

Projeto de um edifício alto baseado na resiliência. Estudo de caso.

T. H. Aung¹, M. S. Ali Talpur²

* Autor de Contato: aung.ait@ait.asia

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v15i2.811>

Recebido: 11/08/2024 | Correções recebidas: 18/03/2025 | Aceito: 24/04/2024 | Publicado: 01/05/2025

RESUMO

Este artigo apresenta a avaliação do desempenho de um estudo de caso de um edifício alto de maneira quantitativa em termos de danos de componentes estruturais e não estruturais, custo de reparo e tempo de reparo, seguindo a metodologia mencionada na FEMA P-58, diretrizes precursoras de projeto baseado em resiliência. Na prática usual de projeto sísmico, a segurança é considerada principalmente para medir o desempenho da estrutura. A recuperação da funcionalidade da estrutura, resiliência, não é bem abordada nas abordagens usuais de projeto. Embora as abordagens atuais de projeto sísmico baseado em desempenho avaliem o desempenho estrutural dos edifícios explicitamente para diferentes níveis de terremotos, a funcionalidade e as consequências pós-terremoto não são bem avaliadas no processo de projeto. Para eventos sísmicos extremos, embora as respostas globais e locais do sistema estrutural dos edifícios sejam geralmente verificadas para evitar o colapso total ou parcial do edifício, a extensão dos danos aos componentes não estruturais, o conteúdo do edifício, o tempo e o custo do reparo e as vítimas não são analisados especificamente.

Palavras-chave: projeto baseado em resiliência, terremoto máximo considerado, edifício alto.

Citar como: Aung, T. H., Ali Talpur, M. S. (2025), “Projeto de um edifício alto baseado na resiliência. Estudo de caso”, Revista ALCONPAT, 15 (2), pp. 188 – 204, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v15i2.811>.

¹ Executive Director, AIT Solutions, Asian Institute of Technology, Thailand.

² Coordinator, Civil & Structural Engineering Unit, AIT Solutions, Asian Institute of Technology, Thailand.

Contribuição de cada autor

Neste trabalho, T. H. Aung contribuiu com a seleção da construção do estudo de caso, preparação da metodologia, revisão dos resultados da análise e preparação do manuscrito. M. S. Ali Talpur contribuiu com o desenvolvimento do modelo de elementos finitos, análise e avaliação dos resultados da análise.

Licença Creative Commons

Copyright (2025) é propriedade dos autores. Este trabalho é um artigo de acesso aberto publicado sob os termos e condições de uma Licença Internacional Creative Commons Atribuição 4.0 ([CC BY 4.0](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)).

Discussões e correções pós-publicação

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no primeiro número do ano 2026, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do terceiro número do ano de 2025.

Resilience-based design of a tall building. Case-study.

ABSTRACT

This paper presents the assessment of performance of a case-study tall building in quantitative manner in terms of structural and nonstructural components damage, repair cost and repair time, following methodology mentioned in FEMA P-58, precursor guidelines of resilience-based design. In the current practice of seismic design, safety is primarily considered to measure the performance of the structure. The recovery of the functionality of the structure, resilience, is not well addressed in the current design approaches. Although today's performance-based seismic design approaches assess the structural performance of the buildings explicitly for different levels of earthquakes, post-earthquake functionality and consequences are not well evaluated in the design process. For extreme earthquake events, although the global and local responses of structural system of the buildings are generally checked to prevent the total or partial collapse of the building, the extent of damage to nonstructural components, building contents, repair time and cost and casualties are not specifically analyzed.

Keywords: resilience-based design, maximum considered earthquake, tall building.

Diseño de un edificio alto basado en la resiliencia. Caso de estudio.

RESUMEN

Este artículo presenta un caso de estudio sobre la evaluación del desempeño de un edificio alto de manera cuantitativa en términos de daños por componentes estructurales y no estructurales, costo de reparación y tiempo de reparación, siguiendo la metodología mencionada en FEMA P-58, que son directrices precursoras del diseño basado en la resiliencia. En la práctica actual del diseño sísmico, la seguridad se considera principalmente para medir el desempeño de la estructura. La recuperación de la funcionalidad de la estructura y la resiliencia, no están bien abordadas en los planteamientos de diseño actuales. Aunque los enfoques actuales de diseño sísmico basados en el desempeño evalúan explícitamente el desempeño estructural de los edificios para diferentes niveles de terremotos, la funcionalidad y las consecuencias posteriores al terremoto no se evalúan bien en el proceso de diseño. En el caso de los terremotos extremos, aunque generalmente se comprueban las respuestas globales y locales del sistema estructural de los edificios para evitar el colapso total o parcial del edificio, no se analiza específicamente el alcance de los daños a los componentes no estructurales, el contenido del edificio, el tiempo y el costo de la reparación y las víctimas.

Palabras clave: diseño basado en resiliencia, terremoto máximo considerado, edificio alto.

Informações legais

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Merida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Website: www.alconpat.org

Reserva de direitos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

A reprodução total ou parcial do conteúdo e das imagens da publicação é realizada de acordo com o código COPE e a licença CC BY 4.0 da Revista ALCONPAT.

NOMENCLATURA

FEMA	Agência Federal de Gestão de Emergências, Governo dos EUA
BRB	Correia de contenção de flambagem
MCE _R	Terremoto Máximo Considerado com Alvo de Risco
SLE	Terremoto de Nível de Serviço
ETABS	Análise Tridimensional Estendida de Sistemas Prediais
NLTHA	Análise de Histórico Temporal Não Linear

1. INTRODUÇÃO

Na prática atual de projeto sísmico, a segurança é considerada principalmente para medir o desempenho da estrutura. As normas atuais baseadas em códigos concentram-se principalmente no nível de desempenho em segurança de vida e na falta de consideração da funcionalidade de componentes não estruturais, interrupções e recuperação lenta após um grande terremoto. Os custos associados à perda de uso de um edifício durante o reparo podem ser maiores do que o valor do próprio edifício. A abordagem de projeto baseada em resiliência pode quantificar o risco de tomar decisões personalizadas para incorporadores, arquitetos, engenheiros e outros profissionais de projeto, a fim de reduzir a incerteza, o tempo de inatividade e as perdas financeiras futuras.

Neste estudo, o processo de abordagem de projeto baseado na resiliência é apresentado para um edifício de 63 andares, localizado em uma zona de alta sismicidade, conforme mostrado na Figura 1. Há três edifícios residenciais altos no mesmo empreendimento, apoiados em um pódio comum de dois andares. O edifício do estudo de caso tem aproximadamente 197,3 metros de altura acima do nível do solo, com 4 andares de estacionamento abaixo do nível do solo (estendendo-se aproximadamente 13 m abaixo do nível do solo). A torre consiste principalmente de unidades residenciais, um terraço e deck de amenidades. O nível do solo contém lojas e quintal. Neste estudo, o projeto baseado em resiliência foi conduzido, com foco na parte da torre do edifício.

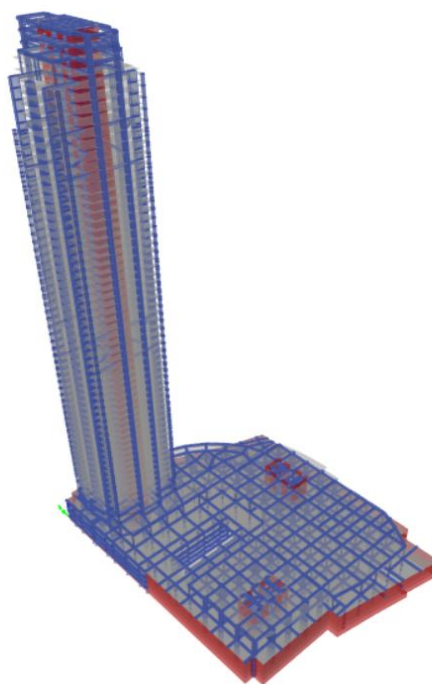


Figura 1. Vista 3D do edifício do estudo de caso

2. SISTEMA ESTRUTURAL

No edifício deste estudo de caso, as cargas de gravidade são resistidas principalmente pelo sistema de lajes planas protendidas nos níveis do piso da torre. As forças laterais são resistidas principalmente pelo núcleo de concreto armado construído ao redor do poço do elevador, núcleos de escadas e outros serviços. Duas zonas de estabilizadores são fornecidas no 27º andar – 31º andar e 50º ao 54º andar ao longo do eixo fraco do núcleo. Cintas de contenção de flambagem (BRBs) são utilizadas no sistema de estabilizadores para acoplar o núcleo e as colunas de estabilizadores. O sistema estrutural do edifício é mostrado na Figura 2. Uma fundação de laje tipo radier com espessura de 3 m a 4 m é utilizada sob a torre para suportar a estrutura.

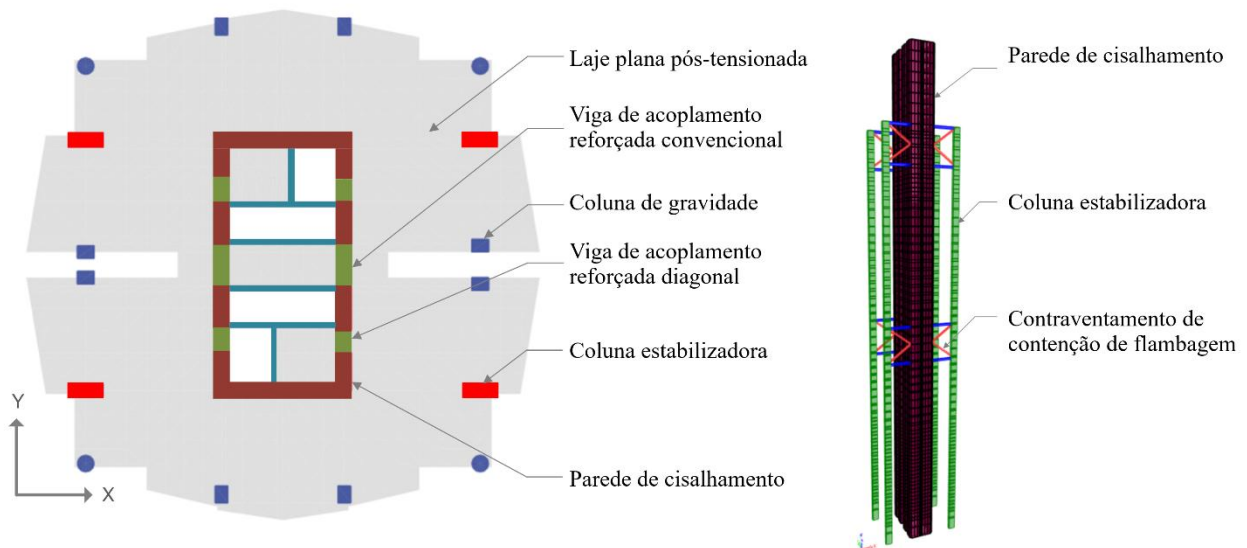


Figura 2. Sistema estrutural em planta e vista 3D.

3. METODOLOGIA

Primeiramente, o edifício foi projetado por abordagens de projeto sísmico baseadas em desempenho, com foco principal no desempenho estrutural sob vento, terremoto nos estados limites de serviço (SLE) e terremoto máximo considerado (MCE_R) direcionado ao risco. A consideração sísmica foi obtida da avaliação de risco sísmico probabilístico específico do local. Os espectros de resposta de SLE e MCE_R são mostrados na Figura 3. O terremoto SLE tem um período de retorno de 43 anos com 50% de probabilidade de excedência em 50 anos e o terremoto MCE_R tem um período de retorno de 2.475 anos com 2% de probabilidade de excedência em 50 anos. Sob o terremoto SLE (período de retorno de 43 anos), a estrutura foi projetada para permanecer essencialmente elástica com pequeno escoamento dos elementos estruturais. Sob o MCE_R e após um terremoto, a estrutura foi avaliada em seu nível de desempenho de Prevenção de Colapso, com baixa probabilidade de colapso, no qual podem ocorrer danos estruturais extensos. Reparos em componentes estruturais e não estruturais podem ou não ser economicamente viáveis. Um conjunto de 11 pares de movimentos horizontais do solo, selecionados e modificados para corresponder ao espectro alvo do MCE_R , foi utilizado na análise de histórico temporal não linear. Os níveis de desempenho avaliados descrevem qualitativamente a gravidade dos danos à edificação; no entanto, não são quantitativos em termos significativos para os tomadores de decisão. Nesta avaliação baseada em resiliência, a avaliação baseada em intensidade foi realizada para avaliar o desempenho provável do edifício, sujeito a uma intensidade de tremor de terremoto

especificada (FEMA P-58). O desempenho do edifício foi avaliado sob o terremoto MCE_R , usando métricas que são mais diretamente utilizáveis e importantes para as partes interessadas, incluindo custo de reparo, tempo de reparo de componentes estruturais e não estruturais. A saída do projeto estrutural do projeto sísmico baseado em desempenho foi usada para a análise e avaliação. Respostas globais e locais do sistema estrutural a partir dos resultados da análise do histórico de tempo não linear de 11 pares de movimentos horizontais do solo são usadas como base para avaliar os danos, o custo de reparo e o tempo de reparo de outros componentes. Para considerar as incertezas do impacto e das consequências do terremoto, um número maior de conjuntos de demanda simulados (realizações) é gerado para calcular o resultado confiável. Cada realização representa um resultado possível. Neste estudo, 200 conjuntos de demanda foram gerados por simulação de Monte Carlo em que as demandas de 11 movimentos do solo foram matematicamente transformadas em 200 conjuntos de demanda simulados. Utilizando conjuntos de deformação de elementos, derivas e demanda de aceleração de 200 movimentos do solo, foram avaliados os danos em componentes estruturais e não estruturais. A extensão do dano correspondente ao componente foi determinada por curvas de fragilidade predefinidas (curvas de função de distribuição cumulativa), que correlacionam a probabilidade de dano e a deriva ou demanda de aceleração. O custo e o tempo de reparo foram estimados com base na extensão do dano.

Neste estudo de caso, foram avaliados danos em vigas de acoplamento, paredes de cisalhamento, lajes protendidas, paredes-cortina, paredes divisórias de gesso, teto, tubulações de aço, sistema HVAC e sistema de sprinklers contra incêndio.

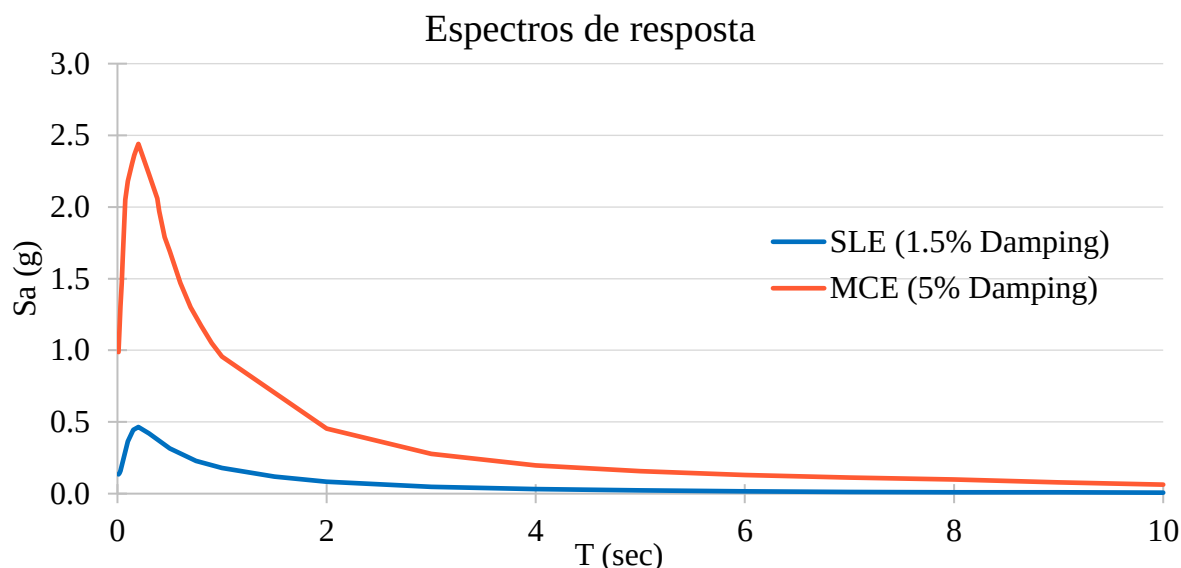


Figura 3. Espectros de resposta.

4. PROCEDIMENTO DE MODELAGEM

4.1 Modelo Elástico

Modelos computacionais elásticos tridimensionais completos da torre e de todo o pódio estudados foram criados usando o ETABS para investigar o comportamento geral e a resposta da estrutura sob vento e terremotos (SLE). As propriedades nominais do material são utilizadas no modelo de análise de vento para o projeto de resistência, enquanto as propriedades esperadas do material são utilizadas no modelo de SLE e na verificação da capacidade de serviço sob ação do vento. Paredes e lajes são modeladas usando elementos de casca. Pilares, vigas de acoplamento, BRBs e vigas são modelados usando elementos de pórtico.

4.2 Modelo Não Linear

Um modelo não linear tridimensional completo da torre estudada e de todo o pódio foi criado no Perform3D. O modelo inclui propriedades inelásticas dos elementos que se previa serem carregados além de seus limites elásticos. Essas propriedades incluem a resposta à flexão de vigas, colunas, paredes de cisalhamento e vigas de acoplamento, e a resposta axial de vigas de reforço de concreto (BRBs). Os elementos que se presume permanecerem elásticos são modelados com propriedades elásticas dos elementos. Essas propriedades incluem a resposta à flexão de paredes, vigas e colunas, lajes diafragma e paredes do subsolo.

Paredes de cisalhamento são modeladas utilizando o elemento de parede de cisalhamento Perform3D. Elementos de fibra não lineares foram utilizados para modelar o comportamento de flexão não linear no plano das paredes de cisalhamento. Concreto não confinado, concreto confinado e armadura vertical das paredes de cisalhamento foram discretizados como fibras no elemento de parede. As curvas tensão-deformação desses materiais foram consideradas para o comportamento de flexão não linear no plano. A flexão fora do plano e o comportamento de cisalhamento das paredes foram modelados como lineares.

Vigas de acoplamento de concreto armado convencional foram modeladas com rótulas de momento nas extremidades da viga. Curvas de estrutura momento-rotação foram definidas com base na norma ASCE 41-17. A capacidade de escoamento das rótulas foi calculada com base na armadura longitudinal fornecida nas extremidades das vigas. Vigas de acoplamento de concreto armado diagonais foram modeladas com rótulas de cisalhamento no meio do vão da viga. A área de cisalhamento da seção da viga foi definida como zero, considerando que não há deformação por cisalhamento ao longo do comprimento da viga. A capacidade de escoamento das rótulas do tipo cisalhamento-deslocamento foi calculada com base na armadura diagonal fornecida nas vigas. O PERFORM3D “componente composto BRB” foi usado para modelar as BRBs. A resposta PMM das colunas foi modelada com rótulas de fibra nas extremidades das colunas.

5. RESULTADOS DA AVALIAÇÃO MCE_R

5.1 Resultados da Análise Modal

Os períodos naturais da estrutura são mostrados na Tabela 1. O primeiro modo é a translação na direção X, o segundo modo é a translação na direção Y e o terceiro modo é a torção.

Tabela 1. Resultados da análise modal.

Modo	Período natural (s)	Participação da massa na direção X (%)	Participação da massa na direção Y (%)
1	7,42	59%	
2	6,06		61%
3	4,64		

5.2 Cisalhamento da base

O cisalhamento da base da torre acima do nível do pódio é resumido na Tabela 2 para cisalhamento elástico da base a partir da análise do espectro de resposta do MCE_R e cisalhamento médio da base não linear a partir da análise do histórico temporal não linear de 11 movimentos do solo sísmicos do MCE_R . O peso sísmico da torre acima do nível do pódio é de 736.800 kN.

Tabela 2. Cisalhamento da base acima do nível do pódio

	Cisalhamento da base na direção X	Cisalhamento da base na direção Y
MCE _R (Elástico)	106.880 kN (14,5% do peso sísmico)	102.740 kN (13,9% do peso sísmico)
MCE _R (NLTHA)	59.046 kN (8,0% do peso sísmico)	40.523 kN (5,5% do peso sísmico)

5.3 Deslocamento por pavimento

Foram verificados o deslocamento transitório (na Figura 4) e o deslocamento residual (na Figura 5) de 11 movimentos do solo ao longo da altura da torre. Os deslocamentos residuais foram verificados para proteção contra deformações excessivas pós-terremoto. Os deslocamentos estão geralmente dentro dos limites do nível de desempenho de "Prevenção de Colapso".

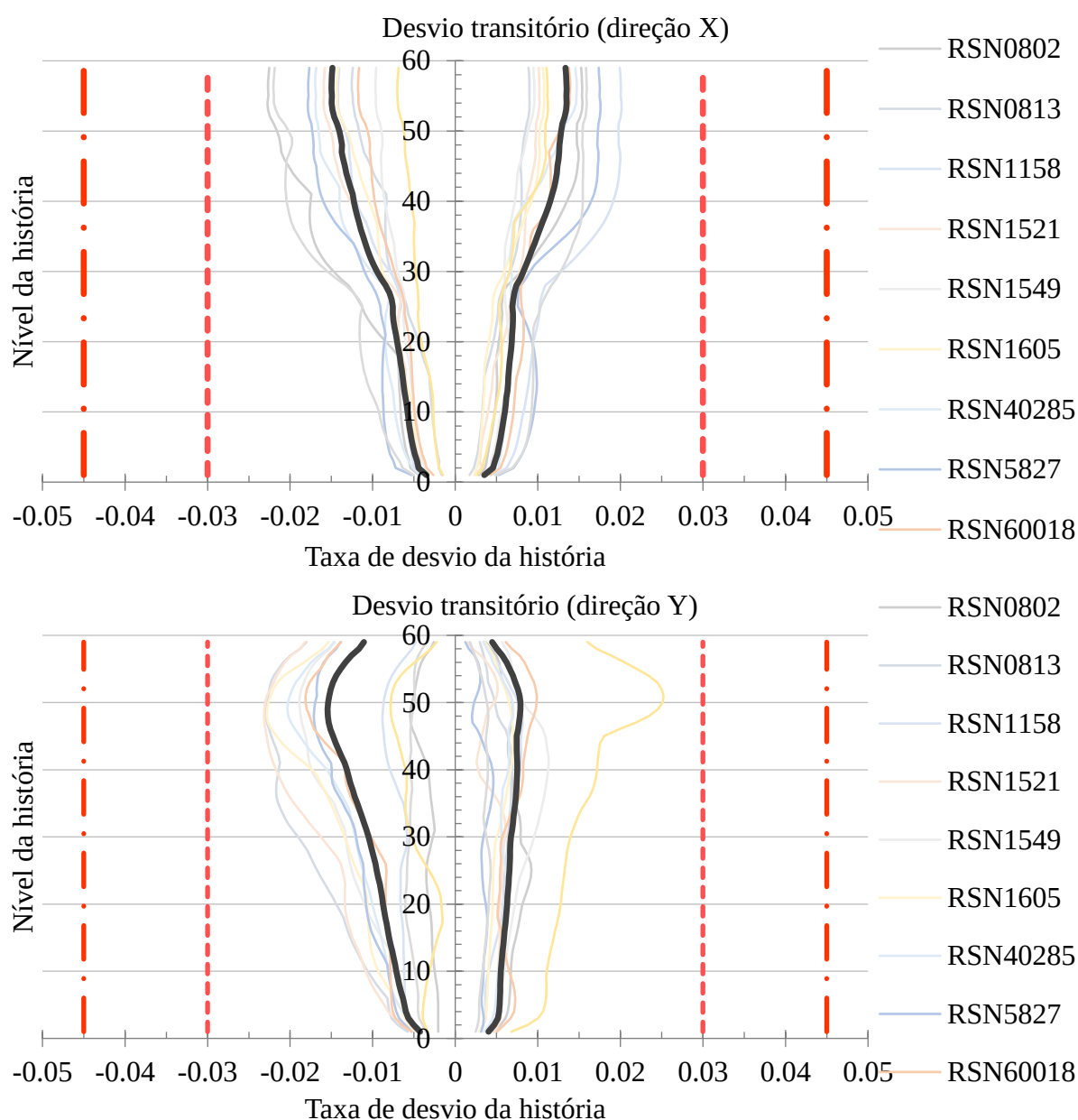


Figura 4. Desvios transitórios nas direções X e Y.

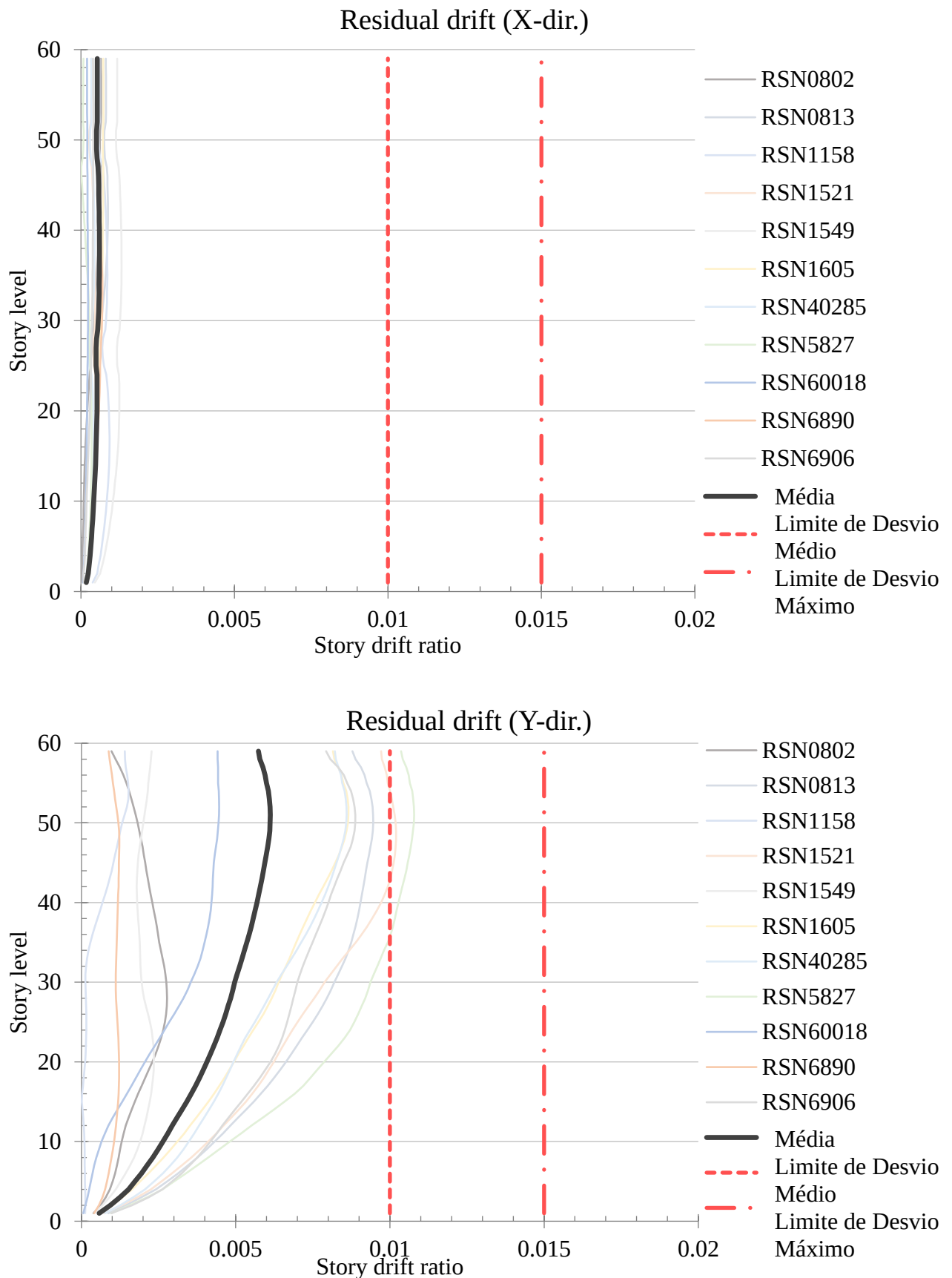


Figura 5. Desvios residuais nas direções X e Y.

5.4 Histórico da Aceleração

A aceleração absoluta do andar de 11 movimentos do solo ao longo da altura da torre é plotada na Figura 6. Geralmente, a aceleração do andar é de 0,5 a 0,6 g na porção da torre.

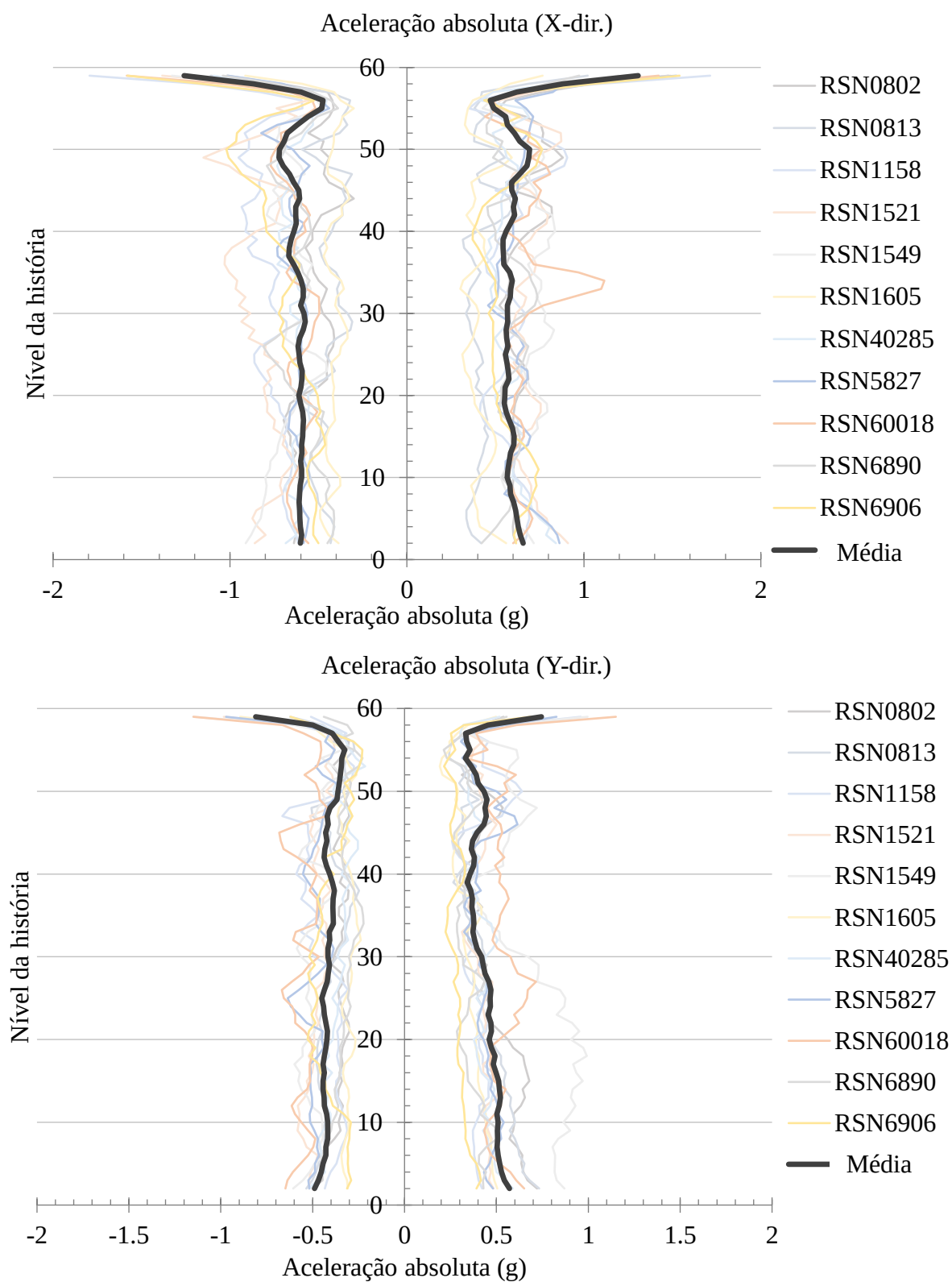


Figura 6. Aceleração absoluta nas direções X e Y.

5.5 Paredes de cisalhamento

As deformações axiais do concreto e das fibras da armadura foram verificadas quanto à resposta à flexão de paredes de cisalhamento a partir de 11 resultados de análise de movimento do solo. As deformações compressivas do concreto são inferiores ao limite de deformação por esmagamento de 0,003 e as deformações da armadura são geralmente inferiores à deformação por escoamento de 0,002, exceto em alguns pavimentos. Paredes de cisalhamento podem ceder em flexão na base e próximo à porção superior sob terremotos extremos. A demanda de cisalhamento de cada perna da parede de cisalhamento foi verificada em relação à capacidade de resistência ao cisalhamento de cada perna. A Figura 7 mostra a deformação axial de 11 movimentos do solo e a deformação média em um canto da parede de cisalhamento ao longo da altura.

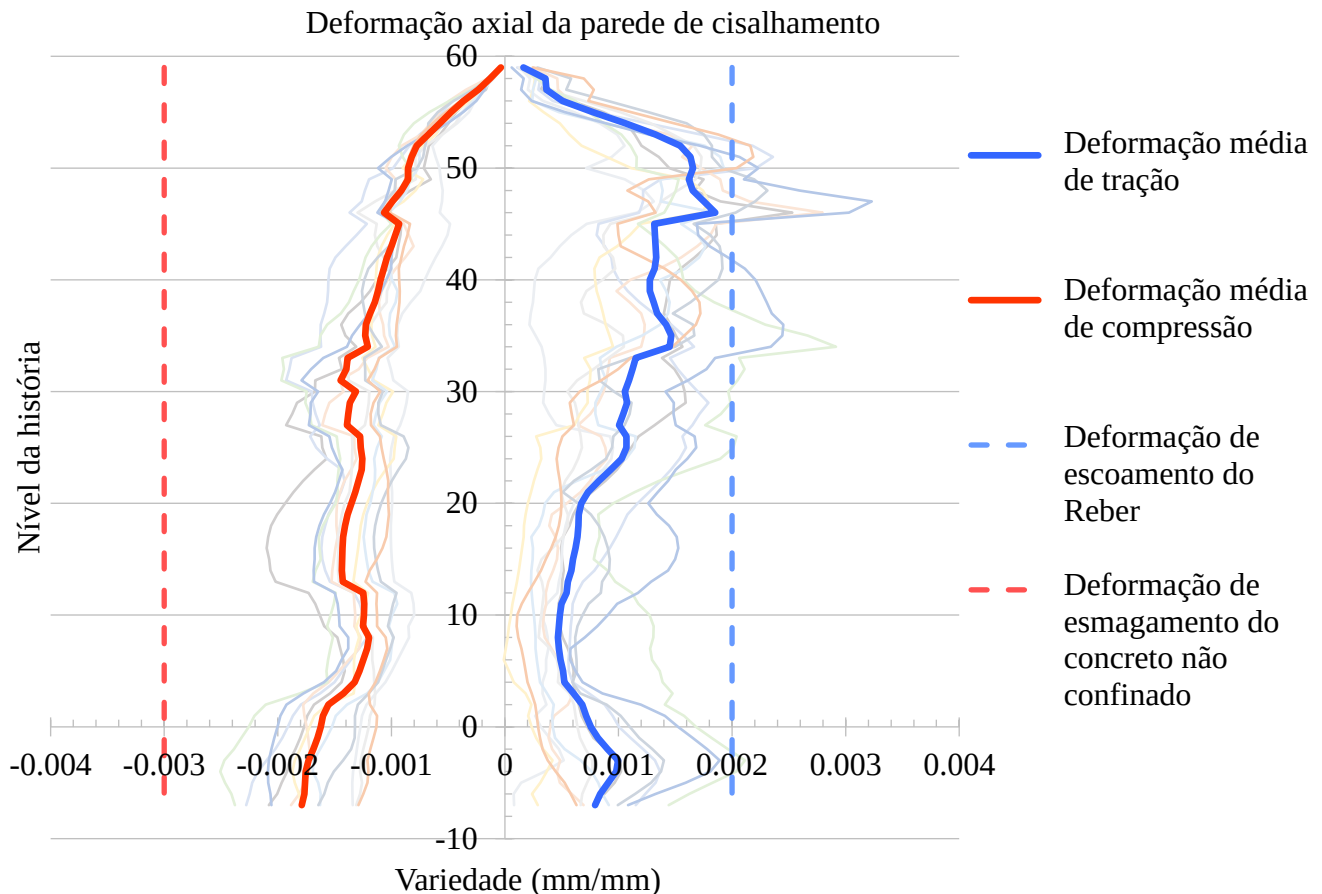


Figura 7. Deformação axial da parede de cisalhamento.

5.6 Vigas de acoplamento

A rotação das vigas de acoplamento foi verificada ao longo da altura da torre. As rotações inelásticas das vigas de acoplamento estão geralmente dentro dos limites do nível de desempenho de "Prevenção de Colapso". Para a exigência de resistência ao cisalhamento de vigas de acoplamento reforçadas convencionais, a provável demanda de cisalhamento com base na capacidade de momento da viga foi verificada com a capacidade de cisalhamento. A Figura 8 mostra a rotação de uma viga de acoplamento para 11 movimentos do solo e a rotação média ao longo da altura. A Figura 9 mostra a localização da viga de acoplamento e o canto da parede de cisalhamento onde a deformação axial é verificada.

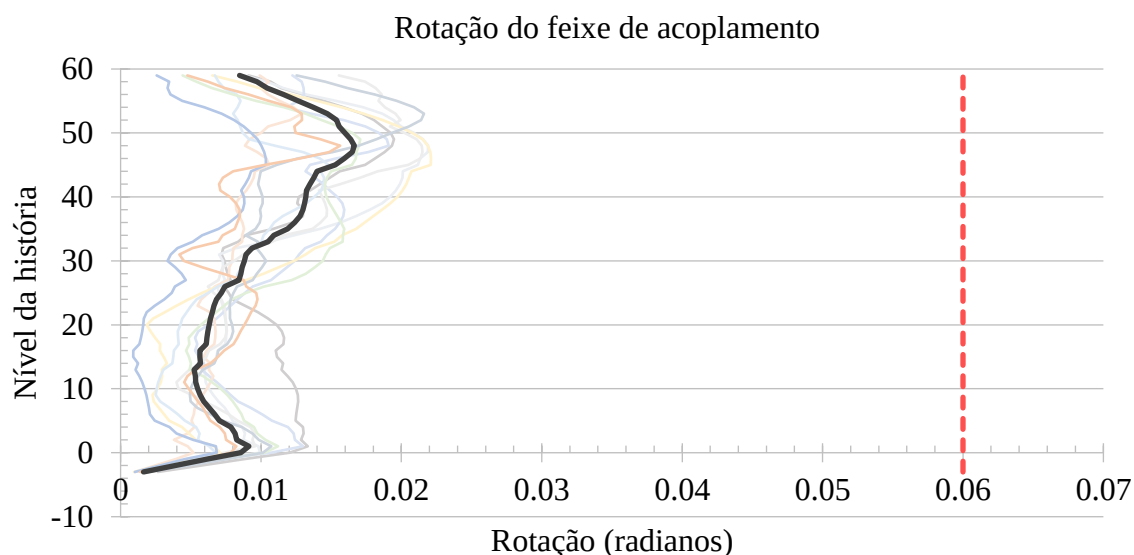


Figura 8. Rotação diagonal da viga de acoplamento reforçada

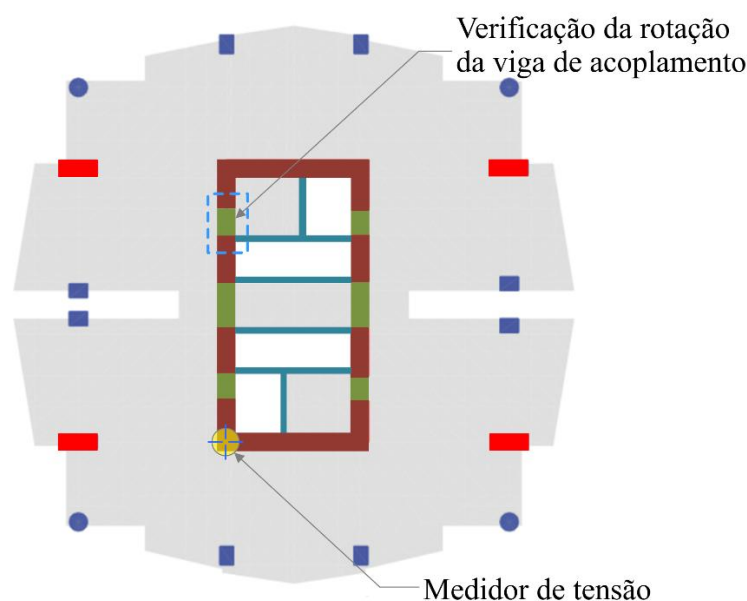


Figura 9. Localizações dos resultados da deformação axial da parede de cisalhamento e rotação da viga de acoplamento.

6. CONJUNTOS DE SOLICITAÇÕES SIMULADAS (REALIZAÇÕES)

Para a avaliação de danos, foi utilizada a Ferramenta de Cálculo de Avaliação de Desempenho (PACT). Os resultados de 11 conjuntos de movimentos do solo foram matematicamente transformados em 200 conjuntos de solicitações simuladas (realizações), em vez de analisar um grande número de movimentos do solo. Realizações para rotação de vigas de acoplamento, desvios transitórios e acelerações de pavimento foram geradas para correlacionar as grandezas de resposta previstas na análise de histórico temporal não linear e as incertezas inerentes à previsão da resposta estrutural. A Figura 10 apresenta a realização de uma viga de acoplamento no Nível 22, a Figura 11 apresenta as realizações para o desvio transitório do Nível 27 e a Figura 12 apresenta as realizações para a aceleração do Nível 37.

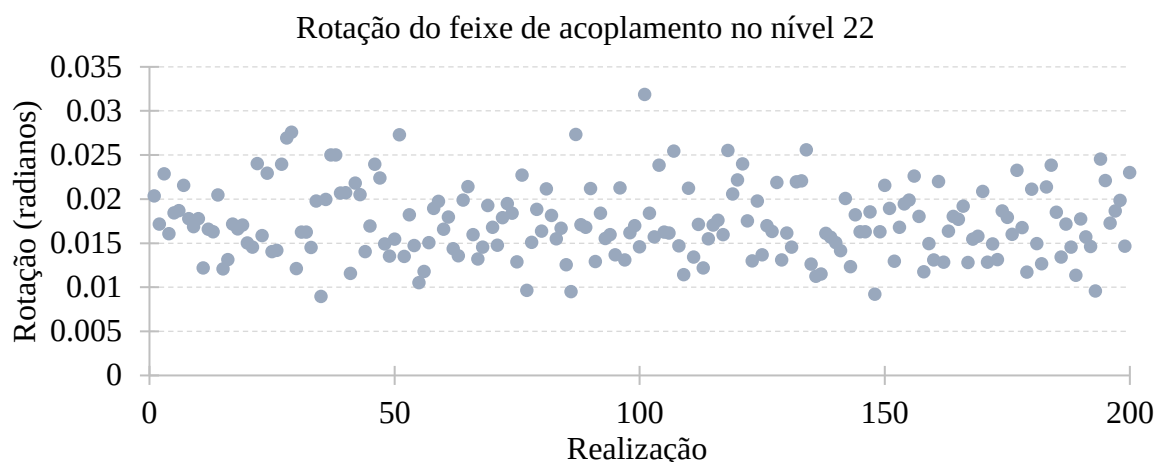


Figura 10. Conjuntos de solicitações simuladas (realizações) de rotação de uma viga de acoplamento.

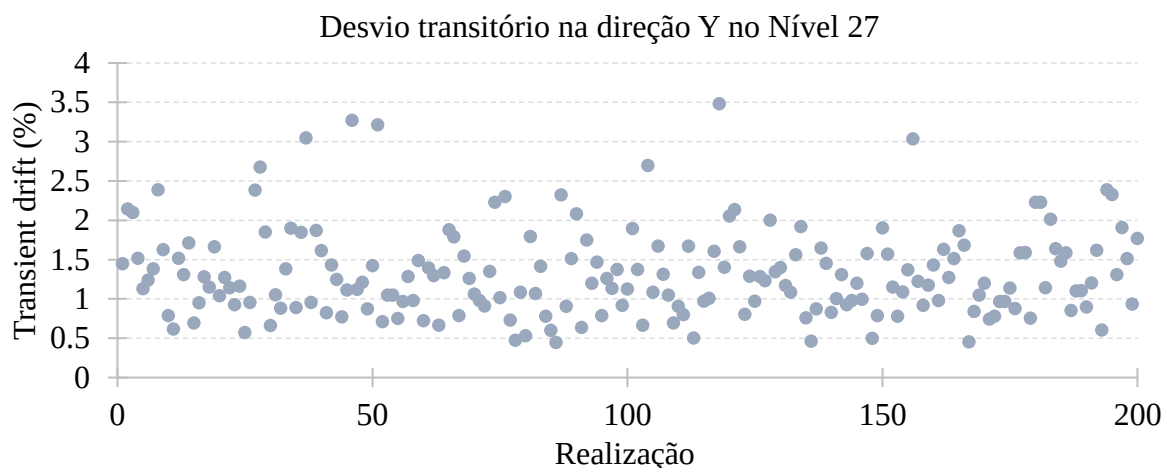


Figura 11. Conjuntos de solicitações simuladas (realizações) de desvio transitório em Y-dir. no Nível 27.

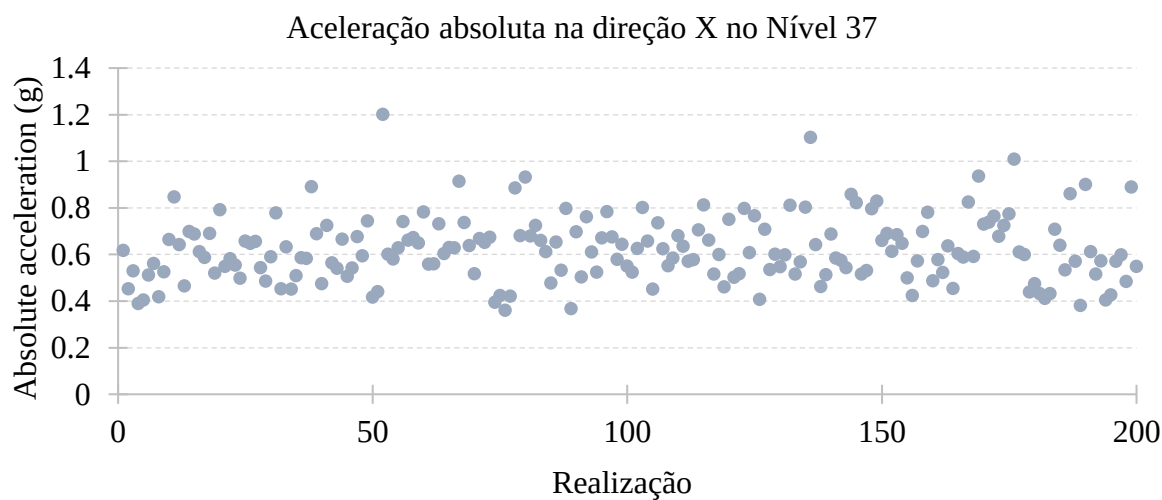


Figura 12. Conjuntos de solicitações simuladas (realizações) de aceleração de história em X-dir. no Nível 37.

7. CURVAS DE FRAGILIDADE DE COMPONENTES

Funções de fragilidade são utilizadas para indicar a probabilidade de um componente ser danificado em função de um único parâmetro preditivo de demanda, como a deriva do pavimento ou a aceleração do piso. Funções de fragilidade desenvolvidas para o estado de dano de interesse do componente a partir de uma série adequada de ensaios documentados pela FEMA P-58 foram utilizadas neste estudo. As curvas de fragilidade de amostra para a parede de cisalhamento (na Figura 13) e a parede divisória de gesso (na Figura 14) são mostradas nas figuras a seguir.

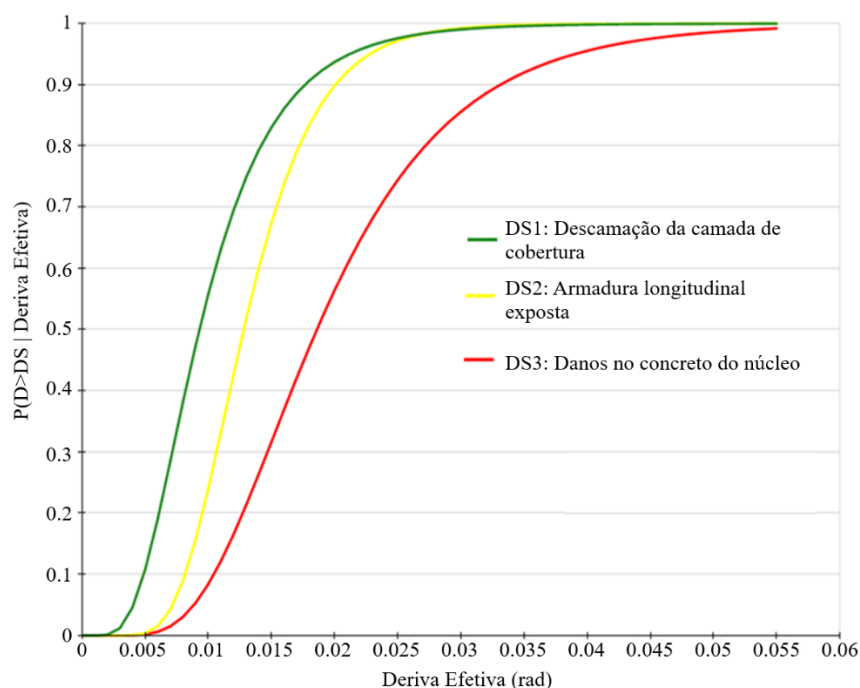


Figura 13. Curva de fragilidade da parede de cisalhamento.

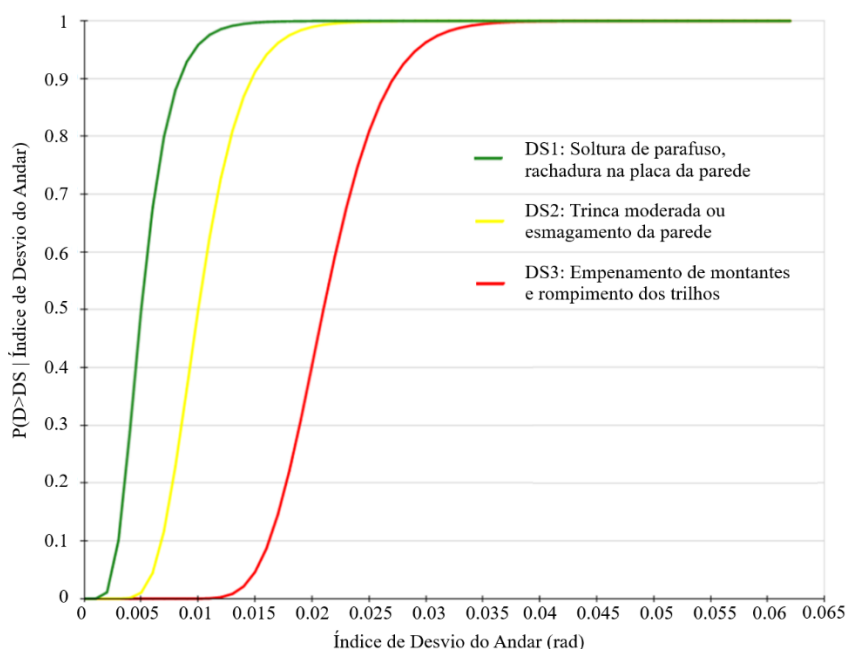


Figura 14. Curva de fragilidade da parede divisória de gesso.

8. AVALIAÇÃO DE DANOS

Os danos de cada componente foram avaliados para cada realização usando as funções de fragilidade correspondentes. Primeiramente, a probabilidade de cada estado de dano de cada realização de cada componente foi verificada a partir da função de fragilidade. A geração de números aleatórios foi utilizada para selecionar um número inteiro entre 1 e 100 e atribuir o estado de dano de cada realização, considerando a probabilidade conhecida de cada estado de dano (FEMA P-58).

A Figura 15 mostra o cálculo amostral do estado de dano de uma parede de cisalhamento para uma realização. Nessa realização, a rotação da parede de cisalhamento é de 0,01 radiano. Com base na curva de fragilidade, as probabilidades dos estados de dano são mostradas na Tabela 3. Por exemplo, se o número aleatório gerado entre 1 e 100 for 70, o estado de dano para essa realização será o Estado de Dano 1.

Tabela 3. Probabilidade de estado de dano para viga diagonal de acoplamento

	probabilidade de nenhum dano	estado de probabilidade de dano 1	estado de probabilidade de dano 2	estado de probabilidade de dano 3
Ocorrendo		0,54	0,23	0,08
Não ocorrendo		0,46	0,77	0,92
Intervalo para número aleatório	1 – 46	47 – 77	78 – 92	93 - 100

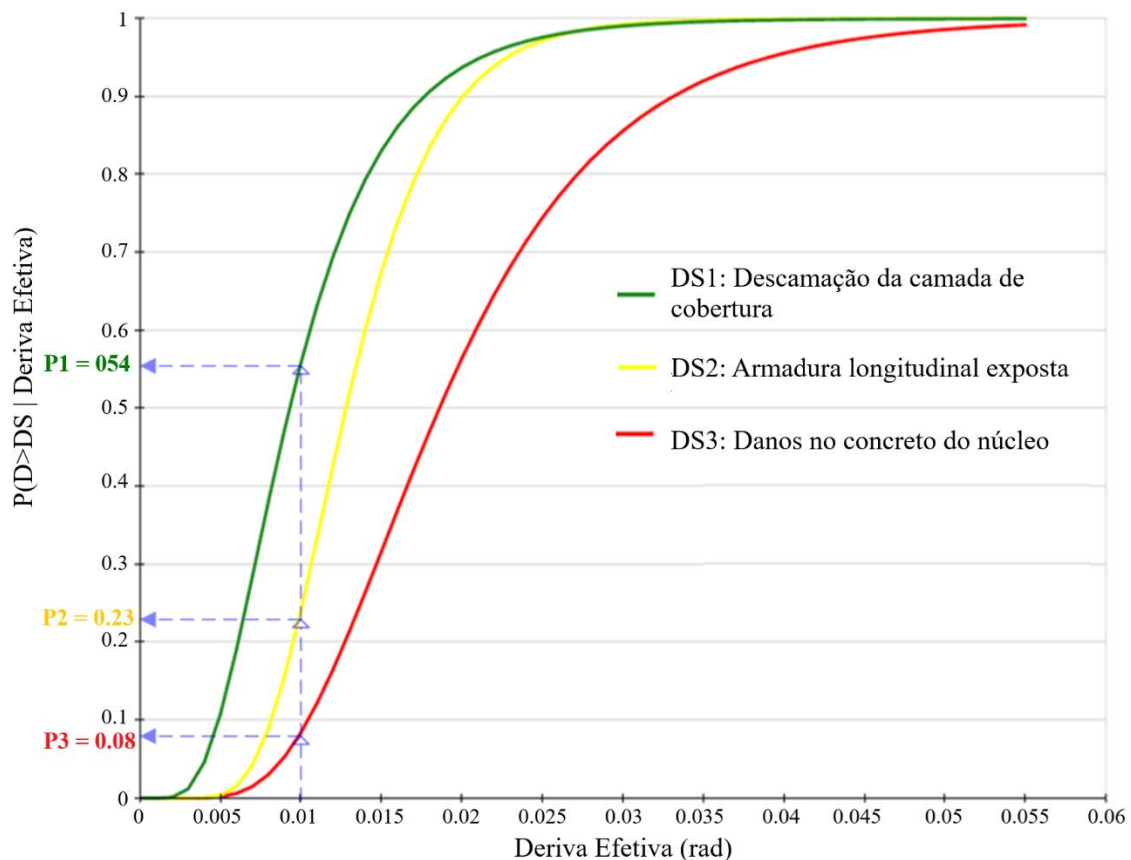


Figura 15. Avaliação do estado de dano de uma realização de rotação de uma parede de cisalhamento.

9. CUSTO DE REPARO E TEMPO DE REPARO

Em cada realização, o custo de reparo foi calculado para cada componente danificado. Foi utilizado o custo mediano de reparo de cada tipo de componente. O custo por unidade de reparo em quantidades limite inferior e limite superior também foi considerado. Se uma quantidade menor de componentes for danificada na realização, o custo mediano de reparo por unidade será maior do que o custo mediano de reparo por unidade da realização com um número maior de componentes a serem reparados (FEMA P-58).

O tempo de reparo foi estimado simplesmente aplicando o fator mão de obra ao custo base do reparo, no qual o custo da mão de obra está embutido. A partir do custo total da mão de obra, o tempo de reparo foi estimado juntamente com a taxa de mão de obra. O número de dias de reparo foi estimado dividindo-se as horas de trabalho determinadas para cada realização pelo número de trabalhadores que podem ser acomodados dentro do edifício durante o reparo.

A Figura 16 mostra o custo médio de reparo das realizações 80 e 98 em relação ao tipo de componente. A Figura 17 apresenta o custo de reparo de cada tipo de componente de cada realização. O custo de reparo das realizações em que o desvio residual está além do limite não foi calculado. A Figura 18 apresenta a função de distribuição cumulativa de probabilidade do custo total de reparo com valor mediano. A Figura 19 mostra o tempo de reparo de cada tipo de componente de cada realização.

Constatou-se que o custo aproximado do reparo é de US\$ 9,5 milhões (valor medio), o que representa cerca de 36% do custo de reposição (US\$ 26 milhões) de todo o edifício. O tempo de reparo é de aproximadamente 12 meses (valor medio).

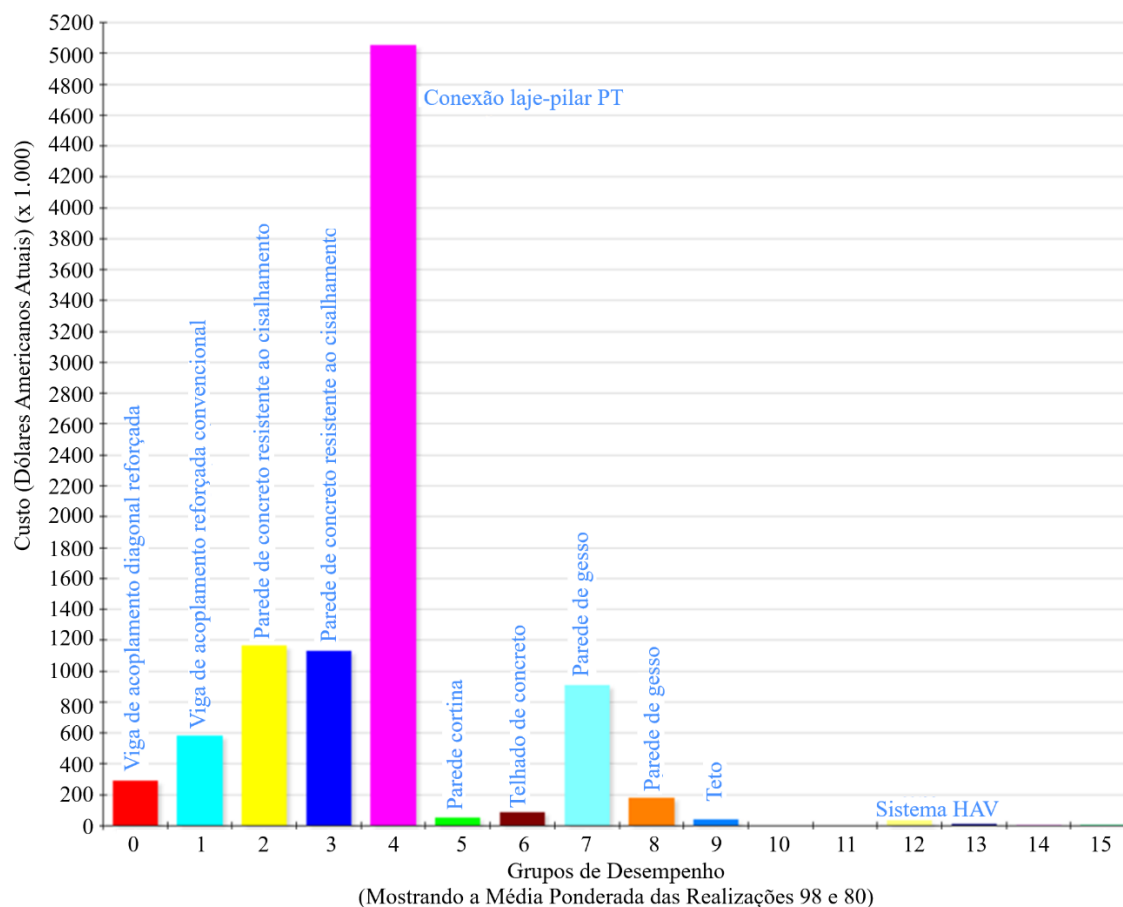


Figura 16. Custo de reparo de cada tipo de componente para realizações médias de 80 e 98.

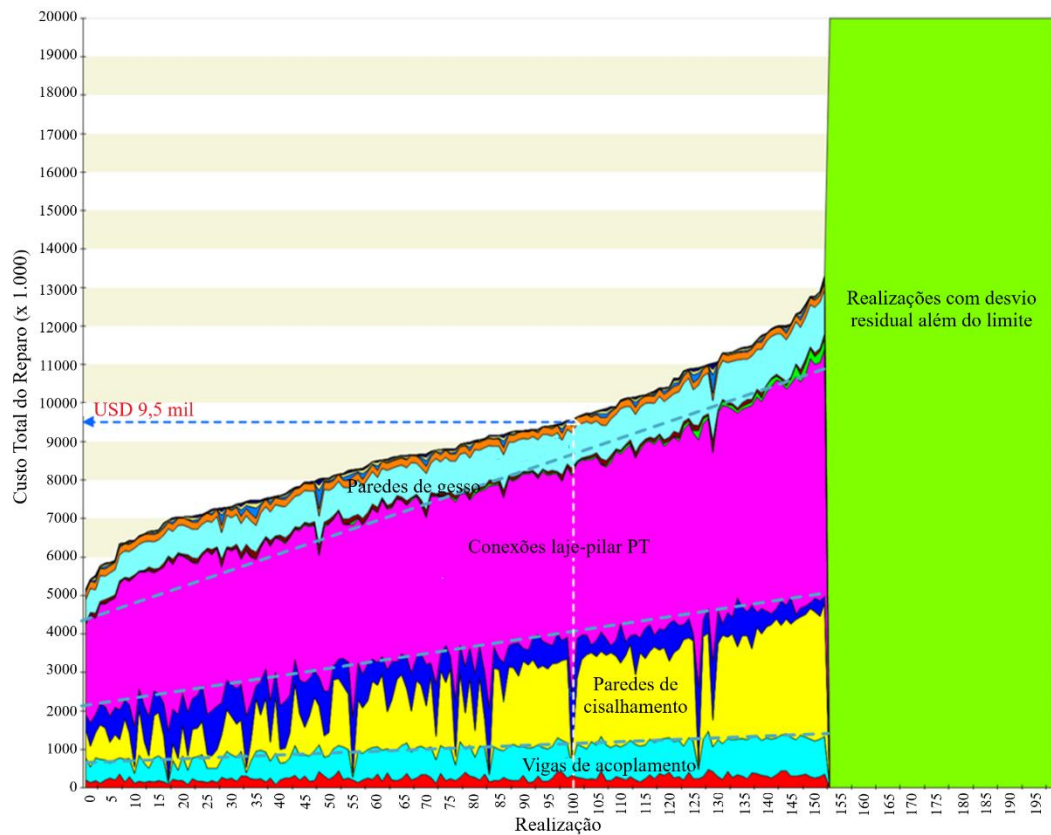


Figura 17. Custo de reparo de cada tipo de componente para cada realização.

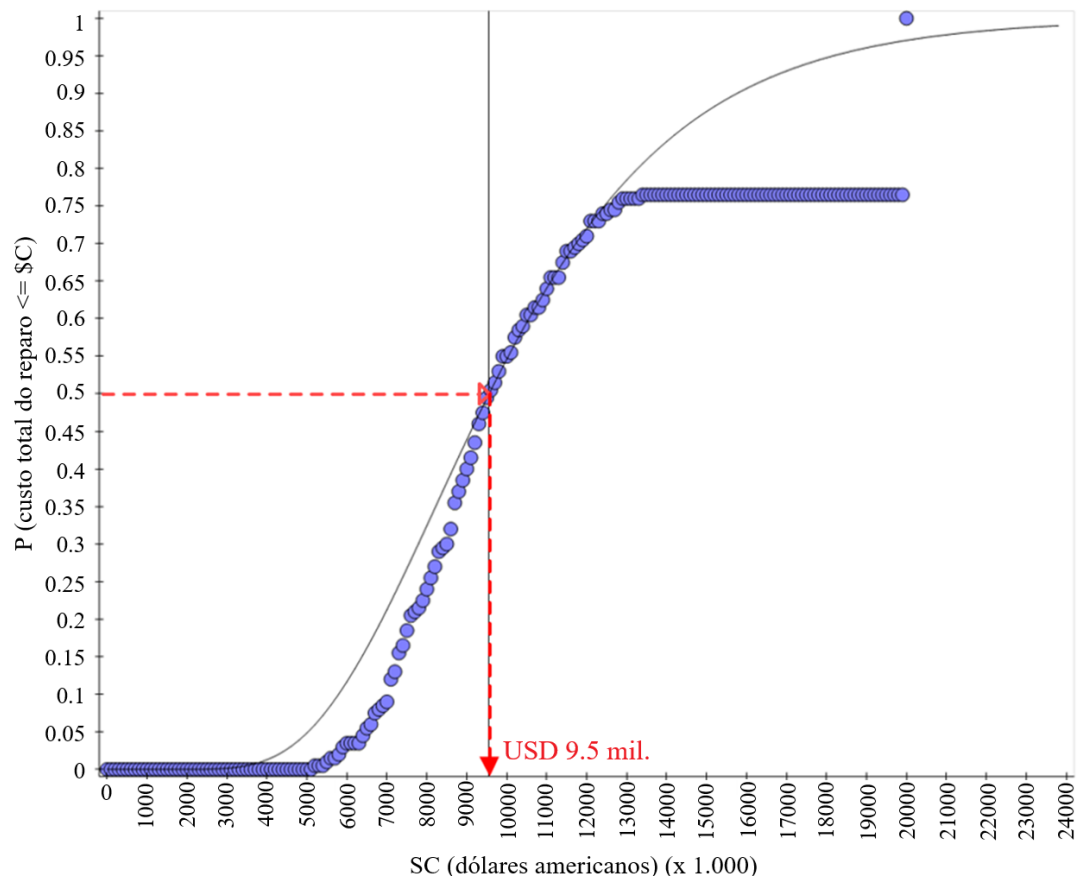


Figura 18. Probabilidade de custo de reparo.

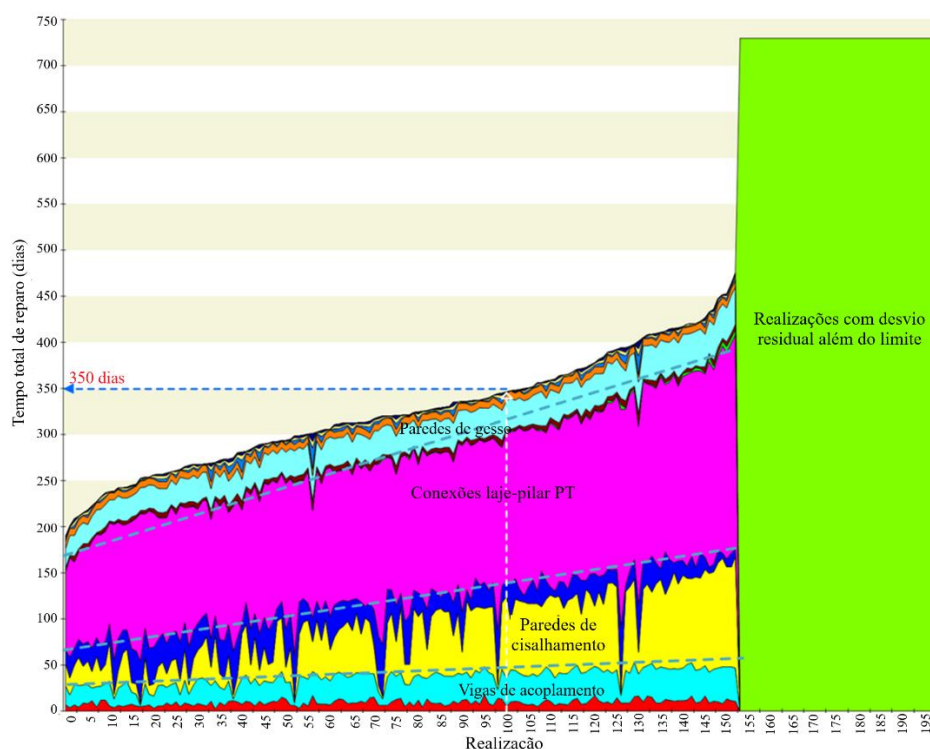


Figura 19. Tempo de reparo de cada tipo de componente para cada realização.

10. CONCLUSÕES

O projeto baseado em resiliência foi realizado para um edifício de estudo de caso que foi projetado usando a abordagem de projeto sísmico baseado em desempenho. O edifício foi projetado para atingir uma baixa probabilidade de colapso sob terremoto MCE_R . A avaliação baseada em intensidade foi conduzida para componentes estruturais e não estruturais sob terremoto MCE_R para avaliar a extensão dos danos, custo de reparo e tempo de reparo. Observou-se que há um impacto significativo em termos de custo de reparo e tempo de reparo, embora o edifício tenha sido projetado para atender aos requisitos de segurança pública. Em resumo, a abordagem de projeto baseada em resiliência pode apoiar o processo de tomada de decisão de desenvolvedores de edifícios e profissionais de projeto na quantificação do risco e na redução da incerteza.

11. AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de expressar seu mais profundo agradecimento aos engenheiros estruturais que conduziram o projeto sísmico baseado em desempenho e ao desenvolvedor do edifício do estudo de caso.

12. REFERÊNCIAS

- FEMA P-58-1 (2018). *Seismic performance assessment of buildings. Volume 1 – Methodology*, Second Edition.
- FEMA P-58-2 (2018). *Seismic performance assessment of buildings. Volume 2 – Implementation guide*, Second Edition.
- FEMA P-58-7 (2018). *Building the performance you need. A guide to state-of-the-art tools for seismic design and assessment*.