



Estudo de Caso: Recalque de Fundação em Armazém Graneleiro do Oeste do Paraná

Leandro Reginato

Engenheiro civil, Fungeo Fundações e Geologia, Cascavel-PR, Brasil, engenharia@fungeo.com.br

Thays Car Feliciano de Oliveira

Engenheira Civil, Sollium Consultoria em Geotecnia, Cascavel-PR, Brasil, engenharia@solliumgeotecnia.com.br

Vinicius Lorenzi

Diretor de engenharia, Sollium Consultoria em Geotecnia, Cascavel-PR, Brasil, vinicius@fungeo.com.br

Gerson Angelo Lorenzi

Geólogo, Sollium Consultoria em Geotecnia, Cascavel-PR, Brasil, gerson@fungeo.com.br

RESUMO: Um armazém graneleiro, construído em um aterro de até 7,5m de altura, despertou suspeitas de subdimensionamento de suas fundações. Tal estrutura tem capacidade para armazenar cerca de 50 mil toneladas de grãos e é considerada uma obra de grande importância para cooperativas agroindustriais. O objetivo geral deste trabalho foi analisar o comportamento e desempenho das estacas escavadas existentes. Desta forma, a partir de informações quanto à caracterização geotécnica do solo da região, projeto de fundação e registros da execução da fundação, foi possível estabelecer quatro cenários prováveis, considerando situações favoráveis, desfavoráveis e críticas, que posteriormente foram confrontados com os dados obtidos por um programa de monitoramento por pinos de recalque. Tal programa de monitoramento foi realizado em quatro medições: durante a execução da obra e em etapas de carregamento do armazém. As medições realizadas constataram deformações consideráveis, muito acima dos limites admissíveis, notadas visivelmente na estrutura, convergindo assim para o cenário crítico estabelecido *a priori*. Este trabalho reforça a importância por melhores análises/ projetos para este tipo de obra, ademais aponta para a importância de difundir o conhecimento quanto à distribuição de cargas neste tipo de estrutura, na qual o empuxo dos grãos e como este se distribui é determinante.

PALAVRAS-CHAVE: Recalque, monitoramento, armazém graneleiro, empuxo, distribuição de cargas.

ABSTRACT: A granary warehouse, built on a landfill up to 7.5 meters high, has raised suspicions of its foundations being undersized. This structure has the capacity to store around 50 thousand tons of grains and is considered of great importance for agro-industrial cooperatives. The overall objective of this study was to analyze the behavior and performance of the existing bored piles. Thus, based on information regarding the geotechnical characterization of the soil in the region, foundation design, and records of the foundation execution, four likely scenarios were established, considering favorable, unfavorable, and critical situations, which were later compared with data obtained from a monitoring program using settlement pins. This monitoring program was carried out in four measurements: during the construction of the warehouse and at different loading stages. The measurements revealed considerable deformations, far beyond

Aponte a câmera do seu
smartphone para o
QR Code ao lado e salve o
evento na sua agenda.



acceptable limits, visibly noted in the structure, consequently leading to the critical scenario established beforehand. This study reinforces the importance of better analyses/designs for this type of construction, furthermore emphasizing the significance of disseminating knowledge about load distribution in this type of structure, where the pressure from the grains and its distribution play a determining role

KEYWORDS: Settlement, monitoring, granary warehouse, thrust, load distribution.

1 Introdução

Os armazéns graneleiros desempenham um papel fundamental na indústria agrícola, são estruturas vitais para o armazenamento eficiente e seguro de grãos e cereais, contribuindo para o fornecimento estável de alimentos na cadeia de suprimentos agrícolas e na economia global.

Um armazém graneleiro, localizado na região oeste do Paraná, construído sobre um aterro com alturas variando de 1,0 a 7,5m e capacidade para armazenar 50 mil toneladas de grãos, apresentou suspeitas de subdimensionamento de suas fundações, devido às divergências encontradas entre três diferentes projetos de fundações, o primeiro utilizado para execução das estacas escavadas da fundação e os demais para análises adicionais.

Os solos, sendo produtos da natureza, apresentam geralmente grande variabilidade de propriedades, além disso, construir sobre um aterro apresenta uma série de riscos e desafios que devem ser considerados com extrema cautela. Um dos principais problemas está relacionado à estabilidade do solo, uma vez que os aterros geralmente consistem em materiais de origem variadas. Essa composição heterogênea torna a capacidade de suporte do solo imprevisível, podendo levar a assentamentos diferenciais, recalques desiguais na estrutura construída, movimentações e deformações do aterro.

Ademais, o entendimento das cargas atuantes nas estruturas é de extrema importância para o devido dimensionamento e segurança de qualquer projeto de engenharia, pois cada uma dessas cargas resultam em um efeito específico na estrutura, podendo influenciar sua estabilidade e durabilidade ao longo do tempo.

A análise de um problema de fundações ocorre a partir da determinação das solicitações ou cargas de projeto e adoção de um modelo de subsolo, obtido após a investigação geotécnica. A definição das solicitações deve incluir considerações referentes ao próprio comportamento do solo, e não somente às cargas permanentes e acidentais provenientes da superestrutura, as quais existirão ao longo da vida útil da estrutura (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2015).

O presente artigo faz uma análise do comportamento e desempenho das estacas escavadas existentes no referido armazém graneleiro. Tendo como base as informações quanto à caracterização geotécnica do solo extraídas das sondagens tipo SPT realizadas, projeto de fundação e registros da execução da fundação, foi possível estabelecer quatro cenários prováveis, considerando situações favoráveis, desfavoráveis e críticas, que posteriormente foram confrontados com os dados obtidos por um programa de monitoramento por pinos de recalque, cujos levantamentos foram realizados em quatro etapas de carregamento do armazém.

2 Geologia local e condições de aterro

A caracterização geológica do local foi realizada com base em três furos de sondagem SPT executados dentro do perímetro do armazém graneleiro. Verificou-se a presença de camadas de argila siltosa marrom avermelhada nos horizontes superficiais (0 a -12m), alteração de argila

Aponte a câmera do seu
smartphone para o
QR Code ao lado e salve o
evento na sua agenda.



siltosa para roxa com veios amarelados e pretos em um horizonte intermediário (-12 a -18m) e limites de perfuração impenetrável à percussão em -18m. O nível d'água foi encontrado na cota -16,30m. A Figura 1 apresenta um perfil simplificado da sondagem SPT1, localizada nas região de perfuração das estacas. Cabe destacar que as sondagens foram realizadas antes da execução do aterro.

Amostra	Prof. camada (m)	NSPT	N.A. (m)	Descrição
0	0	0		Camada vegetal (10cm), aterro, argila siltosa
1	-1,45	7		Argila siltosa marrom avermelhada
2	-2,45	4		
3	-3,45	7		
4	-4,45	5		
5	-5,45	6		
6	-6,45	5		
7	-7,45	6		
8	-8,45	7		
9	-9,45	10		
10	-10,45	12		
11	-11,45	12		
12	-12,45	12		
13	-13,45	12		
14	-14,45	16	N.A. = -16,30	Alteração da argila siltosa para roxa com veios amarelados e pretos
15	-15,45	15		
16	-16,45	19		
17	-17,45	17		
18	-18,45	20		
19	-19,45	17		
20	-20,45	18		Limite de sondagem

Figura 1. Perfil simplificado da sondagem SPT1

Posteriormente, para viabilizar o túnel do armazém graneleiro, foram executados aterros de 1,0 a 7,5m de altura, como mostram dois cortes transversais do terreno nas extremidades do graneleiro, extraídos do projeto de terraplanagem, Figuras 2 e 3.

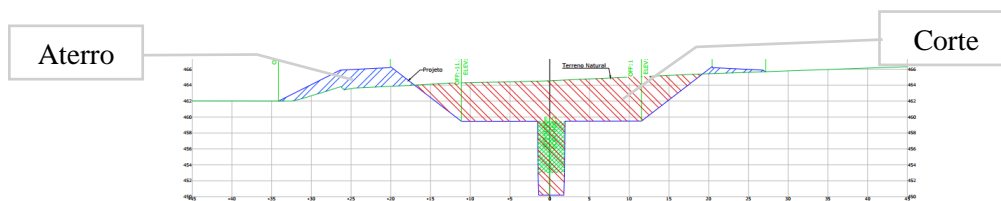


Figura 2. Corte transversal A-A, com aterros de 1,0 e 2,0 metros.

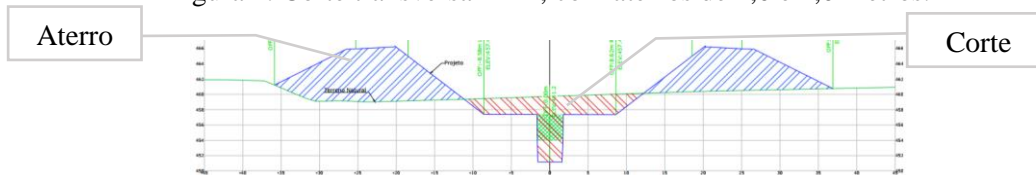


Figura 3. Corte transversal B-B, com aterros de 7,0 e 7,5 metros.

A Figura 4 apresenta um mapeamento das alturas de aterro sobrepondo a planta baixa dos pilares da estrutura, e os pontos de sondagem SPT realizados.

Aponte a câmera do seu smartphone para o QR Code ao lado e salve o evento na sua agenda.



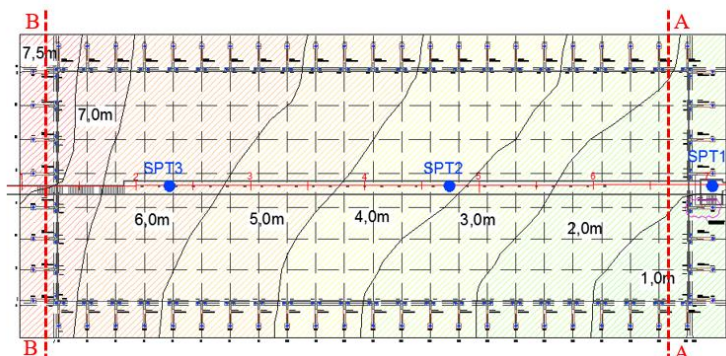


Figura 4. Mapeamento das alturas de aterro, posição dos pilares da estrutura e dos pontos de sondagem.

3 Projetos de fundação

O projeto de fundação utilizado para execução da obra, aqui denominado de Projeto 1, contemplam 182 estacas escavadas de diâmetro $\varnothing 40\text{cm}$ com profundidades úteis de 14,0m, com indicação em projeto para acrescer a esta profundidade a altura de aterro correspondente a região de execução de cada estaca. As armaduras longitudinais das estacas variam de 6 a $8\varnothing 12,5\text{mm}$ e comprimento de 12,0m, e estribos de 5mm a cada 20cm.

Após a execução das estacas da fundação, foram avaliados outros dois projetos afim de realizar outras verificações. O segundo projeto não será tratado neste artigo por conta da ausência de informações necessárias para se fazer as análises.

No terceiro projeto, denominado de Projeto 3, foram propostas estacas escavadas de diâmetro $\varnothing 80\text{cm}$, com armadura longitudinal de $14\varnothing 25\text{mm}$ nos 12,0m iniciais e $14\varnothing 16\text{mm}$ no restante da estaca. Foram definidos estribos duplos de $\varnothing 10\text{mm}$, espaçados a cada 10cm nos 2,0m iniciais e espaçados a cada 20cm no restante do comprimento do elemento de fundação.

3.1 Análise de cargas nos pilares do armazém

Tendo em vista a diferença expressiva de dimensionamento entre o Projeto 1 e o Projeto 3, realizou-se uma análise de cargas por pilar do graneleiro.

A Tabela 1 apresenta uma comparação entre os carregamentos considerados nos dois projetos, considerando uma decomposição analítica das cargas dos pilares.

Observa-se que as maiores diferenças entre os dois levantamentos de cargas concentram-se na sobrecarga devido aos grãos e no carregamento vertical total, sendo que as cargas horizontais e cargas devido ao vento apresentam uma diferença aceitável.

Quanto à diferença na consideração da sobrecarga devido aos grãos, observa-se que o valor diferiu mais que o dobro comparando-se os dois projetos, devido às diferenças das premissas de cálculo de distribuição da pressão dos grãos adotadas por cada um dos projetistas.

Não é possível analisar, com relação a este ponto, qual das premissas de cálculo entre os dois projetos seria mais consistente com as cargas reais aplicadas pelos grãos, visto que o procedimento utilizado no Projeto 1 não foi detalhado. No Projeto 3 o projetista adotou as recomendações da norma europeia EM1991-4, uma vez que não há uma normativa vigente brasileira para este tipo de levantamento.

Aponte a câmera do seu
smartphone para o
QR Code ao lado e salve o
evento na sua agenda.



Tabela 1. Comparação entre carregamentos considerados nos projetos.

Carregamento	Projeto 1	Projeto 3	Diferença
Vertical (tf)	22,50	62,16 (41,66 PP+SC) (20,50 Gr)	276%
Horizontal (tf)	16,50	14,45	12%
Grãos: distribuído na base do pilar (tf/m)	10,50	25,25	240%
Grãos: reação vertical na base do pilar (tf)	--	20,50	---
Momento devido ao vento (tf)	40,00	43,00	7%
Momento devido aos grãos (tf·m)	79,75	191,79	240%

3.2 Análise de desempenho das estacas

Após a execução das estacas, foram identificados alguns pontos de divergência em relação ao projeto. De acordo com informações fornecidas, todas as estacas foram executadas com profundidade de 17,0 a 19,50m. No entanto, conforme o projeto de fundação, Projeto 1, as estacas deveriam atingir profundidades de até 21,50m (14,0m útil + 7,5m de aterro) no ponto de maior altura de aterro.

Além disso, registros fotográficos da execução das estacas também indicam diferenças relativas à armadura, sendo identificadas estacas com apenas 4 barras de aço na ligação com o bloco de coroamento (Figura 5.a), aspecto que posteriormente foi confirmado por relatos da equipe executora, de que em algumas armaduras ocorreram problemas na amarração das barras com os estribos.

Além disso, notou-se *in loco* por inspeção visual que o concreto em determinadas estacas apresentou qualidade duvidosa, com segregação do agregado, o que penaliza a resistência do concreto (Figura 5.b).

Com relação ao controle tecnológico do concreto dosado em central, foram informadas as resistências à compressão de apenas dois lotes de concreto, com ensaios de 28 dias e resistência à compressão características estimadas ($f_{ck_{est}}$) de 26,83 MPa e 31,18 MPa. Os resultados destes dois lotes específicos são satisfatórios, porém insuficientes para assegurar a qualidade efetiva global do concreto das estacas da obra.

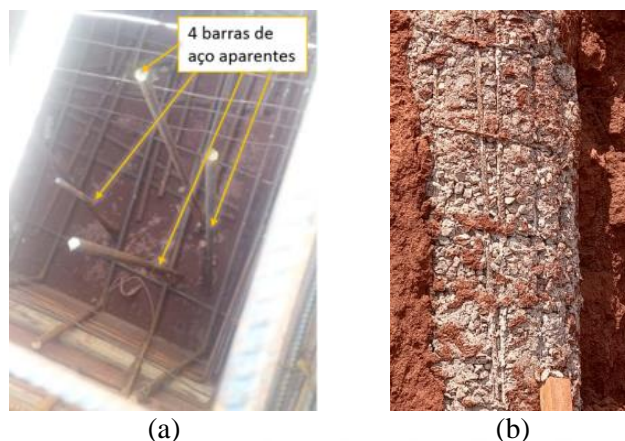


Figura 5. Detalhes da execução das estacas. (a) Estaca com armadura insuficiente. (b) Concreto segregado.

Aponte a câmera do seu
smartphone para o
QR Code ao lado e salve o
evento na sua agenda.



Diante do exposto, foram simulados quatro possíveis cenários com os carregamentos do Projeto 1 e do Projeto 3, de favorável ao mais crítico, visto que há dúvidas quanto a alguns fatores de execução e às condições efetivas das estacas.

Para esta avaliação, adotou-se algumas premissas e considerações de cálculo, sendo elas: (i) a capacidade estrutural limite das estacas escavadas Ø40cm sendo de 50 tf; (ii) a capacidade de carga geotécnica das estacas escavadas estimada conforme o método de Decourt-Quaresma, método considerado adequado para a geologia do terreno, levando-se em consideração os comprimentos úteis efetivamente executados e os valores de N_{SPT} das sondagens realizadas; (iii) diferentes modos de comportamento do aterro, para a definição de três modelos estruturais para o cálculo das armaduras das estacas. Com relação ao item (iii), o primeiro modelo estrutural considera o aterro sem movimentação e trabalhando como suporte lateral da estaca; o segundo modelo considera o aterro sem movimentação (ou movimentação pequena), mas sem fornecer suporte lateral, e o terceiro modelo estrutural considera uma movimentação expressiva do aterro, ocasionando uma sobrecarga horizontal na estaca, ao longo de seu comprimento.

O cenário 1, considerado favorável, leva em consideração que todas as estacas foram executadas até o limite do impenetrável, com boa limpeza da ponta da estaca, as armaduras e cargas conforme o Projeto 1 (ou seja, capacidade de carga estrutural), aterro sem movimentação e trabalhando como suporte lateral para as estacas.

O cenário 2, considerado desfavorável, leva em consideração as profundidades apresentadas pelo executor, de 17,0 a 19,5m sem garantia de apoio no impenetrável (ou seja, carga limite conforme capacidade geotécnica), armaduras e cargas conforme o Projeto 1, e aterro sem movimentação, porém sem suporte lateral para as estacas; neste caso as estacas trabalhariam como pilares ao longo da altura de aterro.

O cenário 3, considerado crítico, leva em consideração as profundidades apresentadas pelo executor, de 17,0 a 19,5m sem garantia de apoio no impenetrável e com ocorrência de água na ponta da estaca, armaduras com quantidade de barras inferior ao previsto em projeto, conforme indícios dos registros fotográficos (Figura 5.a), cargas conforme Projeto 1, e aterro com movimentação mais expressiva, gerando sobrecarga horizontal nas estacas.

O cenário 4, considerado desfavorável, leva em consideração as mesmas premissas do cenário 2, no entanto utilizou-se as cargas oriundas do Projeto 3, que são significativamente maiores.

Para cada cenário realizou-se quatro verificações, sendo elas: quanto a capacidade de carga das estacas e verificação do fator de segurança real (carga resistnete/ carga atuante); verificação das armaduras longitudinais à flexo-compressão e à tração; e a verificação das armaduras transversais. A Tabela 2 apresenta o resultado da verificação do Fator de Segurança (FS) real das capacidades de carga das estacas, esta tabela mostra a quantidade de estacas em cada cenário divididas em três grupos, o grupo com $FS \geq 2$, que estão de acordo com a recomendação normativa, o grupo com $2 > FS \geq 1$, que é considerado um grupo de risco por não estar de acordo com a normativa, e o grupo $FS < 1$, grupo de estacas que estão na zona teórica de ruptura.

Tabela 2. Fator de Segurança (FS) real das estacas, para cada cenário.

Cenários	$FS \geq 2$	$2 > FS \geq 1$	$FS < 1$
Cenário 1	182	0	0
Cenário 2	81	92	9
Cenário 3	67	101	14
Cenário 4	0	116	66

Aponte a câmera do seu
smartphone para o
QR Code ao lado e salve o
evento na sua agenda.



Nota-se na Tabela 2, que as premissas consideradas em cada cenário influenciam diretamente no resultado do FS das estacas. O cenário 1 é o mais favorável, todas as estacas com $FS \geq 2$, no entanto cabe destacar que esse é um cenário ideal, ou seja, sem ocorrência de efeitos de sobrecarga do aterro, pois assume-se que todo o aterro foi executado com qualidade e não apresentaria deslocamentos ao longo de toda vida útil da estrutura, as estacas realmente apoiadas no impenetrável e com boa limpeza de ponta e todas as estacas apresentando a armadura detalhada no Projeto 1. Na prática, é difícil garantir que todas estas condições se cumpram ao longo de toda vida útil da estrutura, principalmente diante das evidências de execução da obra levantadas nos registros fotográficos.

A partir do cenário 2, nota-se um aumento do número de estacas com $2 > FS \geq 1$, as quais não cumpririam a recomendação normativa de $FS = 2$, podendo representar um risco diante da ocorrência de sobrecargas não previstas para a edificação ao longo de sua vida útil, e principalmente o aumento do número de estacas com $FS < 1$, ou seja, estacas que estariam em estágio teórico de ruptura geotécnica.

Na verificação das armaduras longitudinais à flexo-compressão, para o cenário 1, em que o aterro oferece uma capacidade de suporte lateral, todas as estacas possuem armadura suficiente, no entanto, para os cenários 2, 3 e 4, em que a estaca se comporta como pilar na região de aterro, a área de aço seria insuficiente a partir de zonas com mais de 2,0m de aterro.

Na verificação das armaduras longitudinais para os esforços de tração nas estacas, em todos os cenários as armaduras detalhadas no Projeto 1 são suficientes.

Na verificação das armaduras transversais, para o cenário 1 todas as estacas atendem aos esforços solicitantes. Para os cenários 2 e 4, os estribos atendem aos esforços até uma zona de 6,0m de aterro e seriam insuficientes na região de 7,0m e 7,5m de aterro. Para o cenário 3 os estribos atendem aos esforços até a zona de 4,0m de aterro e seriam insuficientes na região de 5,0m a 7,5m de aterro.

4 Monitoramento da estrutura

Após as análises do projeto de fundação, dos registros de execução da obra e estabelecimento de possíveis cenários para o desempenho das estacas, fez-se um programa de monitoramento dos pilares por pinos de recalque, com o objetivo de acompanhar os possíveis deslocamentos, recalques absolutos ou diferenciais e estimar a distorção angular entre pilares, em quatro etapas de carregamento do armazém.

O monitoramento é realizado a partir de um ponto de referência, uma estrutura livre de deformações e posicionado fora da estrutura, conhecido como *benchmark*. A técnica utilizada para a medição de recalques conta com o uso de um nível ótico com micrômetro de precisão, instalação de pinos de referência em todos os 63 pilares da estrutura para apoio de régua graduada.

Define-se recalque absoluto como o rebaixamento de um elemento de fundação, a diferença entre os recalques absolutos de dois desses elementos é denominada de recalque diferencial, que confere distorções angulares à estrutura, Figura 6, que poderão ocasionar trincas ou fissuras.

Entre o primeiro e o quarto levantamento realizado houve um intervalo de tempo de 113 dias, em diferentes etapas de carregamento do armazém graneleiro. Durante o primeiro levantamento, realizado no dia 21/06/2022, a obra estava sendo finalizada com o término da cobertura, portanto não estavam atuando a totalidade das cargas da estrutura, nem sobrecarga devido aos grãos. Durante o segundo levantamento, 22/09/2022, a obra estava finalizada e com uma carga de 24 mil toneladas distribuídas em apenas metade do graneleiro. No terceiro levantamento, 28/09/2022, o graneleiro estava carregado com 35 mil toneladas de grãos

Aponte a câmera do seu
smartphone para o
QR Code ao lado e salve o
evento na sua agenda.



distribuídos por toda estrutura. No quarto e último levantamento, 12/10/2022, o graneleiro estava com 41 mil toneladas de grãos, próximo a capacidade total da estrutura (de 50 mil toneladas).

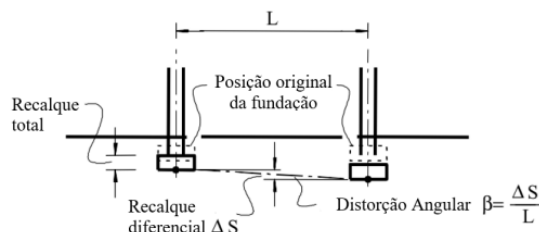


Figura 6. Ilustração dos tipos de recalque – recalque total (ou absoluto), recalque diferencial e distorção angular. Fonte: SANTOS, 2020.

Segundo Alonso (2019), é possível associar os danos ocorridos nas edificações com os valores de distorções angulares. Para $\beta = 1/500$ é o limite seguro para evitar danos em paredes de edifícios, para $\beta = 1/300$ é o limite seguro a partir do qual começam a aparecer trincas em paredes de edifício e para $\beta = 1/100$ é o limite onde deve-se temer danos na estrutura de edifícios comuns. Além do controle dos recalques diferenciais e distorções angulares, para mantê-los dentro dos limites que não causem danos à estrutura, também deve ser feito o controle da velocidade de recalque, o autor especifica que para prédios com fundações profundas, em fase construtiva, a velocidade média máxima deve ser de até $80\mu\text{m}/\text{dia}$.

A Tabela 3 apresenta os resultados das medições realizadas no programa de monitoramento, os valores máximos, mínimos e médios de deformação e a velocidade média de deformação por dia. A Tabela 4 apresenta as distorções angulares máximas e mínimas em cada medição.

Tabela 3. Resultados de deformação do programa de monitoramento.

Medições	Carga de Grãos (tf)	Recalque Máximo (mm)	Recalque Mínimo (mm)	Recalque Médio (mm)	Intervalo de tempo (dias)	Velocidade média de deformação por dia ($\mu\text{m}/\text{dia}$)
Medição 1	0,0	-	-	-	-	-
Medição 2	24.000,00	42,60	0,30	13,62	93	142,01
Medição 3	35.000,00	111,50	1,70	38,37	6	2.244,51
Medição 4	41.000,00	125,50	21,20	61,25	14	1.689,00

Tabela 4. Distorções angulares máximas e mínimas em cada medição.

Medições	β máximo	β mínimo
Medição 1	-	-
Medição 2	1/228	1/999
Medição 3	1/85	1/992
Medição 4	1/81,7	1/926

Na Tabela 3, percebe-se que houve um aumento de recalque ao decorrer das medições, a medida em que a carga de grãos foi incrementada. Já na medição 2, foi possível constatar visivelmente que a obra sofreu deformações, com o surgimento de trincas entre os pilares e as

Aponte a câmera do seu smartphone para o QR Code ao lado e salve o evento na sua agenda.



placas de fechamento laterais, bem como entre os pilares e o piso de concreto no entorno da obra.

As deformações ficaram mais claras na medição 3 com o aumento da espessura das trincas entre pilares e placas de fechamento e entre pilares e o piso de concreto. Na medição 4 a obra havia sofrido deformações preocupantes, podendo-se observar nitidamente inclinações nos pilares e o aumento das trincas entre os pilares e as placas de fechamento, rebaixamento e ruptura do piso de concreto no entorno da obra. Tal comportamento evidenciou o comportamento da estrutura, sendo empurrada pelo empuxo lateral devido aos grãos, movimentando o maciço de solo do aterro.

Pode-se destacar na Tabela 3, que a velocidade média de deformação por dia ficou muito superior do que a referência de $80 \mu\text{m}/\text{dia}$, corroborando para a hipótese de deformação excessiva da estrutura.

Na Tabela 4, pode-se notar que desde a medição 2, alguns pilares já apresentaram valores de distorções angulares além de $1/300$, que é o limite a partir do qual começam a aparecer trincas em paredes. Além disso, nas medições 3 e 4, os valores de distorção angular em alguns pilares ultrapassaram o limite de $1/100$, limite para o qual, segundo Alonso (2019), deve-se temer danos estruturais em edifícios.

As Figuras 7 e 8 apresentam alguns indícios de recalque e deformação da estrutura registradas durante a segunda medição, como por exemplo o surgimento de trincas no piso e a movimentação do aterro.



Figura 7. Trincas no piso no entorno da estrutura. (a) Piso trincado. (b) Fenda entre piso e pilar.



Figura 8. Movimentação do aterro. (a) Trincas no talude de aterro. (b) Rebaixamento do aterro.

Aponte a câmera do seu
smartphone para o
QR Code ao lado e salve o
evento na sua agenda.



5 Considerações finais

Neste trabalho retratou-se um estudo de caso de um armazém graneleiro do oeste do Paraná, que apresentou suspeitas de subdimensionamento de suas fundações. Tendo como base as informações coletadas nos projetos de fundações, informações a respeito da geologia local e registros de execução da fundação, estabeleceu-se quatro possíveis cenários para o comportamento e desempenho das estacas.

Após a conclusão do programa de monitoramento, verificou-se que a estrutura apresentou deformações de magnitudes significativas, muito acima dos limites admissíveis e podendo ser notadas *in loco*, apontando a necessidade de intervenções de reforço em toda extensão da estrutura. Acredita-se que há uma maior probabilidade de que as estacas estejam mais próximas do cenário 3, considerado crítico, pois leva em conta que parte das estacas estejam em uma zona de ruptura.

Este trabalho reforça a importância de difundir o conhecimento quanto à distribuição de cargas para o adequado dimensionamento das fundações, visto que neste caso o empuxo dos grãos e como este se distribui é determinante para o adequado desempenho da estrutura ao longo de sua vida útil.

AGRADECIMENTOS

A toda equipe das empresas Fungeo Fundações e Geologia e Sollium Geotecnia.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alonso, U. R. (2010) *Dimensionamento de fundações profundas*. 3. ed. São Paulo: Blucher.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014). NBR 6118: *Projeto de estruturas de concreto.– Procedimento*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

Milititsky, J., Consoli, N. C., Schnaid, F. (2015) *Patologia das Fundações*. 2. ed. revista e ampliada, São Paulo: Oficina de Textos, p. 60-105.

Santos, D. S. (2020) *Recalque em fundações profundas: análise da iteração entre estacas de um edifício instrumentado do Recife*. (Dissertação) – Mestrado em Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

Aponte a câmera do seu
smartphone para o
QR Code ao lado e salve o
evento na sua agenda.

