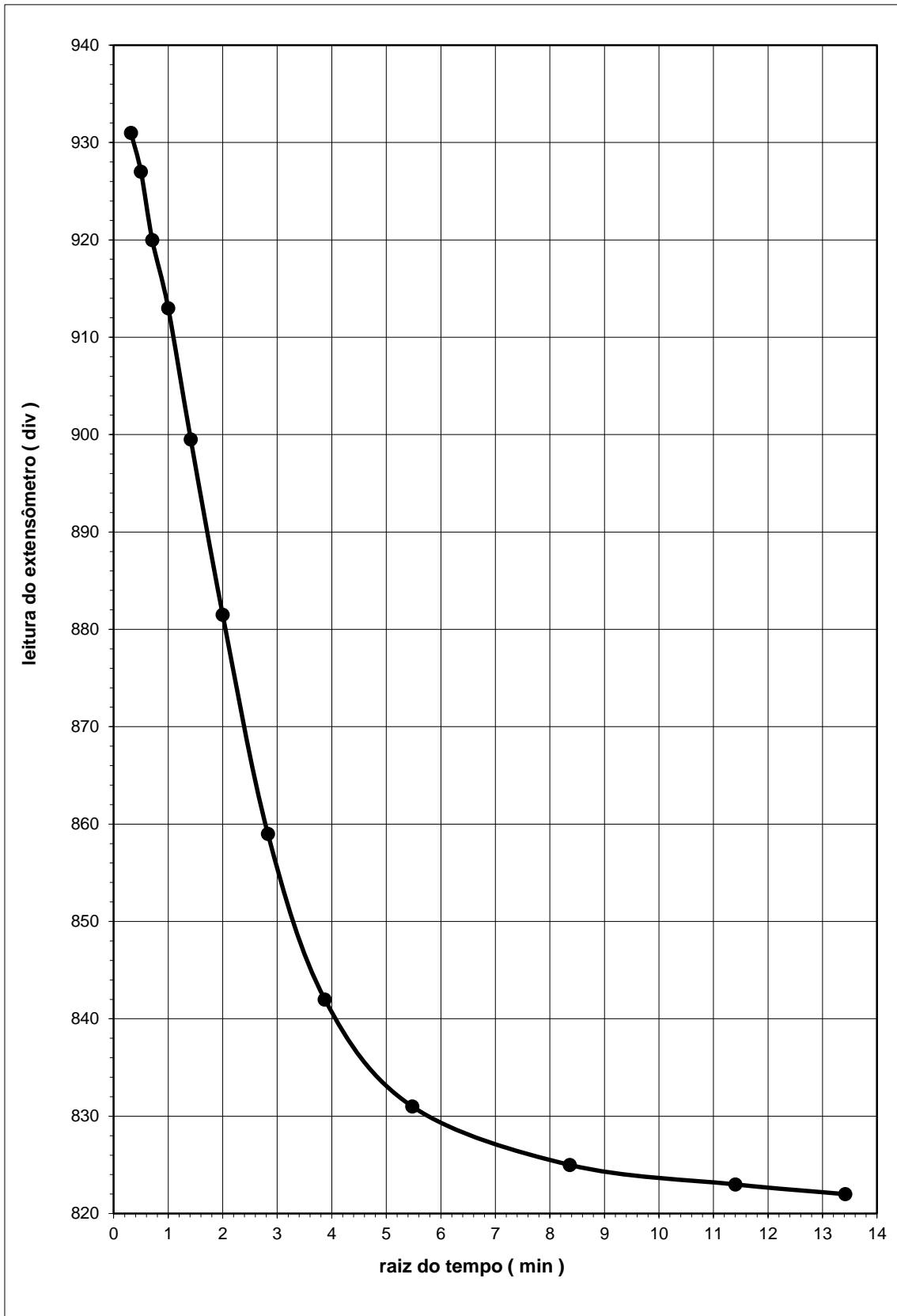


Figura A27 – AM-4 – 6º estágio – 200,0 kPa

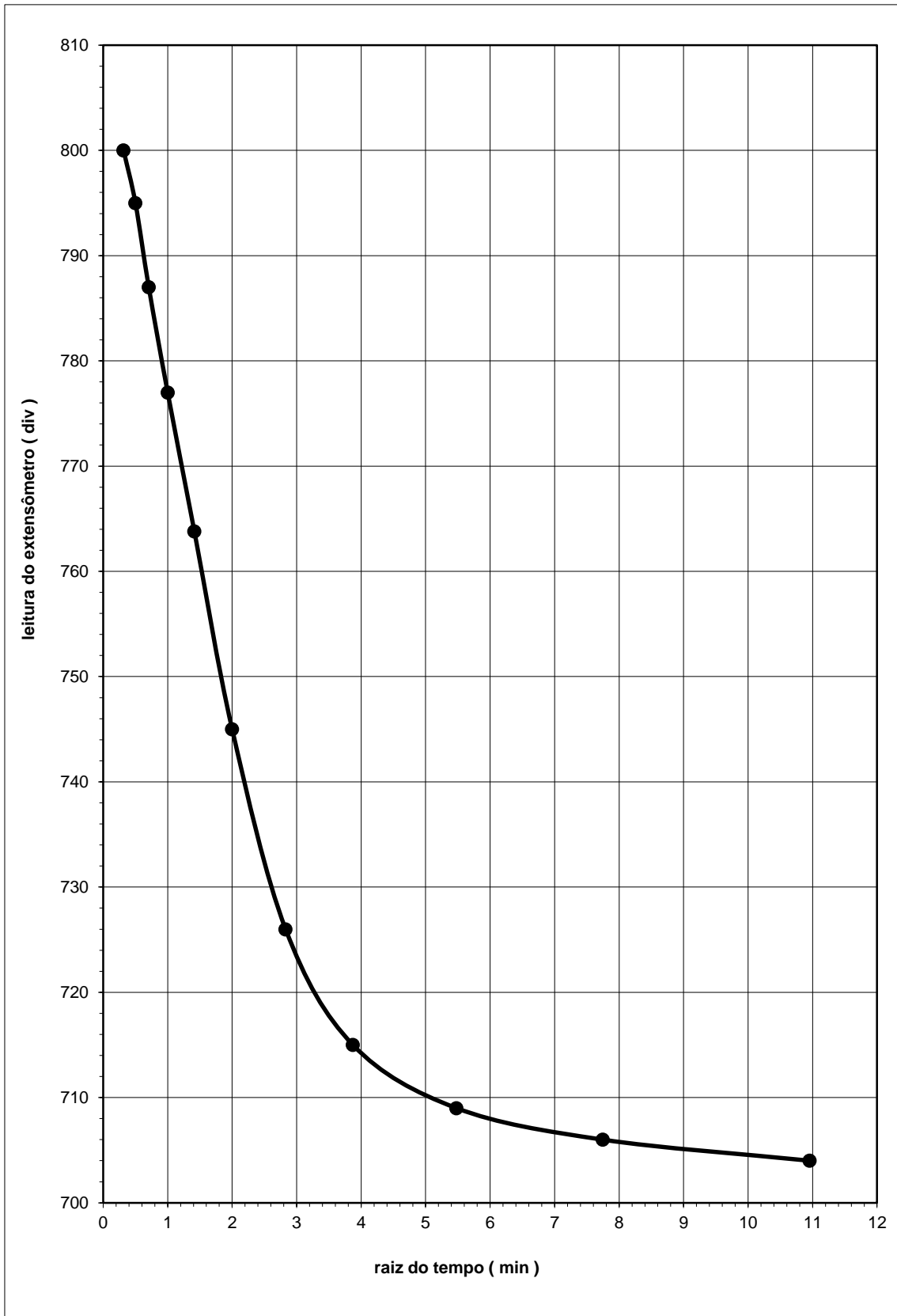


Figura A28 – AM-4 – 7º estágio – 400,0 kPa

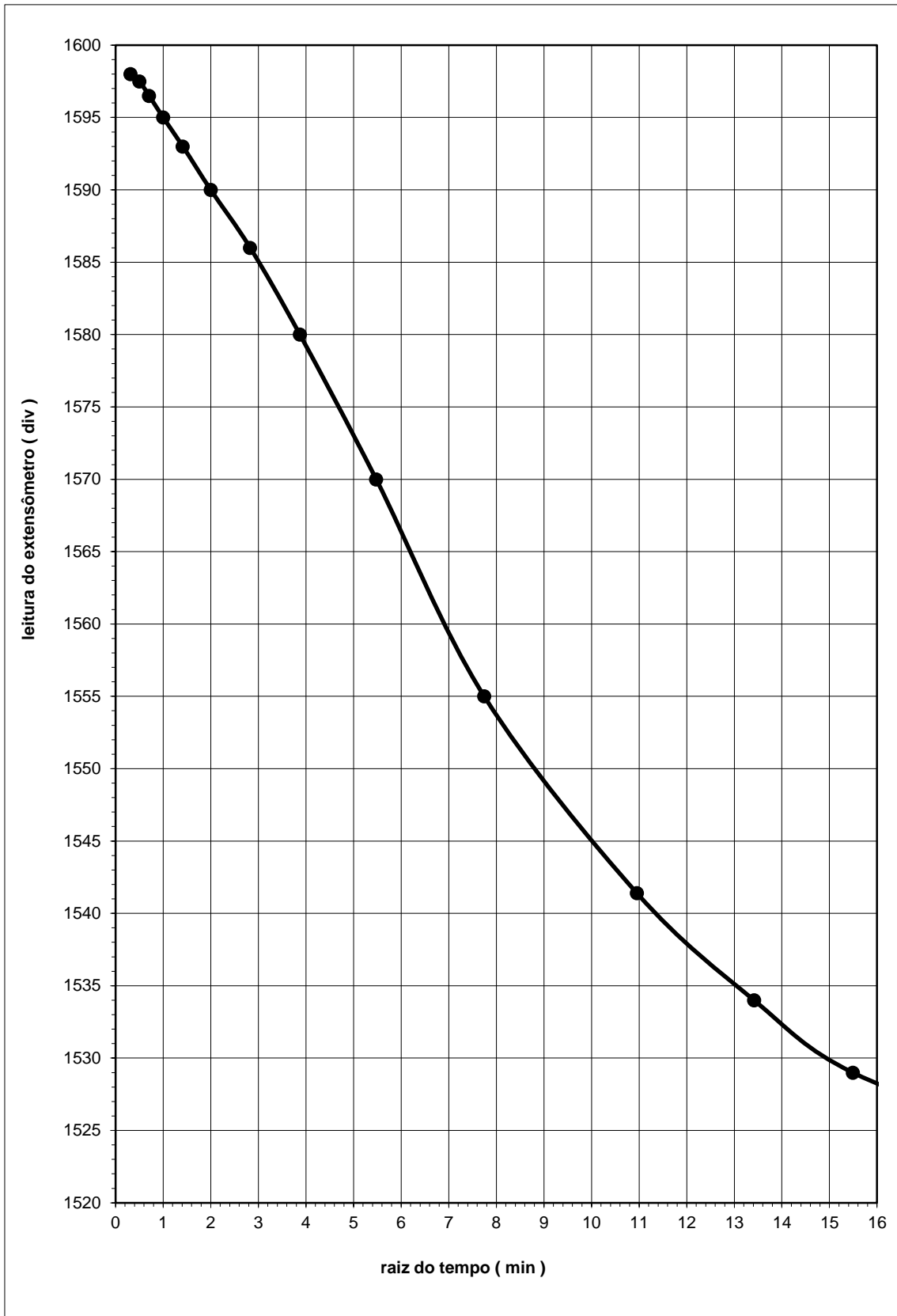


Figura A29 – AM-5 – 1º estágio – 6,25 kPa

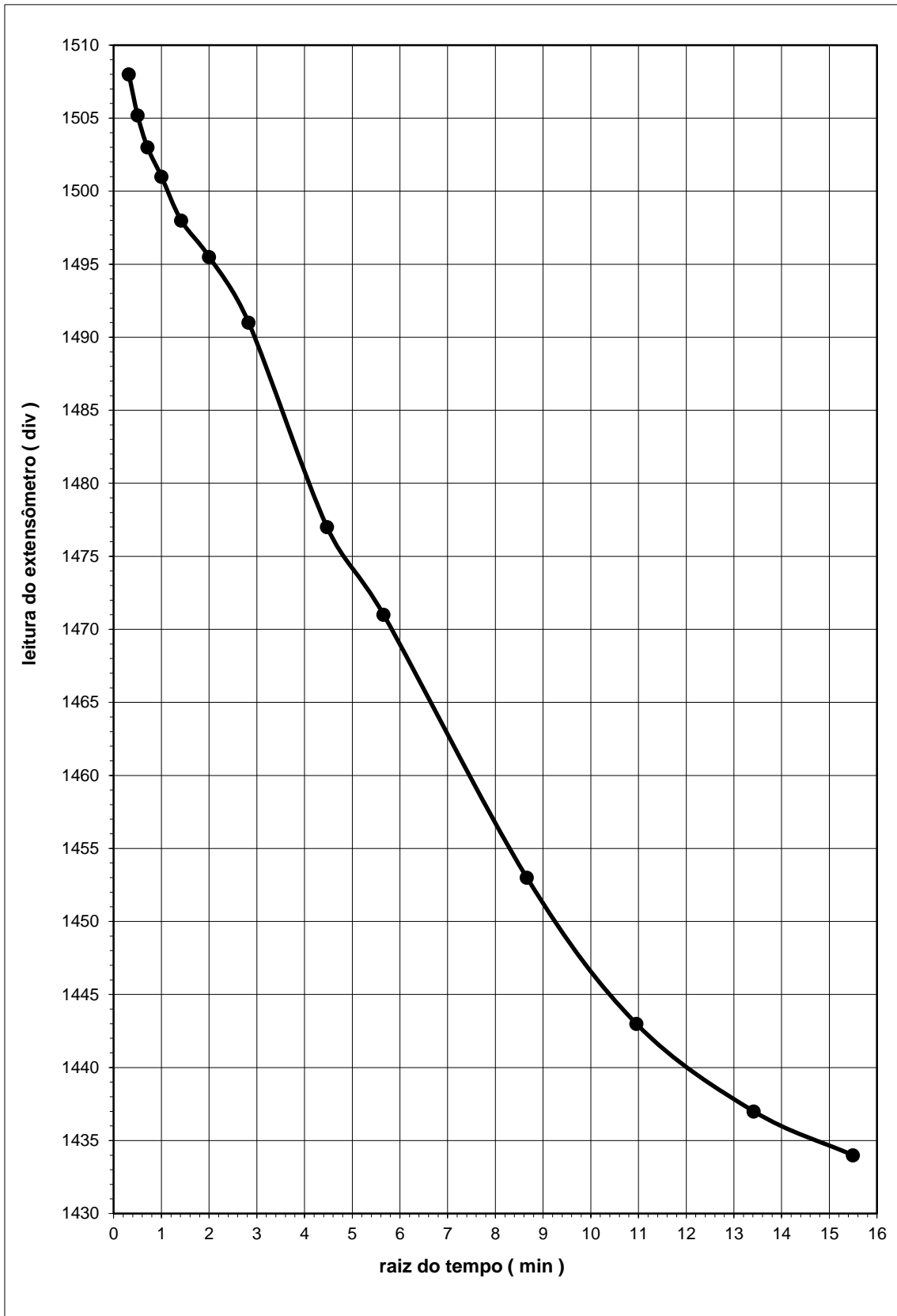


Figura A30 – AM-5 – 2º estágio – 12,5 kPa

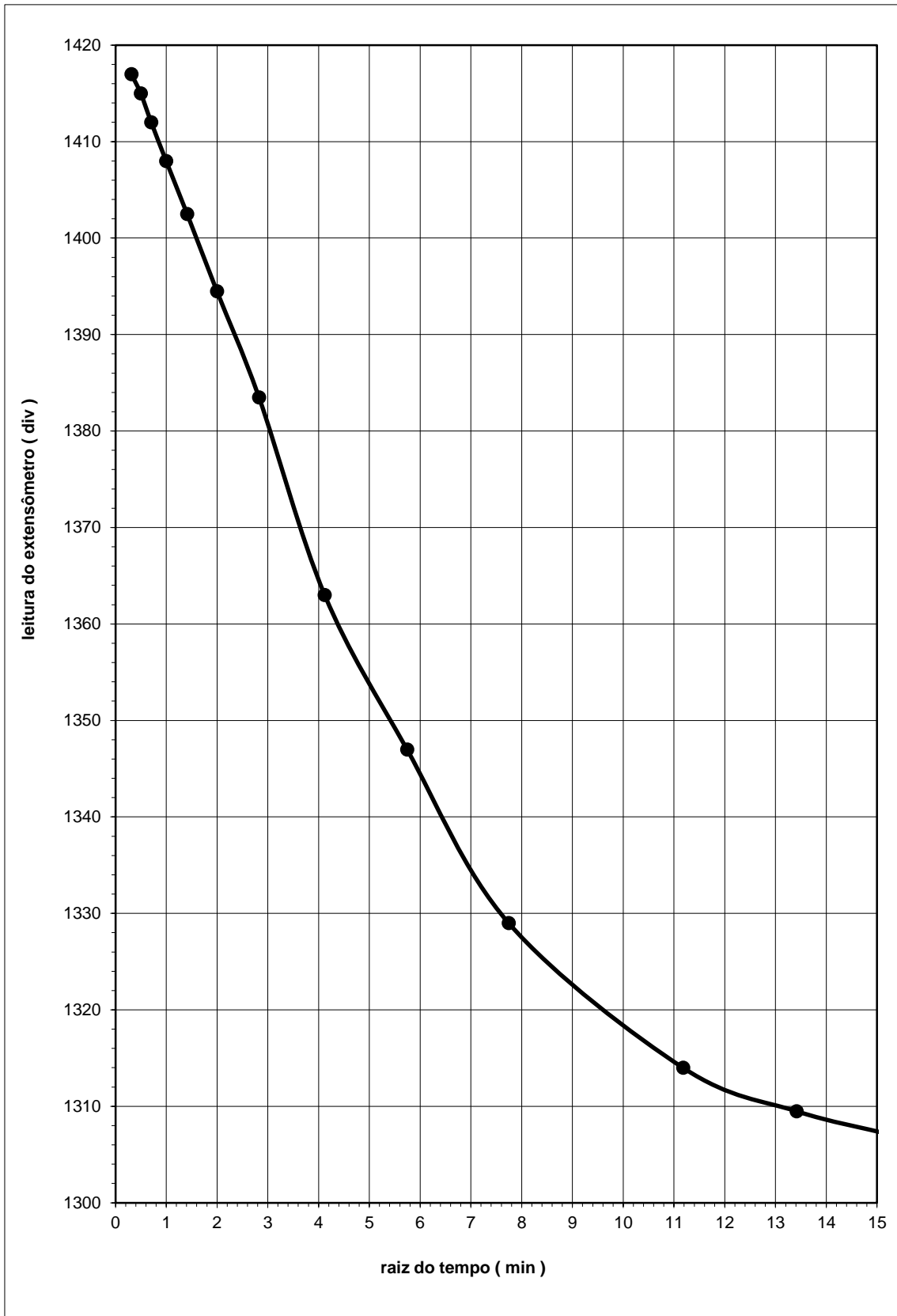


Figura A31 – AM-5 – 3º estágio – 25,0 kPa

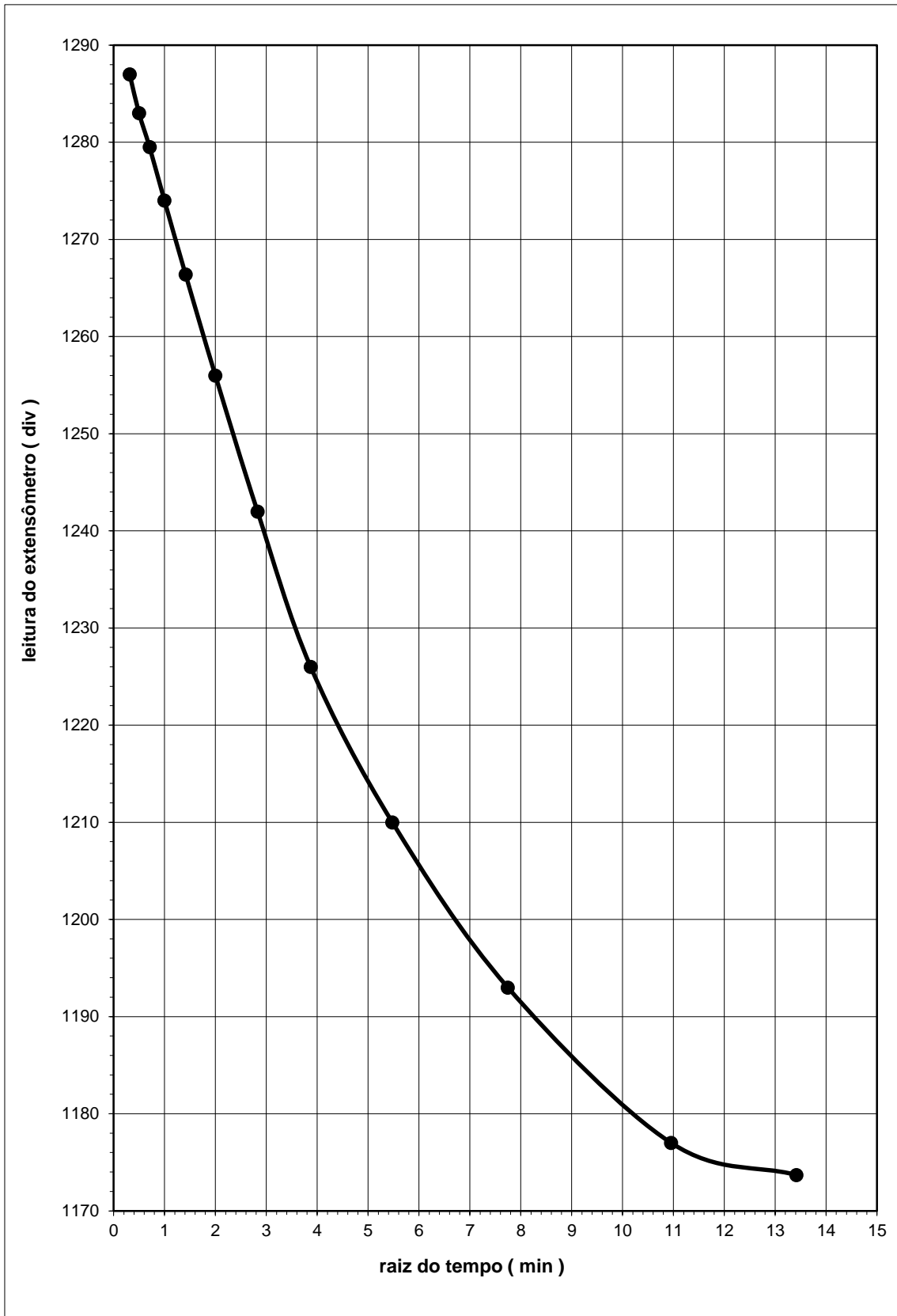


Figura A32 – AM-5 – 4º estágio – 50,0 kPa

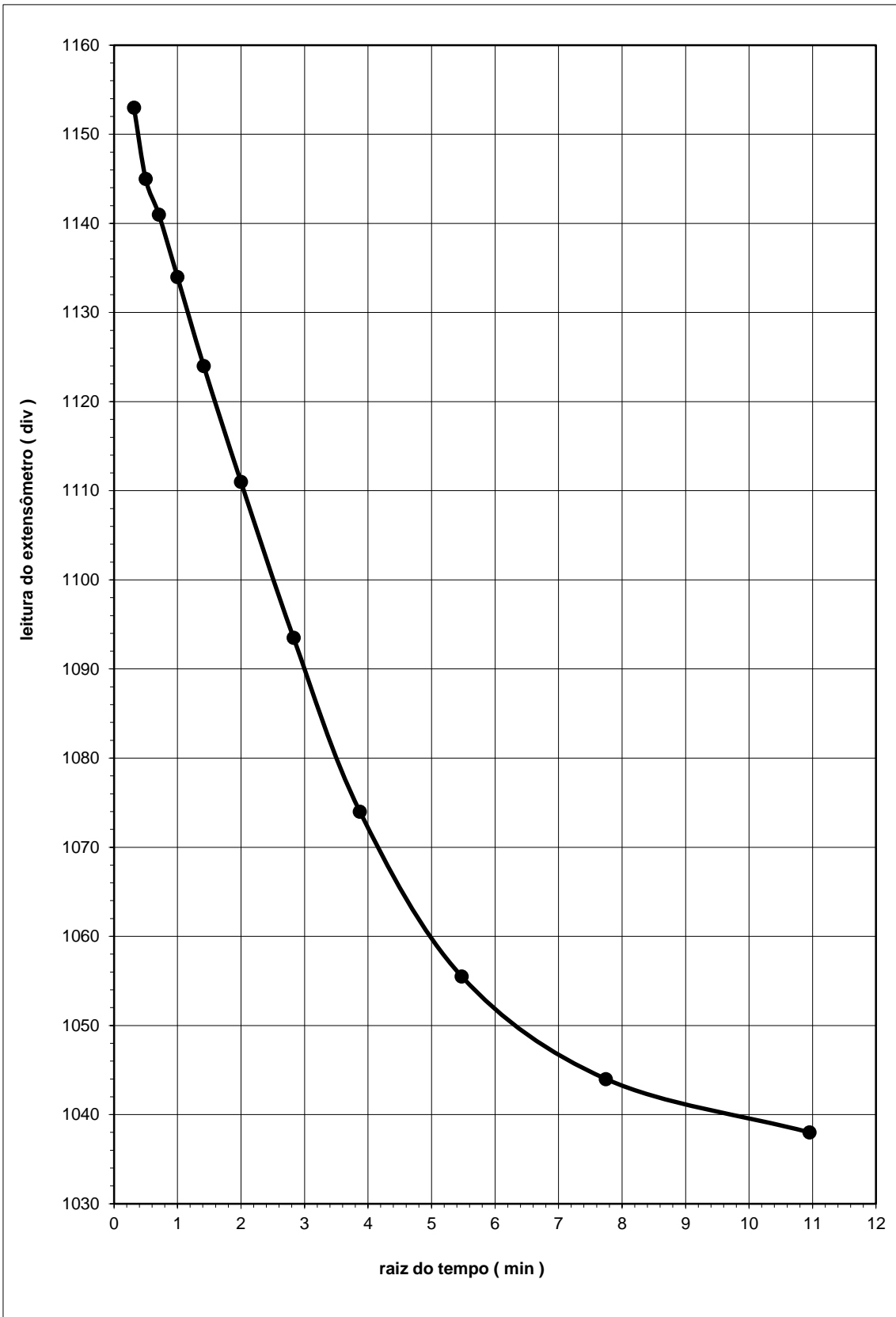


Figura A33 – AM-5 – 5º estágio – 100,0 kPa

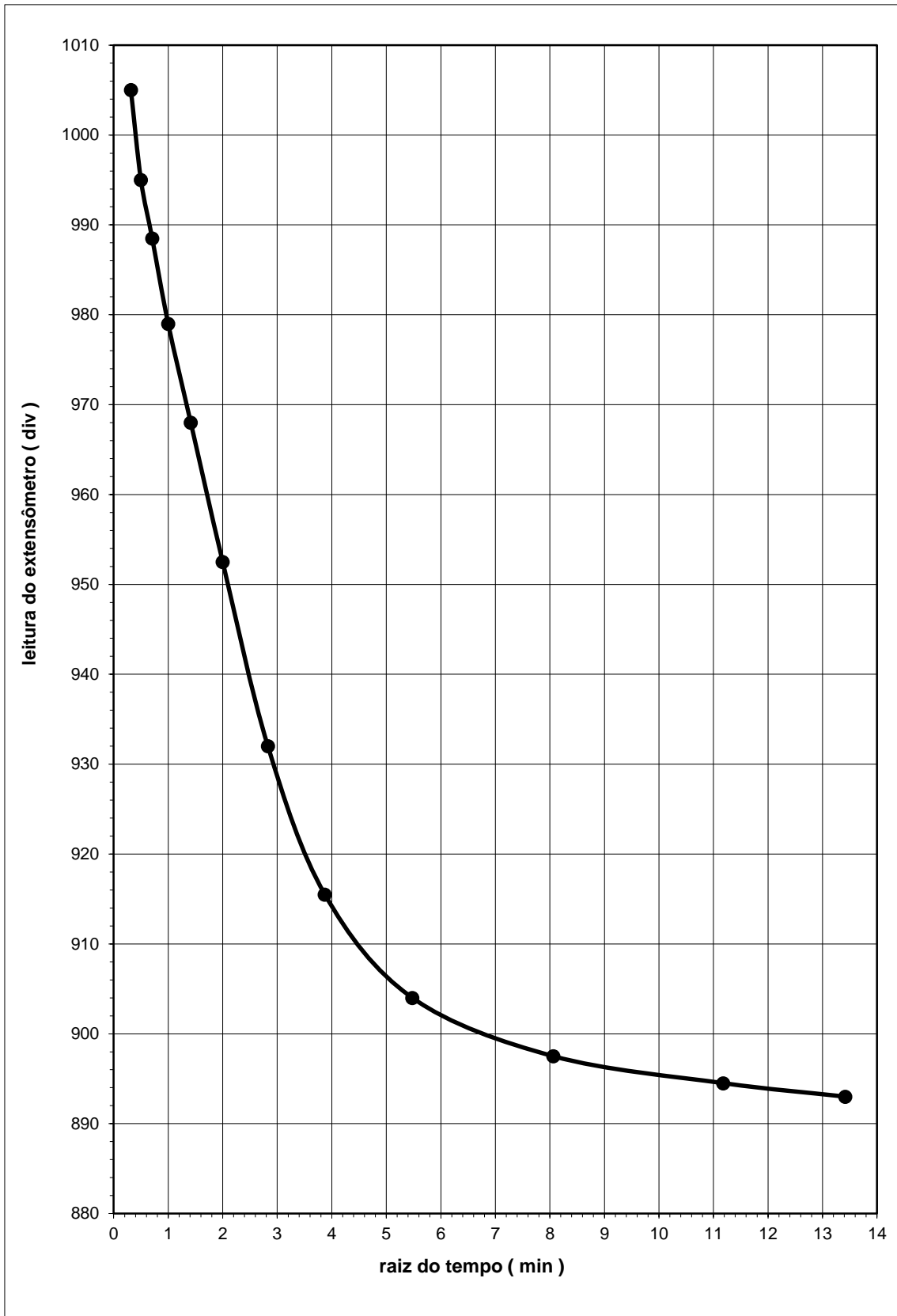


Figura A34 – AM-5 – 6º estágio – 200,0 kPa

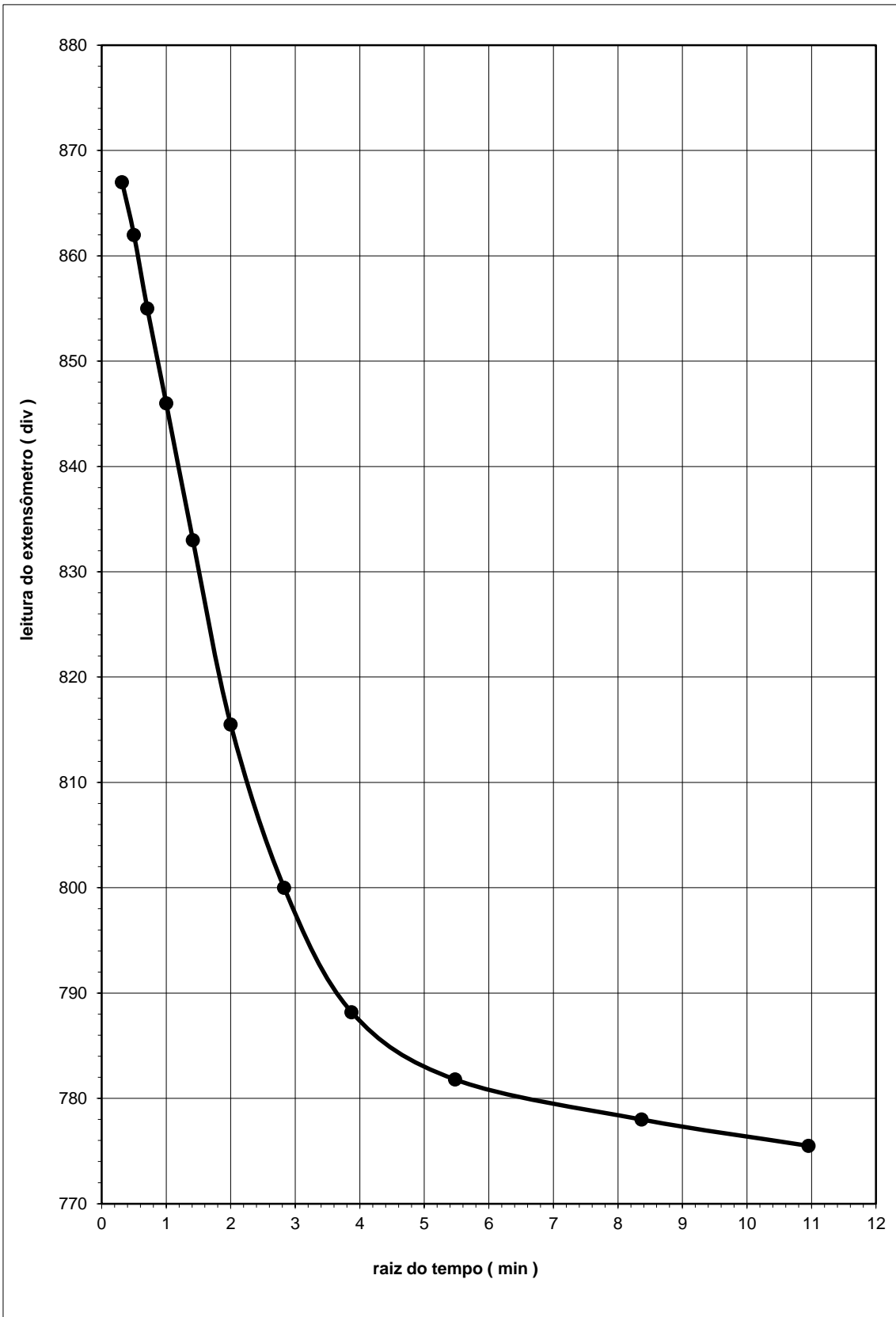


Figura A35 – AM-5 – 7º estágio – 400,0 kPa

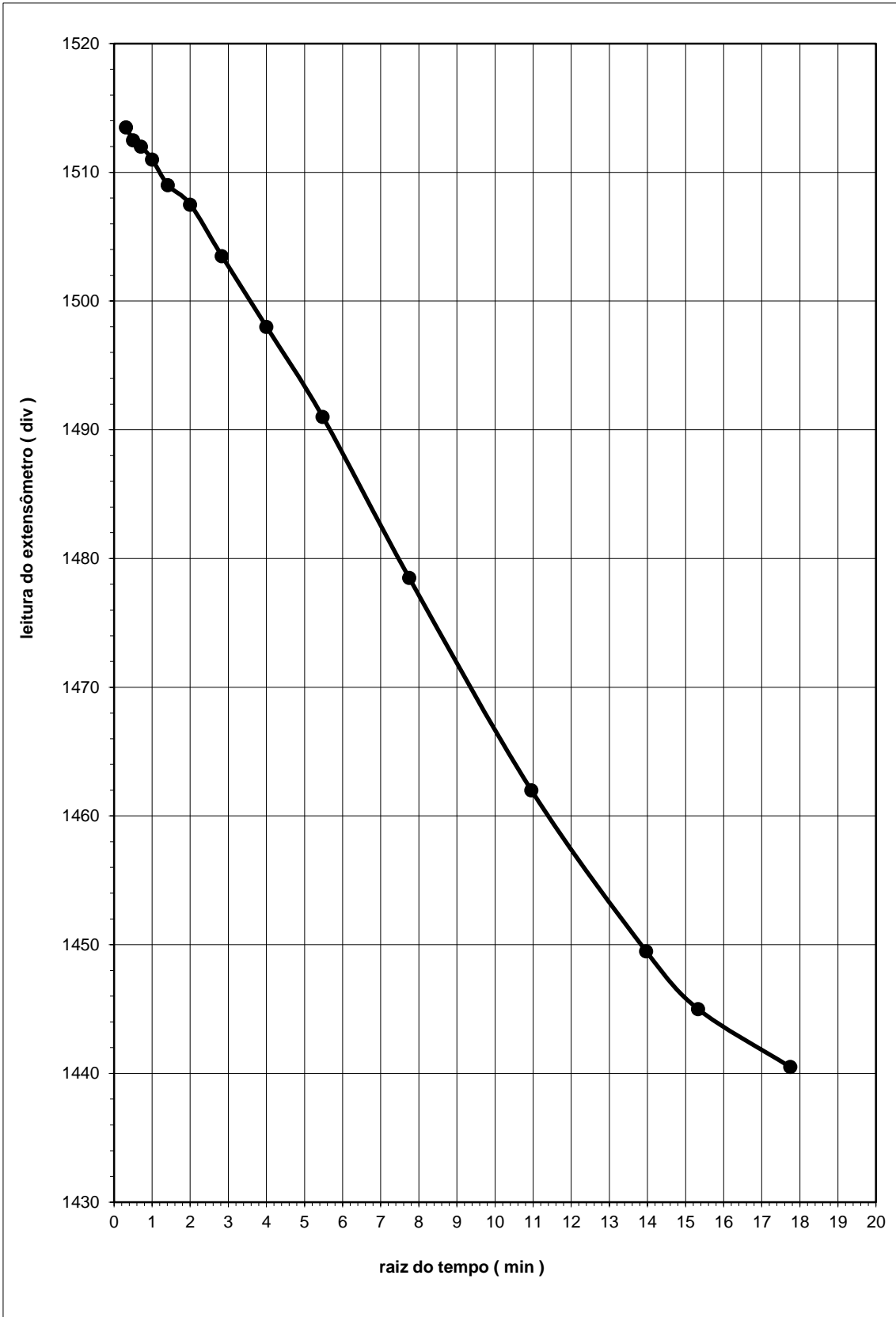


Figura A36 – AM-6 – 1º estágio – 6,25 kPa

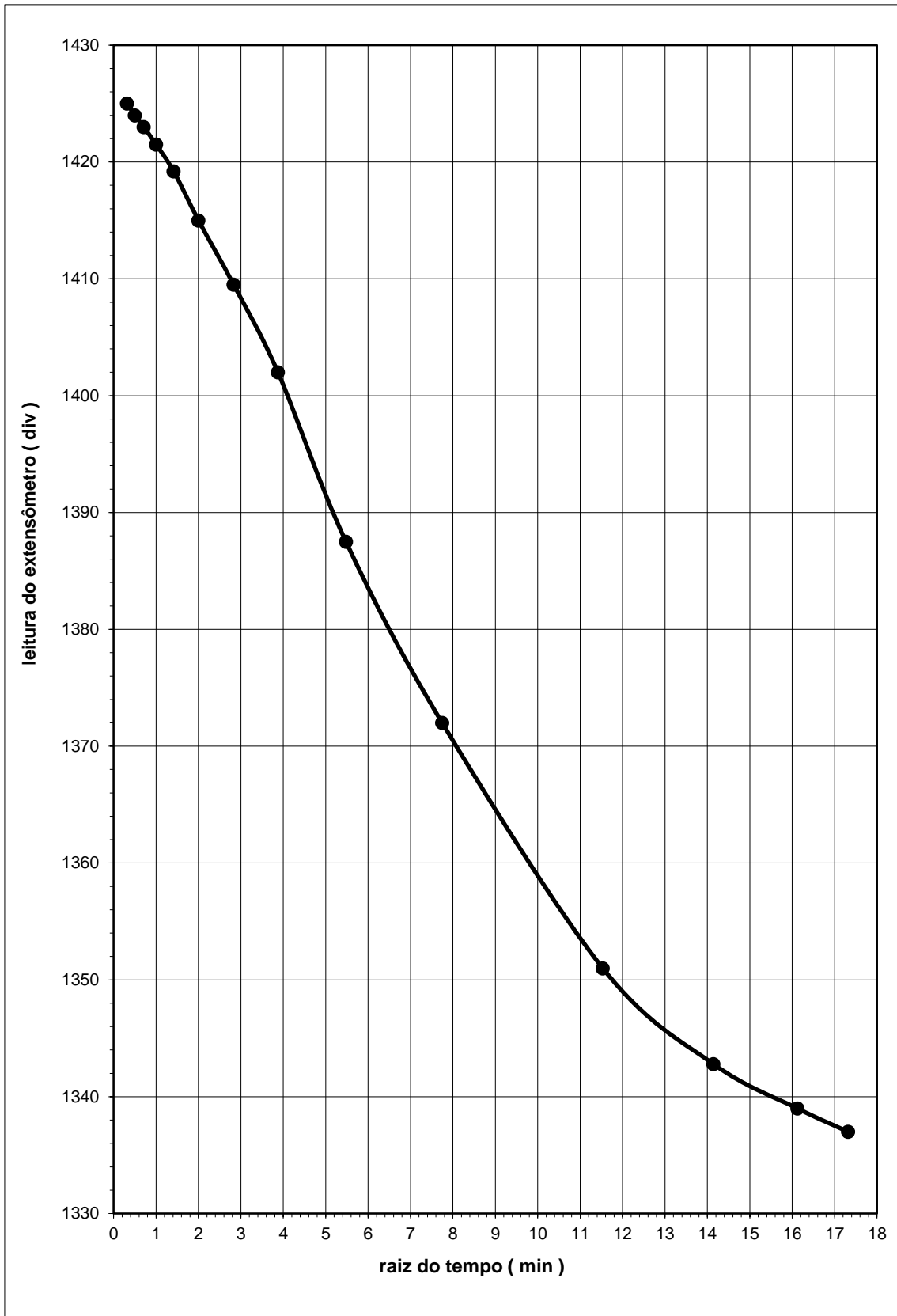


Figura A37 – AM-6 – 2º estágio – 12,5 kPa

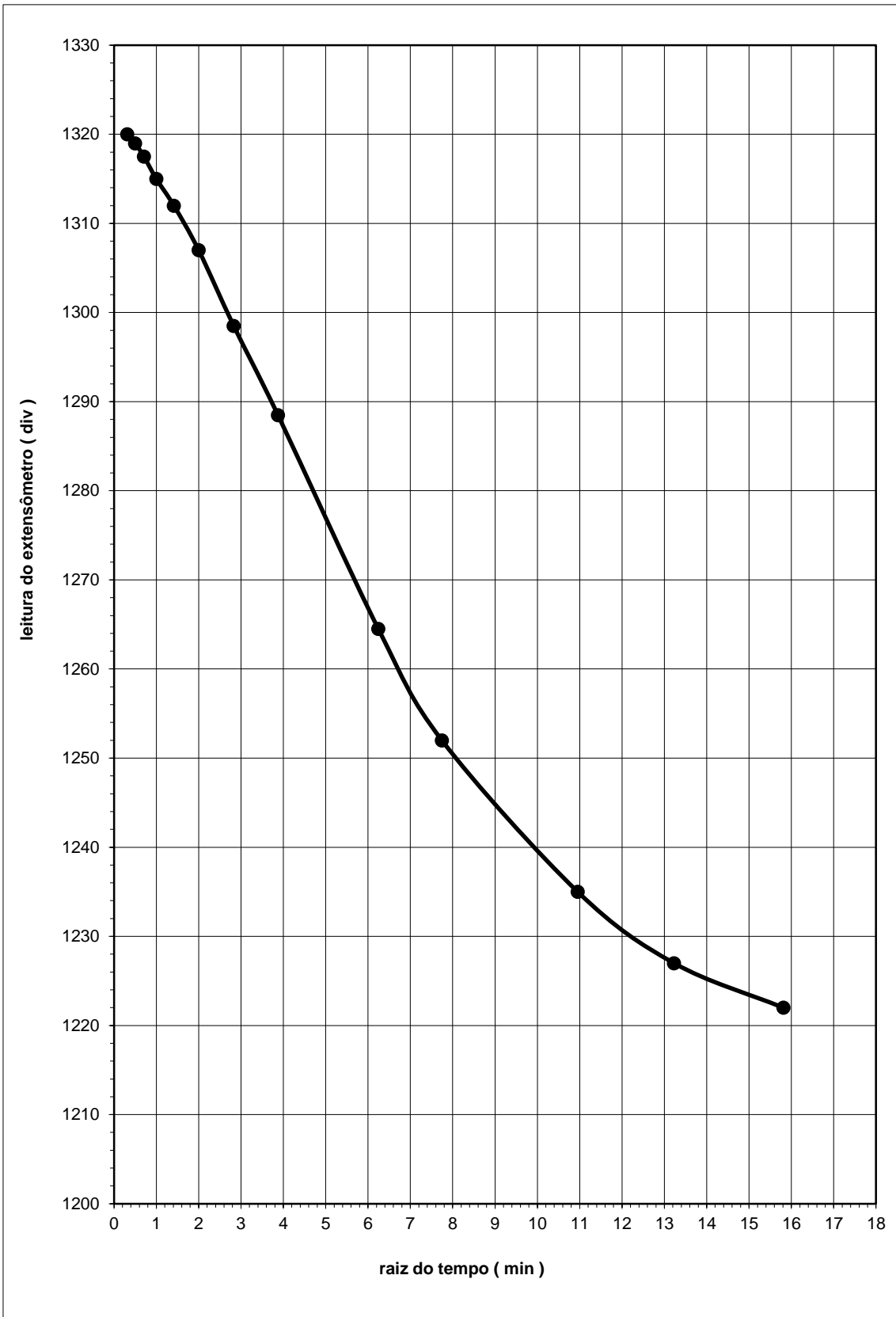


Figura A38 – AM-6 – 3º estágio – 25,0 kPa

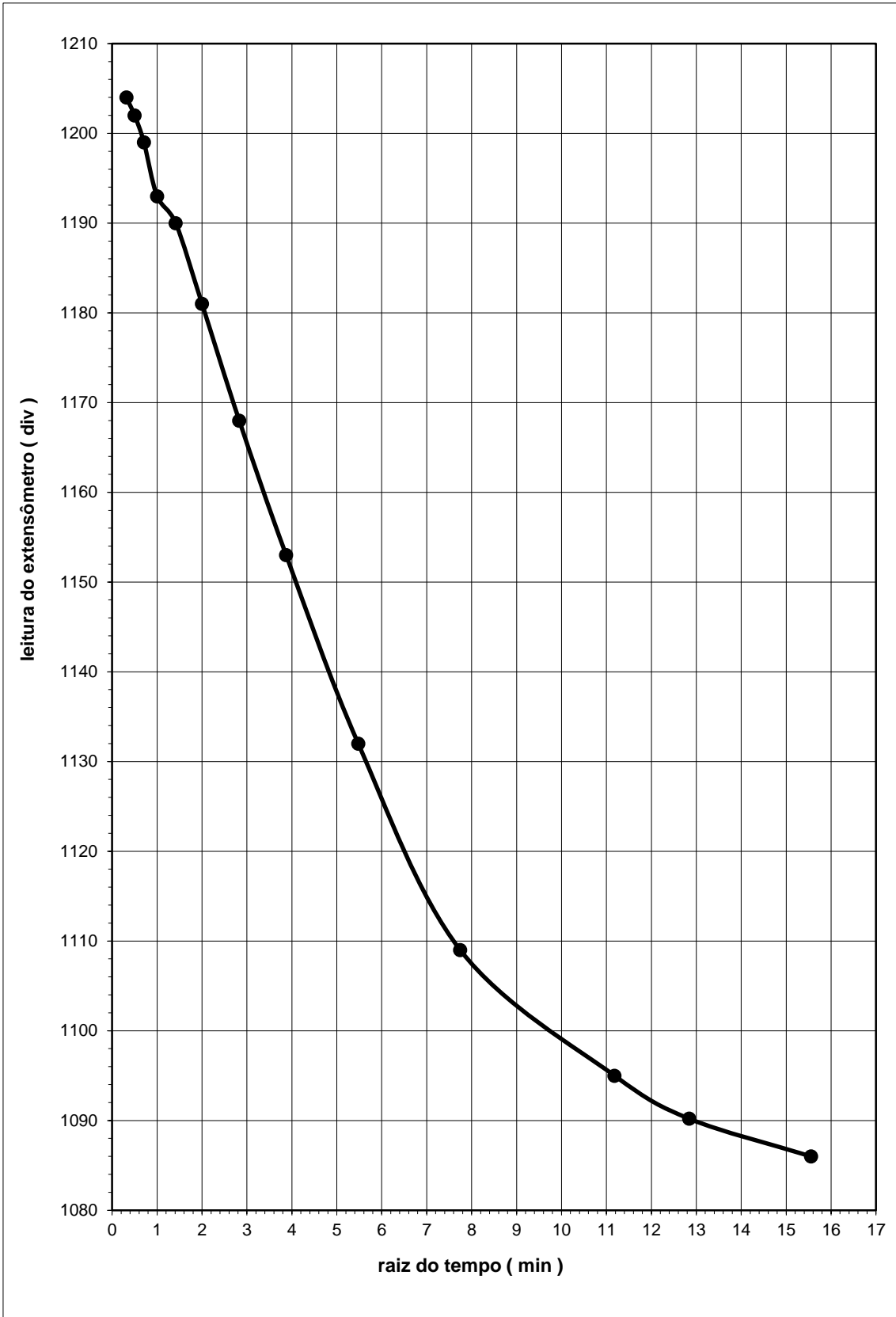


Figura A39 – AM-6 – 4º estágio – 50,0 kPa

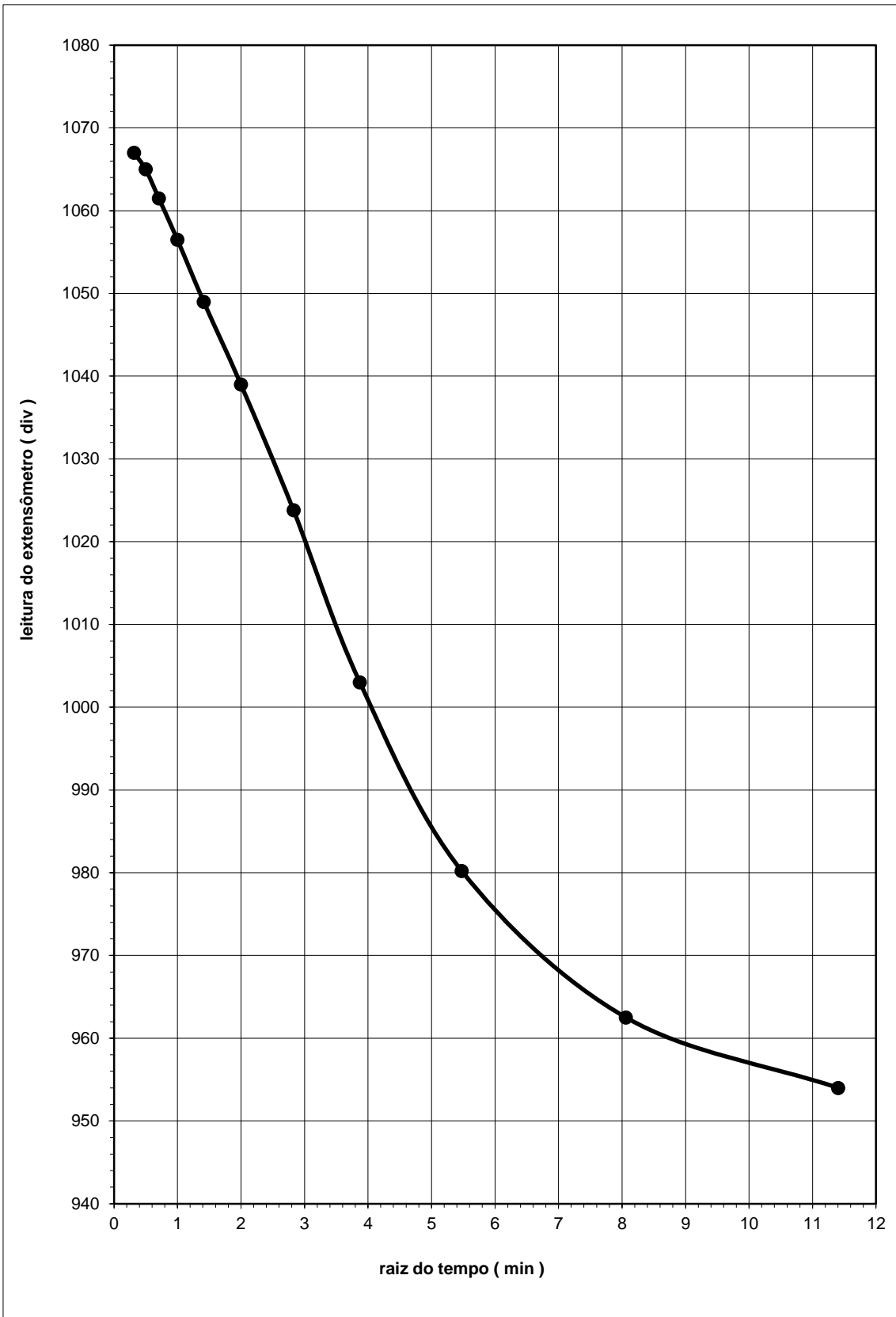


Figura A40 – AM-6 – 5º estágio – 100,0 kPa

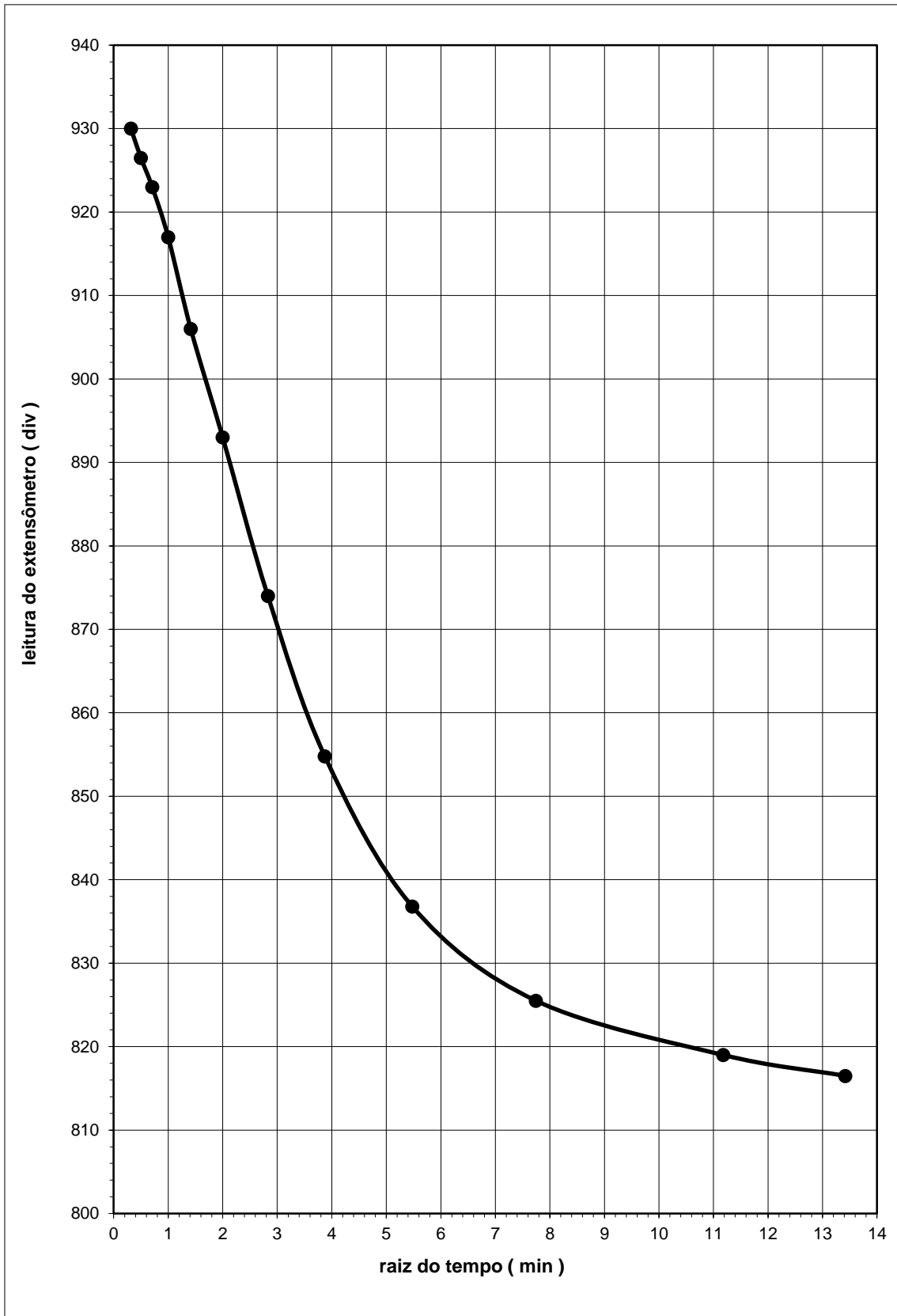


Figura A41 – AM-6 – 6º estágio – 200,0 kPa

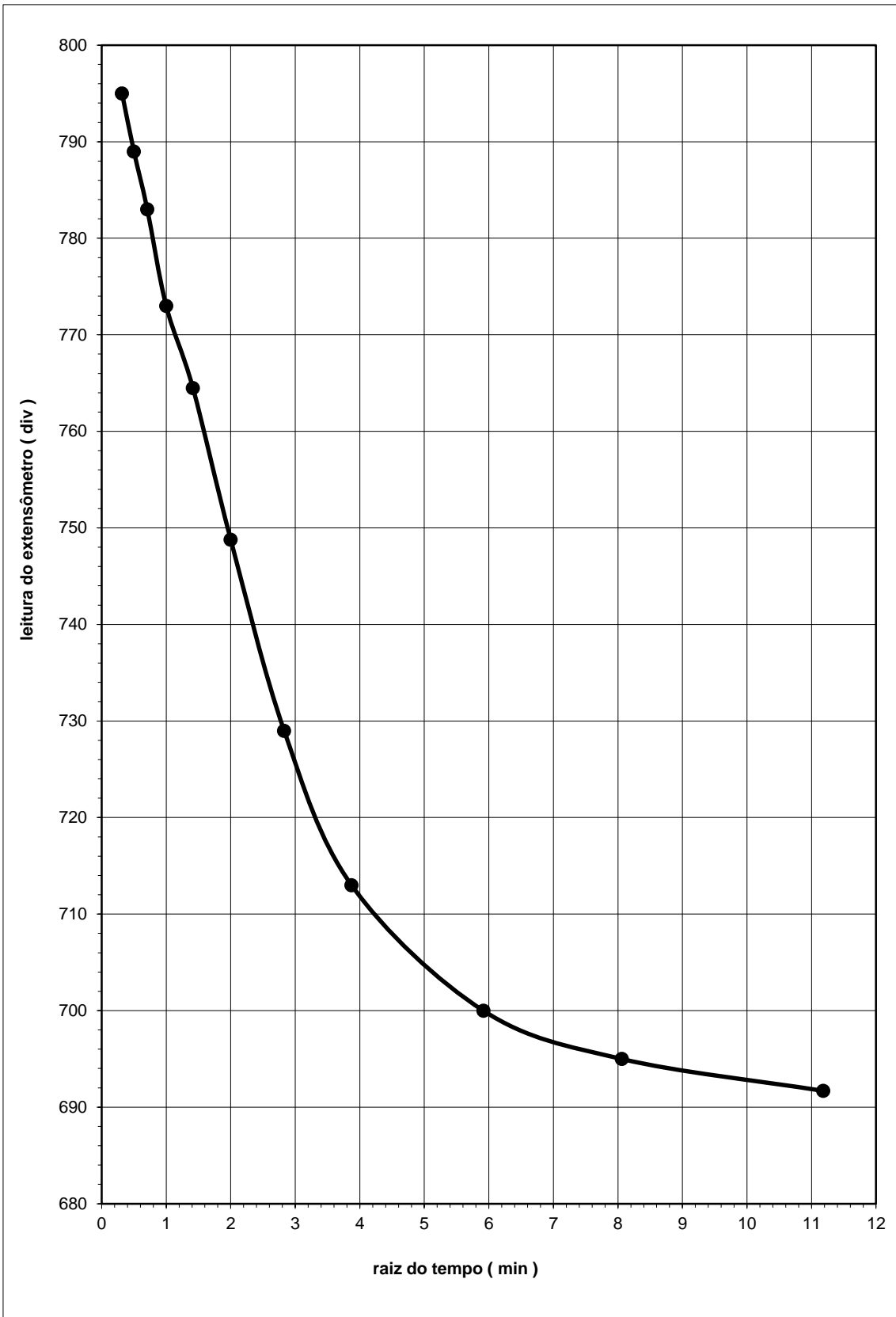


Figura A42 – AM-6 – 7º estágio – 400,0 kPa

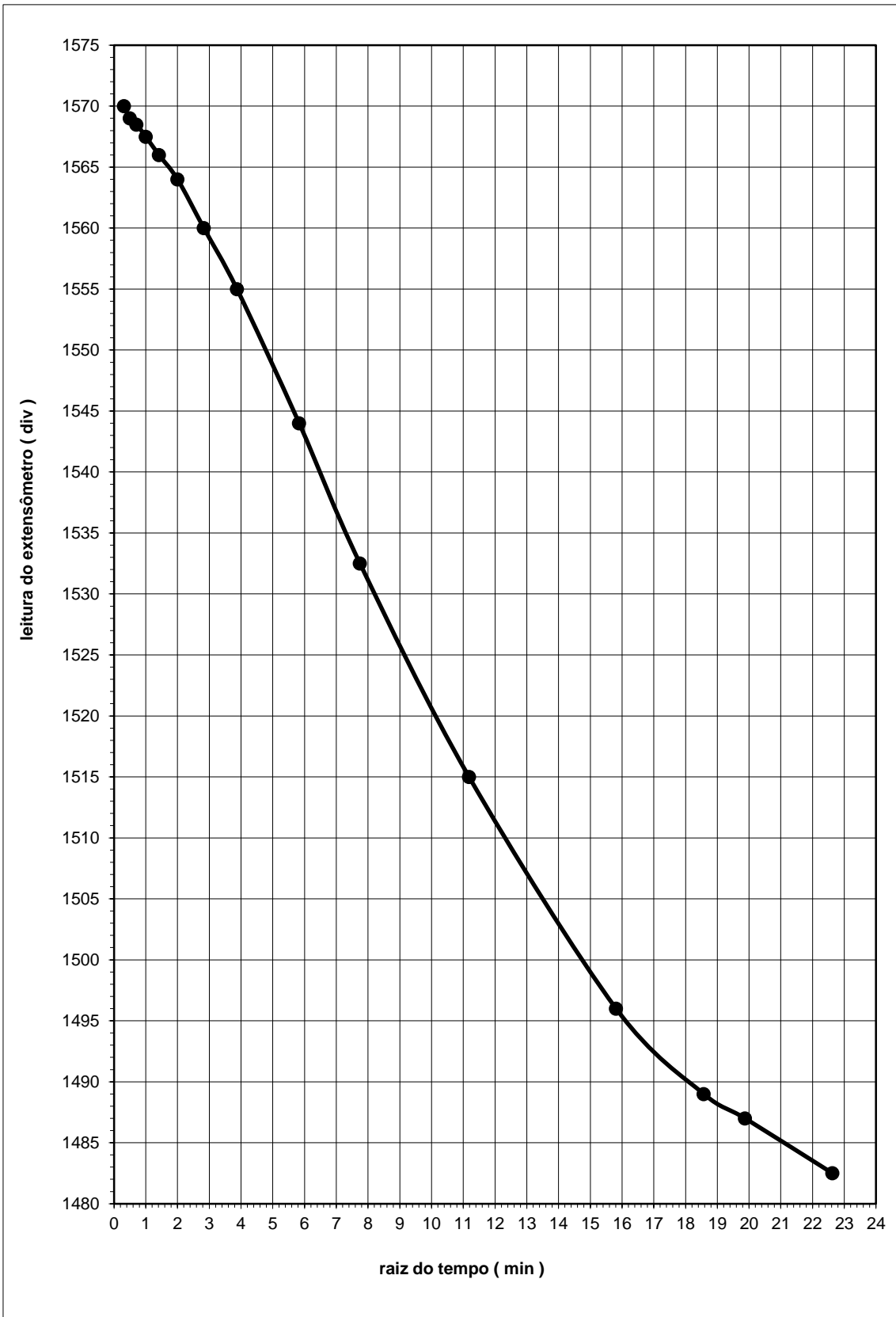


Figura A43 – AM-7 – 1º estágio – 6,25 kPa

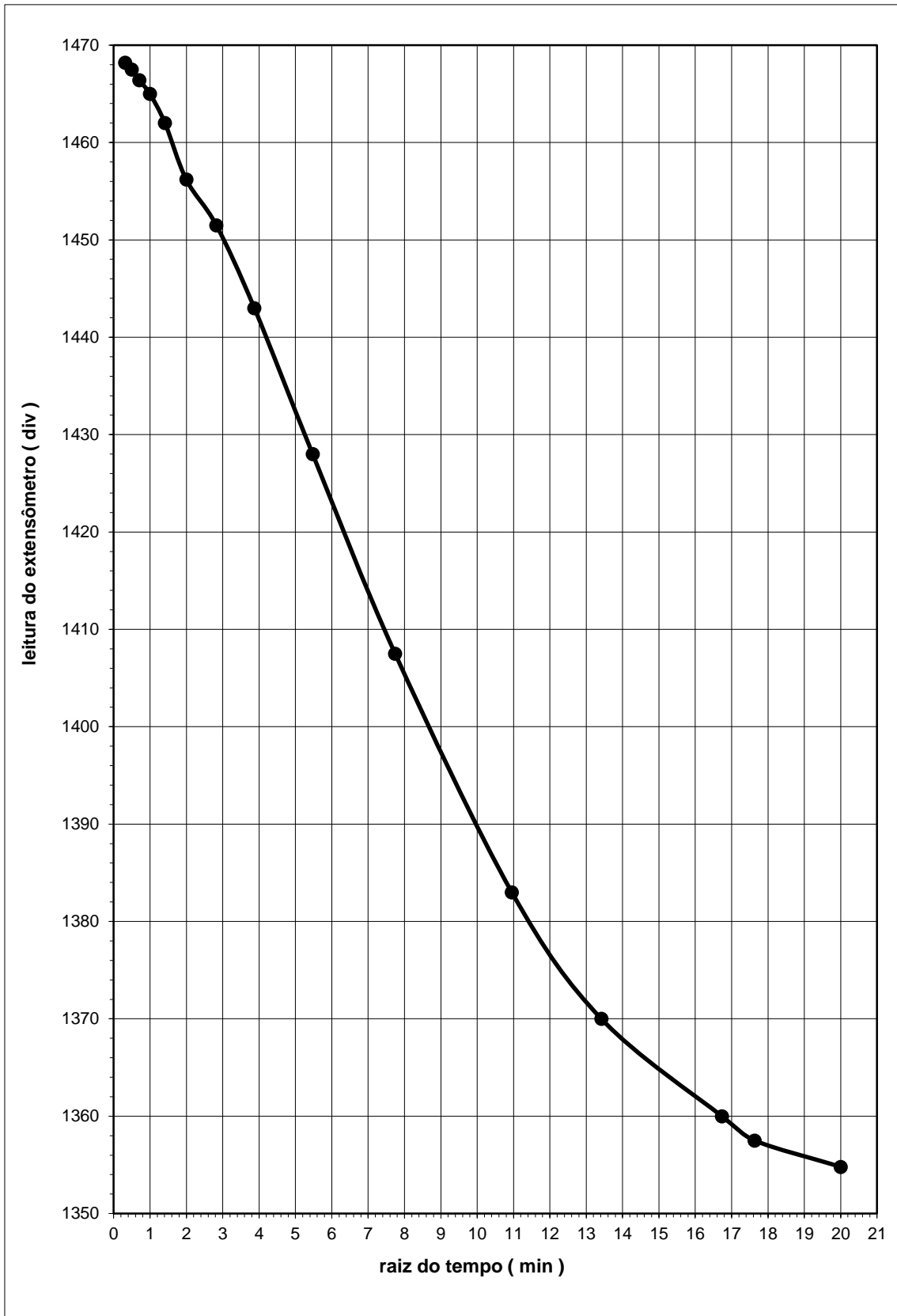


Figura A44 – AM-7 – 2º estágio – 12,5 kPa

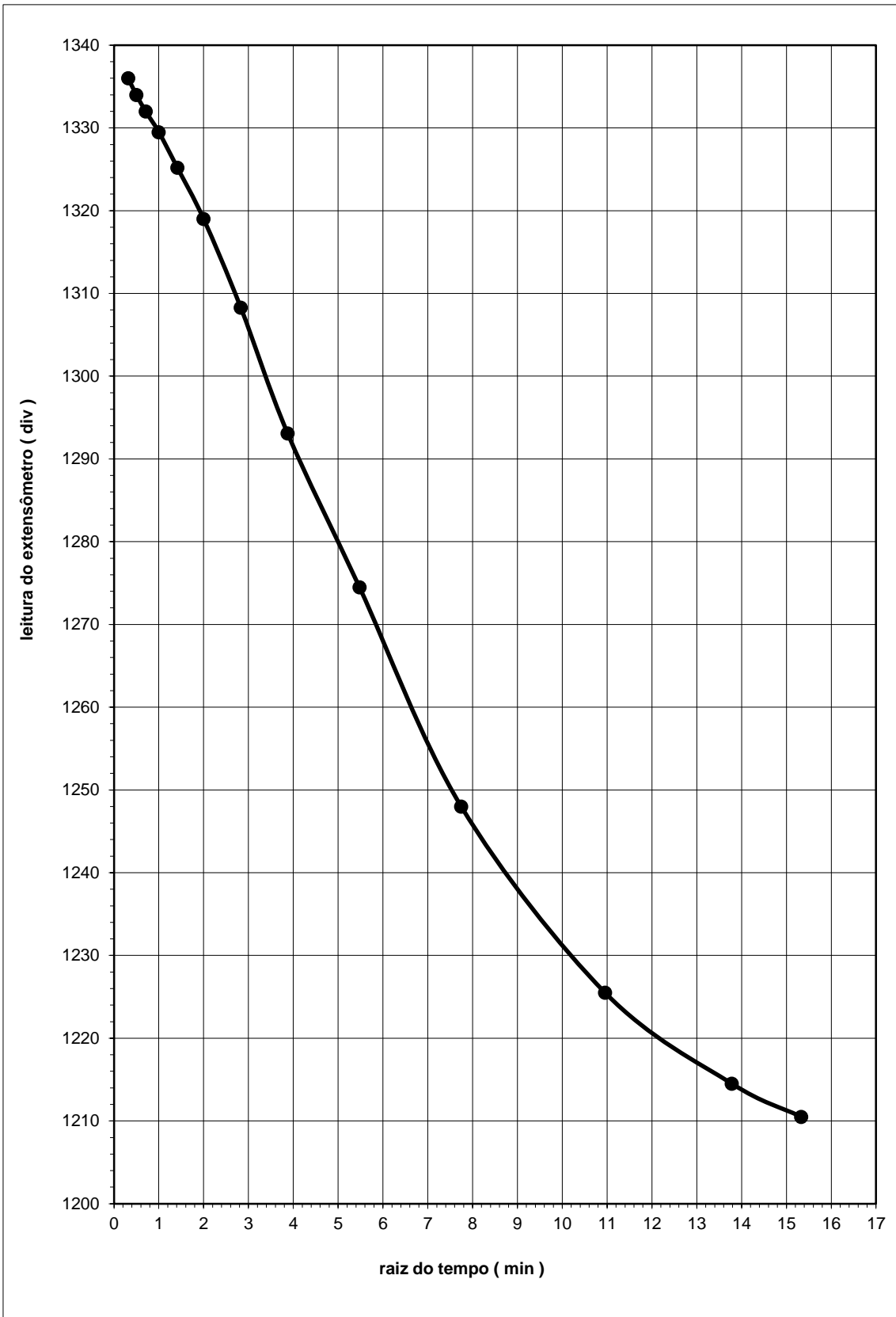


Figura A45 – AM-7 – 3º estágio – 25,0 kPa

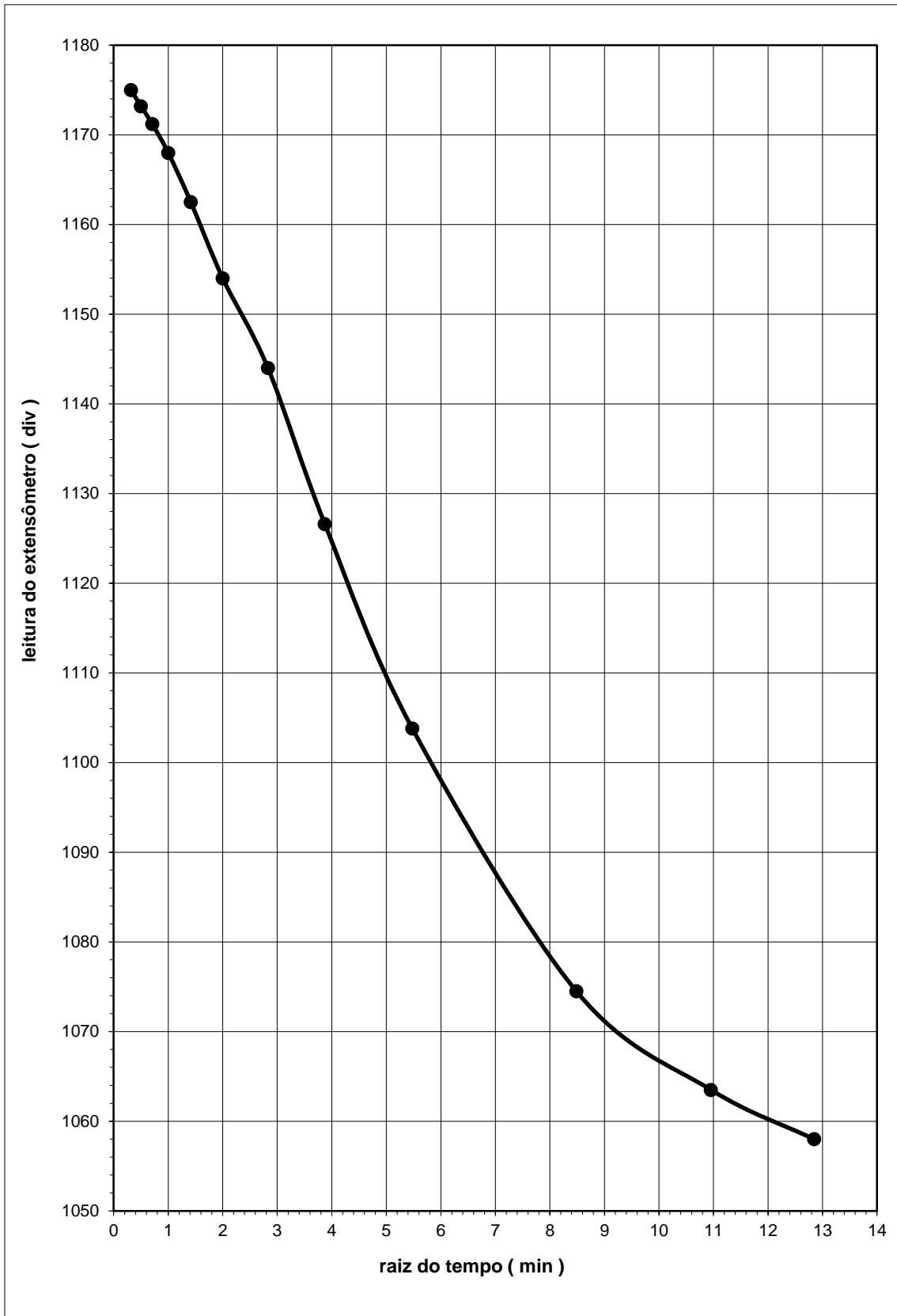


Figura A46 – AM-7 – 4º estágio – 50,0 kPa

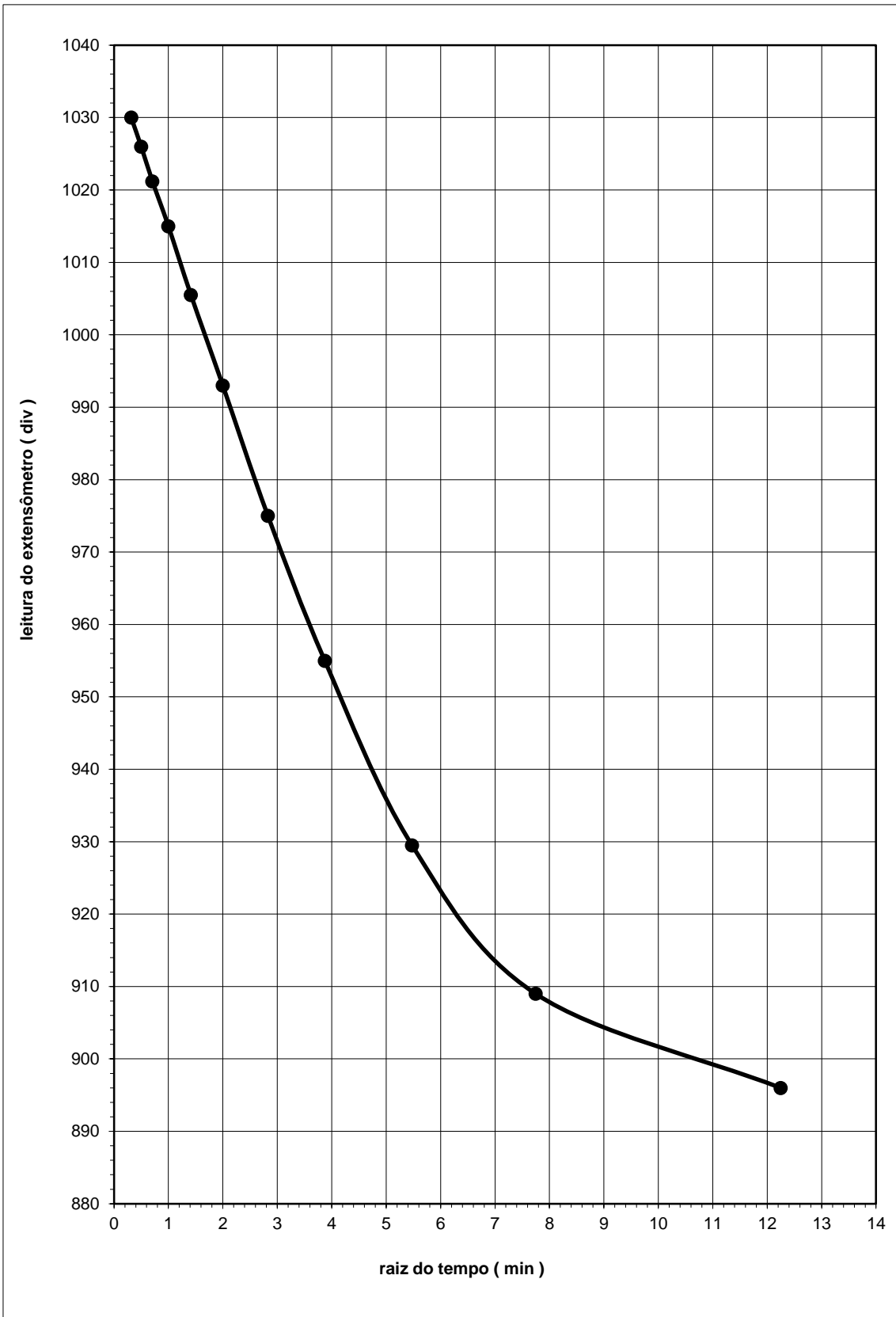


Figura A47 – AM-7 – 5º estágio – 100,0 kPa

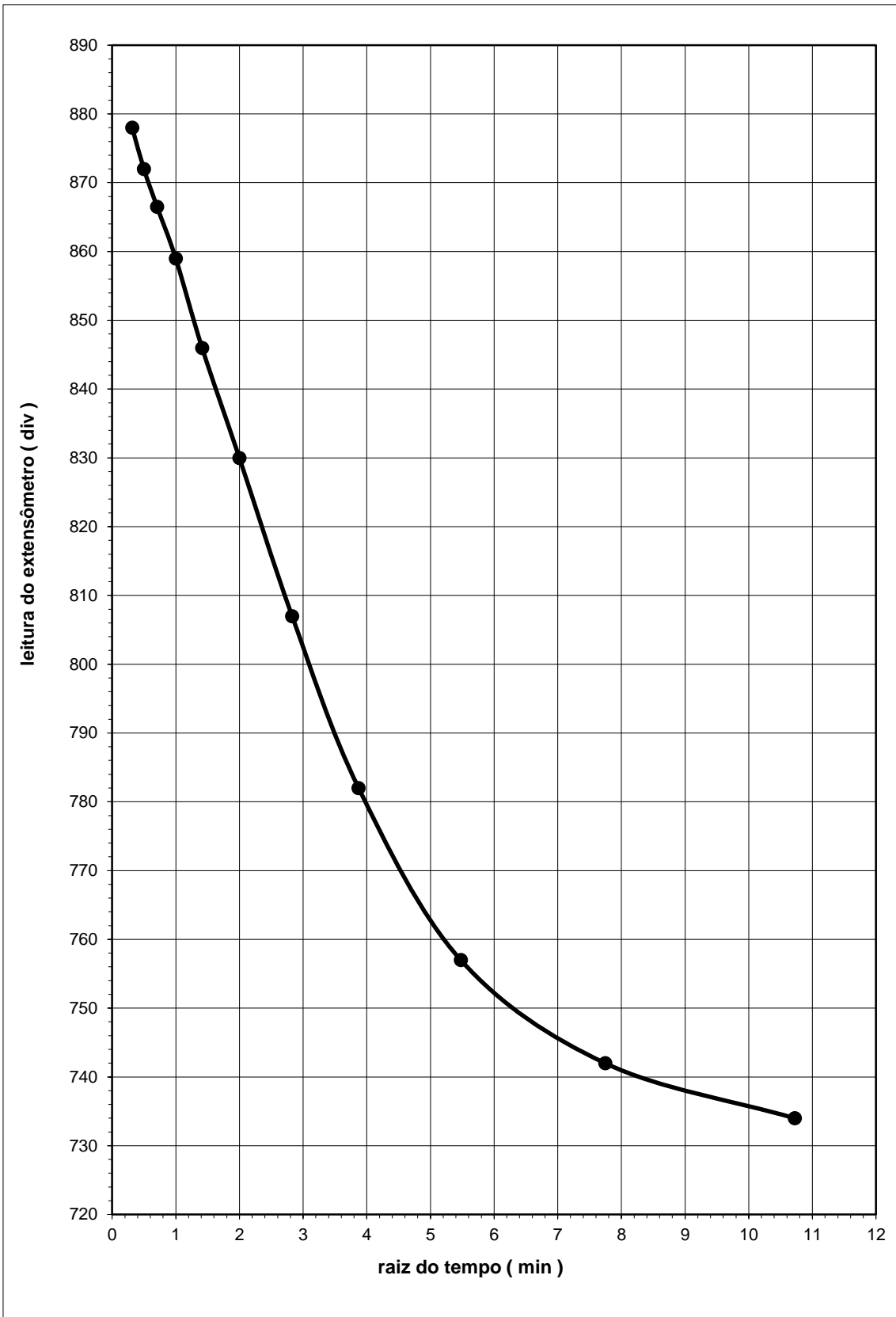


Figura A48 – AM-7 – 6º estágio – 200,0 kPa

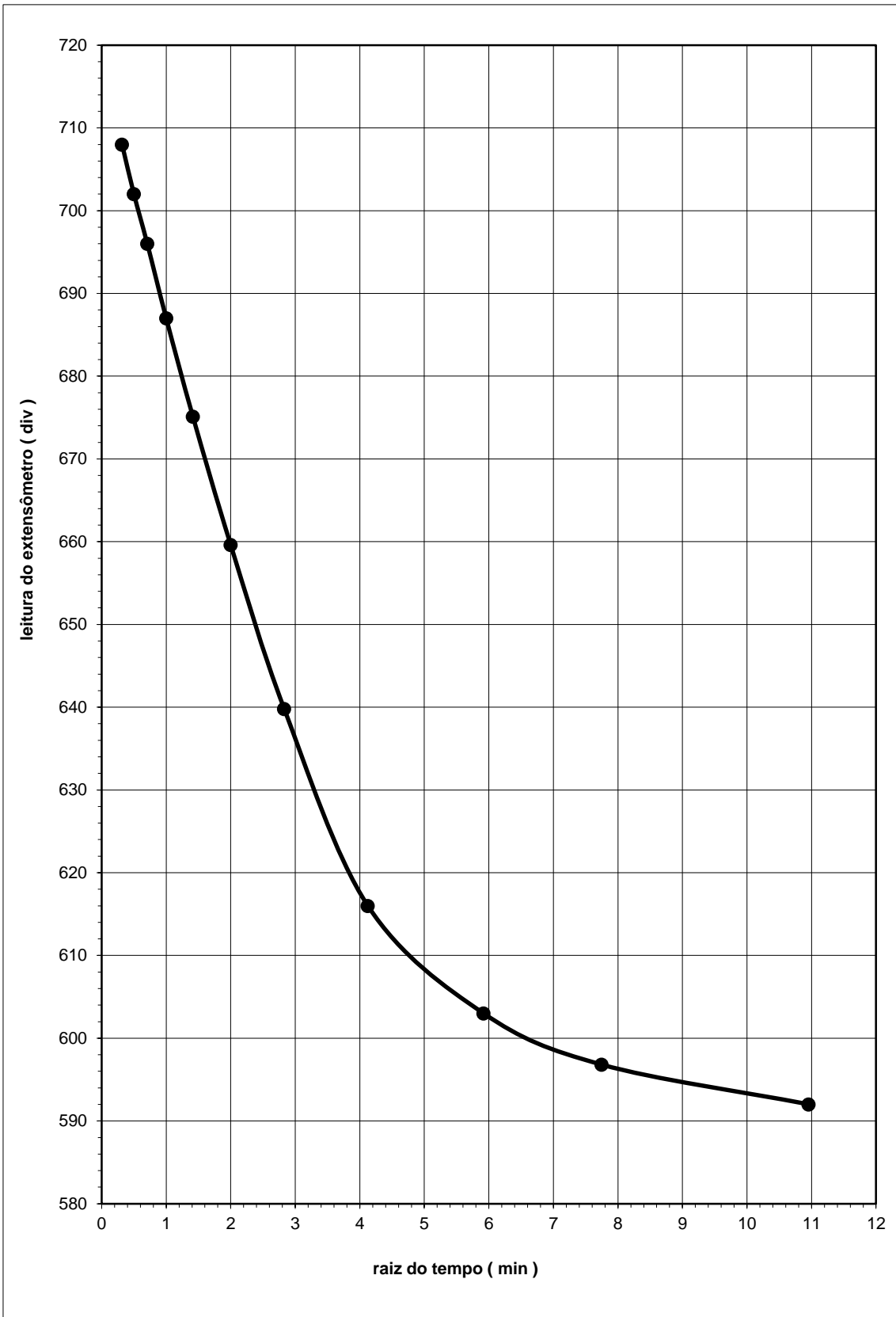


Figura A49 – AM-7 – 7º estágio – 400,0 kPa

ANEXO 2

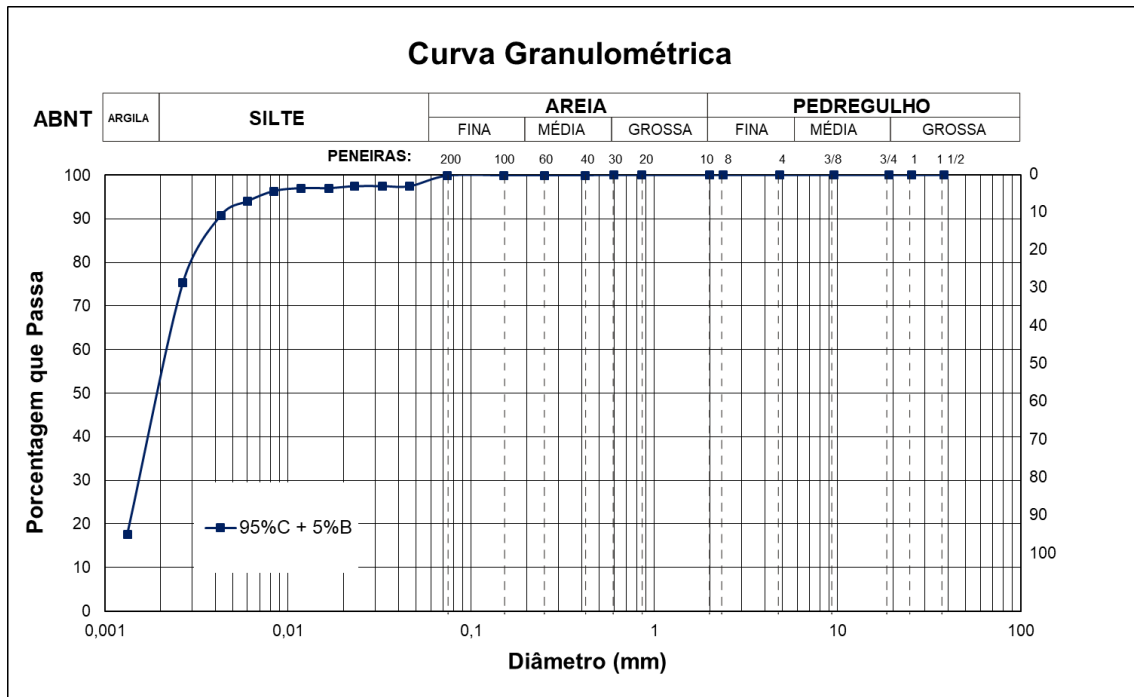


Figura A50 – Curva Granulométrica – Mistura 95,0% C + 5,0% B

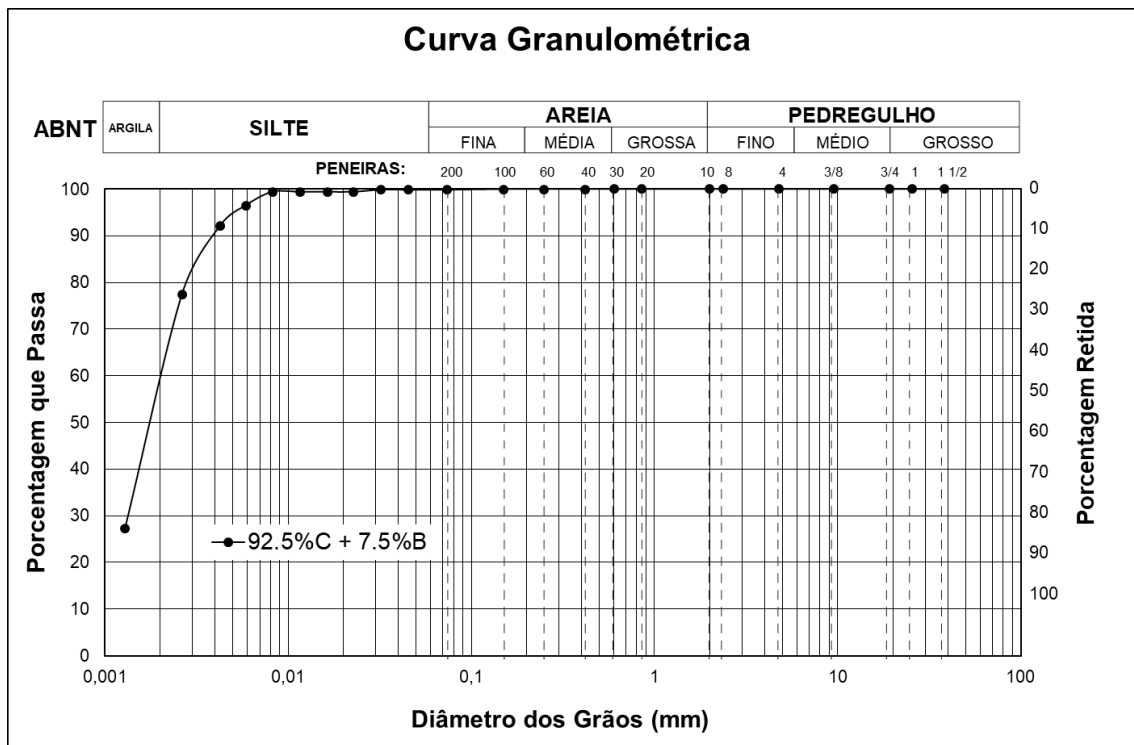


Figura A51 – Curva Granulométrica – Mistura 92,5% C + 7,5% B

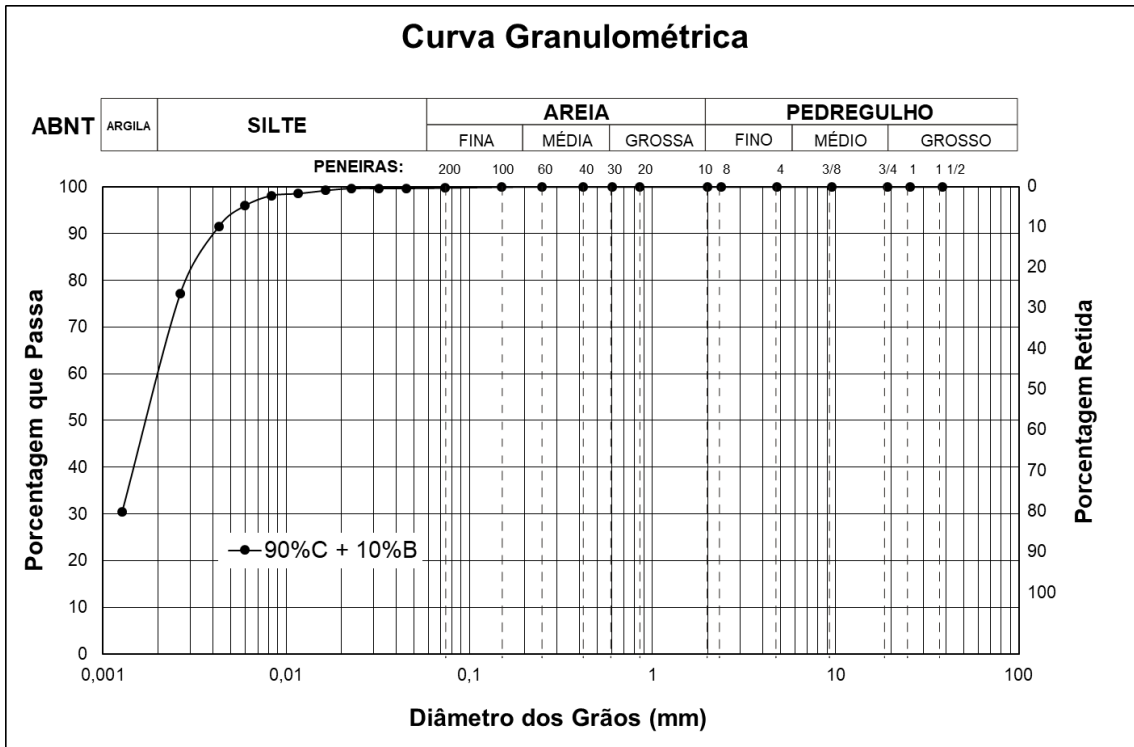


Figura A52 – Curva Granulométrica – Mistura 90,0%C + 10,0%B

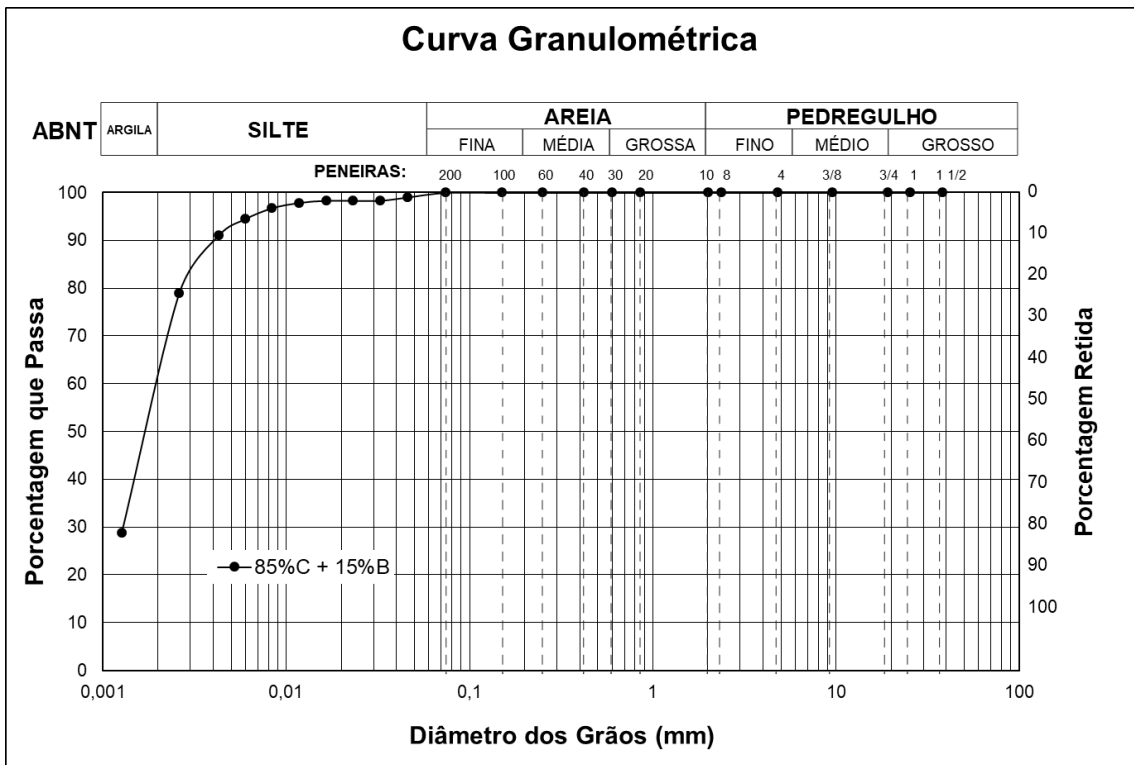


Figura A53 – Curva Granulométrica – Mistura 85,0%C + 15,0%B

ANEXO 3

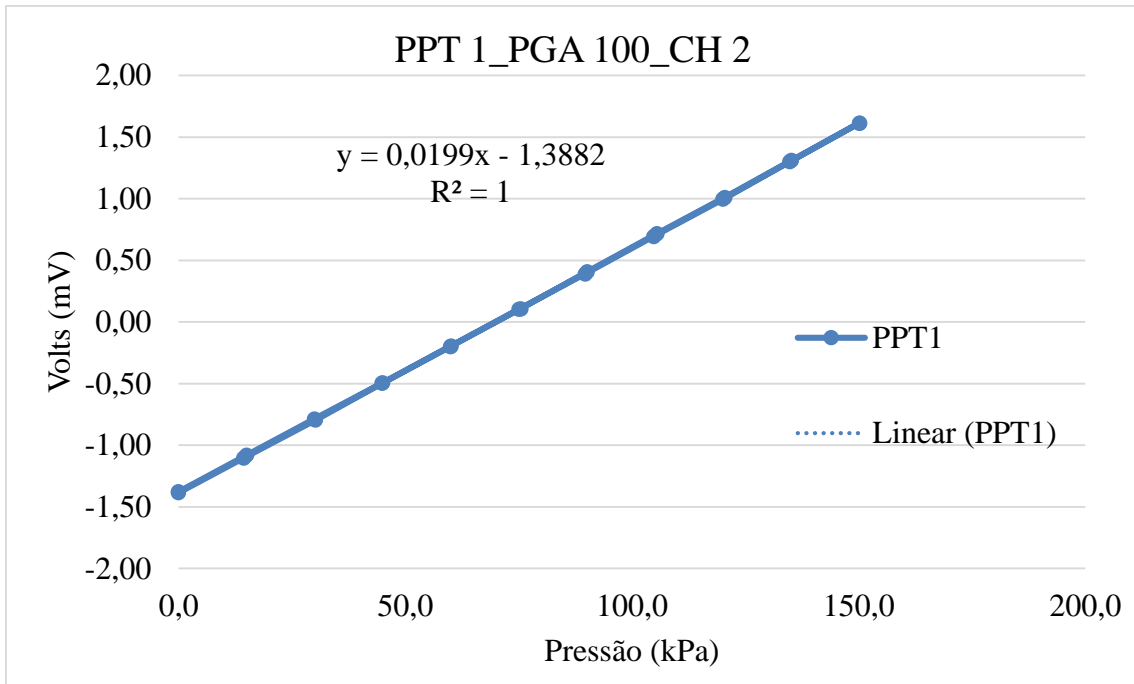


Figura A54 – Calibração PPT 1

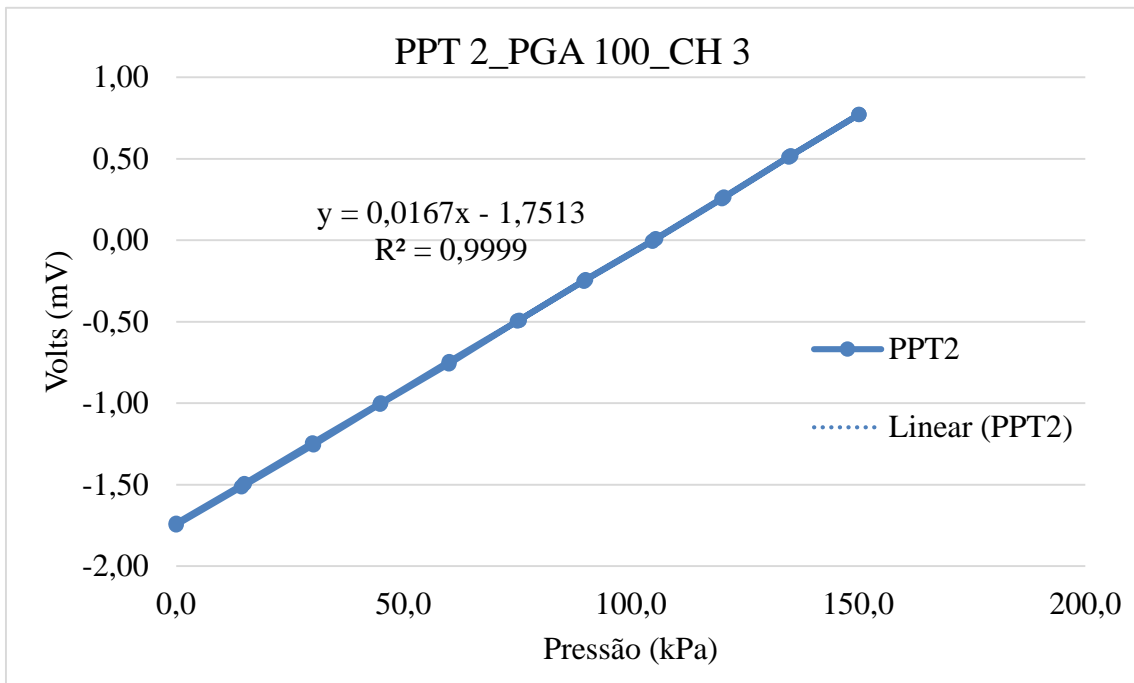


Figura A54 – Calibração PPT 2

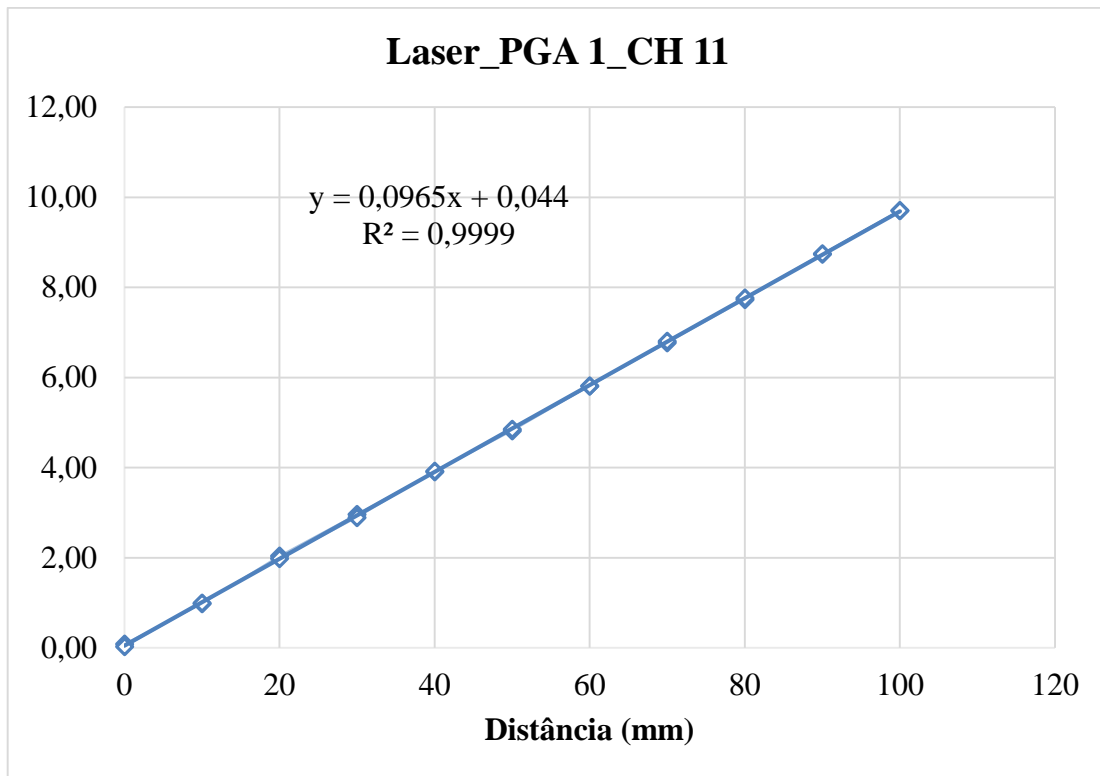


Figura A54 – Calibração Laser