





## Reabilitação virtual à distorção de um edifício de concreto armado, com uso de vigas mistas e de contato, avaliada por ensaios mistos.

C. A. Torres Montes de Oca<sup>1\*</sup> , M. A. Segovia Huitrón<sup>2</sup> ,  
R. Prado González<sup>3</sup> , A. G. Alba Campos<sup>4</sup> 

\* Autor de Contato: [ktcate2@hotmail.com](mailto:ktcate2@hotmail.com); [ctorresmo@ipn.mx](mailto:ctorresmo@ipn.mx)

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v15i3.826>

Recebido: 15/05/2025 | Correções recebidas: 29/06/2025 | Aceito: 15/08/2025 | Publicado: 01/09/2025

### RESUMO

O objetivo desta investigação é simular, através de modelação virtual, a reabilitação da estabilidade distorcional de um edifício de concreto armado por meio de vigas mistas e de contacto. O procedimento metodológico baseia-se em estudos anteriores, tais como a auscultação patológica, a sondagem do concreto, a esclerometria, os ensaios de vibração ambiental, a mecânica dos solos e a modelação matemática. As análises e os estudos foram efetuados em conformidade com as normas nacionais e internacionais. O modelo que representa o estado atual da estrutura foi calibrado numericamente. Os resultados indicam que, ao utilizar vigas de secção composta para o reforço do sistema, se obtém uma maior rigidez na superestrutura em comparação com as vigas de contacto.

**Palavras-chave:** reabilitação distorcional; vigas compósitas; vigas de contacto; modelação estrutural; ensaios mistos.

**Citar como:** Torres Montes de Oca, C. A. Segovia Huitrón, M. A., Prado González, R., Alba Campos, A. G. (2025), “Reabilitação virtual à distorção de um edifício de concreto armado, com uso de vigas mistas e de contato, avaliada por ensaios mistos.”, Revista ALCONPAT, 15 (3), pp. 348 – 383, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v15i3.826>

<sup>1</sup> Profesor investigador en la Sección de Estudios de Posgrado e Investigación (SEPI), Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Unidad Tecamachalco (ESIA UT), Instituto Politécnico Nacional (IPN), 53950, Naucalpan de Juárez, Estado de México, México, <http://www.sepi.esiatec.ipn.mx>.

<sup>2</sup> Egresado de maestría en la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Unidad Tecamachalco (ESIA UT), Instituto Politécnico Nacional (IPN), 53950, Naucalpan de Juárez, Estado de México, México, <http://www.esiatec.ipn.mx>.

<sup>3</sup> Alumno de nivel maestría en la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Unidad Tecamachalco (ESIA UT), Instituto Politécnico Nacional (IPN), 53950, Naucalpan de Juárez, Estado de México, México, <http://www.esiatec.ipn.mx>.

<sup>4</sup> Alumno de nivel licenciatura en la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Unidad Tecamachalco (ESIA UT), Instituto Politécnico Nacional (IPN), 53950, Naucalpan de Juárez, Estado de México, México, <http://www.esiatec.ipn.mx>.

#### Contribuição de cada autor

Neste trabalho, C. A. Torres Montes de Oca contribuiu com 100% da ideia original, direção e redação final, M. A. Segovia Huitrón contribuiu com 50% da redação inicial do documento, 75% do desenho da figura e 50% da modelagem estrutural, R. Prado González contribuiu com 50% da redação inicial e 25% da modelagem estrutural e A. G. Alba Campos com 25% da geração dos gráficos e 25% da modelagem estrutural. Os quatro autores coordenaram o desenvolvimento dos testes e estudos preliminares em percentuais iguais.

#### 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/)).

## **Virtual distortional rehabilitation by composite and contact beams of a reinforced concrete building based on mixed testing.**

### **ABSTRACT**

The objective of this research is to simulate, by means of virtual modeling, the recovery of the distortional stability of a reinforced concrete building by means of composite and contact beams. The methodological procedure is based on previous studies such as pathological auscultation, concrete coring, sclerometry, environmental vibration tests, soil mechanics and generation of mathematical models. The analyses and studies are carried out in accordance with national and international standards. The model representing the current state of the structure was numerically calibrated. The results indicate that by using composite section beams for the reinforcement of the system, greater stiffness is obtained in the superstructure compared to contact beams.

**Keywords:** distortional rehabilitation, composite beams, contact beams, structural modelling, mixed testing.

## **Rehabilitación distorsional virtual mediante traves compuestas y de contacto de un edificio de concreto reforzado basado en pruebas mixtas.**

### **RESUMEN**

El objetivo de esta investigación es simular, por medio de modelación virtual, la recuperación de la estabilidad distorsional de un edificio de concreto reforzado mediante traves compuestas y de contacto. El procedimiento metodológico se fundamenta en estudios previos como la auscultación patológica, extracción de núcleos de concreto, esclerometría, pruebas de vibración ambiental, mecánica de suelos y generación de modelos matemáticos. Los análisis y estudios se llevan a cabo con normatividad nacional e internacional. El modelo que representa al estado actual de la estructura fue calibrado numéricamente. Los resultados indican que al utilizar traves con sección compuesta para el reforzamiento del sistema se obtiene mayor rigidez en la superestructura en comparación con las traves de contacto.

**Palabras clave:** rehabilitación distorsional, traves compuestas, traves de contacto, modelación estructural; pruebas mixtas.

#### **Discussões e correções pós-publicação**

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no (primeiro, segundo ou terceiro) número do ano AAAA, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do (primeiro, segundo ou terceiro) número do ano de AAAA.

#### **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. +52 1 983 419 8241, [alconpat.int@gmail.com](mailto:alconpat.int@gmail.com), Website: [www.alconpat.org](http://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.

Reabilitação virtual à distorção de um edifício de concreto armado, com uso de vigas mistas e de contato, avaliada por ensaios mistos.

## NOMENCLATURA

$A_i$	Área da $i$ -ésima seção que compõe a coluna revestida.
Az	Cobertura (telhado)
BD	Barril Denison
Cen	Centro
CL	Campo livre
Cmax	Carga máxima
CRCE	Com molas na fundação com contato entre edifícios
CRSE	Com molas na fundação sem contato entre edifícios
CRTC	Com molas na fundação com vigas de contato
CRTCM	Com molas na fundação com vigas compostas
$\delta$	Deflexões, deformações ou deslocamentos laterais
$\delta_v$	Deflexões ou deformações verticais
$\delta_x$	Deslocamento lateral na direção X
$\delta_y$	Deslocamento lateral na direção Y
EA	Estado atual
$E_c$	Módulo de elasticidade do concreto
$E_{ce}$	Módulo de elasticidade teórico resultante relacionado aos ensaios esclerométricos
$E_{cl}$	Módulo de elasticidade existente obtido por ensaio de laboratório
$E_{cn}$	Módulo de elasticidade teórico para concreto novo
$E_{cp}$	Módulo de elasticidade ponderado
EAF	Amplitude do sinal em um intervalo de frequência específico
$E_i$	Módulo de elasticidade $i$ -ésimo da seção que compõe a coluna revestida
EL	Alongamento
ER	Espectro de resposta
EsPot	Espectro de potência
ESQ	Esquina
ESQNE	Esquina nordeste
ESQNW	Esquina noroeste
ESQSE	Esquina sudeste
ESQSW	Esquina sudoeste
FAS	Funções de transferência
$f'_c$	Resistência à compressão axial do concreto com ensaios de laboratório
$f'_c$ es	Resistência à compressão obtida com ensaios esclerométricos
$f_e$	Frequência de vibração da estrutura
$f_y$	Limite de escoamento do aço

$\gamma$	Distorção de piso
$\gamma_L$	Distorção limite
$\gamma_x$	Distorção de piso na direção X
$\gamma_y$	Distorção de piso na direção Y
Hz	Hertz
H/V	Quociente espectral horizontal entre vertical
$i$	i-ésimo
ISE	Interação Solo-Estrutura
$k_x$	Mola de contato na direção X
$k_y$	Mola de contato na direção Y
$k_h$	Mola horizontal na fundação
$k_v$	Mola vertical na fundação
L	Laje
L(x)	Comprimento na direção X
M	Modo de vibração da estrutura
$n$	Número de seções que compõem a coluna revestida
N	Nível do piso
NE	Nordeste
P	Localização dos ensaios de VA
PB	Pavimento Térreo
PCA	Poço a céu aberto
Q	Fator de ductibilidade
Rot(x)	Rotação na direção X
Rot(y)	Rotação na direção Y
$\sigma_{max}$	Tensão máxima
SM	Sondagem mista
SPT	Ensaio de Penetração Padrão
SRCE	Sem molas na fundação com contato entre edifícios
SRSE	Sem molas na fundação sem contato entre edifícios
SRTC	Sem molas na fundação com vigas de contato
SRTCM	Sem molas na fundação com vigas compostas
SW	Sudoeste
T	Viga
$T_p$	Viga principal
T(s)	Período de vibração da estrutura em segundos
$T_s$	Viga secundária
T(y)	Viga transversa na direção Y
VA	Vibração ambiental

## 1. INTRODUÇÃO

Tem-se observado que as estruturas de concreto armado tendem a se deteriorar e a fissurar com o passar do tempo, o que acarreta a perda de rigidez, e de que a sua vida útil oscila em torno de 50 anos (NTC-Concreto, 2023). No entanto, em condições reais, isso nem sempre é o caso, devido à degradação da estrutura resultante de erros construtivos por limitações da supervisão, poucas especificações de projeto e manutenção deficiente, e também pela incidência de sismos recorrentes. Atualmente, existem muitos edifícios de concreto armado que estão atingindo o fim de sua vida útil e que suportaram excitações acidentais, como eventos sísmicos, recalques diferenciais, entre outros, que produziram efeitos que contribuíram para acelerar a sua deterioração. Para tais efeitos, em edifícios de concreto armado que se deterioraram de forma significativa, é comum recorrer ao reforço estrutural como medida corretiva. No entanto, para realizar um projeto de reforço adequado, deve-se considerar a necessidade de restabelecer certo grau de rigidez, o que é determinante para manter os deslocamentos e as distorções da estrutura em intervalos permissíveis (ver figura 1).

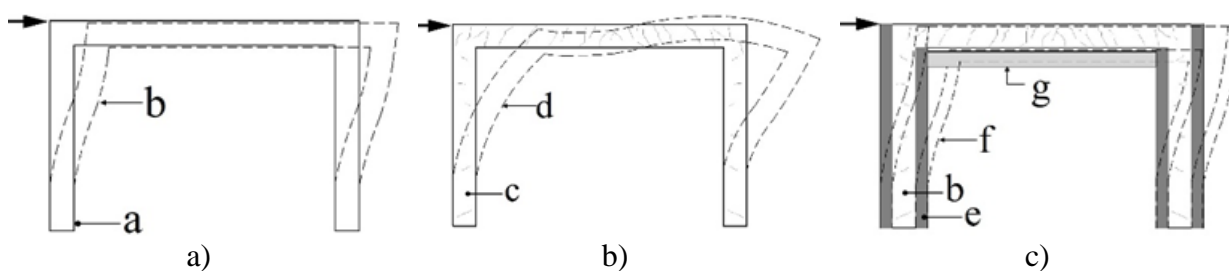


Figura 1. Comportamento de edifícios construídos com base em pórticos com e sem diafragma rígido: a) edifício em condições normais com diafragma rígido; b) edifício fissurado e com perda de diafragma rígido; c) edifício rehabilitado e com recuperação do diafragma. Onde: a = estrutura não deformada, b = deslocamento de estrutura onde se mantém o diafragma rígido, c = estrutura fissurada, d = deformação de estrutura fissurada, e = reforço de pilar fissurado, f = deslocamento de estrutura reforçada, g = reforço com viga de aço.

Nota: teoria extraída de Chopra, A. (2014) imagem modificada pelos autores.

De acordo com a Fig. 1, é necessário verificar e, se for o caso, reforçar os edifícios de concreto que apresentem danos ou que, mesmo sem danos aparente, não atendam às normas locais de segurança estrutural. O México é um país com alta sismicidade e possui uma grande quantidade de edifícios construídos com estes tipos de materiais e sistemas construtivos que são vulneráveis aos efeitos desse fenômeno. A seleção do tipo de reforço depende do sistema construtivo, do dano estrutural, da funcionalidade arquitetônica e das características do solo. Devido ao exposto, torna-se fundamental compreender o estado físico real do imóvel a ser reforçado e, para isso, é indispensável o estudo de suas propriedades físicas e mecânicas. Embora atualmente se disponha de uma grande diversidade de ferramentas matemáticas, gráficas e computacionais, é necessário analisar o comportamento estrutural de cada imóvel de maneira particular, já que, embora os sistemas construtivos sejam similares e se baseiem em pórticos formados por pilares e vigas, cada um deles deverá ser avaliado para um comportamento singular compatível com o local onde está implantado, incluindo corpos estruturais adjacentes. Neste documento, é apresentada a análise estrutural de um caso real em estado de deterioração, construído com pilares e vigas de concreto armado.

A fim de facilitar a compreensão geral e mostrar a sequência dos estudos e propostas de reforços para reabilitar os deslocamentos laterais e as distorções de pavimento, na Fig. 2 é mostrado o respectivo fluxograma. Este diagrama é lido de cima para baixo, seguindo a direção das setas

contínuas, onde a seta com linha pontilhada representa um possível reinício do processo quando os resultados das análises virtuais se mostram desfavoráveis.

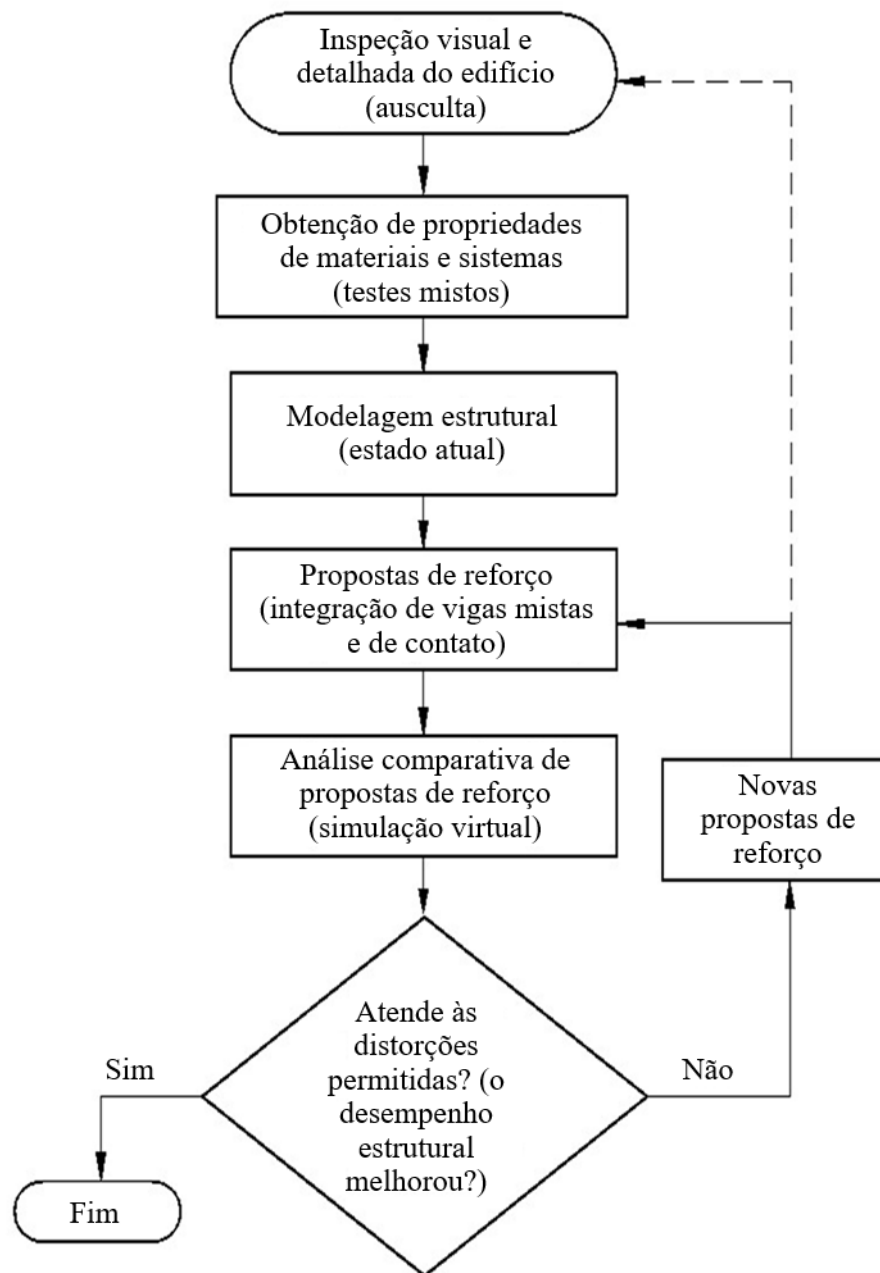


Figura 2. Fluxograma das fases de estudos e propostas de reforços para a reabilitação de deslocamentos laterais e deflexões de pavimento.

## 2. INSPEÇÃO DETALHADA

O imóvel se encontra atualmente em desuso devido ao seu nível de deterioração estrutural, no qual é possível observar fissuras nas vigas principais e secundárias, bem como uma deterioração generalizada em grande parte do edifício por falta de manutenção (ver Fig. 3).

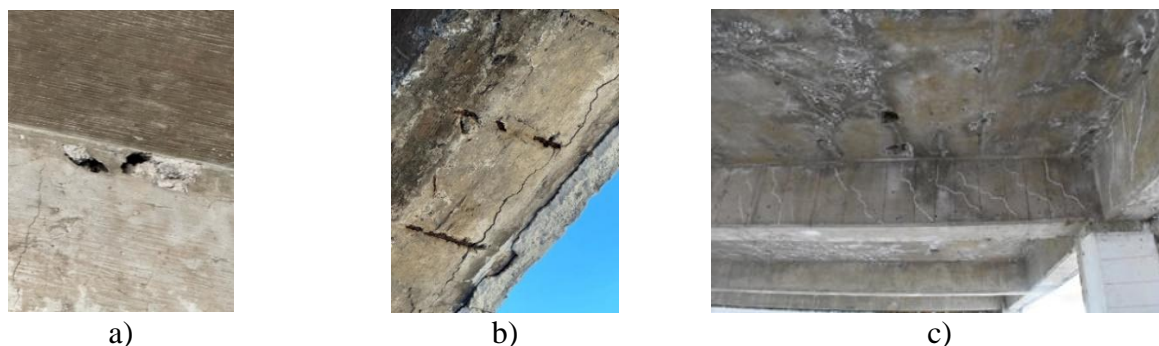


Figura 3. Danos e deterioração no imóvel; a) fissuras e vazios em viga existente; b) corrosão em barras de aço expostas de elementos secundários de extremidade que não contribuem com rigidez lateral; c) Presença de salitre e umidade em lajes de concreto.

Para conhecer de maneira detalhada o atual sistema físico estrutural, foram realizados ensaios semi-destrutivos e não destrutivos (ver Fig. 5) para determinar a resistência à compressão  $f'c$  (pontos vermelhos) e o módulo de elasticidade  $Ec$  (pontos pretos), de acordo com o estabelecido na NTC-Reabilitação Estrutural 2023. Para os ensaios semi-destrutivos, foi realizada a extração de corpos de prova de concreto, conforme o estabelecido na Norma Mexicana (NMX-C-169-ONNCCE-2009). Esses espécimes foram preparados e detalhados com a finalidade de obter perpendicularidade e planicidade em suas extremidades (NMX-C-109-ONNCCE-2013). Posteriormente, foi realizado o ensaio para determinar o  $f'c$  sob os critérios estabelecidos na NMX-C-083-ONNCCE-2014. O  $Ec$  foi determinado com base no estabelecido na NMX-C-128-ONNCCE-2013. Por outro lado, foram realizados ensaios mecânicos em amostras (ver Fig. 4) de barras de aço (pontos marrons), obtendo-se o limite de elasticidade ( $f_y$ ) de cada amostra.

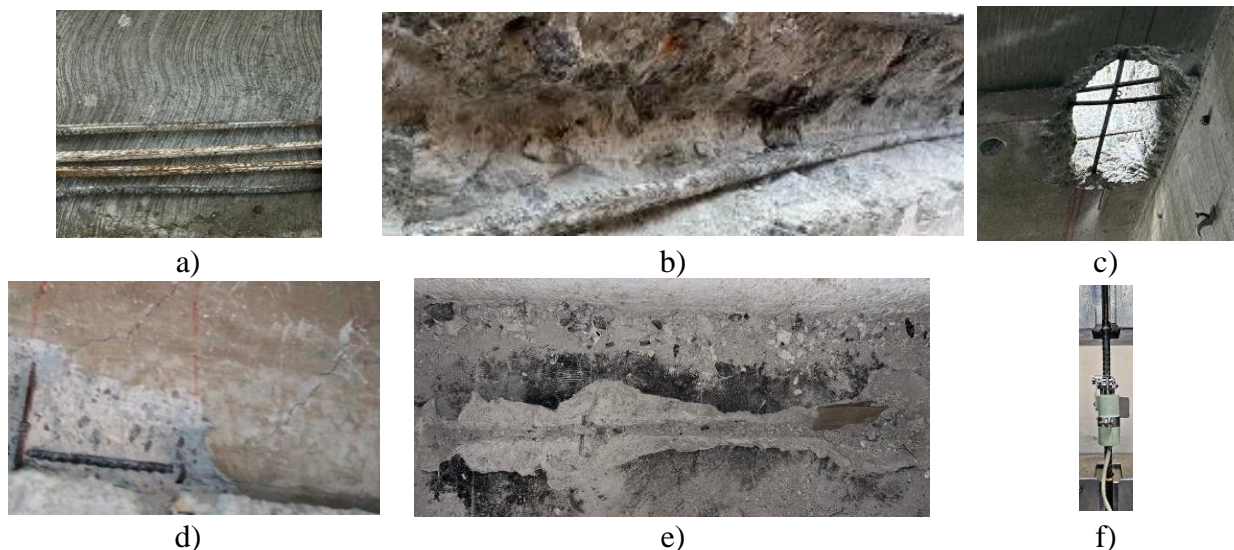


Figura 4. Extração de barras de aço para ensaio; a) amostra de barra de aço; b) em viga secundária; c) na parte inferior da laje; d) em viga principal; e) na parte superior da laje; f) máquina de ensaio à tração universal marca Tinius modelo LoCap.

O método de ensaio foi realizado de acordo com o estabelecido na ASTM E-8/E8M-16a, por meio de teste padrão para ensaio de tração de materiais metálicos. Vale mencionar que, durante os ensaios, não foram registradas as curvas tensão-deformação, no entanto, foi possível medir o alongamento (EL), a tensão máxima ( $\sigma_{max}$ ), a carga máxima ( $C_{max}$ ) e o limite de elasticidade ( $f_y$ ) em amostras com comprimento de 20cm e diâmetros de 3/8 de polegada (ver Tabela 1).

Tabela 1. Propriedades mecânicas das barras de aço.

Corpo de prova	Elemento	Localização	EL (%)	Cmax (kg)	$\sigma_{max}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
1	LN3	1-2, A-B	10	3875	8770	5220
2	LN2	3-4, A-B	9.5	5375	7583	5714
3	TN2	1, A-B	11	5300	7477	5379
4	TN3	3, A-B	10.5	5350	7522	5549

Onde: L = laje, T = viga, N = nível.

Os corpos de prova (pontos marrons) estão identificadas na Fig. 4.

Foram realizadas investigações de esclerometria em pontos distintos da edificação com um martelo de reflexão de acordo com os critérios estabelecidos na NMX-C-192-ONNCCE-2018 (ver Fig. 5 e 6), com a finalidade de obter o valor de  $f'c$  e complementá-los e/ou compará-los com os resultados obtidos dos corpos de prova de concreto. Para isso, foram realizados 75 ensaios com 16 impactos em cada um deles. Os valores obtidos são mostrados na Fig. 7.

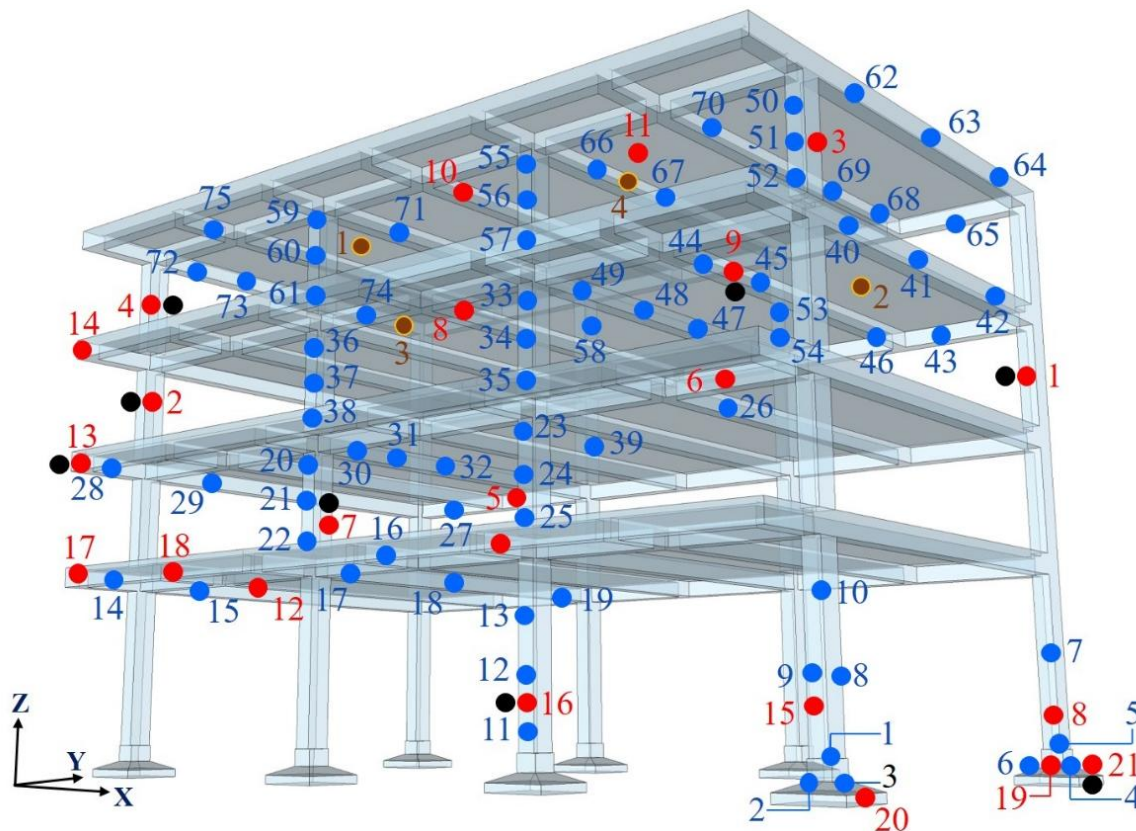


Figura 5. Localização de ensaios de corpos de prova concreto e amostras de aço. Onde: pontos pretos representam extrações de corpos de prova para obter módulos de elasticidade com ensaios de laboratório, os pontos vermelhos indicam os locais de extração de corpos de prova para obter a resistência à compressão axial com ensaios de laboratório, os pontos azuis sinalizam as localizações dos ensaios esclerométricos para obter as resistências à compressão, os pontos marrons se referem as amostras de aço (ver Fig. 4, 6 e 7).



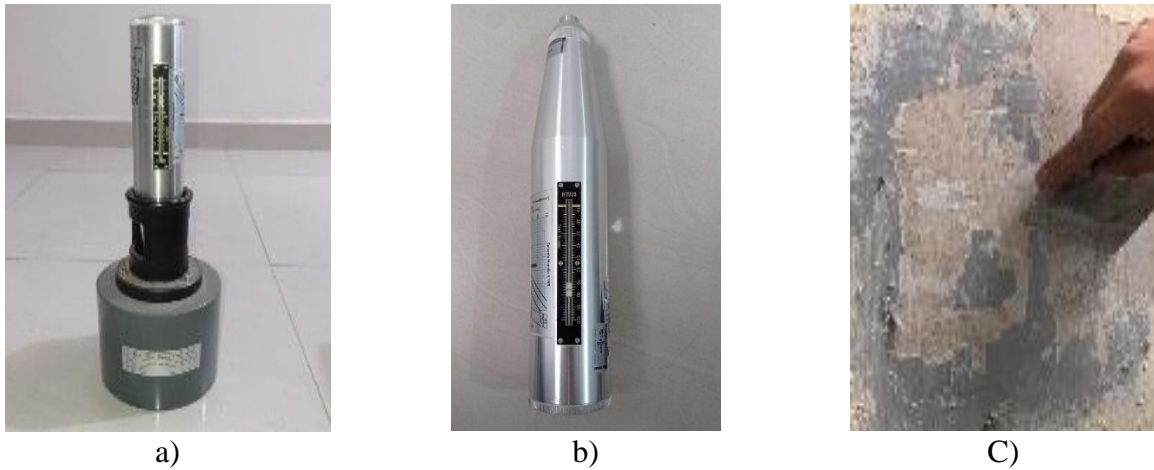
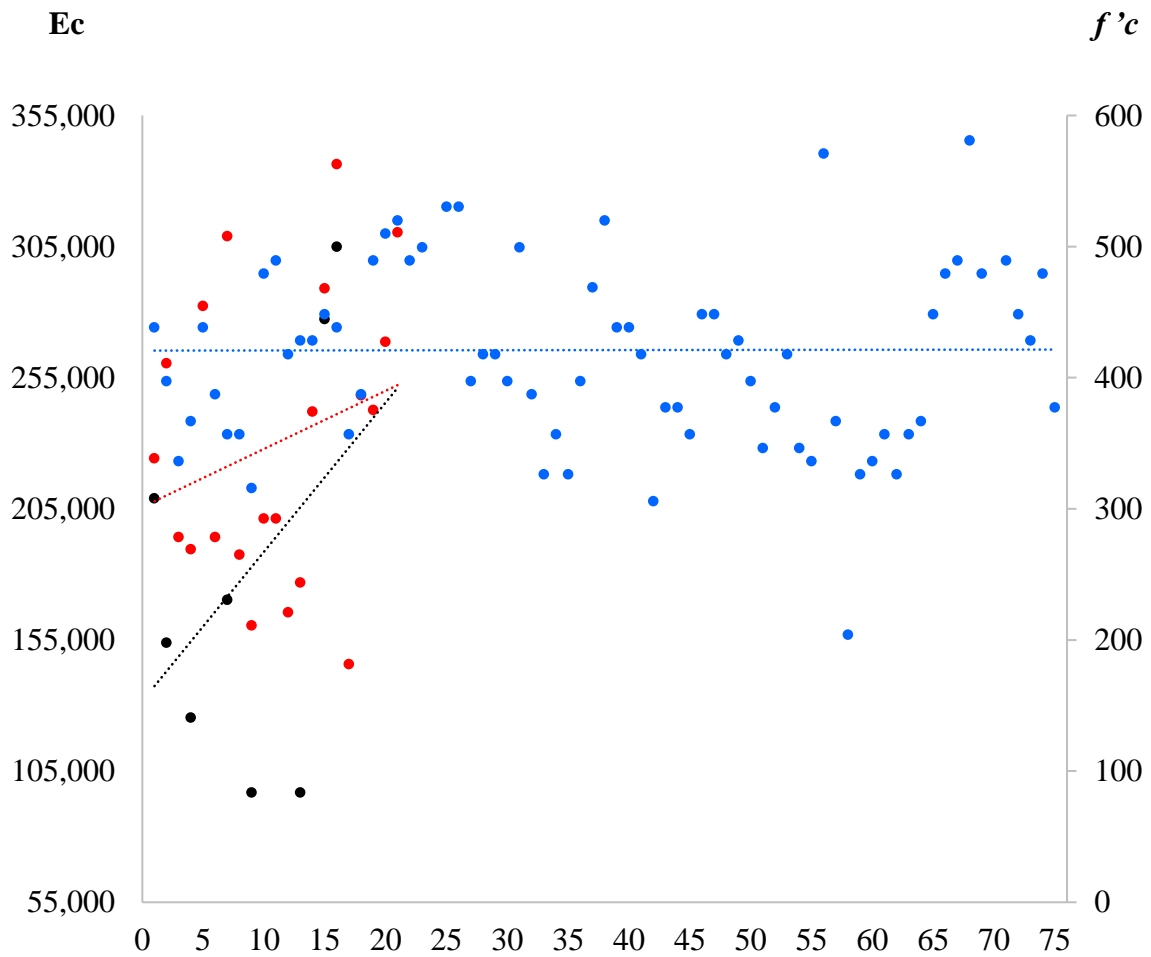


Figura 6. Ferramenta para ensaios de esclerometria; a) calibração do martelo de ensaio; b) esclerômetro; c) limpeza de superfície com removedor de tinta esmalte.



azules).

Figura 7. Ensaios de testemunhos de concreto e ensaios esclerométricos. Valores de  $f'c$  e  $E_c$ .

Onde:  $E_c$  = Módulo de elasticidade obtida de ensaios de laboratório (pontos pretos),  $f'c$  = Resistência à compressão axial obtida de ensaios de laboratório (kg/cm<sup>2</sup>, pontos vermelhos),  $f'c_{es}$  = Resistência à compressão obtida de ensaios esclerométricos (kg/cm<sup>2</sup>, pontos azuis).

Cabe mencionar que as locais e os pontos onde foram realizados os ensaios foram selecionados de acordo com as permissões concedidas para acessar apenas determinadas áreas do imóvel. As avaliações de mecânica dos solos foram realizados por meio de duas sondagens mistas (SM) e cinco poços a céu aberto (PCA), onde as SM foram realizadas com ensaio de penetração padrão (SPT) e barril Denison (BD), de acordo com as normas NTC-Cimentação (2023) e ASTM (2018), dos quais permitiram identificar as condições estratigráficas, as características mecânicas do solo e o espectro de resposta sísmica do local, encontrando nos primeiros 15cm uma camada de pavimento asfáltico, seguida por um aterro composto por areia siltosa com cascalhos e britas com espessura de 175 cm. Para esta mesma camada, o número de golpes foi de 7 a 44, do qual foi obtido um conteúdo de água de 12 a 23%, com 23 a 41% de areia, e 31% de brita. A última camada identificada foi de rocha basáltica com espessura de 450 cm (ver Fig. 8).

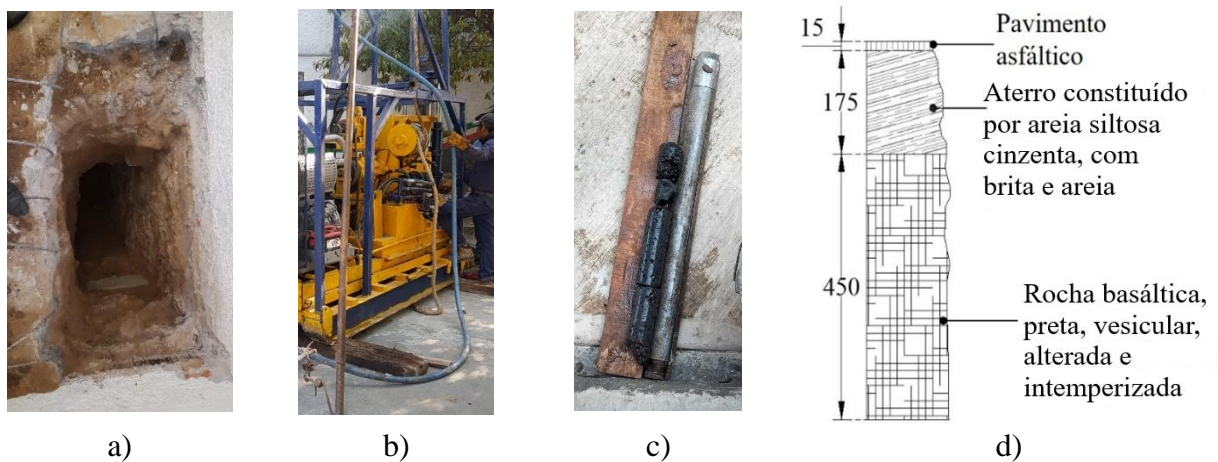


Figura 8. Investigação do solo; a) poço a céu aberto (PCA); b) sondagem de penetração padrão (SPT) e barril Denison (BD); c) amostras extraídas; d) estratigrafia, cotas em cm.

O sistema construtivo em lajes é composto principalmente por concreto armado e aterros (ver Fig. 9), suportado por vigas de concreto armado (ver Fig. 3c).

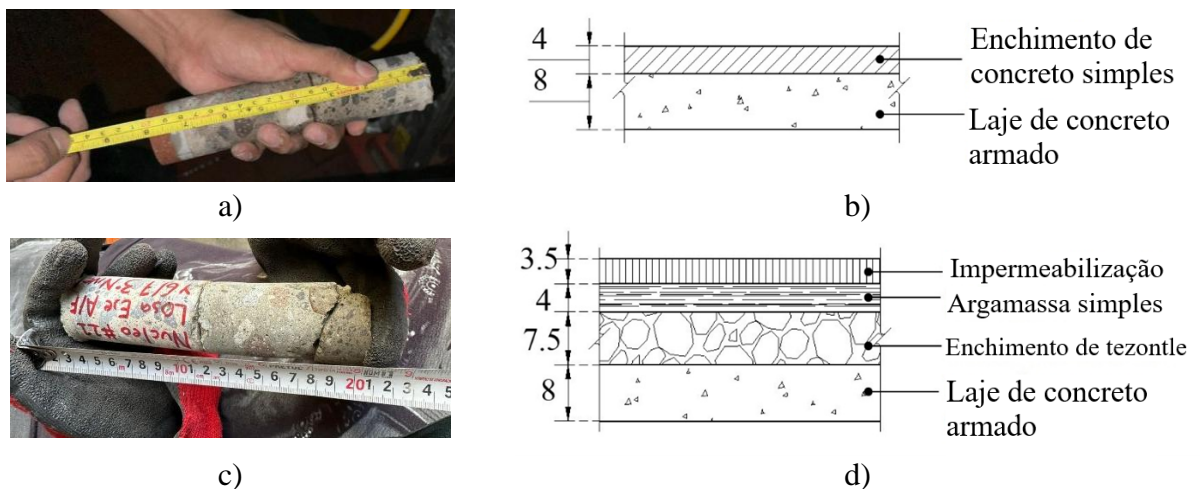


Figura 9. Sistema construtivo em lajes de pavimento e laje de cobertura; a) materiais encontrados em laje de pavimento; b) espessuras de materiais em laje de pavimento; c) materiais encontrados em laje de cobertura; d) espessuras de materiais em laje de cobertura. Unidades em cm.

As deflexões ou deformações verticais ( $\delta v$ ) das vigas principais e secundárias do imóvel estão registradas na Tabela 2.

Tabela 2.  $\delta v$  no meio do vão das vigas de concreto armado.

PB					N1					N2					N3				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
2.1	1.5	1.9	3.3	2.0	1.3	1.4	1.8	2.7	1.9	3.6	4.5	4.5	4.6	3.0	3.6	4.1	3.7	3.8	4.8

Donde: PB = Pavimento térreo, N1 = Nível 1, N2 = Nível 2, N3 = Nível 3.  
 $\delta v$  medidas no meio do vão. Unidades em cm.

Na figura 10, são apresentados espectros de resposta (ER) e, de acordo com a regionalização sísmica indicada no Manual de Diseño de Obras Civiles de Diseño por Sismo (CFE, 2015), o espectro de sítio (linha cinza) é o obtido através de um sinal sísmico real na estação FJ74 do Centro de Instrumentación y Registro Sísmico A.C. (CIRES), a estação se localiza a 1.2 km do ponto de investigação (RSCDMX, 2023), e corresponde à data de 19 de setembro de 2017 com uma magnitude de 7.1 na escala Richter (CENAPRED 2018). No entanto, para a análise dos casos de reforço com vigas mistas e de contato desenvolvidos neste trabalho, emprega-se o espectro de Rocha (CFE) indicado com linha azul, uma vez que não é desprezível que este fenômeno aconteça e de que o reforço na fundação é proposto no nível da rocha.

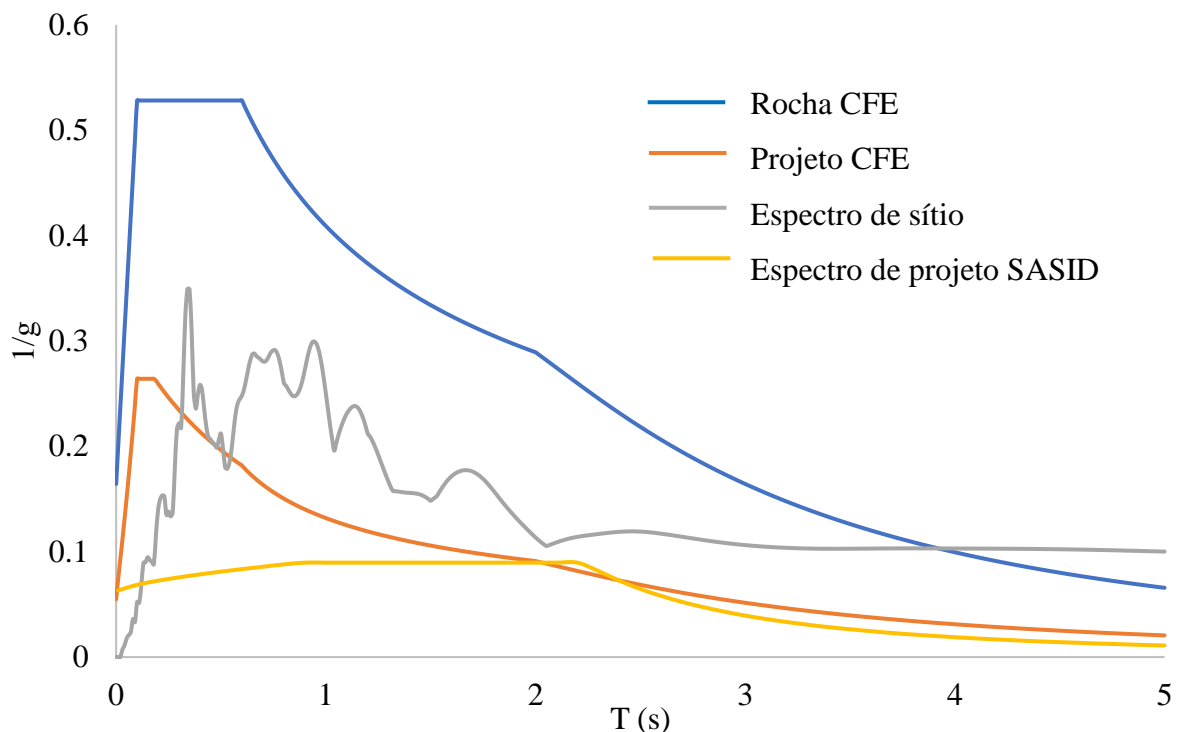


Figura 10. Espectros de resposta  $Q = 2$ . Onde  $T(s)$  = Período em segundos,  
 $Q$  = fator de ductilidade.

Nas Fig. 11 e 12, mostra-se, de maneira geral, a localização dos ensaios realizados nos elementos estruturais, bem como as seções de elementos estruturais existentes.

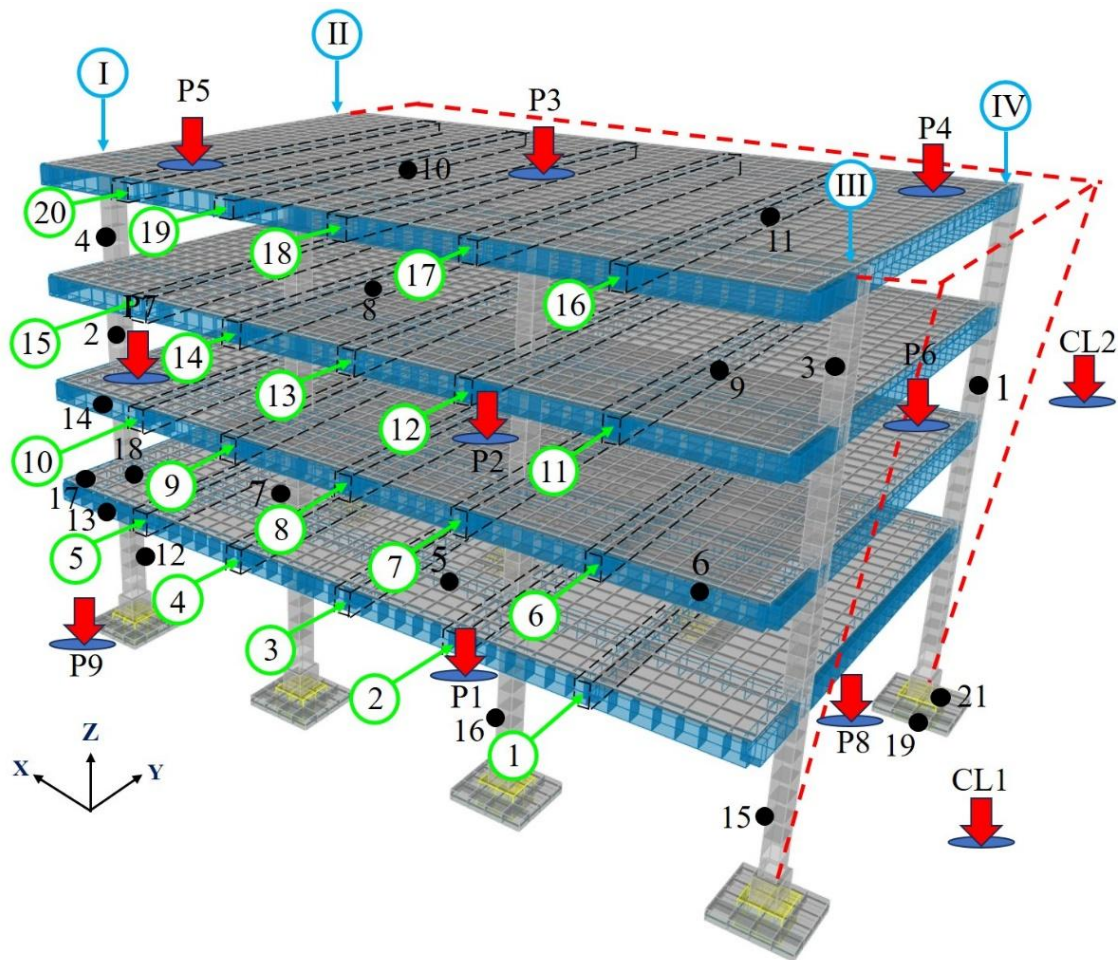


Figura 11. Estado atual (EA); localização de deformações em vigas de concreto, perda de verticalidade, identificação de corpos de prova de concreto extraídos e pontos de medição de vibração ambiental. Onde: CL representa o campo livre, os pontos pretos indicam os testemunhos de concreto extraídos para a obtenção de  $E_c$ , os círculos verdes sinalizam as vigas com deformação, as setas vermelhas indicam os locais onde foram colocados os acelerômetros, os círculos azuis com números romanos sinalizam os eixos de referência para medir a perda de verticalidade.

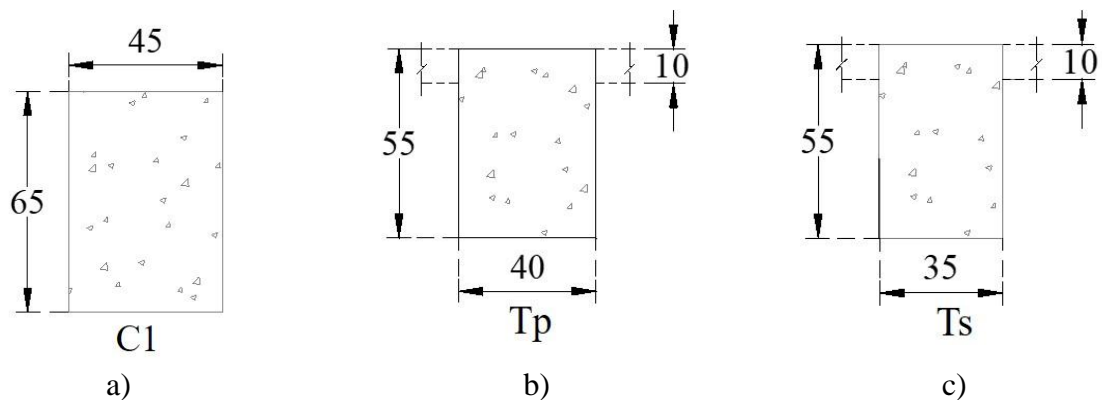


Figura 12. Elementos estruturais de concreto do EA; a) Pilares (C1); b) vigas principais (Tp); c) vigas secundárias (Ts). Cotas em cm.

### 3. MONITORAMENTO DINÂMICO

A coleta de dados de vibração ambiental (VA) foi realizada por meio de nove pontos localizados de acordo com a Fig. 13, onde foram colocados os acelerômetros começando do nível da laje de cobertura, com esses pontos se repetindo nos níveis inferiores.

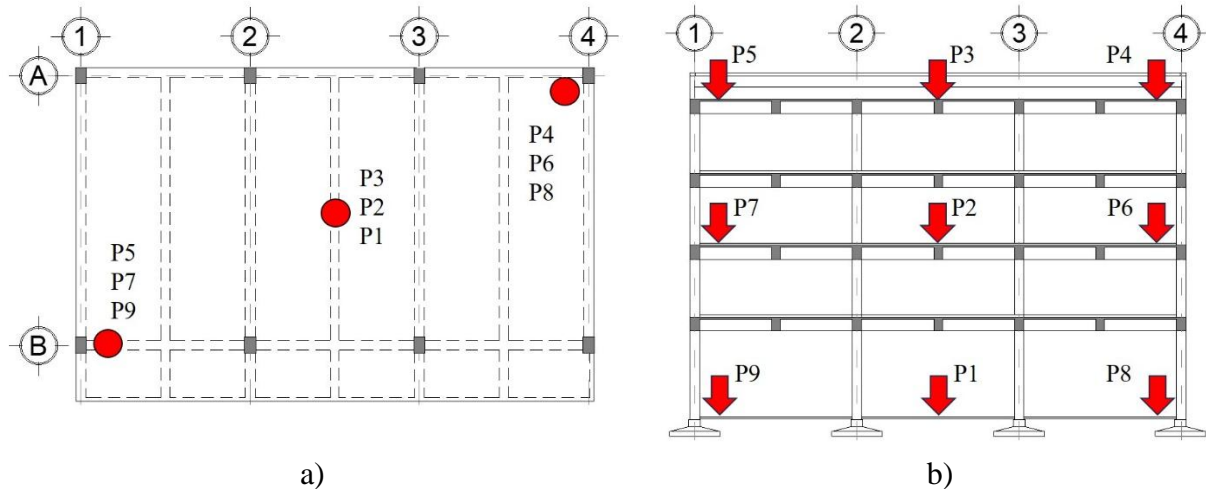


Figura 13. Pontos de medição de VA; a) localização dos pontos de medição na planta tipo; b) localização dos pontos no corte geral.  
Onde: P1 = PB Cen, P2 = N2 Cen, P3 = Az Cen, P4 = Az ESQNW, P5 = Az ESQSE, P6 = N2 ESQNW, P7 = N2 ESQSE, P8 = PB ESQNW, P9 = PB ESQSE.

Com a finalidade de calibrar o modelo matemático com o edifício real, foram determinadas as propriedades e características dinâmicas do sistema por meio de técnicas não paramétricas a partir da análise de sinais no domínio do tempo e da frequência (ver Fig. 14 a 23) (Muriá, 2007; Camargo, 2012 e 2013; Torres, 2009).

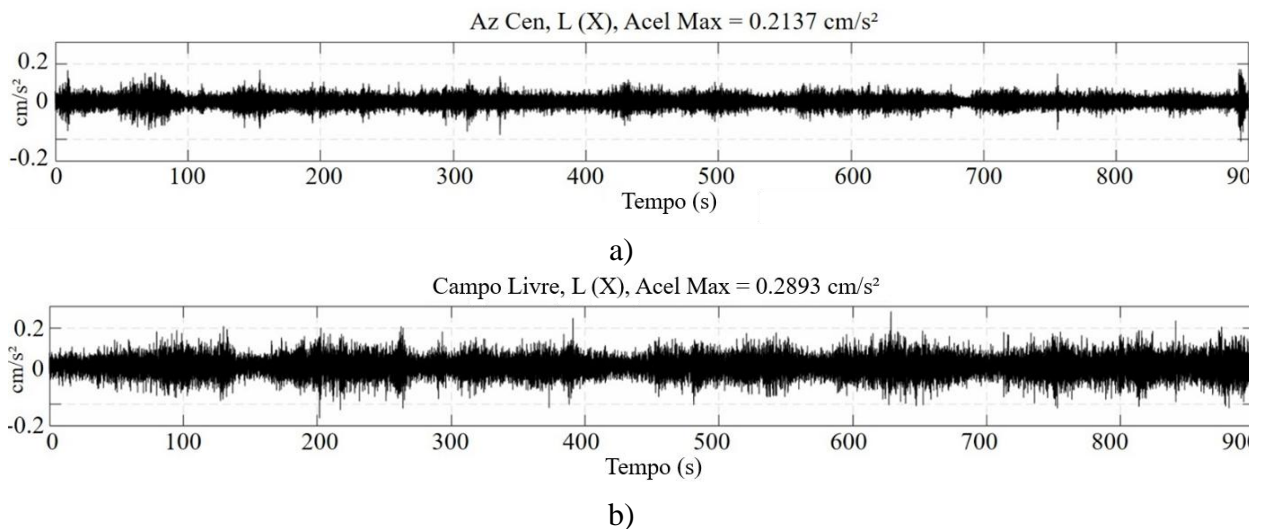


Figura 14. Sinais de vibração ambiental (VA) localizados no centro geométrico da laje de cobertura (Az Cen) L(X) e campo livre (CL) L(X); a) Az Cen L(X); b) CL. Onde L=longitudinal, Az = laje de cobertura.

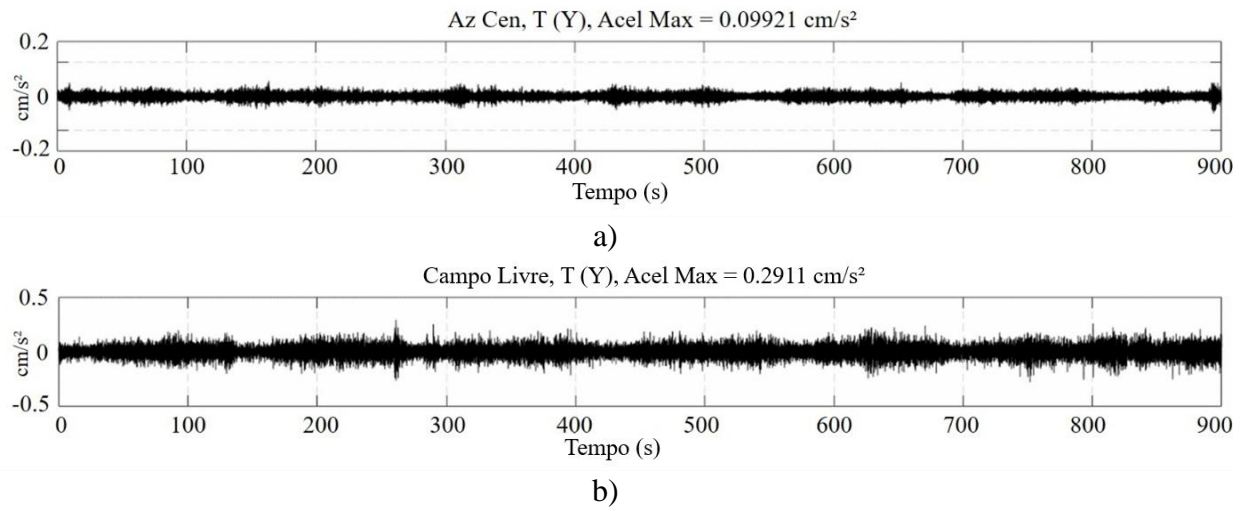


Figura 15. Sinais de VA localizados no centro geométrico da laje de cobertura (Az Cen) T(Y) e campo livre (CL) T(Y); a) Az Cen T(Y); b) CL. Onde T = Transversal.

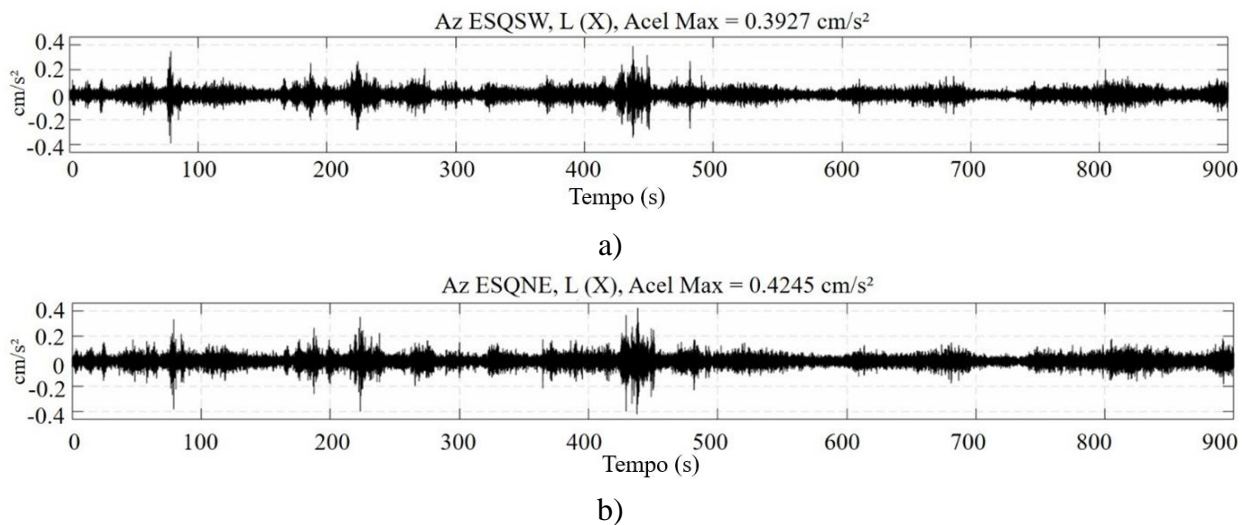


Figura 16. Sinais de VA localizados no Sudoeste (SW) e Nordeste (NE); a) Az ESQSW L(X); b) Az ESQNE L(X). Onde ESQ = esquina.

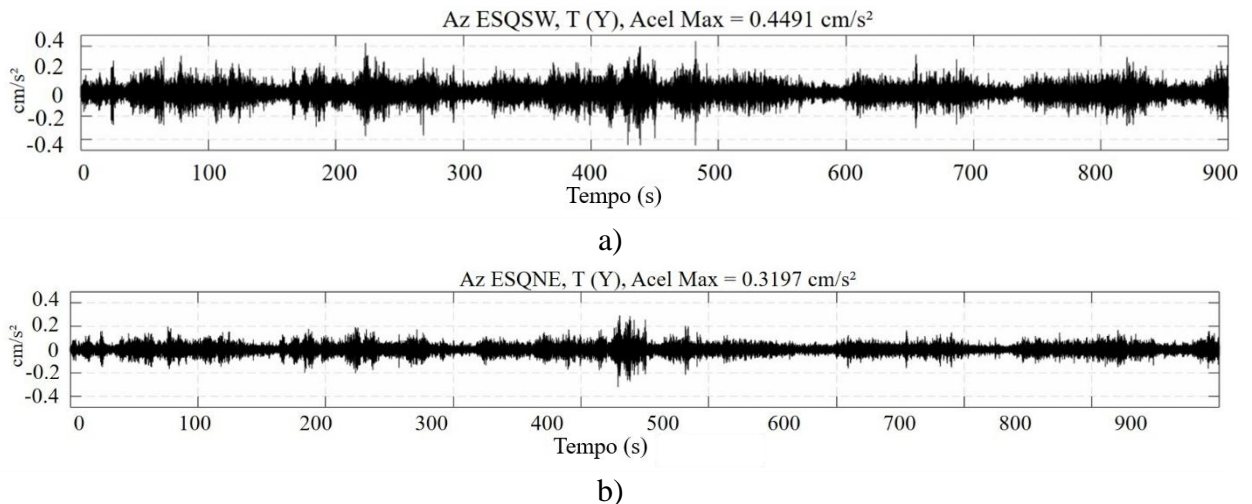


Figura 17. Sinais de VA localizados no Sudoeste (SW) e Nordeste (NE); a) Az ESQSW T(Y); b) ESQNE T(Y).

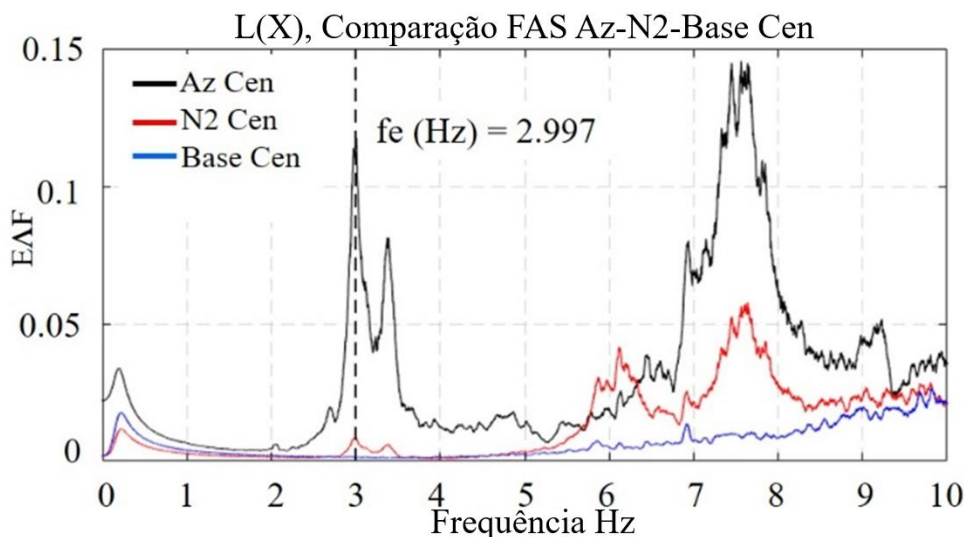


Figura 18. Frequências em X. a) Espectros de Fourier da laje de cobertura (Az), Nível 2 (N2) e Pavimento térreo (Base) na direção L (X), localizados no centro para a obtenção de modos de translação. Onde:  $E\Delta F$  = amplitude do sinal em um intervalo de frequência específico, FAS = funções de transferência.

As frequências nas direções L(X) e T(Y) são obtidas a partir dos espectros de Fourier dos pontos medidos no centro da estrutura (ver Fig. 18 e 19).

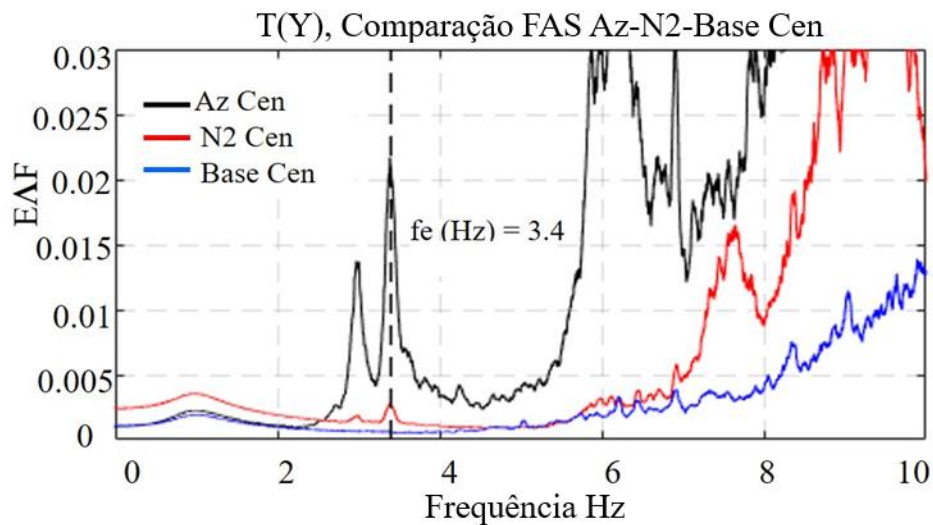
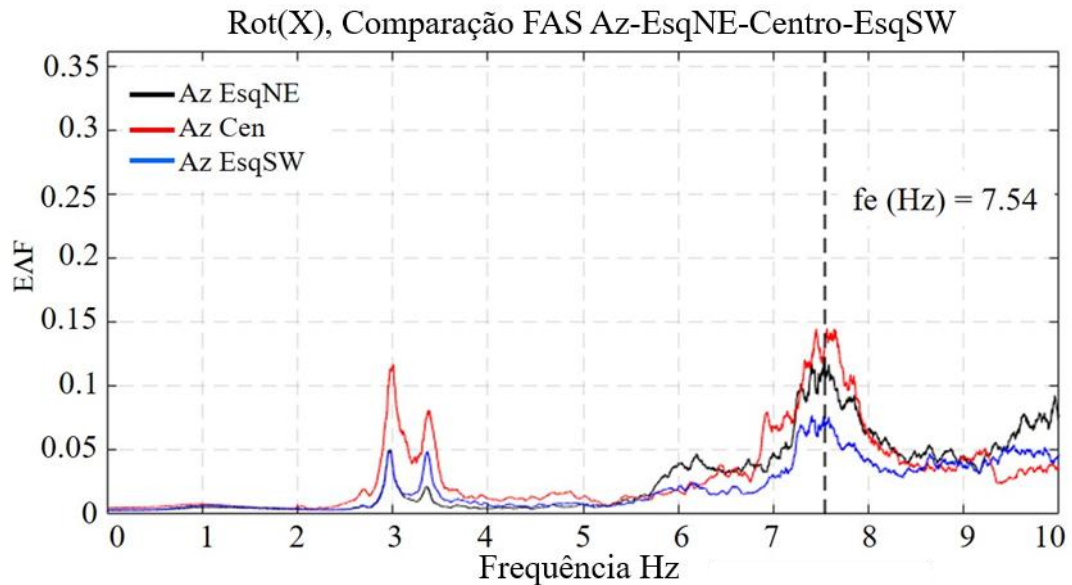
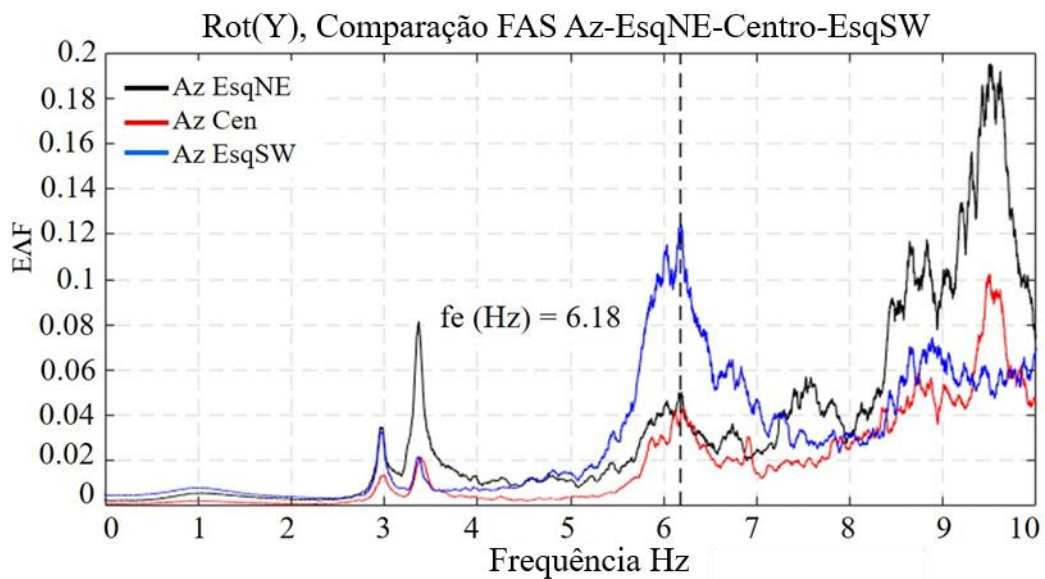


Figura 19. Frequências em Y; a) espectros de Fourier da laje de cobertura (Az) Nível 2 (N2) e Pavimento térreo (Base) na direção T (Y), localizados no centro para a obtenção de modos de translação.

Para a identificação do modo de torção, foram empregados os espectros de Fourier das esquinas medidas na laje de cobertura. Na Fig. 20, são mostrados os espectros nas direções L(X) e T(Y).



a)

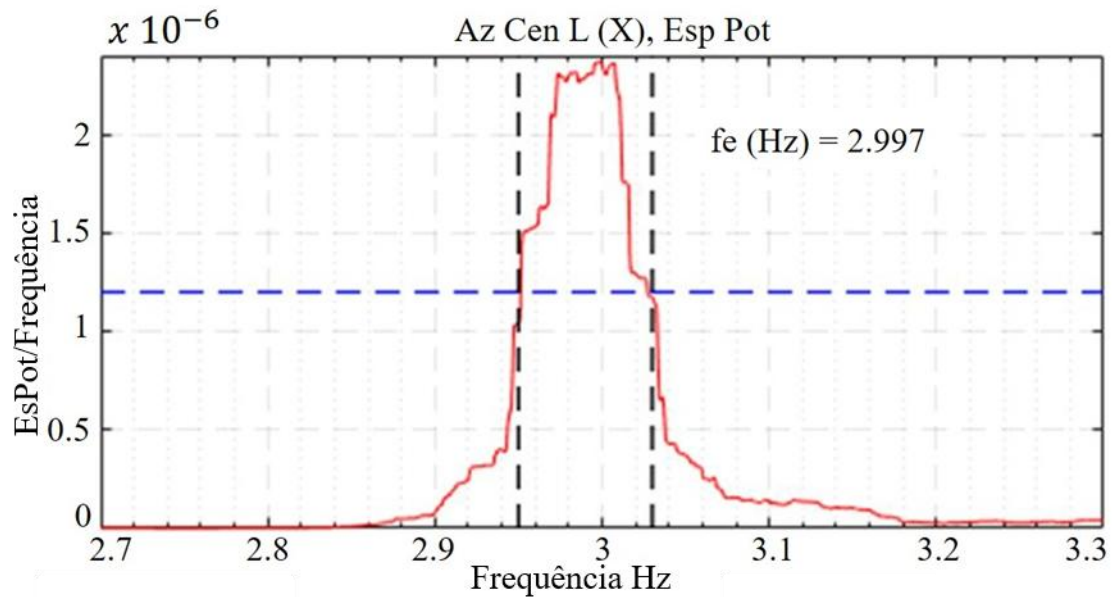


b)

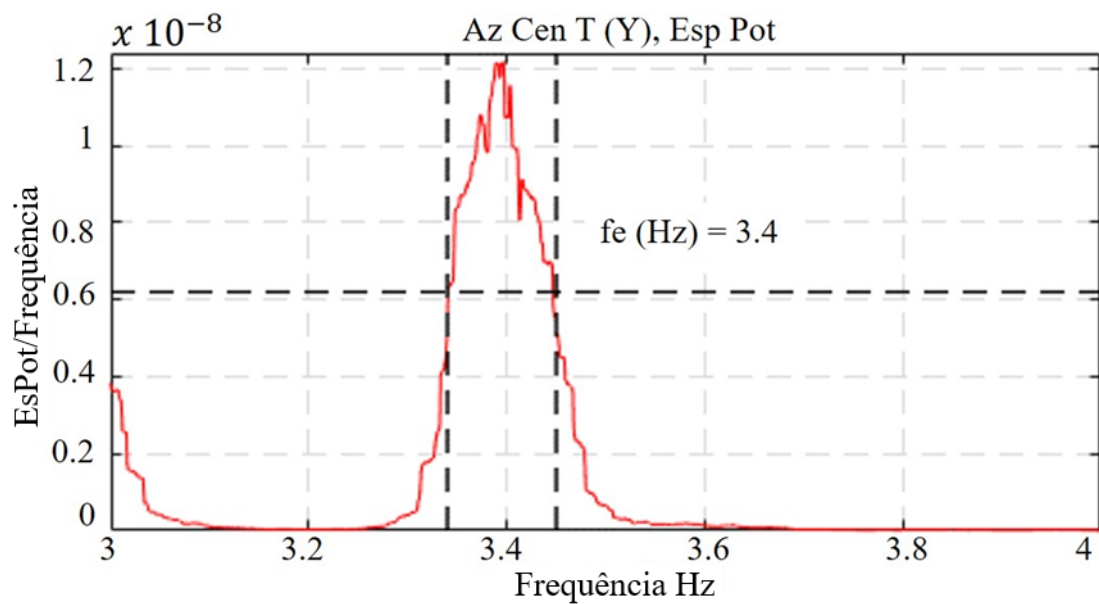
Figura 20. Espectros de Fourier para a obtenção de modos de torção; a) Laje de cobertura Esquina NE (Az EsqNE), Laje de cobertura Centro (Az Cen) e Laje de cobertura Esquina SW (Az Esq SW), direção L(X); b) Laje de cobertura Esquina NE (Az EsqNE), Laje de cobertura Centro (Az Cen) e Laje de cobertura Esquina SW (Az Esq SW), direção T(Y). Onde: FAS = funções de transferência, EAF = amplitude do sinal em um intervalo de frequência específico.

Nas Fig. 21 e 22, é mostrada a aplicação do método de Kawasumi e Shima (1965) para determinar o valor médio da fração de amortecimento crítico.



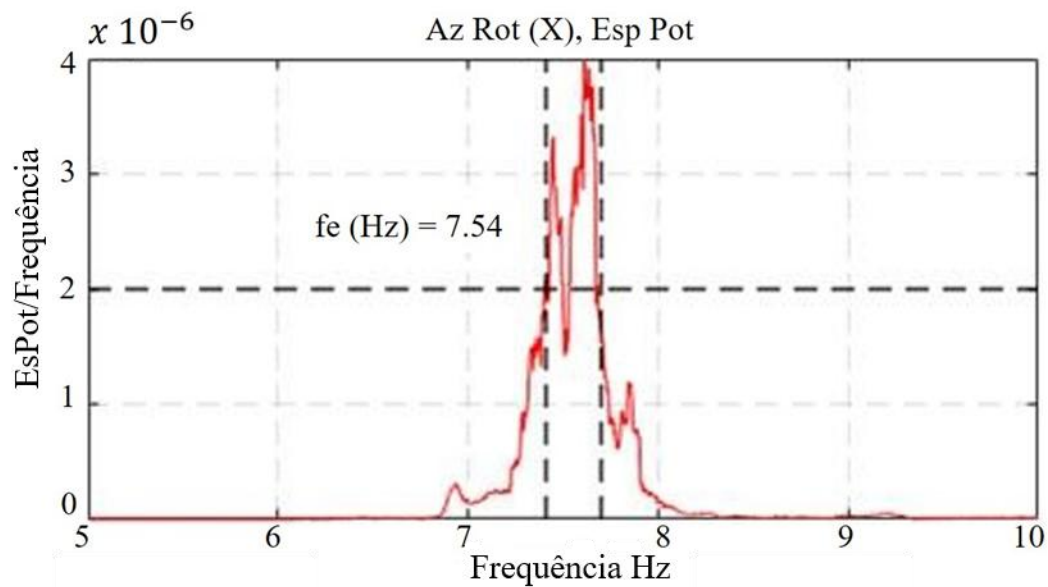


a)

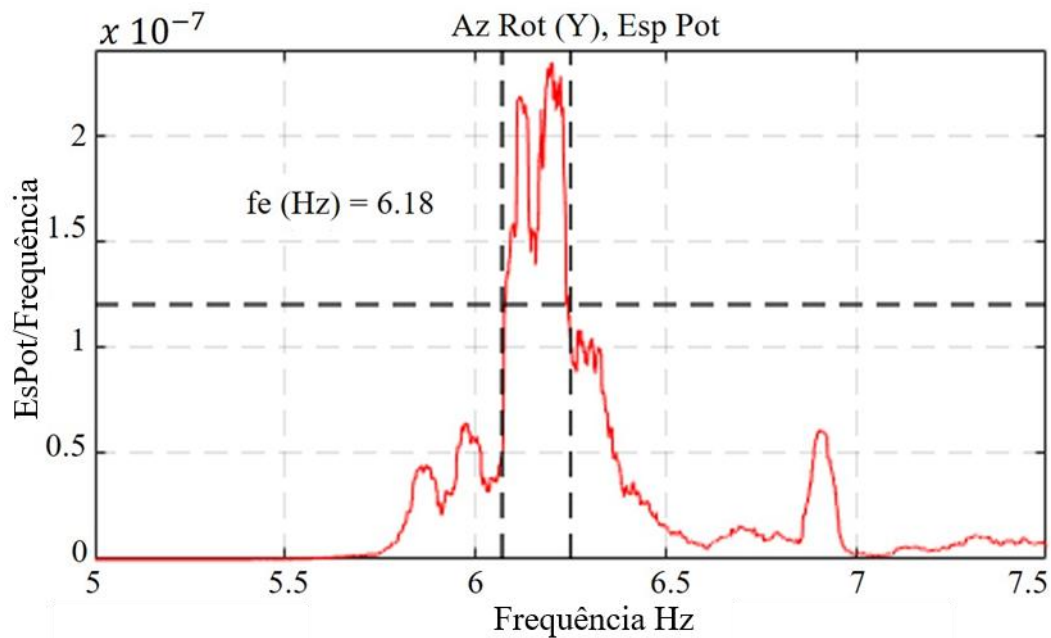


b)

Figura 21. Gráficos de relação de espectro de potência e frequência, correspondentes a L(X) e T(Y). a) frequência próxima a 2.997 Hz na direção L(X); b) frequência próxima a 3.4 Hz na direção T(Y). Onde: Esp Pot = espectro de potência.



a)



b)

Figura 22. Gráficos de relação de espectro de potência e frequência correspondentes à rotação;  
 a) frequência próxima a 7.54 Hz na direção L(X);  
 b) frequência próxima a 6.18 Hz na direção T(Y).

O período do solo (ver Fig. 23) foi determinado com a técnica de Nakamura (H/V), a qual foi desenvolvida por Yutaka Nakamura (1989) utilizando sísmos fortes, no entanto, essa técnica foi aplicada pela primeira vez a microsismos de zonas urbanas no Japão, e pode ser aplicada inclusive a registros de movimentos sísmicos fortes ou fracos (Lermo et al., 1993. Nakamura, 1989).

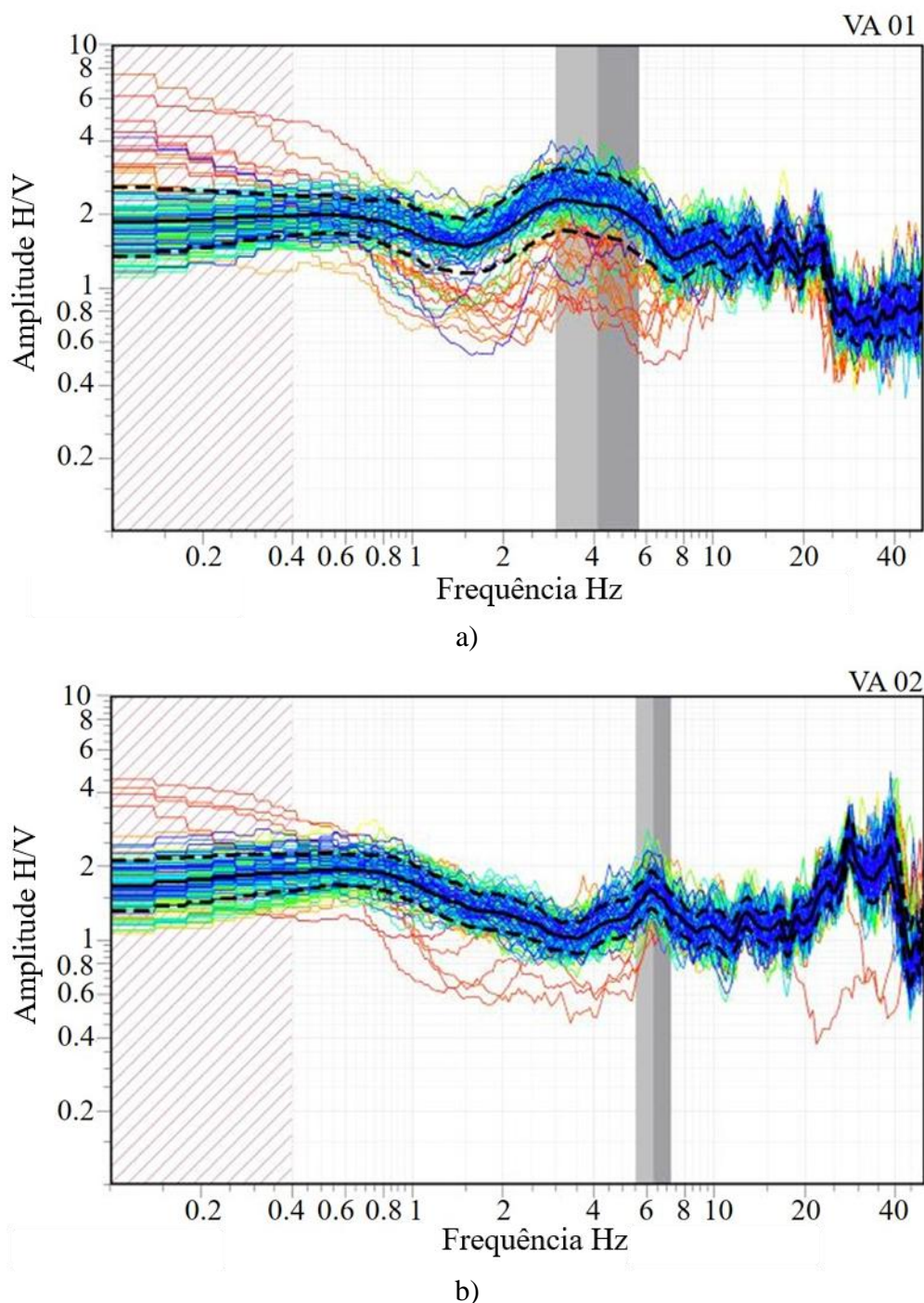


Figura 23. Gráficos de Função de transferência empírica; a) correspondente a CL1; b) correspondente a CL2. Onde: H/V = Quociente espectral horizontal a vertical.

## 4. GÊMEO ESTRUTURAL

### 4.1 Condições de contorno

Nas análises da estrutura no EA, foram considerados os seguintes pontos: a existência de duas edificações vizinhas, denominadas como ALFA e GAMA, que restringem o movimento do edifício BETA. Por essa razão, no modelo estrutural, foram adicionadas restrições por meio de molas, que representam as zonas de contato físico entre os edifícios, os quais em algum momento serão demolidos parcialmente (edifícios ALFA e GAMA) para garantir a separação das juntas de

Reabilitação virtual à distorção de um edifício de concreto armado, com uso de vigas mistas e de contato, avaliada por ensaios mistos.

dilatação sísmica (ver Fig. 24).

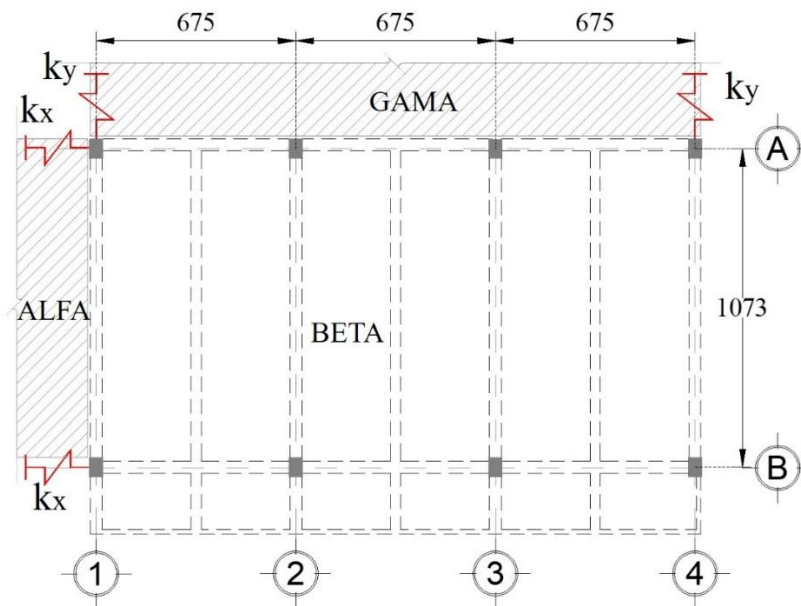


Figura 24. Atribuição de molas nas zonas de contato físico entre edifícios (vista em planta, cotas em cm).

Por outro lado, nas Fig. 25 e 26, são mostrados os diferentes modelos do estudo de caso considerando as interações existentes entre edifícios e o solo de apoio. Para o estado atual, tem-se: SRCE = sem molas na fundação com contato entre edifícios, SRSE = sem molas na fundação sem contato entre edifícios, CRCE = com molas na fundação com contato entre edifícios, CRSE = com molas na fundação sem contato entre edifícios.

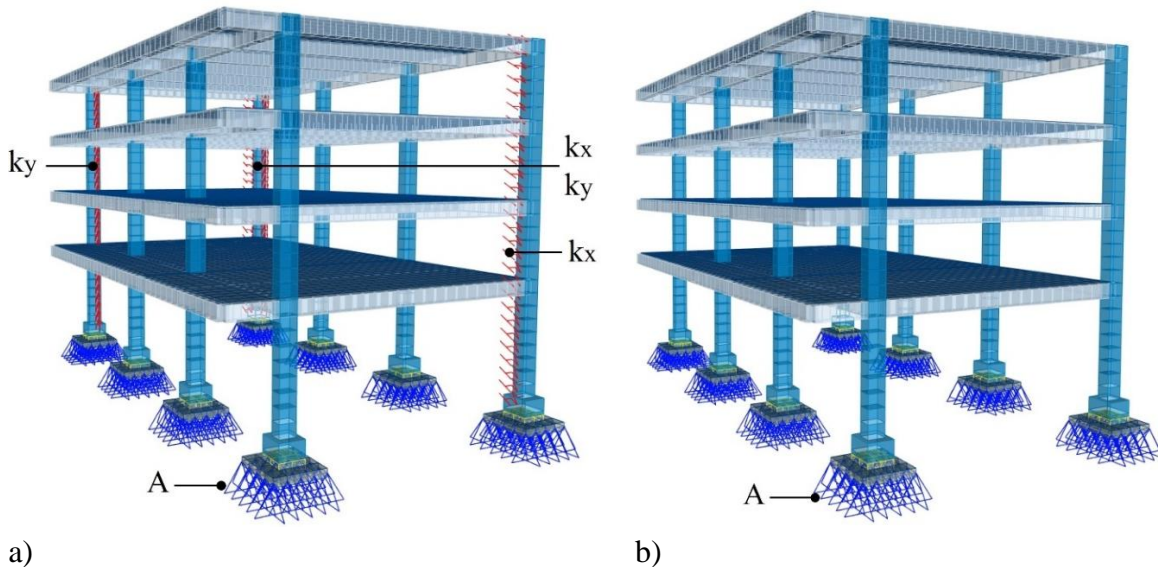


Figura 25. Modelo do EA com fundação apoiada; a) SRCE; b), onde:  $k_x$  = mola de contato em X (7000 kg/cm),  $k_y$  = mola de contato em Y (13000 kg/cm), A = apoio infinitamente rígido.

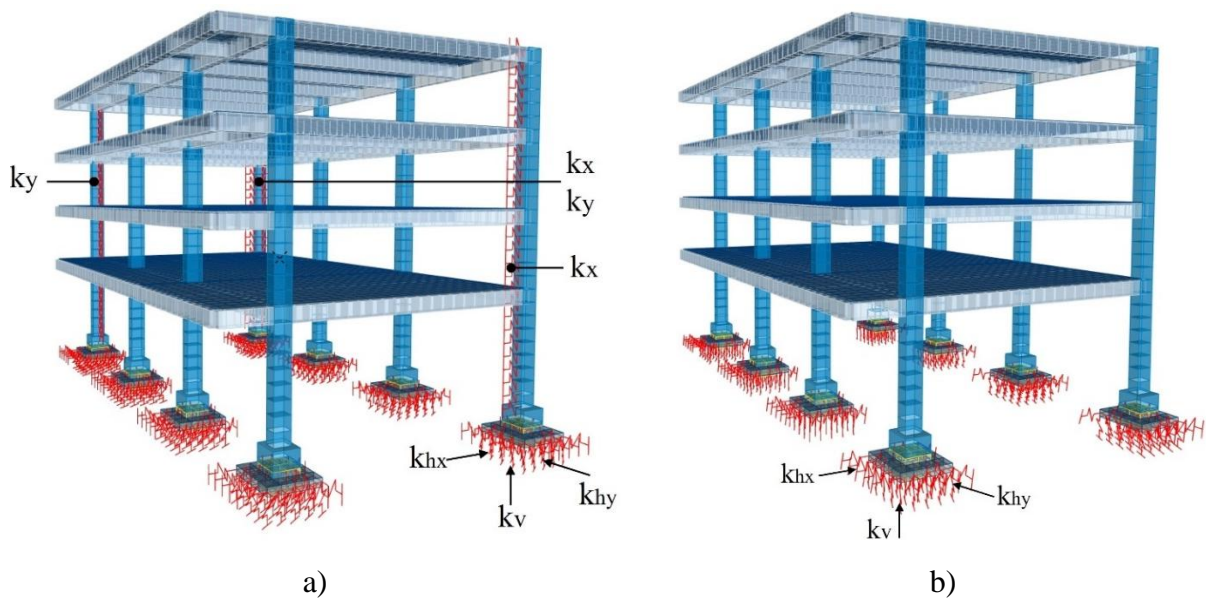


Figura 26. Modelo do EA com interação solo-estrutura; a) CRCE); b) CRSE, onde:  $k_x = 7000 \text{ kg/cm}$ ,  $k_y = 13000 \text{ kg/cm}$ ,  $k_{hx} = \text{mola horizontal de contato em X (5745 kg/cm)}$ ,  $k_{hy} = \text{mola horizontal de contato em Y (5745 kg/cm)}$ ,  $k_v = \text{mola vertical (9575 kg/cm)}$ .

O modelo matemático que representa o EA do edifício BETA de concreto armado, composto por pavimento térreo e três níveis, foi simulado no SAP2000 com um total de 5230 nós. A estrutura é composta por pórticos à base de pilares e vigas, lajes maciças nos pavimentos e fundação à base de sapatas isoladas (ver Fig. 25 a 27).

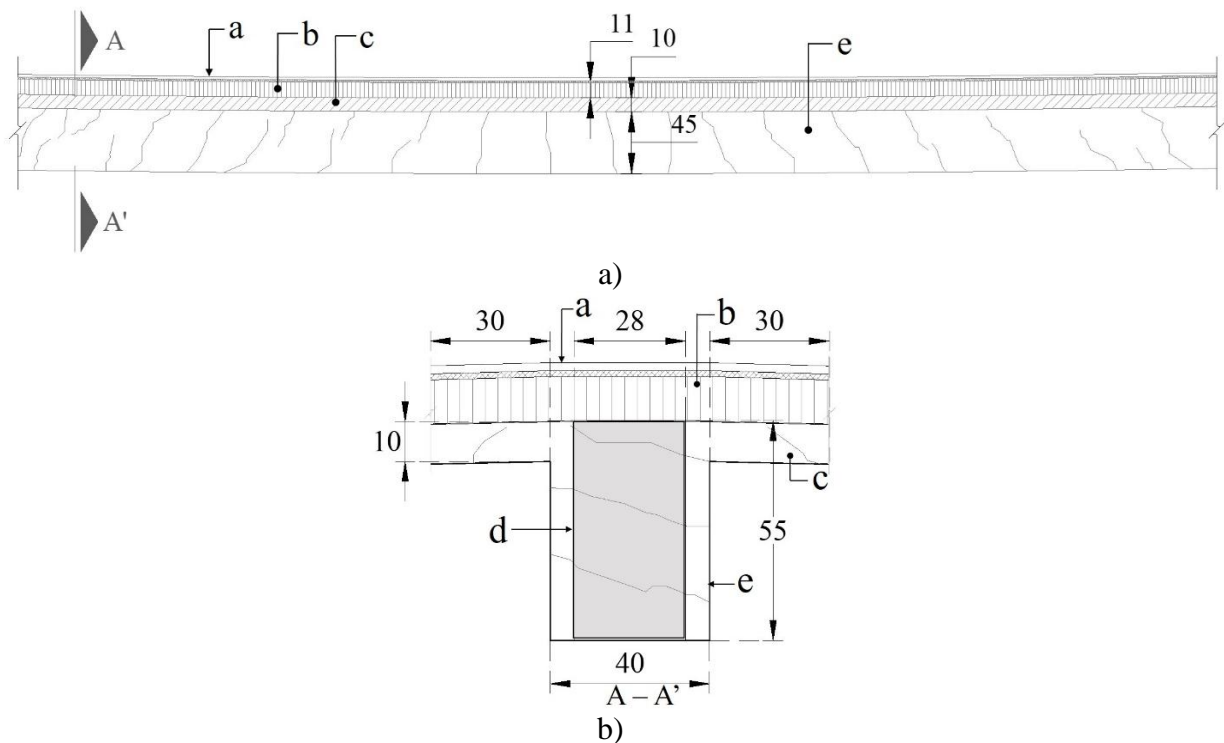


Figura 27. EA de vigas de concreto armado; a) vista longitudinal; b) vista transversal. Onde: a= acabamento de piso, b= preenchimento de concreto simples, c=laje de concreto armado, d=seção transformada de viga de concreto considerada para o cálculo do momento de inércia fissurado, e=viga fissurada de concreto armado, cotas em cm.

Para a calibração do modelo matemático de reabilitação, considerou-se um valor ponderado do módulo de elasticidade do concreto, calculado com a equação (1), baseado nos resultados obtidos dos ensaios de laboratório (Ecl), devido ao fato de que, ao integrar concreto novo a elementos existentes, o módulo de elasticidade como seção composta se modifica dada a interação dos materiais.

$$E_{cp} = \frac{\sum(A_i * E_i)}{\sum A_i} \quad (1)$$

$E_{cp}$  = módulo de elasticidade ponderado.

$A_i$  = área da  $i$ -ésima seção que compõe o pilar encamisado.

$E_i$  = módulo de elasticidade  $i$ -ésimo da seção que compõe o pilar encamisado.

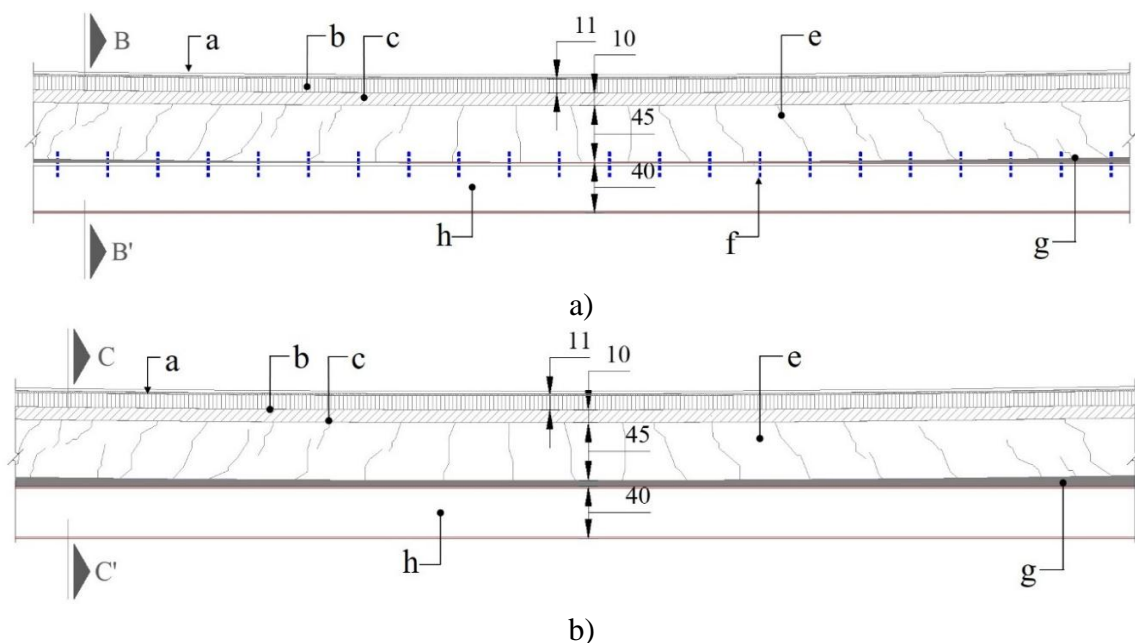
$i = 1$  a  $n$ .

$n$  = número de seções que compõem o pilar encamisado.

Desta forma, obteve-se o valor ponderado de  $E_{cp} = 216,530 \text{ kg/cm}^2$  para elementos encamisados de concreto (pilares). Da mesma forma, considerou-se um valor de módulo de elasticidade  $E_{cn} = 221,359.44 \text{ kg/cm}^2$  para elementos de concreto novo. Para os elementos de concreto existentes, obteve-se a média dos módulos de elasticidade existentes a partir dos ensaios de laboratório (Ecl), o qual foi de  $206,890 \text{ kg/cm}^2$ . Por outro lado, calculou-se a média do módulo de elasticidade teórico resultante relacionado com os ensaios esclerométricos (Ece), o qual foi de  $286,171 \text{ kg/cm}^2$ .

## 5. PROPOSTAS DE REFORÇO

Ao não se considerar ancoragens mecânicas na seção de contato, as vigas existentes e os perfis em aço de reforço trabalham separadamente, gerando-se dois eixos neutros independentes, bem como o deslizamento entre as extremidades de contato. Por outro lado, as vigas mistas, ao trabalharem como um único elemento devido à presença de conectores mecânicos, formam um só eixo neutro, eliminando o deslizamento entre elementos e aumentando a sua rigidez (ver Fig. 28 a 32) (de Buen López, 2004; Salmon and Johnson, 1996; McCormac and Csernak, 2013; Segui, 2000; Gere and Goodno, 2016).



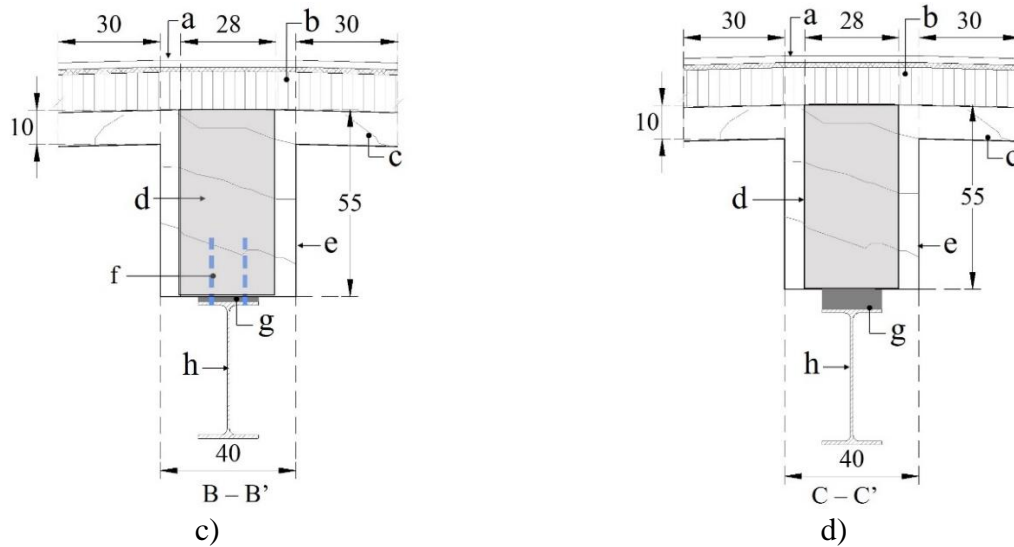


Figura 28. Reforço de viga principal; a) vista longitudinal de viga mista; b) vista longitudinal de viga de contato; c) vista transversal (B-B'); d) vista transversal (C-C'); onde: a = acabamento de piso, b = preenchimento de concreto simples, c = laje de concreto armado, d = seção transformada de viga de concreto considerada de acordo com a diminuição do momento de inércia, e = viga fissurada de concreto armado, f = projeção de conectores entre os dois elementos, g = preenchimento de microconcreto não metálico, h = perfil de aço A-50 (IR 406 mm x 53.70 kg/m). Cotas em cm.

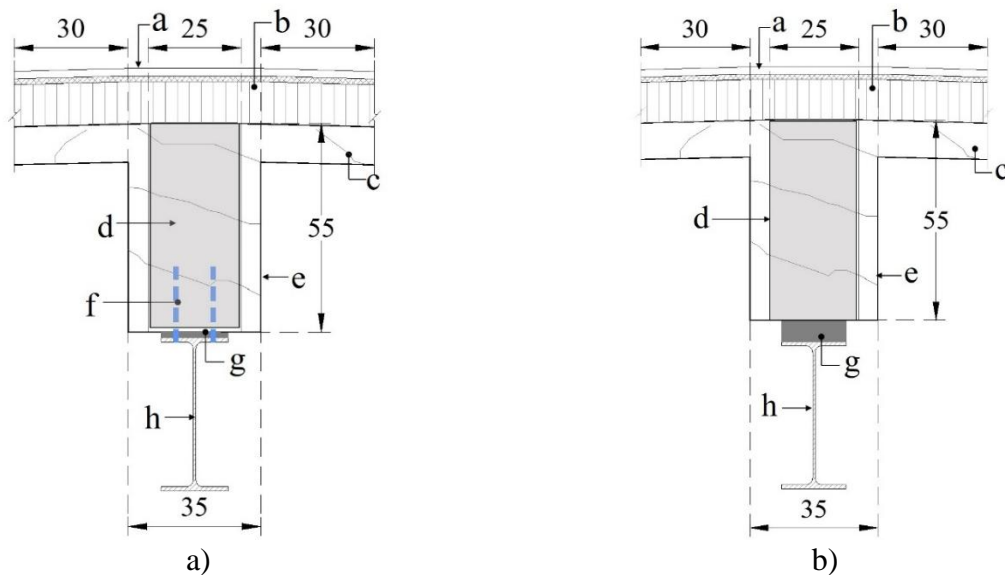


Figura 29. Reforço de viga secundária; a) vista transversal de viga mista; b) vista transversal de viga de contato; onde: a = acabamento de piso, b = preenchimento de concreto simples, c = laje de concreto armado, d = seção transformada de viga de concreto considerada de acordo com a diminuição do momento de inércia, e = viga fissurada de concreto armado, f = projeção de conectores entre os dois elementos, g = preenchimento de microconcreto não metálico, h = perfil de aço A-50 (IR 406 mm x 53.70 kg/m). Cotas em cm.

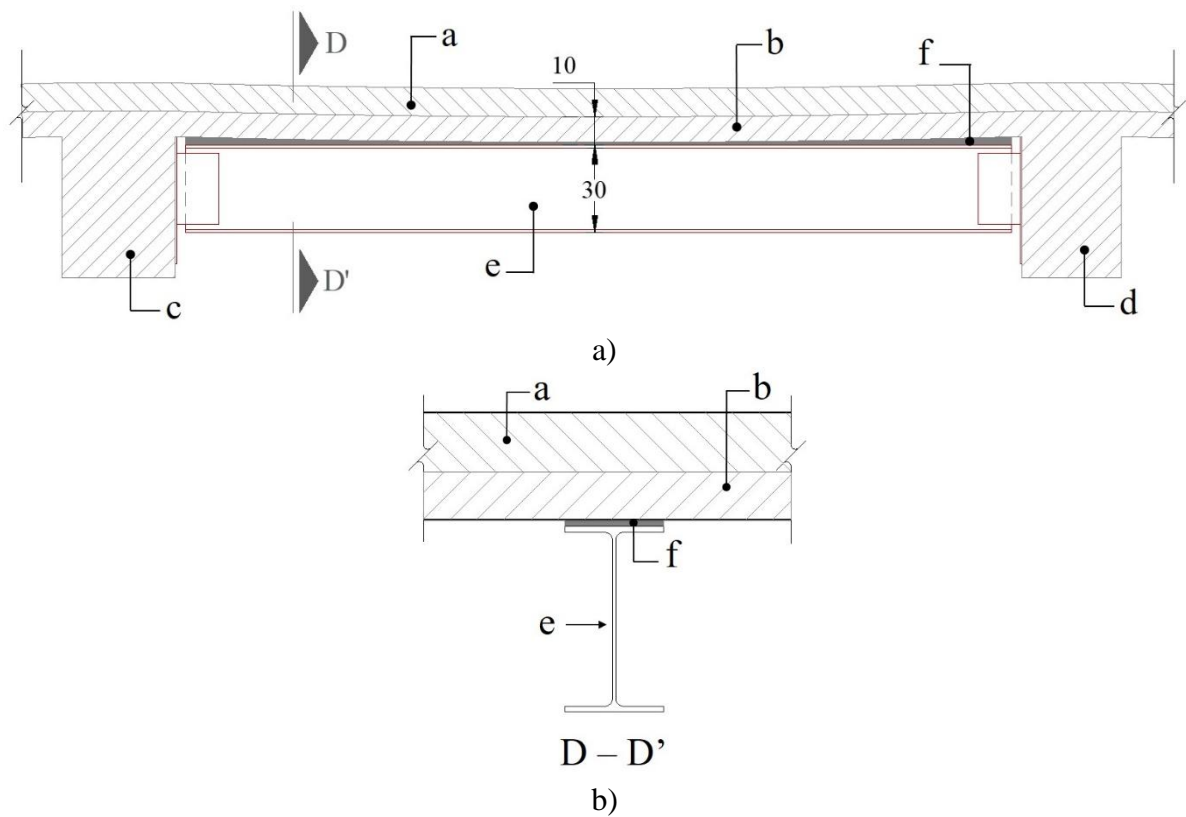


Figura 30. Viga terciária para dar suporte à laje maciça de concreto armado; a) vista longitudinal; b) vista transversal; onde: a = preenchimento de concreto simples, b = laje de concreto armado, c = viga principal de concreto armado, d = viga secundária de concreto armado, e = perfil de aço A-50 (IR 305 mm x 38.70 kg/m), f = preenchimento de microconcreto não metálico.

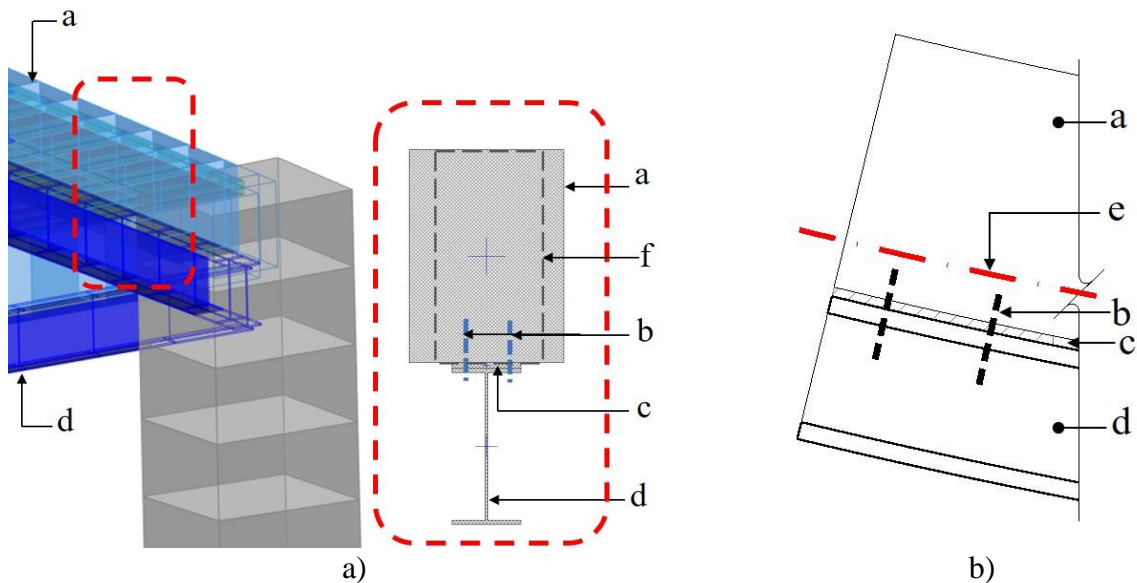


Figura 31. Vigas principais mistas; a) modelo estrutural com vigas mistas; b) detalhe de viga mista; onde: a = viga fissurada de concreto armado, b = conector mecânico, c = microconcreto não metálico, d = viga de aço, e = eixo neutro, f = seção transformada de viga de concreto considerada de acordo com a diminuição do momento de inércia.



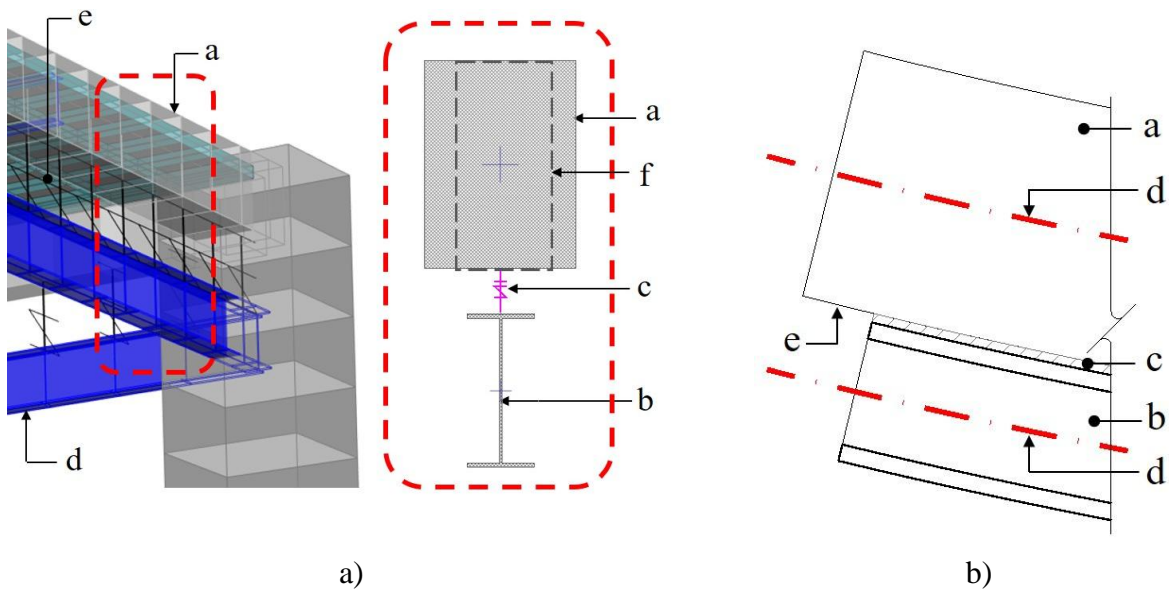


Figura 32. Vigas principais de contato; a) modelo estrutural com vigas de contato com lacunas; b) detalhe de viga de contato; onde: a = viga fissurada de concreto armado, b = viga de aço, c = elemento lacuna de contato, d = eixo neutro, e = deslizamento entre elementos estruturais, f = seção transformada de viga de concreto considerada de acordo com a diminuição do momento de inércia.

Com o objetivo de restabelecer a rigidez inicial ou adequada para reabilitar o comportamento estrutural, optou-se por reforçar os pilares existentes por meio de um encamisamento em concreto armado. Da mesma forma, a fundação, que atualmente é composta por sapatas isoladas, é reforçada com um sistema de sapatas corridas e vigas baldrame (ver Fig. 33 e 34).

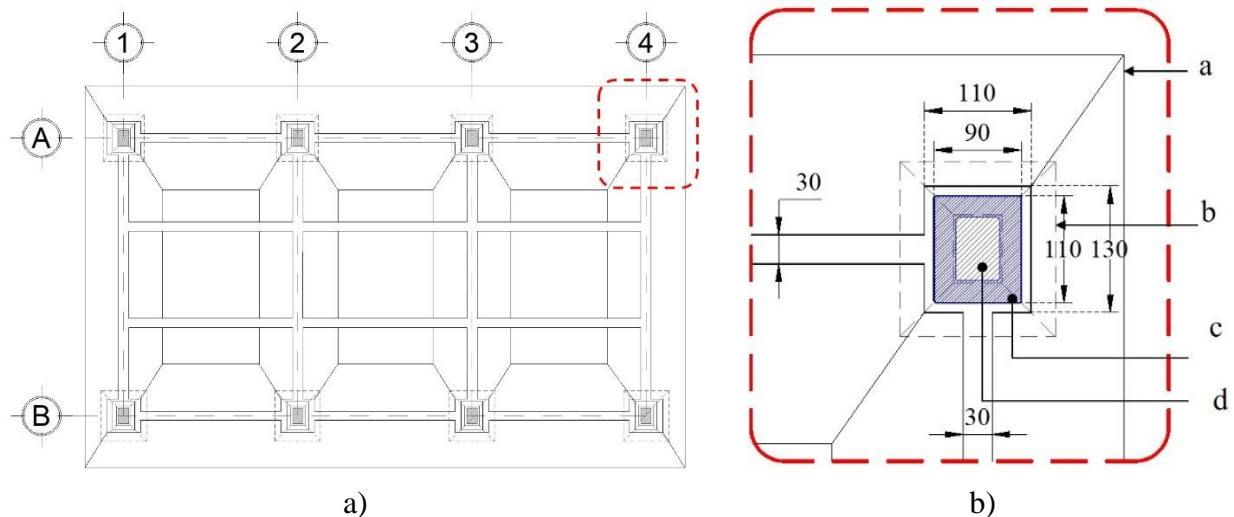


Figura 33. Encamisamento em pilares e fundação; a) vista em planta da fundação encamisada; b) vista em planta de encamisamento de sapata e pilar de concreto armado existente; onde: a = reforço de fundação à base de sapatas corridas, b = projeção de sapata isolada existente, c = encamisamento em concreto armado em pilar existente, d = pilar de concreto armado existente.

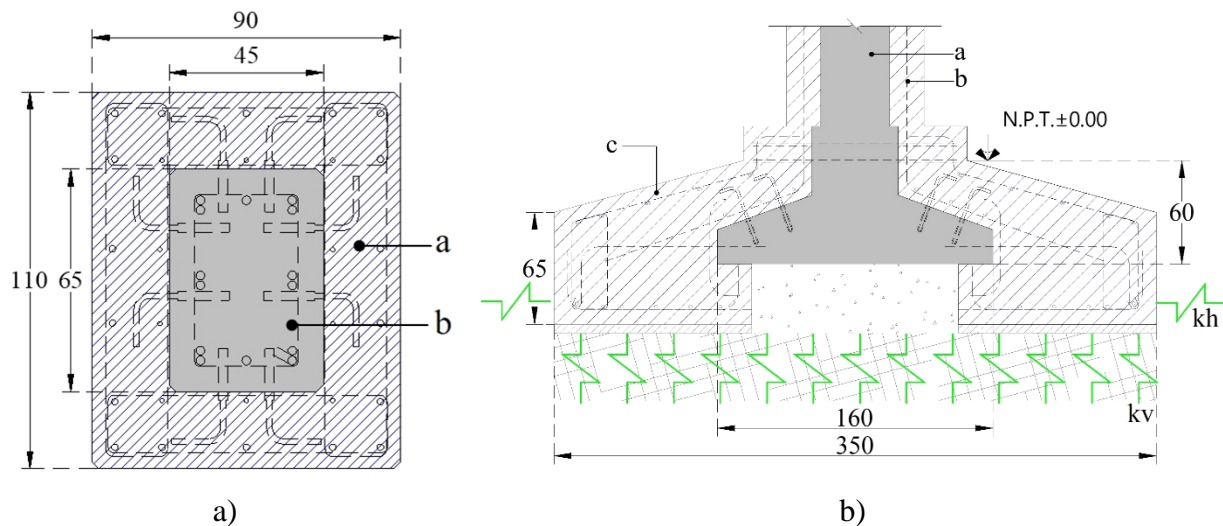


Figura 34. Detalhes de encamisamento em pilares e fundação; a) encamisamento de pilar de concreto armado existente; b) encamisamento de pilar de concreto armado existente; onde: a = reforço de pilar por meio de encamisamento de concreto armado, b = pilar de concreto armado existente, c = reforço de fundação à base de sapatas corridas. Cotas em cm.

## 6. COMPARATIVO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO ENTRE GÊMEO ESTRUTURAL E O MODELO REFORÇADO

Com base nos modelos matemáticos, foram determinados os períodos associados aos modos de vibração do edifício em seus diferentes casos (ver Tabela 3).

Tabela 3. Períodos associados aos modos de vibração.

Caso	T(s)		
	M1	M2	M3
SRCE (EA)	0.35	0.30	0.19
SRSE (EA)	0.85	0.83	0.69
CRCE (EA)	0.85	0.45	0.41
CRSE (EA)	1.03	1.0	0.84
SRTC	0.48	0.40	0.37
SRTC	0.42	0.39	0.34
CRTC	0.47	0.39	0.36
CRTC	0.40	0.38	0.33

Na Tabela 3, o primeiro caso mostra que os modos de vibração M1, M2 e M3 para o EA do caso SRCE praticamente alcançaram os períodos determinados com a VA, o que permitiu a calibração do modelo matemático base. Por outro lado, nas Fig. 35 a 42, são mostrados, de forma gráfica, os modos de vibração de cada caso mencionado na Tabela 3.

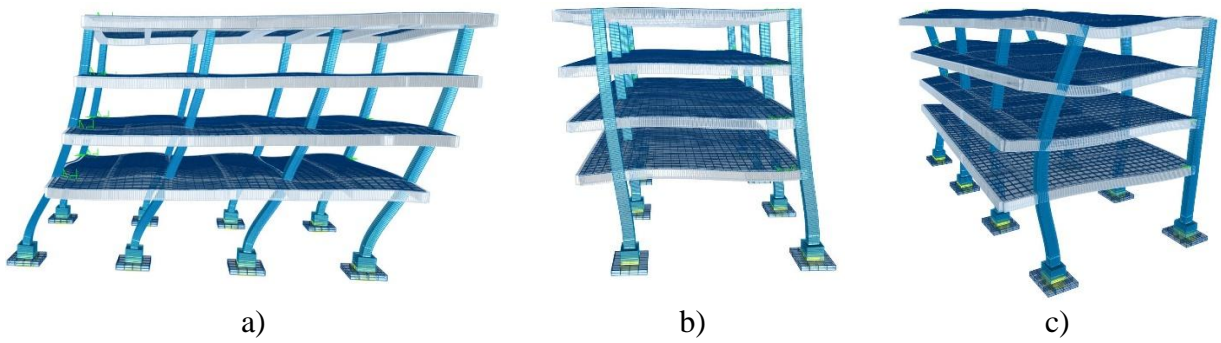


Figura 35. Modos de vibração em SRCE; a) M1; b) M2; c) M3.

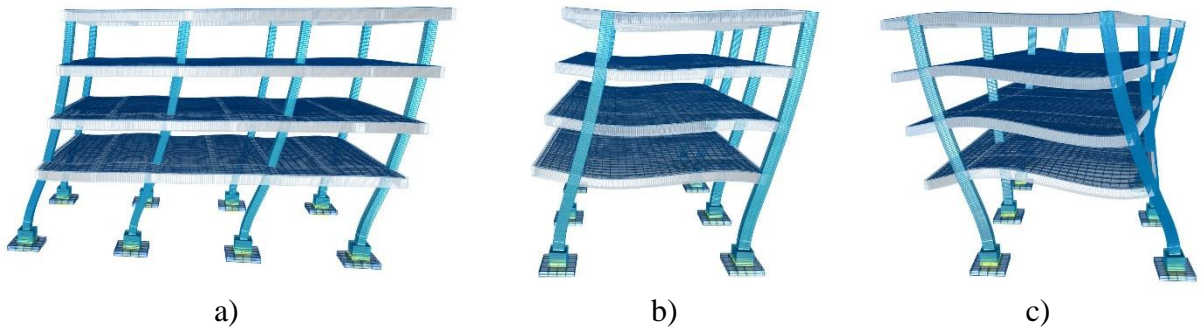


Figura 36. Modos de vibração em SRSE; a) M1; b) M2; c) M3.

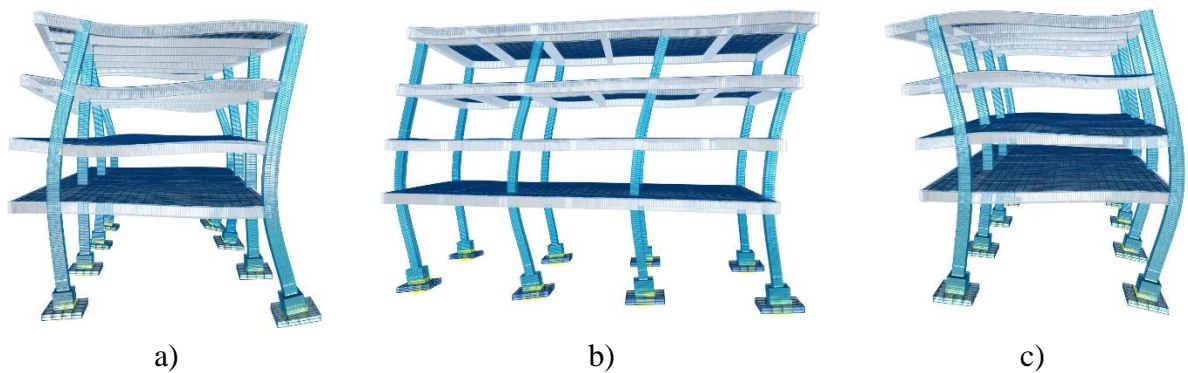


Figura 37. Modos de vibração em CRCE; a) M1; b) M2; c) M3.

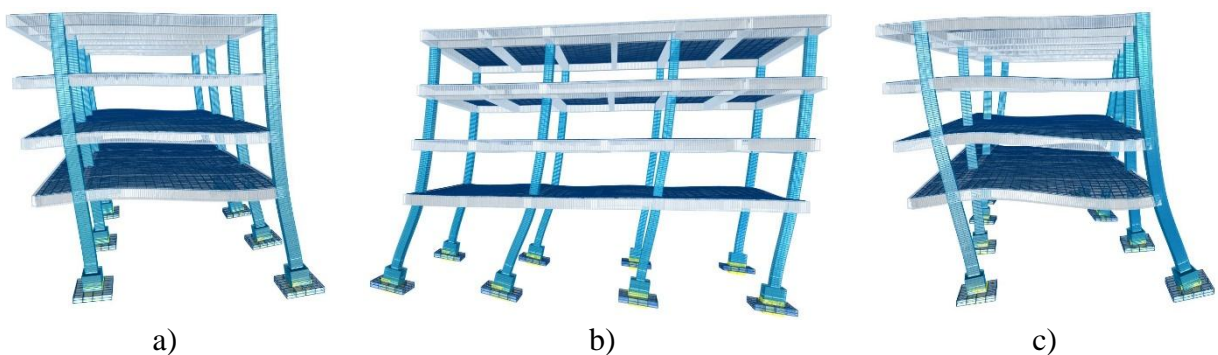
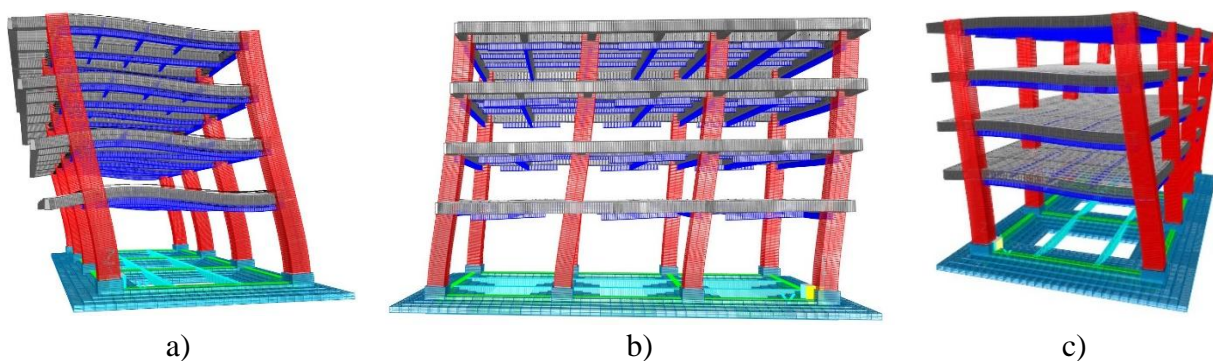
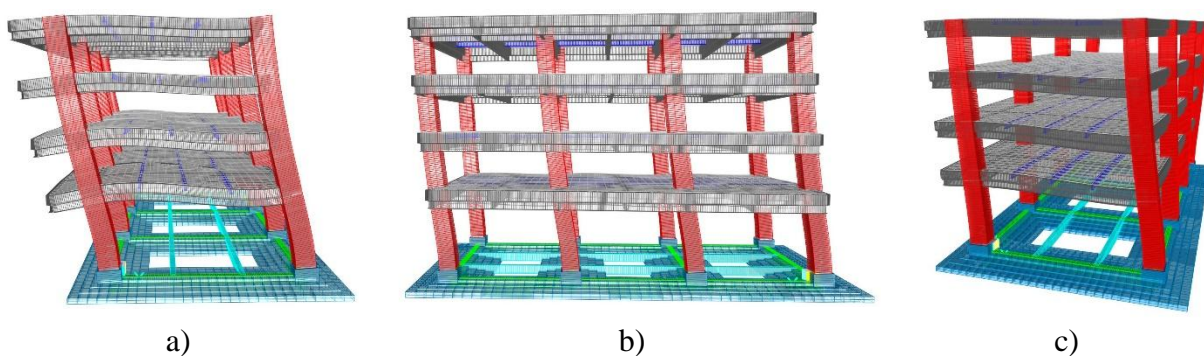


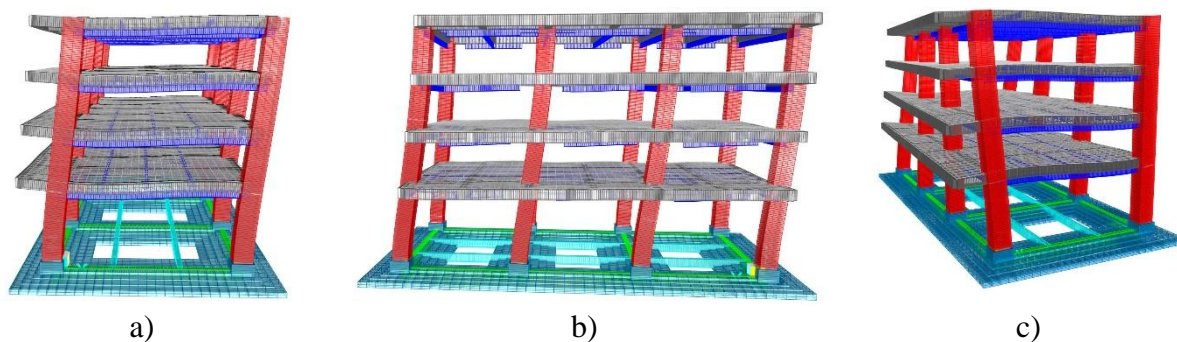
Figura 38 Modos de vibração em CRSE; a) M1; b) M2; c) M3.



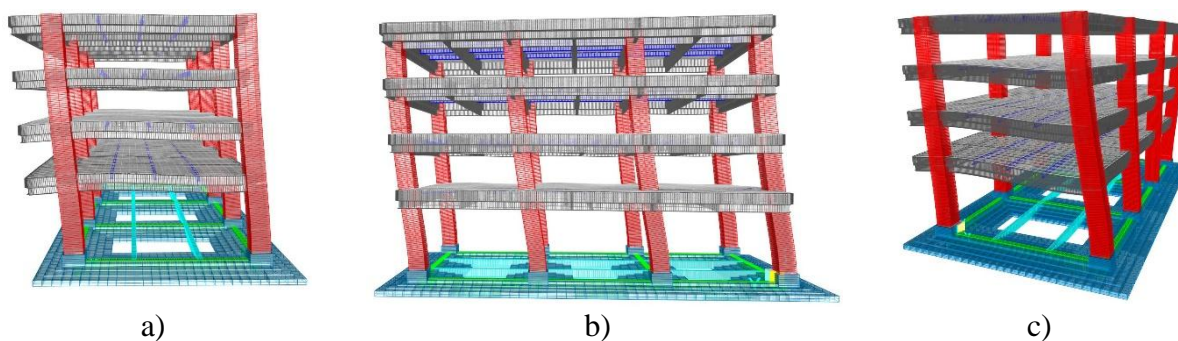
a) b) c)  
Figura 39. Modos de vibração em SRTC; a) M1; b) M2; c) M3.



a) b) c)  
Figura 40. Modos de vibração em SRTCM; a) M1; b) M2; c) M3.



a) b) c)  
Figura 41. Modos de vibração em CRT; a) M1; b) M2; c) M3.



a) b) c)  
Figura 42. Modos de vibração em CRTCM; a) M1; b) M2; c) M3.

## 7. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Com base no exposto, foram obtidos os deslocamentos e as distorções de todos os casos (ver Fig. 43 a 46) de acordo com as NTC-Sismo (2023).

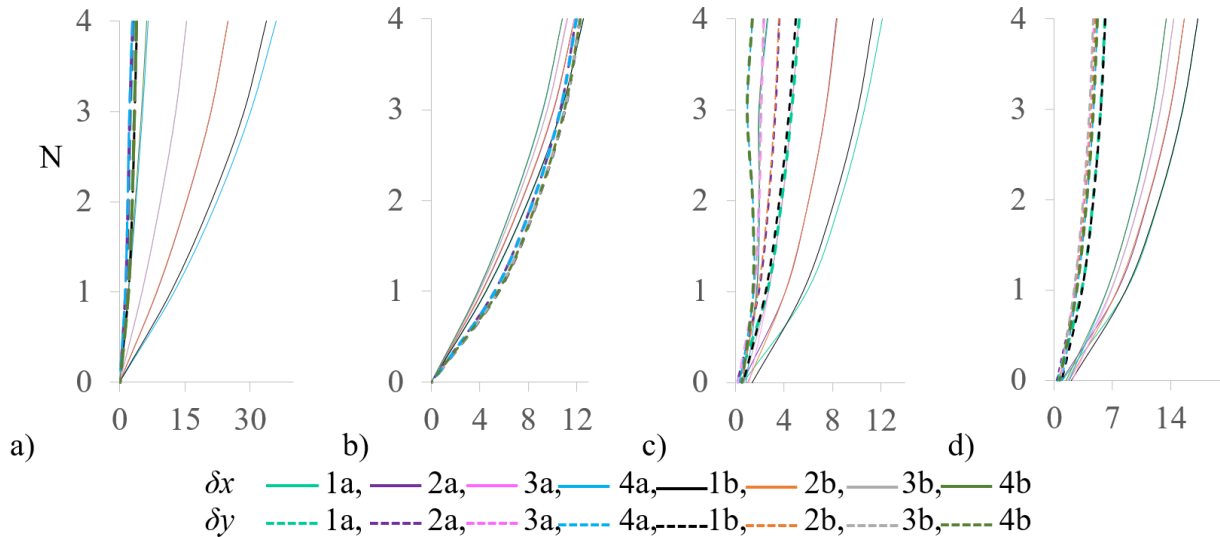


Figura 43. Deslocamentos laterais ( $\delta$ ) no EA; a)  $\delta$  em X e Y (SRCE); b)  $\delta$  em X e Y (SRSE); c)  $\delta$  em X e Y (CRCE); d)  $\delta$  em X e Y (CRSE), onde: N=nível de pavimento,  $\delta x$  = deslocamentos na direção X,  $\delta y$  = deslocamentos na direção Y.  $\delta$  em cm.

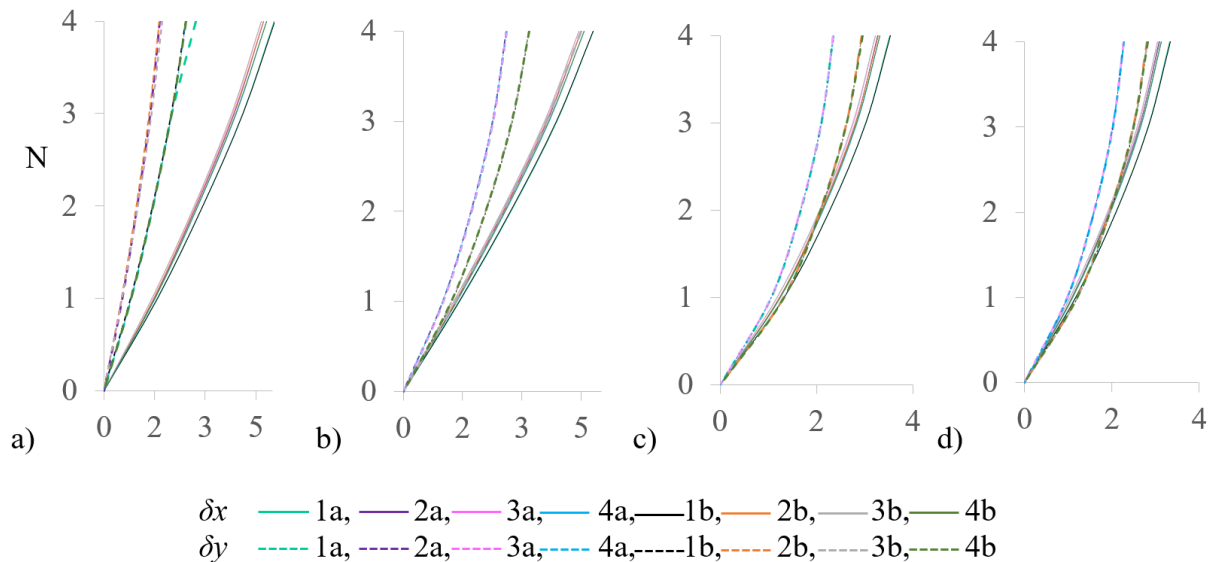


Figura 44. Deslocamentos laterais ( $\delta$ ) em edifício reforçado; a)  $\delta$  em X e Y (SRTC); b)  $\delta$  em X e Y (SRTCM); c)  $\delta$  em X e Y (CRTC); d)  $\delta$  em X e Y (CRTCM), onde: N=nível de pavimento,  $\delta x$  = deslocamentos na direção X,  $\delta y$  = deslocamentos na direção Y.  $\delta$  em cm.

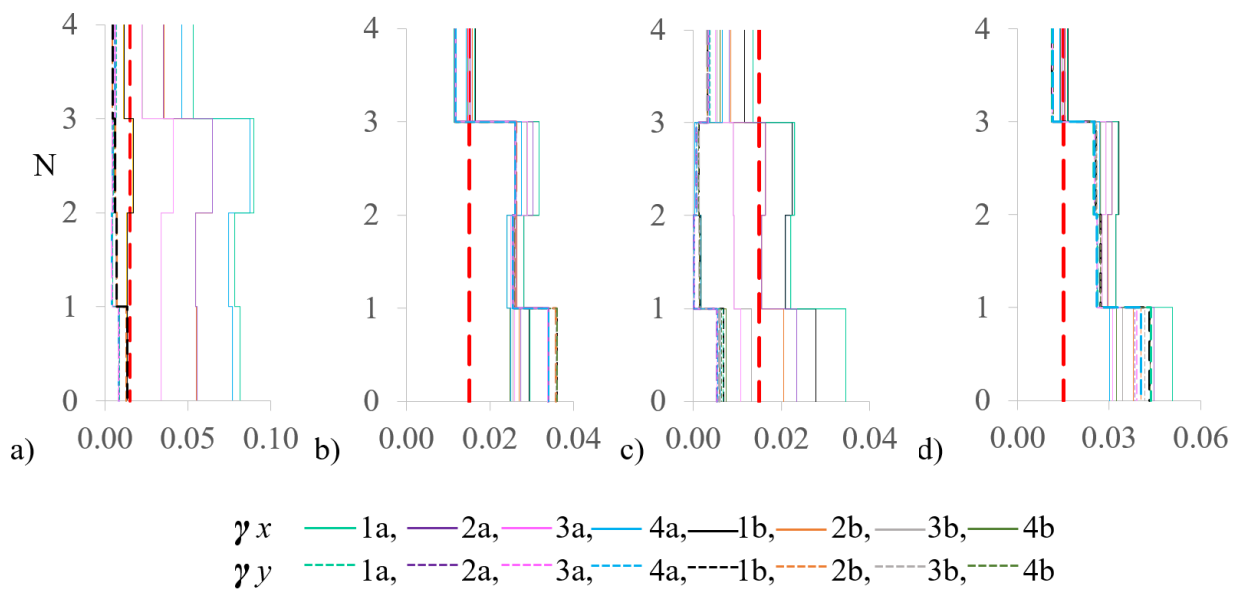


Figura 45. Distorções de pavimento ( $\gamma$ ) no EA nos eixos do sistema estrutural; a)  $\gamma$  em X e Y (SRCE); b)  $\gamma$  em X e Y (SRSE); c)  $\gamma$  em X e Y (CRCE); d)  $\gamma$  em X e Y (CRSE). Onde:  $\gamma_L$  = distorção limite NTC-Sismo (2023), N= nível de pavimento.

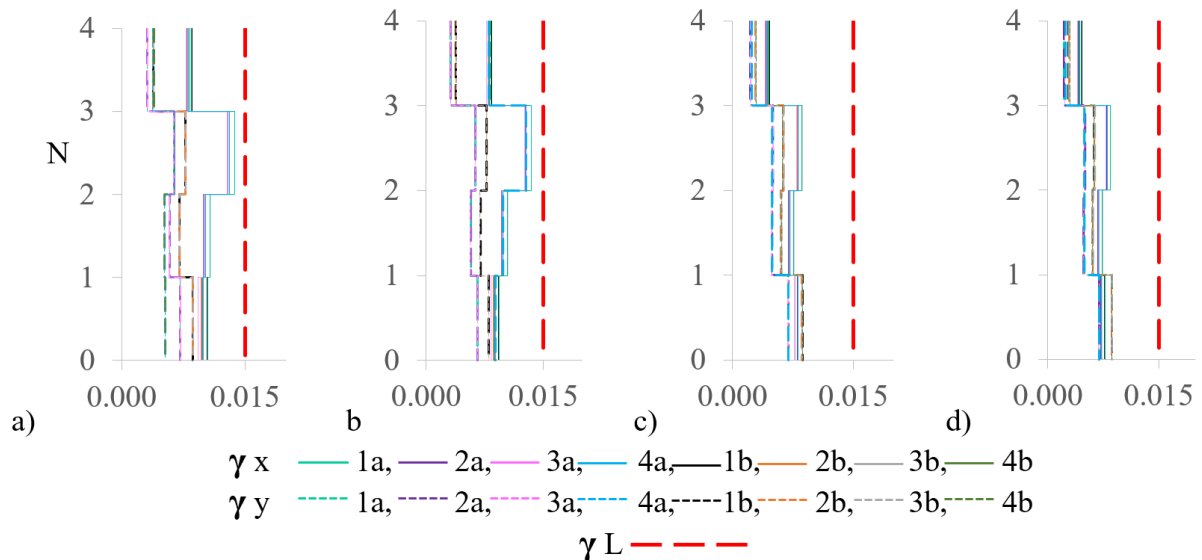


Figura 46. Distorções de pavimento ( $\gamma$ ) em edifício reforçado nos eixos do sistema estrutural; a)  $\gamma$  em X e Y (SRTC); b)  $\gamma$  em X e Y (SRTCM); c)  $\gamma$  em X e Y (CRTC); d)  $\gamma$  em X e Y (CRTCM). Onde:  $\gamma_L$  = distorção limite NTC-Sismo (2023), N= nível de pavimento.

De acordo com a análise estrutural do edifício no EA e da estrutura reforçada, foram identificadas as concentrações de tensões (em kg/cm<sup>2</sup>) nos elementos (ver Fig. 47 e 50).

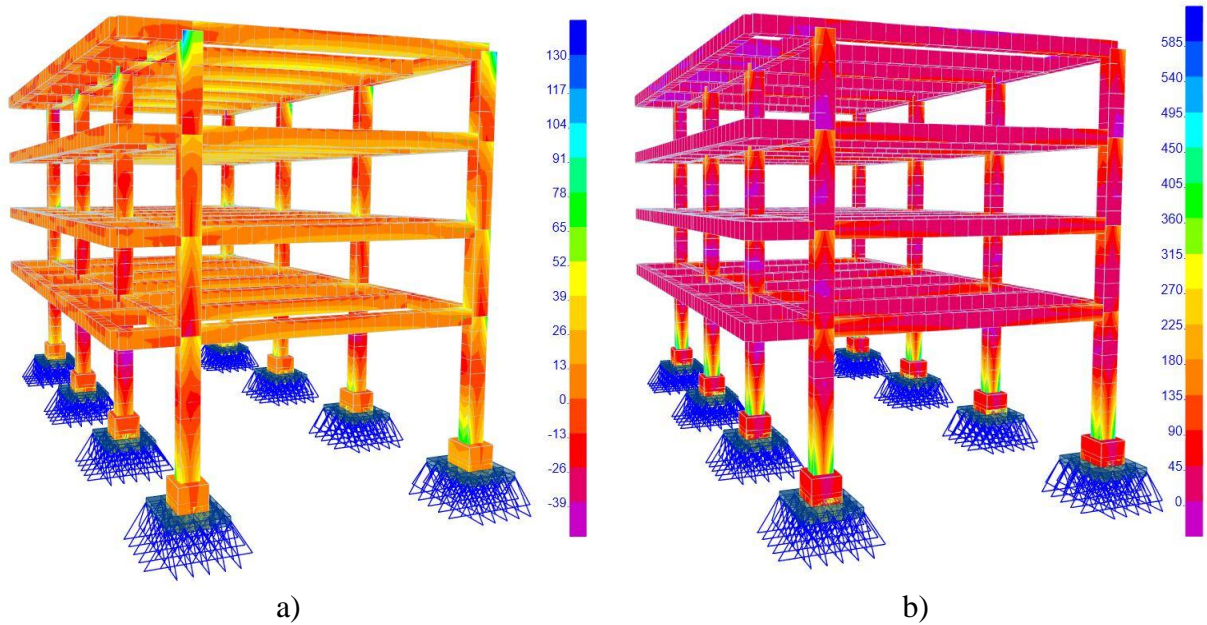


Figura 47. Concentração de tensões no EA sem interação solo-estrutura (ISE); a) SRCE; b) SRSE.

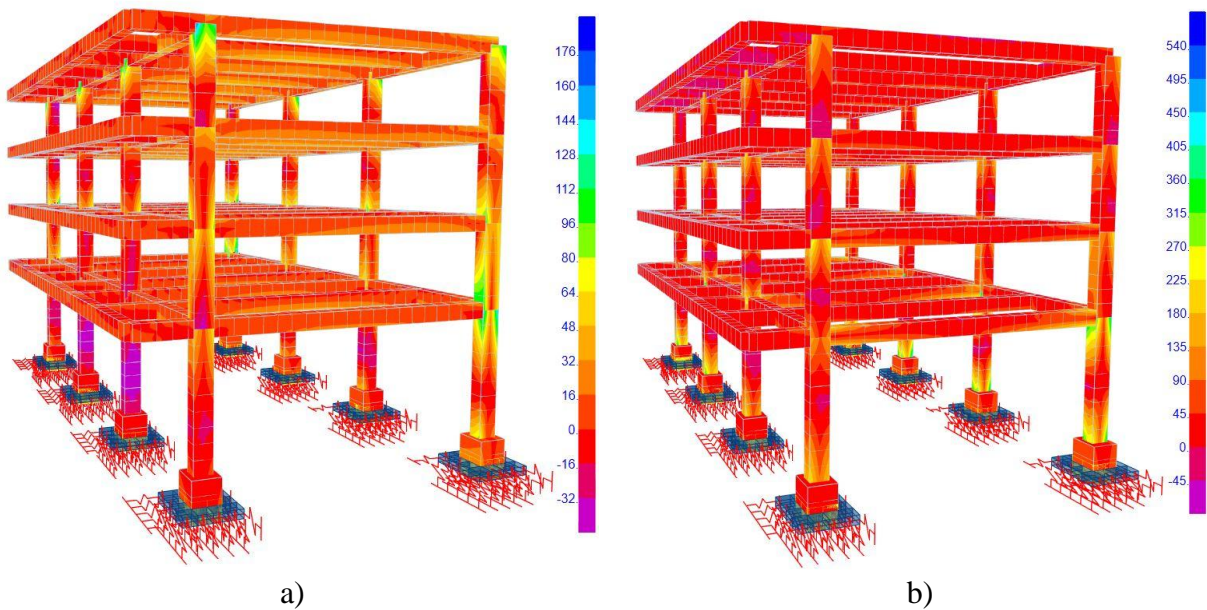


Figura 48. Concentração de tensões no EA com ISE; a) CRCE; b) CRSE.

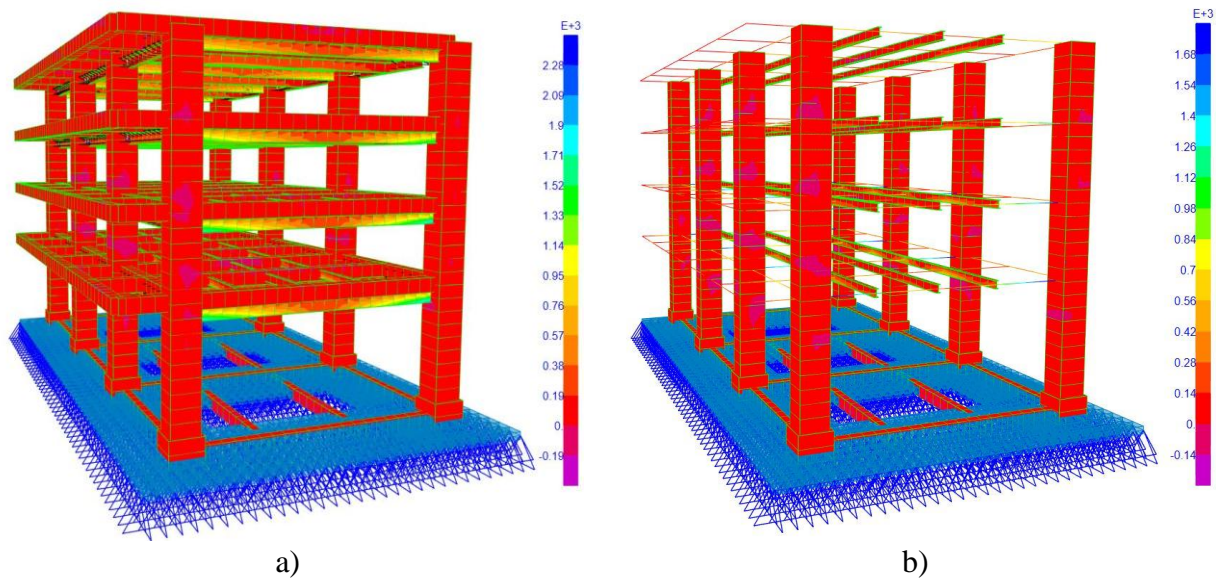


Figura 49. Concentração de tensões de casos sem ISE; a) SRTC; b) SRTCМ. Nota: o modelo mostrado na figura 49b não apresenta as vigas mistas com extrusão, devido ao fato de que o *software* reconhece a extrusão apenas de seções pré-carregadas, mostrando unicamente a sua relação de código de cores em relação às tensões.

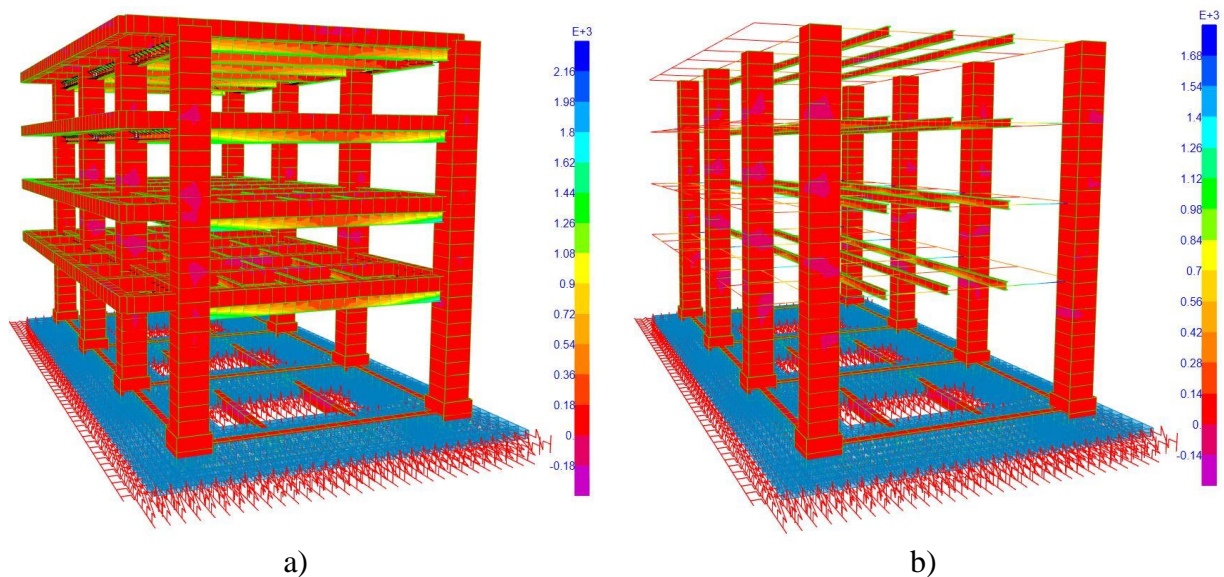


Figura 50. Concentração de tensões de casos com ISE; a) CRTC; b) CRTCМ. Nota: o modelo mostrado na figura 50b não apresenta as vigas mistas com extrusão, devido ao fato de que o *software* reconhece a extrusão apenas de seções pré-carregadas, mostrando unicamente a sua relação de código de cores em relação às tensões.

Para o estudo de caso, foi determinada uma diferença entre os módulos de elasticidade da estrutura existente ( $E_{cl}$ ) e o módulo de elasticidade teórico do concreto novo ( $E_{cn}$ ), este último utilizado para simular o encamisamento dos pilares. Tal diferença foi obtida por meio da razão  $E_{cn}/E_{cl}$ , a qual foi de aproximadamente 7%.



Por outro lado, a diferença na razão entre  $E_{ce}/E_{cl}$  foi de aproximadamente 38%. Ao se obter a razão de  $E_{ce}/E_{cn}$ , resultou em uma diferença de 29%. Assim, a resistência à compressão ( $f_c$ ) determinada com os ensaios esclerométricos foi de 421 kg/cm<sup>2</sup> em média e uma mediana de 418 kg/cm<sup>2</sup>, o que difere do  $f_c$  obtido diretamente dos ensaios de laboratório, que resultou em 335 kg/cm<sup>2</sup> em média. A diferença na relação de  $f_c$  entre ambos os ensaios é de aproximadamente 25%. Isto demonstra que os  $f_c$  em edificações antigas, com certo nível de deterioração ou mesmo novas, podem não cumprir com os  $E_c$  teóricos estipulados nas normativas. Por outra parte, com a finalidade de conhecer as propriedades dinâmicas da estrutura em seu estado atual, foram realizados ensaios de VA. As medições foram feitas utilizando um sismômetro SARA Geobox e cinco acelerômetros triaxiais KINEMATRICS K2, com sensores que registram de forma direta as vibrações em três direções ortogonais em cada um dos pontos de medição selecionados. Além disso, o modelo base foi calibrado, onde os períodos obtidos com VA associados aos modos 1, 2 e 3 foram 0.33s, 0.29s e 0.16s, respectivamente. Também foram identificados os períodos predominantes do solo em CL1 e CL2 com valores de 0.24s e 0.16s, respectivamente. Do mesmo modo, ao se revisar a capacidade da fundação do EA, foi observada uma deficiência desta em relação à sua superfície de apoio. Adicionalmente, o peso da estrutura aumentou devido à adição dos elementos de reforço e ao encamisamento de pilares. Por tal motivo e considerando as características obtidas pelo estudo de mecânica dos solos, optou-se por reforçá-la (ver Fig. 9, 33 e 34). O modelo com vigas mistas demonstrou um melhor comportamento em relação aos deslocamentos e distorções, em comparação com o modelo de vigas de contato (ver figuras 43 e 45), enquanto o modelo com vigas mistas diminuiu ainda mais os períodos fundamentais (ver Tabela 3). Vale mencionar que as duas considerações de reforço cumprem com a diminuição das distorções e atendem dos limites indicados nas NTC-Sismo-2023. No entanto, construtivamente, as vigas mistas requerem maior cuidado no momento de conectar as vigas de aço com as de concreto fissurado. Por essa razão, decidiu-se simular os modelos com o mesmo tamanho de vigas de aço, já que, em caso de falha por resistência no sistema com vigas mistas, as vigas de reforço de aço trabalharão pelo menos como as de contato.

Ao simular a estrutura do edifício em contato com outros corpos, foram observados maiores deslocamentos. Isso ocorreu devido ao impacto causado por tal contato (ver Fig. 43a e 43c), devido à modificação do centro de rigidez no edifício denominado como BETA, já que, ao interagir com os edifícios ALFA e GAMA, os pilares dos eixos 2a, 2b, 3a, 3b e 4b ficam praticamente livres.

A diferença de deslocamentos entre a estrutura no estado atual, sem considerar o contato com os corpos secundários, e a estrutura reforçada foi de 25 cm (ver figuras 43 e 44). Com isso, foi possível diminuir as distorções de forma considerável, fazendo com que estas se encontrem dentro da faixa permissível (ver Fig. 45 e 46).

Para este estudo de caso, não foi levado em consideração o efeito de carbonatação e durabilidade da vida útil do concreto. Da mesma forma, a corrosão no aço se apresenta em elementos secundários e em muito pouco locais do edifício, as quais não contribuem com rigidez lateral ao imóvel, como são as lajes e algumas vigas de bordo. No entanto, é importante e recomendável que, em trabalhos futuros, tal corrosão seja levada em consideração e os resultados sejam contrastados. Em relação à concentração de tensões no EA, pode-se observar que estas tendem a se ampliar na união de vigas com pilares e nas conexões de pilares com a fundação (ver figuras 47 e 48), colocando a estrutura em risco, dado que uma falha em um elemento vertical torna todo o sistema vulnerável.

Nos modelos onde foram integradas as vigas mistas, vigas de contato, encamisamento em pilares e fundação, é evidente que a concentração de tensões se redistribuiu em todo o sistema e, principalmente, nas novas vigas de aço (ver Fig. 49 e 50), diminuindo sua concentração e equilibrando tais tensões nos materiais dos diferentes elementos.

## 8. CONCLUSÕES

Pode-se concluir que a degradação dos materiais ao longo do tempo, bem como a falta de manutenção preventiva, resultou na diminuição da rigidez dos elementos constitutivos do sistema, isso modificou de forma significativa as propriedades dinâmicas da estrutura, mostrando um aumento nos períodos de vibração, bem como nos deslocamentos e nas distorções laterais da estrutura. Uma vez realizada a investigação física, os ensaios mistos são de suma importância antes da modelagem e da análise estrutural, já que, ao se realizar a avaliação do edifício, pode-se compreender de forma mais precisa o sistema estrutural em seu estado atual. Por meio deste processo, é determinado de forma mais precisa o grau de deterioração do comportamento do imóvel, assim como o estado atual de saúde estrutural diante dos efeitos de deslocamentos laterais (estado de serviço).

A análise das propriedades físico-mecânicas dos materiais, do solo e das propriedades dinâmicas é fundamental para calibrar os modelos e para determinar as distorções da estrutura. Por outro lado, os ensaios esclerométricos, por si só, forneceram módulos de elasticidade consideravelmente altos em comparação com os obtidos em ensaios de laboratório. Ao se colocar as vigas de aço para restabelecer o comportamento de diafragma de pavimento e controlar tais deflexões, provocou-se o aumento do peso desses pavimentos. Visto que o objetivo foi melhorar as distorções laterais, os pilares foram encamisados com concreto armado para aumentar a rigidez lateral, já que o uso de elementos diagonais não foi permitido por motivos de preservação da funcionalidade dos espaços arquitetônicos.

É importante ressaltar que, para reabilitar o comportamento das distorções laterais, existem muitos procedimentos e materiais. No entanto, para o caso estudado, os elementos de reforço foram exigidos e condicionados pela disciplina de projeto arquitetônico em relação à utilização de vigas de aço na parte inferior das lajes e vigas de concreto existentes, dado que estas apresentam deformações e flechas consideráveis, o que atualmente está causando, entre outros efeitos, que os pavimentos não trabalhem como diafragmas totalmente rígidos. Além disso, a relação de aspecto entre as vigas principais e os pilares do imóvel em seu EA não cumprem com a condição requerida de viga fraca e pilar forte.

Por outro lado, foi determinado intervir nos edifícios secundários ALFA e GAMA para separar os edifícios e garantir as juntas de dilatação sísmica pertinentes e, com isso, eliminar a tendência de continuidade por contato entre os edifícios. Os modelos que incluem o reforço demonstraram que, além de restabelecer a rigidez estrutural ao sistema, também podem controlar os efeitos de ressonância, dados os períodos de vibração da estrutura virtualmente reabilitada e do solo.

As distorções de pavimento diminuiriam quando foram consideradas as molas na base. Isso se deve a que a fundação tende a girar, e tais giros absorvem parte das forças de inércia da superestrutura, e esta começa a trabalhar de forma semelhante a um corpo rígido, motivo pelo qual as distorções de pavimento são minimizadas.

## 9. AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao Instituto Politécnico Nacional (IPN), pois parte deste texto é derivada de projetos de pesquisa da Secretaría de Investigación y Posgrado (SIP), por exemplo: dos projetos: 20211375 Análise Estrutural de Edifícios com deficiência em sua relação de forma implantados em solos moles na Cidade do México, 20220309 Sistemas Estruturais com Deslocamentos Inelásticos.

## 10. REFERÊNCIAS

- ASTM (2018), *ASTM D1586/1586M-18 - Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils*, pp 3-12.
- ASTM (2016), *ASTM E8/E8M-16a - Métodos de Ensayo Estándar para Ensayos de Tensión de Materiales Metálicos*, ASTM International, 2016".
- Camargo, J. (2012), "Procedimiento para automatización de metodologías de identificación de sistemas en el análisis de edificios instrumentados". Ciencia Nueva. <http://132.248.10.225:8080/xmlui/handle/123456789/98>, pp. 11-12.
- Camargo, J. (2013), "Procedimiento para automatización de metodologías de identificación de sistemas en el análisis de edificios instrumentados". Tesis doctoral. Universidad Nacional Autónoma de México. pp. 11-12.
- CENAPRED (2018), "Espectros de respuesta en la Cdmx de los sismos de septiembre de 2017, M 8.2 en el Golfo de Tehuantepec y M 7.1 Puebla- Morelos", Centro Nacional de Prevención de Desastres. México, p. 10.
- CFE (2015), "Manual de Diseño de Obras Civiles", Sección C: Estructuras, Tema 1: Criterios Generales de Análisis y Diseño, Capítulo C.1.3 Diseño por Sismo, Comisión Federal de Electricidad, p. 25
- Chopra, A. (2014), "Dinámica de estructuras", cuarta edición. Pearson Educación. México, p. 9.
- De Buen López, O. (2004), "Diseño de Estructuras de Acero Construcción Compuesta". Fundación ICA, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C., pp. 12-14.
- Gere, J., Goodno, B. (2016), "Mecánica de Materiales", Octava edición. Cengage Learning. México, pp. 508 y 509.
- Lermo, J., y Chávez-García, F. (1993), "Site effect evaluation using spectral ratios with only one station". Bulletin of the seismological society of America, 83(5), pp. 1574-1594.
- McCormac, J., Csernak, S. (2013), "Diseño de Estructuras de Acero", quinta edición. Alfaomega. México, pp. 562-564.
- Muriá, D. (2007), "Experiencia mexicana sobre la respuesta sísmica de edificios Instrumentados". México DF: Academia de Ingeniería. México, p. 15-20.
- Nakamura, Y. (1989), "A method For Dynamics Charateristics Estimation of Surface Using Microtremor On The Ground Surface", Quarterly Report of Railway Tech Res. Inst. 30, pp. 25-33.
- NTC-Cimentación (2023), "Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Cimentaciones", pp. 15-31.
- NTC-Concreto (2023), "Norma Técnica Complementaria para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", p. 29, 52.
- NTC-Sismo (2023), "Norma Técnica Complementaria para el Diseño por Sismo", pp. 18-30.
- NTC- Rehabilitación Estructural (2023). "Norma Técnica Complementaria para la Evaluación y Rehabilitación estructural de edificios existentes", p. 57-60.
- ONNCE (2009), *NMX-C-169-ONNCCE-2009. "Industria de la Construcción – Concreto - Extracción de especímenes cilindricos o prismáticos de concreto hidráulico endurecido"*
- ONNCE (2013), *NMX-C-109-ONNCCE-2013. "Industria de la Construcción – Concreto – Cabeceo de Especímenes"*
- ONNCE 128 (2013), *NMX-C-128-ONNCCE-2013 Industria de la Construcción – Concreto sometido a compresión - Determinación del Módulo de Elasticidad estático y relación de Poisson.*
- ONNCE (2014), *NMX-C-083-ONNCCE-2014. "Industria de la Construcción – Concreto - Determinación de la resistencia a la Compresión de Especímenes-Método de Ensayo", pp. 3-9.*

- ONNCE (2018), *NMX-C-192-ONNCCE-2018. “Industria de la Construcción – Concreto – Determinación del Número de Rebote Utilizando el Dispositivo Conocido como Esclerómetro – Método de Ensayo”*
- RSCDMX (2023), “*Servicio Sismológico Nacional*”. Red Sísmica de la Ciudad de México. <http://siscdmx.ssn.unam.mx/red-instrumentos/mapa-ubicacion/>. Último acceso mayo de 2025.
- Salmon, C., Johnson, J. (1996), “*Steel Structures Design and Behavior*”, cuarta edición. Prentice Hall. United States of America, pp. 957 y 958.
- SAP2000v23 (2017), “*CSI Structural Analysis and Design*”, Editorial Computers & Structures, Inc., p. 204.
- Segui, W. (2000), “*Diseño de estructuras de acero con LRFD*”, segunda edición. Thomson Editores, p. 451-455.
- Torres, C. (2009), “*Pruebas de vibración ambiental para determinar las propiedades dinámicas de un edificio de 23 niveles y los efectos interacción suelo-estructura*”. Tesis de maestría. Instituto Politécnico Nacional, pp 7-10.