



REGIÃO AUTÓNOMA DOS AÇORES

SECRETARIA REGIONAL DAS OBRAS PÚBLICAS E COMUNICAÇÕES
LABORATÓRIO REGIONAL DE ENGENHARIA CIVIL
DIREÇÃO DE SERVIÇOS DE ESTRUTURAS E MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

AVALIAÇÃO DE VULNERABILIDADE
SÍSMICA E REFORÇO DE UM EDIFÍCIO
EXISTENTE EM ALVENARIA

RELATÓRIO 144/2021

Trabalho realizado para
Laboratório Regional de Engenharia Civil
Ponta Delgada, dezembro de 2021



REGIÃO AUTÓNOMA DOS AÇORES

SECRETARIA REGIONAL DAS OBRAS PÚBLICAS E COMUNICAÇÕES
LABORATÓRIO REGIONAL DE ENGENHARIA CIVIL

DIREÇÃO DE SERVIÇOS DE ESTRUTURAS E MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

AVALIAÇÃO DE VULNERABILIDADE SÍSMICA E REFORÇO DE UM EDIFÍCIO EXISTENTE EM
ALVENARIA

IDENTIFICAÇÃO DO DOCUMENTO

Relatório ID: LREC/DSEMC – RELATÓRIO 144/2021
Proc. ID: Proc. 583
LREC/CD - Cota ID: 624.04
M646a
Autor(s) ID: Lisandra Câmara Miranda
Eng. Civil, Mestre em Estruturas
Visto(s) ID: O Diretor de Serviços de Estruturas e Materiais de Construção
José Carlos Oliveira
O Diretor do Laboratório Regional de Engenharia Civil
Francisco de Sousa Fernandes

Índice

1	INTRODUÇÃO	5
2	DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO	5
2.1	Caracterização estrutural	6
2.1.1	Paredes	6
2.1.2	Pavimentos.....	7
2.1.3	Cobertura.....	7
2.1.4	Fundações.....	7
3	BASES DE CÁLCULO	7
3.1	Solo de fundação	8
3.2	Alvenaria Estrutural	8
3.2.1	Situação Original	8
3.2.2	Situação Reforçada	9
3.3	Pavimentos em madeira.....	10
3.3.1	Situação Original	10
3.3.2	Situação Reforçada	10
3.4	Cobertura	11
3.5	Quantificação de ações.....	11
3.5.1	Ação sísmica	12
4	MODELOS ESTRUTURAIS	13

4.1	Modelos.....	13
4.2	Análise de comportamento a ações estáticas	15
4.3	Análise modal.....	15
4.4	Análise não linear estática (<i>Pushover</i>)	16
4.4.1	Modelo M0.....	16
4.4.2	Modelo M1.1	16
4.4.3	Modelo M1.2	18
5	CONCLUSÕES	18
6	BIBLIOGRAFIA	19
7	ANEXOS	21
7.1	Descrição do edifício	21
7.2	Análise de comportamento a ações estáticas	23
7.3	Análise modal.....	24
7.4	Análise não linear estática (<i>pushover</i>)	26

1 INTRODUÇÃO

Este documento apresenta a análise de vulnerabilidade e reforço de um edifício simples em alvenaria de pedra tradicional dos Açores, nomeadamente uma moradia unifamiliar localizada na ilha de S. Miguel.

Em termos gerais, o trabalho incluiu as seguintes etapas, que também correspondem, grosso modo, aos capítulos deste documento:

- Determinação das características do edifício, com ênfase na sua estrutura, para estimativa de propriedades mecânicas de materiais, sistemas construtivos e características das ligações;
- Avaliação de vulnerabilidade sísmica do edifício;
- Apresentação de proposta de reforço para o edifício, incluindo a análise de segurança da situação reforçada.

2 DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

O edifício corresponde a uma antiga taberna, com piso superior habitável. Não foi possível precisar a data original de construção do edifício, mas considera-se que será certamente anterior à primeira metade do século XX e, portanto, anterior a enquadramento e/ou imposição regulamentar.

Trata-se de um edifício parcialmente isolado, onde apenas cerca de metade da empena orientada a nascente é partilhada com o edifício vizinho, de construção recente, com praticamente a mesma altura. A fachada principal localiza-se à face do arruamento, o qual possui pouca inclinação. A Figura 1 apresenta uma foto da fachada do edifício, enquanto a Figura 10, em anexo, apresenta a sua implantação.



Figura 1 – Foto da fachada do edifício.

Em termos geométricos, o edifício real apresenta configuração em planta irregular ao nível do Piso 0 e regular no Piso 1. Contudo, para efeitos do presente trabalho, assume-se uma versão simplificada da geometria, em que a planta de pisos é aproximadamente retangular, com cerca de 11,8 m de comprimento e 10,7 m de largura, perfazendo uma área por piso de aproximadamente 126,3 m². A estrutura é regular em altura, possuindo o edifício uma altura mínima de 6,0 m, e uma altura máxima de cerca de 8,8 m, ao nível da cumeeira do edifício.

As Figuras 10 a 13 apresentam as plantas, alçado e cortes do edifício, com indicação da zona desprezada no âmbito desta análise.

2.1 Caracterização estrutural

2.1.1 Paredes

Em termos estruturais, os elementos de suporte verticais correspondem a 5 paredes-mestras de alvenaria tradicional de pedra com cerca de 60 cm de espessura, sendo quatro delas exteriores e a restante interior, orientada paralelamente ao alçado principal.

As paredes são constituídas por dois panos de alvenaria geralmente irregular, com alguns elementos em cantaria nas ombreiras e padieiras de vãos, sendo desconhecido o nível de ligação entre panos. A argamassa de assentamento é pobre, constituída por uma mistura de cal e areia em proporções indeterminadas.

2.1.2 Pavimentos

Os pavimentos são suportados por vigas principais em madeira dispostas perpendicularmente aos alçados principal e posterior, e assentes na parede de alvenaria interior, com secção aproximadamente circular, com cerca de 20 cm de diâmetro e 1,5 m de afastamento. Sobre estas, assentam barrotes em madeira com secção retangular, com cerca de 5 x 8 cm² e 35 cm de afastamento. Por último, sobre os barrotes assenta o soalho com cerca de 3 cm de espessura.

2.1.3 Cobertura

A cobertura do edifício é constituída por duas águas suportadas por asnas de madeira, sobre as quais assentam madres, barrotes e o forro em madeira, e o revestimento em telha cerâmica.

2.1.4 Fundações

Relativamente às fundações, acredita-se que sejam em alvenaria de pedra de basalto, com, no mínimo, largura semelhante à das paredes estruturais.

3 BASES DE CÁLCULO

Nesta secção apresentam-se os pressupostos tidos em consideração na análise de cálculo efetuada, nomeadamente as características do solo de fundação, materiais estruturais e sistemas construtivos, assim como a quantificação das ações.

Importa referir que se assumiu tratar-se de um edifício isolado, apesar de ser parcialmente geminado, e com nível de conhecimento KL2.

3.1 Solo de fundação

O comportamento das fundações não foi analisado, visto se pressupor que não existirá alteração de configuração ou aumento de cargas verticais na estrutura.

Assume-se que o terreno onde o edifício se localiza é compatível com o Tipo B indicado no EC8-1 [1].

3.2 Alvenaria Estrutural

3.2.1 Situação Original

A estrutura do edifício é composta por paredes de alvenaria de pedra tradicional de pano duplo, não aparelhada, com folhas externas e núcleo, com cerca de 60 cm de espessura em toda a altura.

Não tendo sido possível a realização de ensaios para caracterização da alvenaria, assumiram-se as propriedades mecânicas propostas pelo software de cálculo automático utilizado para "*Masonry in rough-hewn stone, with faces of limited thickness and internal nucleous*", com nível de conhecimento KL2 (Figura 2).

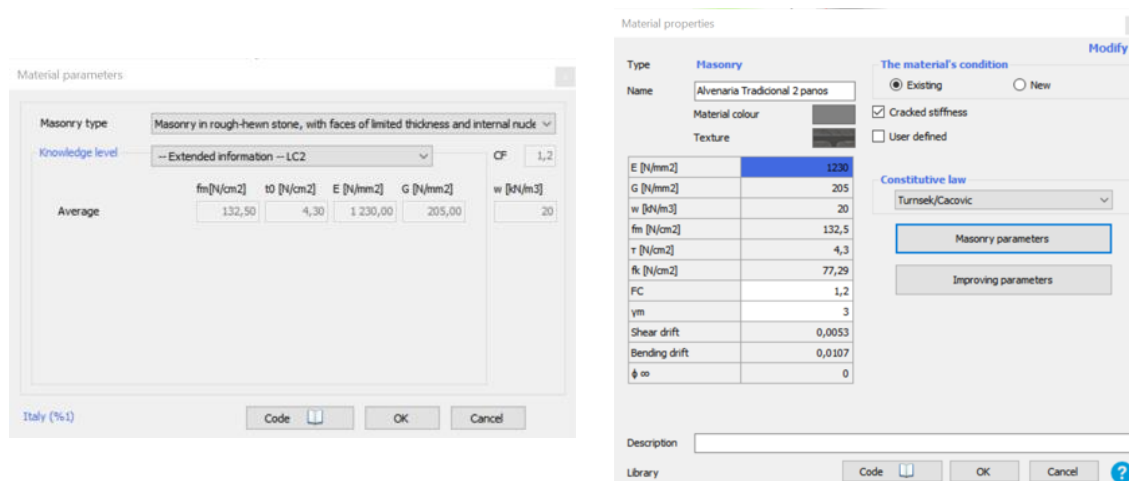


Figura 2 – Características mecânicas de paredes de alvenaria originais.

3.2.2 Situação Reforçada

Uma vez que a análise de vulnerabilidade do edifício evidenciou nível de segurança insuficiente, assumiu-se o reforço das paredes de alvenaria com recurso a uma combinação de reboco armado, à base de cal hidráulica e rede de fibra de vidro de elevada gramagem, e injeção de caldas à base de cal. Esta combinação de técnicas de reforço permite melhorar as características das paredes em cerca de 3,4x, valor superior ao máximo de melhoria de características recomendado de 3x, pelo que se considerou este último como o fator de melhoria de propriedades da alvenaria (Figura 3).

A Figura 4 apresenta as características mecânicas das paredes reforçadas.

Tipo de alvenaria	Injeção de argamassas*	Reboco armado**	Refechamento das juntas com armaduras**	Fator combinado máximo
Pedra irregular, com seixos e pedras de forma errática (assumida de uma ou duas folhas)	2,0	2,5	1,6	3,5
Pedra não aparelhada com folhas externas e núcleo (três folhas), correntes nos Açores	1,7	2,0	1,5	3,0
Pedra aparelhada com boa aderência	1,5	1,5	1,4	2,2
Regular de pedra macia (blocos de tufo ou arenito)	1,4	1,7	1,1	2,0
Pedra aparelhada rija (aparelho regular)	1,2	1,5	1,2	1,8
Cantaria construída com pedras de boa qualidade	1,2	1,2	-	1,4

* O uso dos fatores propostos é suportado com base num teste preliminar *in situ* da injetabilidade da argamassa, em função da melhoria de homogeneidade, p. ex. por ensaios sísmicos.
 ** Valores a serem adequadamente reduzidos no caso de paredes de alvenaria muito espessas (> 0,7 m).

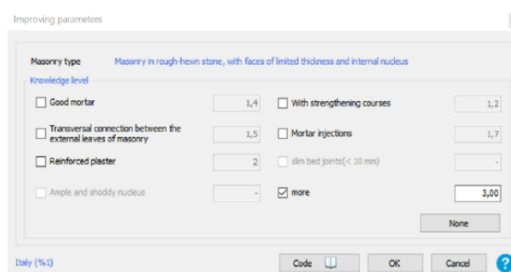


Figura 3 – Coeficientes de melhoria das características das paredes de alvenaria após o reforço.

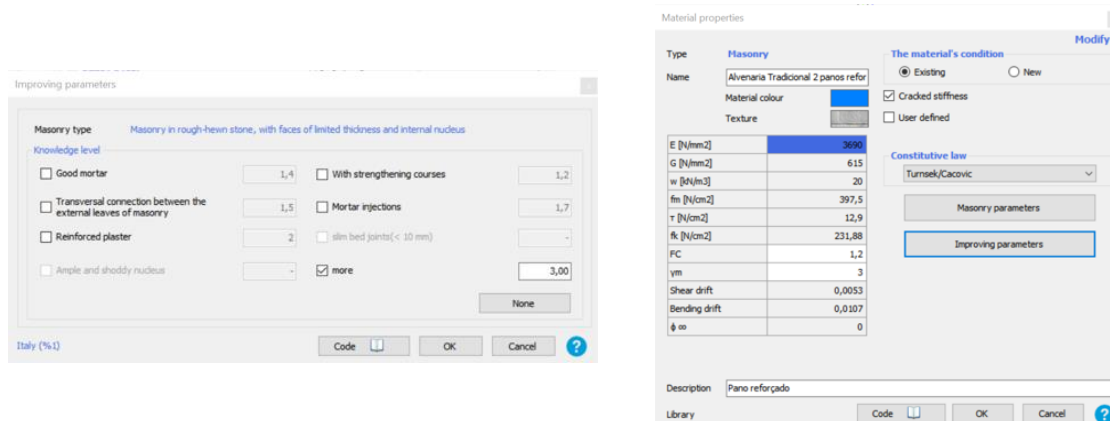


Figura 4 – Características mecânicas de paredes de alvenaria reforçadas.

3.3 Pavimentos em madeira

3.3.1 Situação Original

Apesar da dupla estrutura de suporte dos pavimentos (vigas principais e barrotes perpendiculares), assume-se que a ligação a paredes e descontinuidades dos barrotes sobre as vigas principais não conduzem a incremento de rigidez apreciável, tendo-se assumido que se trata de um pavimento em vigas de madeira com rigidez axial numa única direção.

A Figura 5 apresenta as características dos pavimentos do Piso 1 e Sótão considerados na análise de vulnerabilidade do edifício.

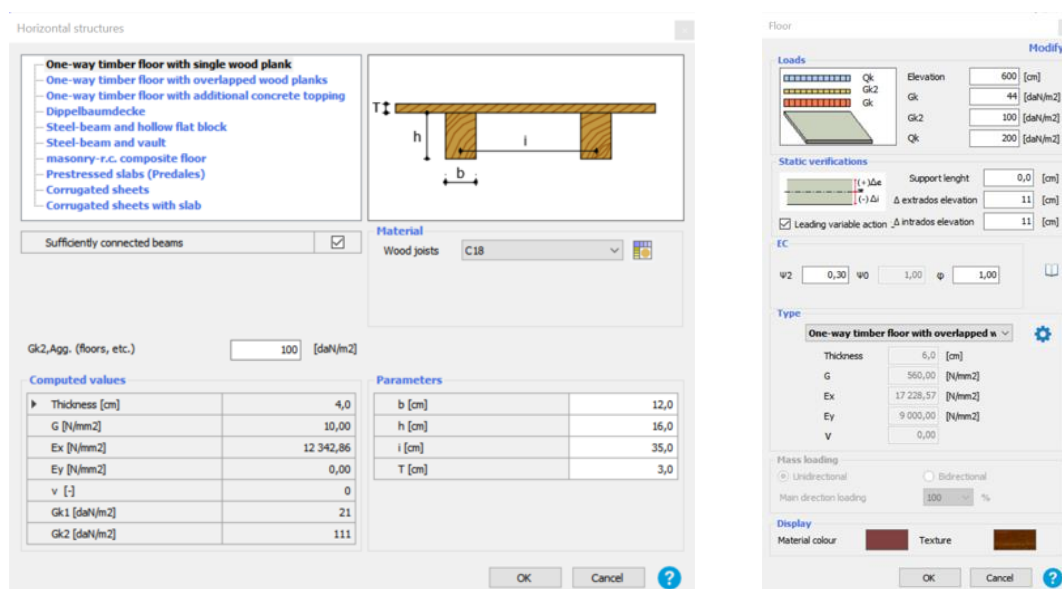


Figura 5 – Propriedades dos pavimentos de madeira.

3.3.2 Situação Reforçada

Uma vez que a análise de vulnerabilidade do edifício evidenciou nível de segurança insuficiente, assumiu-se o reforço dos pavimentos através da aplicação de uma segunda camada de soalho e garantia de ligação de barrotes a paredes de alvenaria e entre si, de modo a melhorar o efeito de diafragma do pavimento.

A Figura 6 apresenta as características dos pavimentos do Piso 1 e Sótão considerados na análise de segurança após reforço.

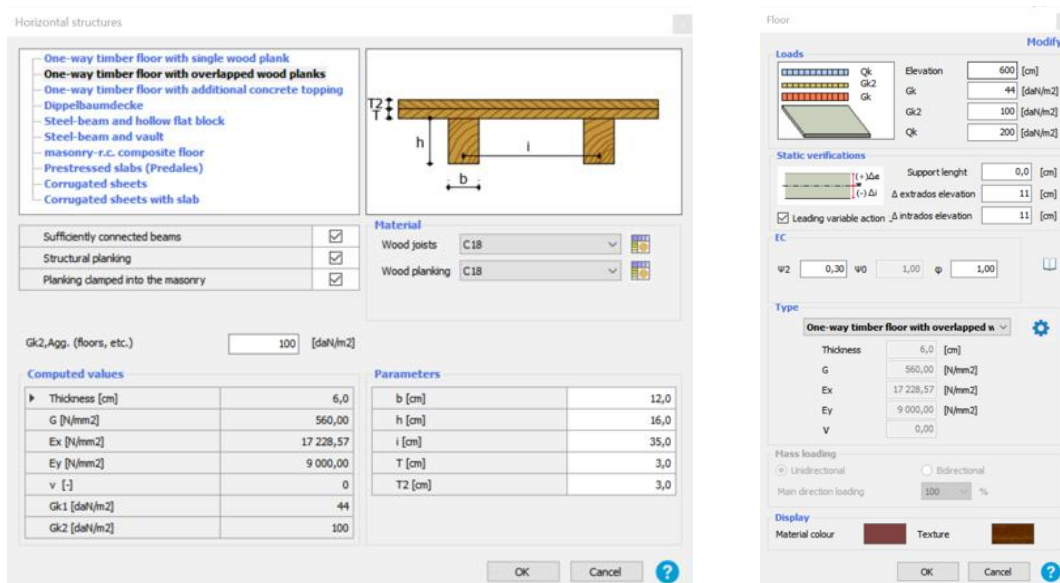


Figura 6 – Propriedades dos pavimentos de madeira após o reforço.

3.4 Cobertura

Considera-se que a cobertura não desempenha um papel relevante do ponto de vista estrutural, mas é suportada por asnas que evitam a transmissão de impulsos horizontais para paredes de alvenaria.

3.5 Quantificação de ações

No âmbito da análise de vulnerabilidade, consideraram-se as ações apresentadas seguidamente:

	Peso Próprio	Restantes Cargas Permanentes	Sobrecarga
Alvenaria	20,5 kN/m ³	–	–
Pavimentos	0,44 kN/m ²	1,0 kN/m ²	2,0 kN/m ²
Cobertura	–	1,20 kN/m ²	0,30 kN/m ²

3.5.1 Ação sísmica

Tendo em consideração que o edifício se enquadra na classe de importância II, a análise de segurança foi efetuada apenas para o estado limite de Danos Severos (SD) (Ponto NA-2.1(2)P do EC8-3 [2]).

Por outro lado, considerando a sua localização (ilha de S. Miguel), admitiu-se apenas o espectro relativo à ação sísmica Tipo 2, numa zona sísmica 2.1, a que corresponde uma aceleração de referência (a_{gR}) de $2,5 \text{ m/s}^2$.

O terreno onde o edifício se localiza é compatível com o tipo B indicado no EC8-1 [1], ao qual corresponde um parâmetro $S_{max} = 1,35$ e os seguintes parâmetros definidores de espectro de resposta: $T_B = 0,1 \text{ s}$; $T_C = 0,25 \text{ s}$ e $T_D = 2,0 \text{ s}$.

Salienta-se que a análise de vulnerabilidade do edifício original foi efetuada para uma aceleração de $0,9 \times 0,89 \times a_{gR}$, tendo por base o indicado na Portaria n.º 302/2019 [3] e EC8-3 [2], enquanto a análise do edifício após reforço foi efetuada para uma aceleração de $0,89 \times a_{gR}$. Do mesmo modo, os parâmetros S foram ajustados em ambos os casos, de acordo com o definido no EC8-1 [1].

A Figura 7 apresenta os parâmetros considerados na análise de vulnerabilidade do edifício sem reforço (Figura 7a) e reforçado (Figura 7b).

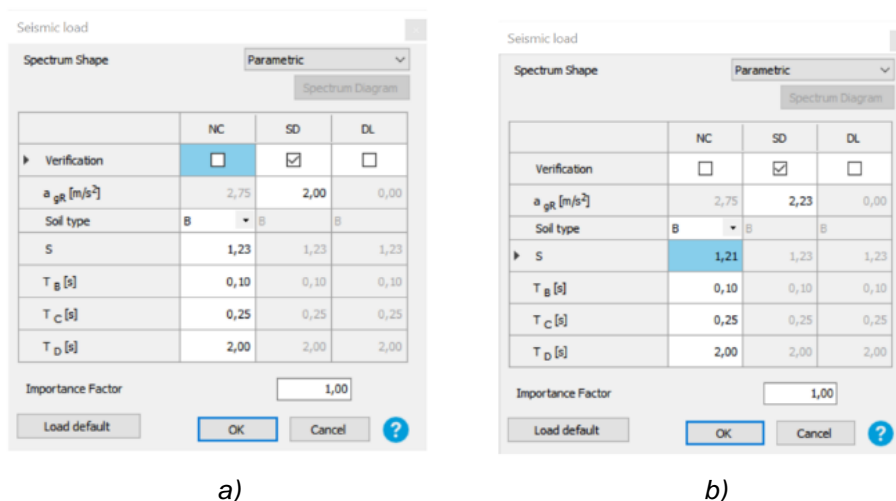


Figura 7 – Aceleração sísmica a_g e parâmetros S , T_B , T_C e T_D do espectro de resposta considerado na análise de vulnerabilidade do edifício original (a) e do edifício reforçado (b).

4 MODELOS ESTRUTURAIS

A análise de segurança do edifício foi efetuada para danos decorrentes de ações no plano, com recurso a um modelo tridimensional de macro-elementos implementados no software *3Muri*.

Após a análise à vulnerabilidade do edifício, tendo-se verificado que o mesmo não possuía nível de segurança suficiente, procedeu-se a uma análise de segurança do edifício com dois níveis de reforço incrementais, conforme descrito anteriormente.

A verificação de segurança em cada situação compreendeu as seguintes etapas:

- 1) Análise de comportamento a ações estáticas (verticais), com o objetivo de identificar os membros com resistência insuficiente, mesmo sem aplicação de ação sísmica e que, portanto, deveriam ser reforçados independentemente dos resultados de qualquer análise;
- 2) Análise modal, para determinar as percentagens de mobilização de massa de cada um dos modos e, portanto, a aproximação do edifício às condições ideais de aplicação do modelo de macro-elementos (modos com elevada mobilização de massas);
- 3) Análise *pushover*, para aplicação de carga triangular e uniforme em altura, com e sem consideração de excentricidade de aplicação da ação sísmica.

Nas subsecções seguintes apresentam-se as características dos modelos e os principais resultados obtidos.

4.1 Modelos

Foram desenvolvidos três modelos de cálculo, nomeadamente:

- **M0** – Modelo de referência (Figura 8), com alvenaria não armada e pavimento constituído por vigas de madeira com soalho simples. Este modelo foi sujeito a uma análise de vulnerabilidade tendo por base a aceleração reduzida indicada na Figura 7a);

- **M1.1** – Modelo semelhante ao modelo M0 (Figura 9a), mas com incremento de rigidez de pavimentos, através do recurso a um duplo sobrado (Figura 6) e melhoria de ligação de pavimentos a paredes;
- **M1.2** – Modelo semelhante ao modelo M1.1 (Figura 9b), mas com melhoria de propriedades de todas as paredes de alvenaria, admitindo uma solução de reforço que inclui: 1) consolidação de paredes por intermédio de injeção de calda a baixa pressão; e, 2) aplicação de reboco armado, à base de cal hidráulica e rede de fibra de vidro de elevada gramagem, com ligadores entre panos a cada 0,75 m.

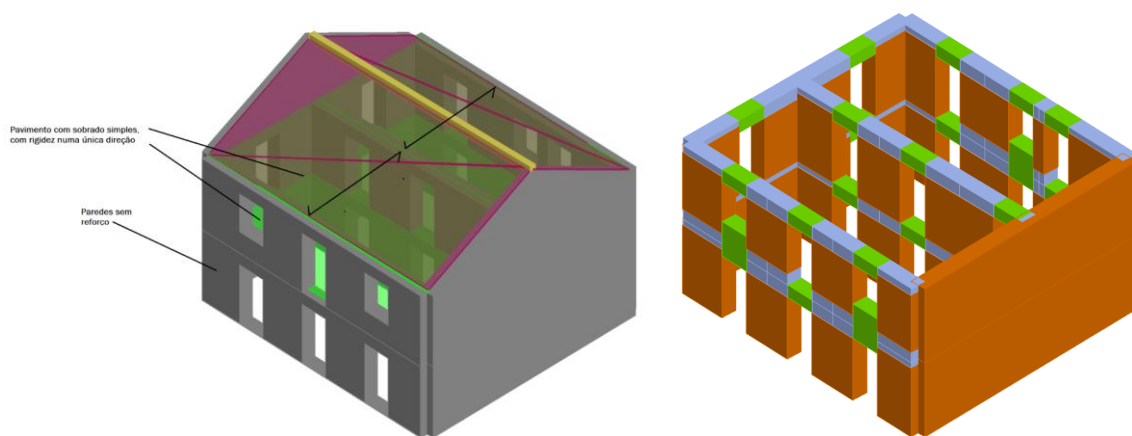


Figura 8 – Geometria e malha do modelo de referência – M0.

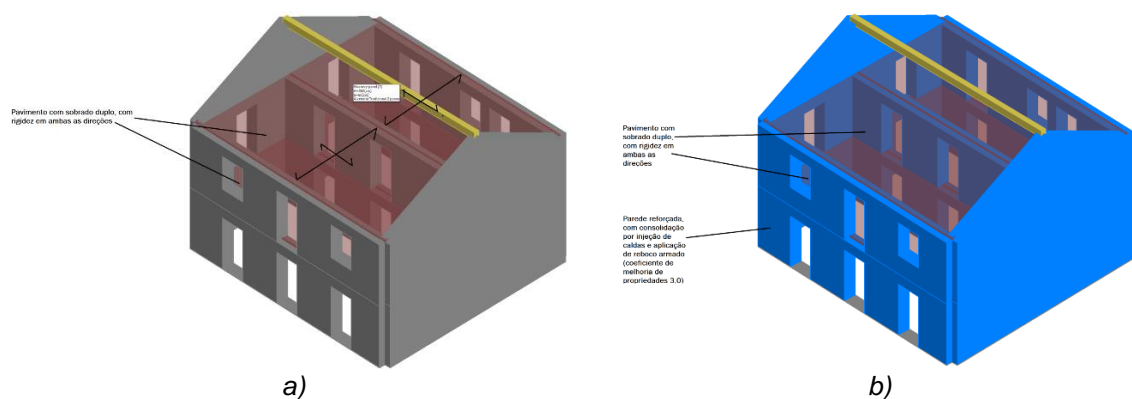


Figura 9 – Geometria dos modelos com reforço: a) modelo M1.1; b) modelo M1.2.

4.2 Análise de comportamento a ações estáticas

A verificação de segurança a ações estáticas permitiu identificar um nembro a requerer reforço independentemente dos resultados da análise sísmica (Figura 14, em anexo). O nembro em questão corresponde a um elemento localizado no alçado posterior do edifício, com largura reduzida e, portanto, sujeito a esforço normal superior ao resistente admissível ($N_{Ed}/N_{Rd} \geq 1$).

Verificou-se que o recurso a injeção e reboco armado, devido ao incremento de resistência de um fator de 3, elimina a fragilidade deste elemento (Figura 15, em anexo).

4.3 Análise modal

A análise modal aos diferentes modelos (M0, M1.1 e M1.2), cujos resultados apresentam-se nas Figuras 16 a 18, em anexo, permite realizar as seguintes observações:

- O aumento de rigidez do pavimento (modelo M1.1 vs. modelo M0) melhora significativamente o comportamento do edifício para ações paralelas ao alçado principal, contudo não tem impacto significativo sobre o comportamento do edifício para ações horizontais perpendiculares ao alçado principal;
- O reforço das paredes (modelo M1.2 vs. modelo M1.1) aumenta a rigidez global do edifício em ambas as direções, verificando-se períodos de vibração em geral mais baixos no modelo M1.2. No entanto, esta solução de reforço não tem um impacto significativo no comportamento do edifício, verificando-se que os modos de vibração mobilizam contribuições de massa semelhantes e ocorrem na mesma sequência em ambos os casos.

4.4 Análise não linear estática (*Pushover*)

Os três modelos desenvolvidos foram submetidos a uma análise não linear estática (*pushover*) para determinar o cumprimento dos requisitos regulamentares para o nível dano severo (SD) da Portaria n.º 302/2019 [3], no caso da situação não reforçada, e EC8-3 [2], no caso dos modelos representativos da situação reforçada.

4.4.1 Modelo M0

As Figuras 19 a 21, em anexo apresentam os principais resultados da análise ao edifício não reforçado (modelo M0), sendo possível efetuar as seguintes observações:

- O edifício na sua situação original não apresenta nível de segurança adequado para a ação indicada na Portaria n.º 302/2019 [3], identificando-se várias situações em que ocorre falha de nembros mesmo em fase de carregamento elástico (situações 3, 13, 14 e 15) e outras tantas (situações 2, 9, 11 e 12) em que a segurança também não é verificada, apesar de não ocorrer rotura de elementos na fase elástica;
- A rotura de elementos ocorre apenas quando a ação sísmica atua na direção paralela ao alçado principal (Direção X);
- A margem de segurança é significativa quando a ação sísmica ocorre na direção perpendicular ao alçado principal (Direção Y). Esta situação sugere a possibilidade de melhoria significativa de comportamento caso se procedesse ao incremento de rigidez de pavimentos, pelo que se realizou nova análise (Modelo M1.1).

4.4.2 Modelo M1.1

As Figuras 22 a 25, em anexo, apresentam os principais resultados da análise ao edifício com incremento de rigidez de pavimentos (modelo M1.1), sendo possível efetuar as seguintes observações:

- O incremento de rigidez de pavimentos provoca uma melhoria significativa do nível de segurança do edifício quando comparado com a situação original, apesar do incremento de aceleração para o qual foi efetuada a análise;
- Obtiveram-se quatro situações em que o critério de verificação de segurança não é cumprido, salientando-se que as duas primeiras apresentam valores de coeficiente de segurança próximos da unidade, mas nas duas últimas (situações 20 e 24) verifica-se um nível de segurança inferior:
 - i) Situação 6 – Sismo na Direção Y, sem excentricidade;
 - ii) Situação 14 – Sismo na Direção X-, com excentricidade negativa;
 - iii) Situação 20 – Sismo na direção Y+, com excentricidade negativa (situação condicionante), e;
 - iv) Situação 24 – Sismo na Direção Y-, com excentricidade negativa.
- Verificou-se uma melhoria de comportamento do edifício na direção paralela ao alçado principal (Direção X);
- A rotura é verificada principalmente quando o edifício é solicitado por ações horizontais com direção perpendicular ao alçado principal (Direção Y), devido à excentricidade apreciável que o edifício evidencia nesta direção e à existência de apenas duas únicas paredes em alvenaria para um vão de cerca de 11,0 m;
- Também se verifica que o edifício apresenta maior ductilidade na Direção X, o que é expectável, tendo em consideração a quantidade de aberturas em painéis daquela direção, quando comparadas com a Direção Y, que possui uma parede sem quaisquer aberturas ("cega") e outra com duas aberturas e um painel central de grandes dimensões.

Tendo em consideração os resultados, optou-se por uma medida de reforço adicional, caracterizada pela aplicação de reboco armado e consolidação de alvenaria por injeção de caldas em todas as paredes de alvenaria do edifício.

É possível que poderão existir medidas de reforço menos intrusivas e onerosas, e igualmente capazes de melhorar o comportamento do edifício, de forma a cumprir os requisitos regulamentares. Contudo, esta medida de reforço, quando associada à melhoria de ligação das paredes aos pavimentos e à cumeeira da cobertura, possui a vantagem de evitar a desagregação e os modos de rotura perpendiculares ao plano, permitindo a mobilização dos mecanismos de rotura no plano.

4.4.3 Modelo M1.2

As Figuras 26 a 29, em anexo, apresentam os principais resultados da análise ao edifício com incremento de rigidez de pavimentos e reforço de paredes (modelo M1.2), sendo possível efetuar as seguintes observações:

- O reforço de paredes provoca uma melhoria significativa do nível de segurança do edifício quando comparado com a situação anterior (Modelo M1.1), permitindo verificar os requisitos de segurança regulamentares;
- A direção com menor ductilidade e fator de segurança corresponde à Direção Y, tal como na situação anterior.

5 CONCLUSÕES

O presente documento resume a análise de vulnerabilidade e reforço de um edifício simples em alvenaria de pedra tradicional dos Açores, nomeadamente uma moradia unifamiliar localizada na ilha de S. Miguel.

Desta análise, e em termos gerais, é possível afirmar que:

- O edifício alvo deste estudo apresenta vulnerabilidade à ação sísmica, de acordo com a Portaria n.º 302/2019 [3], aquando da verificação de segurança para ações no plano das paredes;
- O incremento de rigidez de pavimentos do Piso 1 e do Sótão, através da aplicação de um duplo soalho sobre o soalho existente e da melhoria da

ligação dos pavimentos às paredes de alvenaria (modelo M1.1), permitiu uma melhoria significativa do comportamento do edifício.

- O reforço do edifício por incremento de rigidez de pavimentos não foi suficiente para garantir o cumprimento dos requisitos regulamentares indicados no EC8-3 [2], pelo que se considerou importante proceder a uma segunda operação de reforço, através da aplicação de reboco armado à base de cal hidráulica e rede de fibra de vidro de elevada gramagem, assim como a injeção de caldas em todas as paredes de alvenaria (modelo M1.2), visto o uso de apenas reboco armado não se mostrar suficiente para verificar a segurança, dentro da abordagem de reforço seguida;

6 BIBLIOGRAFIA

[1] NP EN 1998-1: 2010 - Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios, Instituto Português da Qualidade.

[2] NP EN 1998-3: 2017 - Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios, Instituto Português da Qualidade.

[3] Portaria n.º 302/2019, de 12 de setembro, Diário da República n.º 175/2019, Série I de 2019-09-12.

Autoria

Lisandra Miranda

(Eng^a. Civil)

Visto

O Diretor de Serviços de
Estruturas e Materiais de Construção

José Carlos Oliveira

Visto

O Diretor do LREC

Francisco Sousa Fernandes

7 ANEXOS

7.1 Descrição do edifício

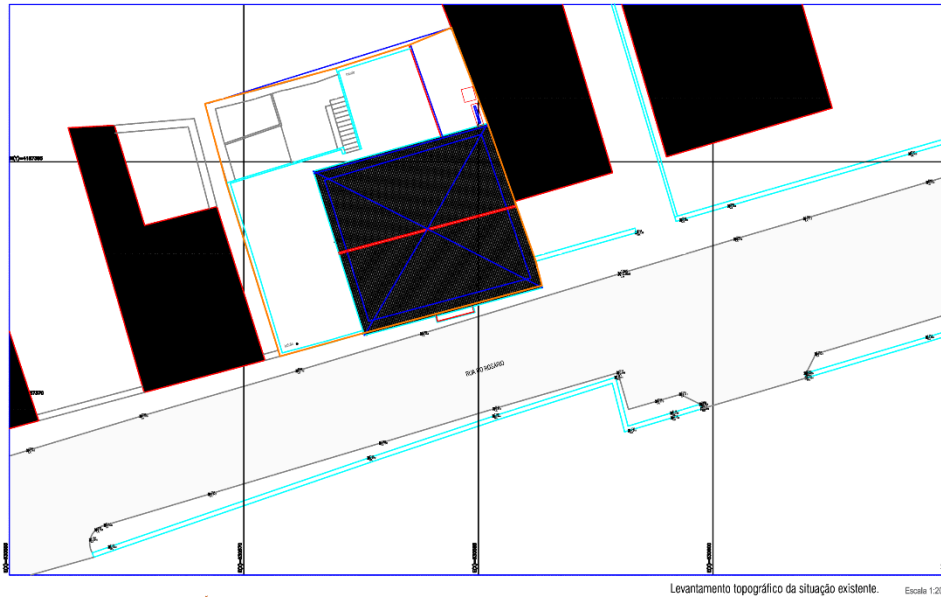


Figura 10 – Implantação do edifício.



Figura 11 – Alçado do edifício, com indicação da zona desprezada no âmbito da presente análise (zona com trama a cinza).

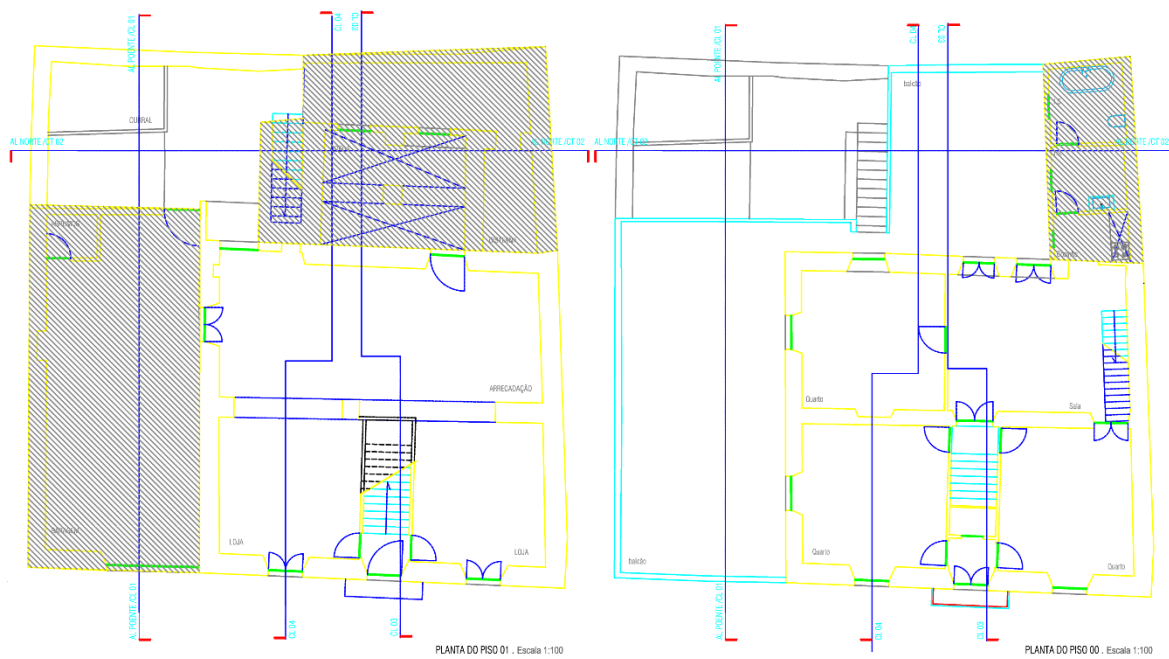


Figura 12 – Planta dos Pisos 0 e 1 do edifício, com indicação da zona desprezada no âmbito da presente análise (zona com trama a cinza).

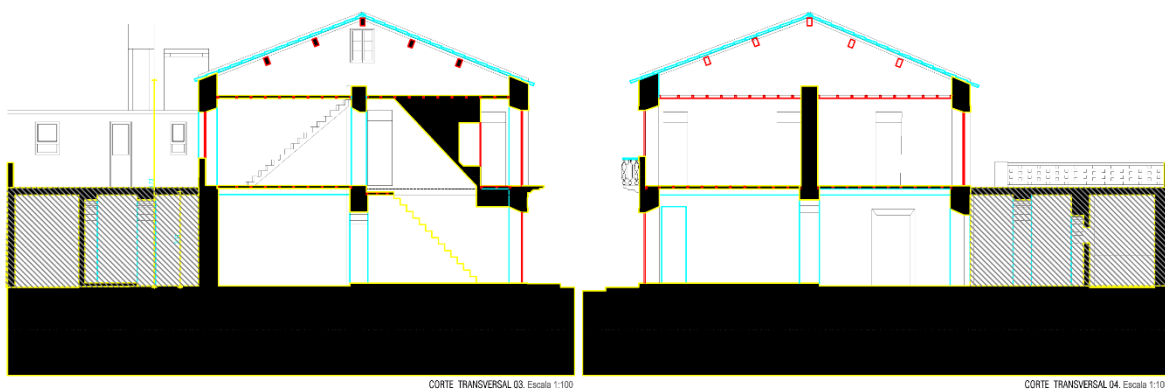


Figura 13 – Cortes do edifício, com indicação da zona desprezada no âmbito da presente análise (zona com trama a cinza).

7.3 Análise modal

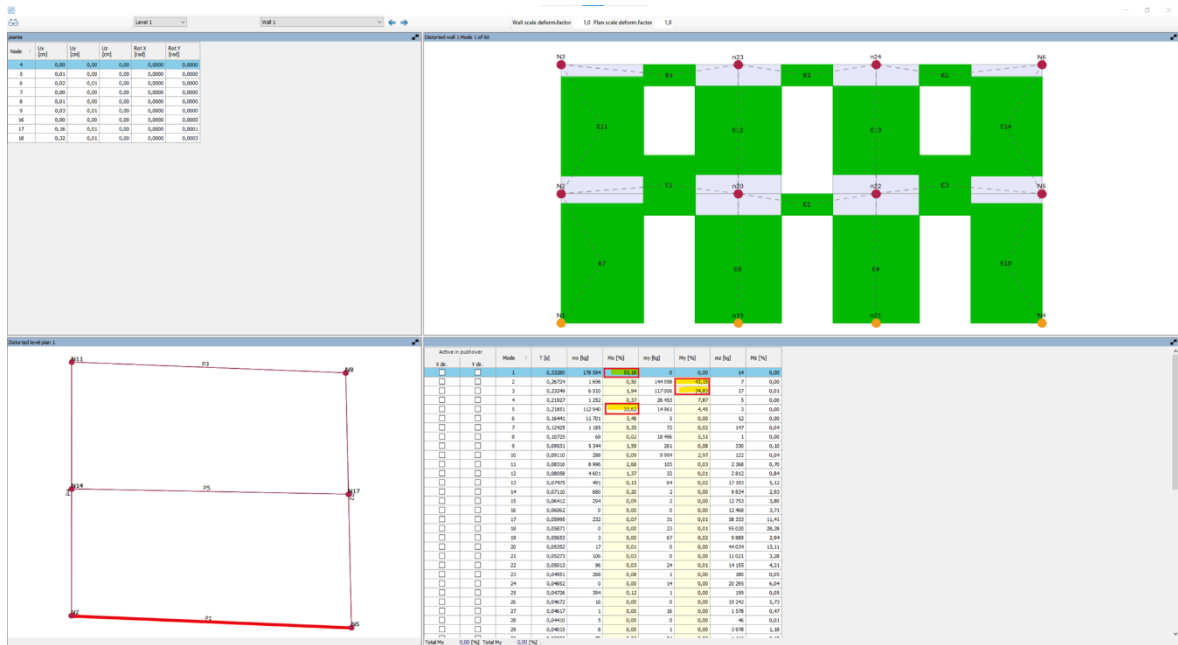


Figura 16 – Análise modal do modelo M0.

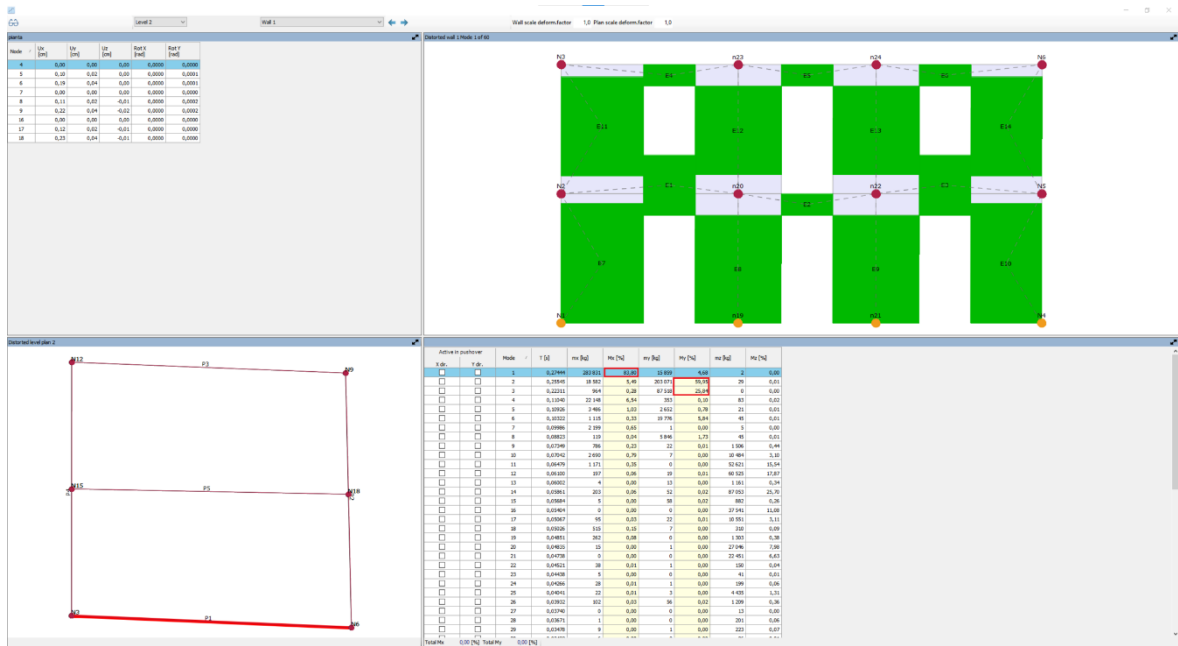


Figura 17 – Análise modal do modelo M1.1.

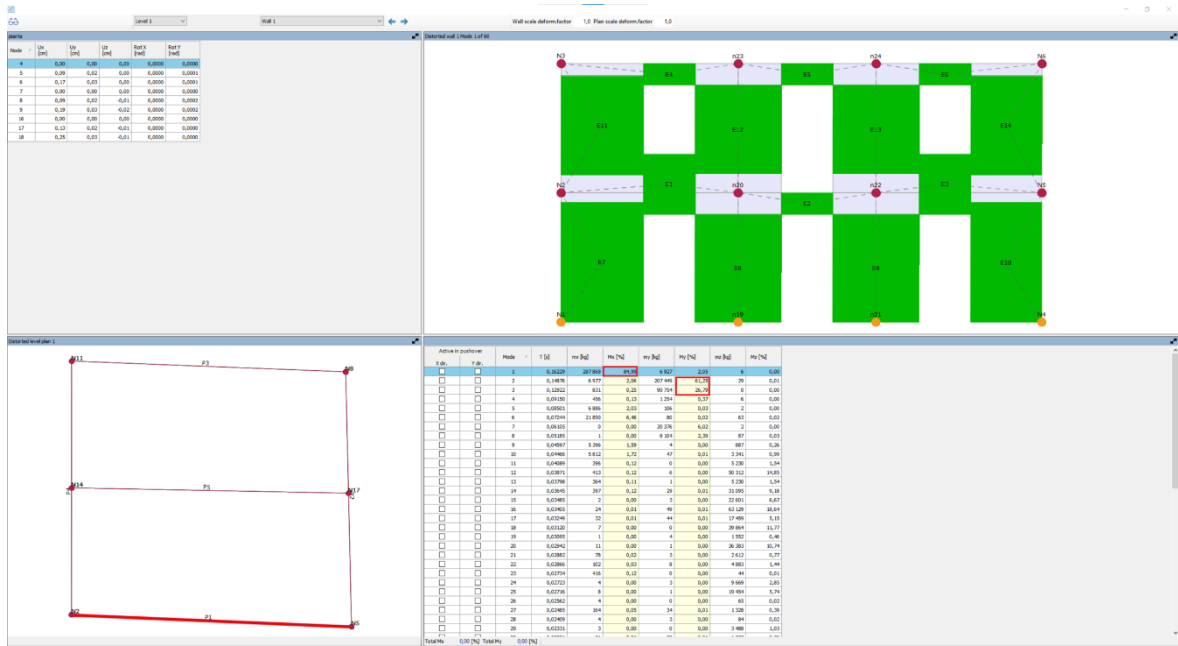


Figura 18 – Análise modal do modelo M1.2.

7.4 Análise não linear estática (*pushover*)

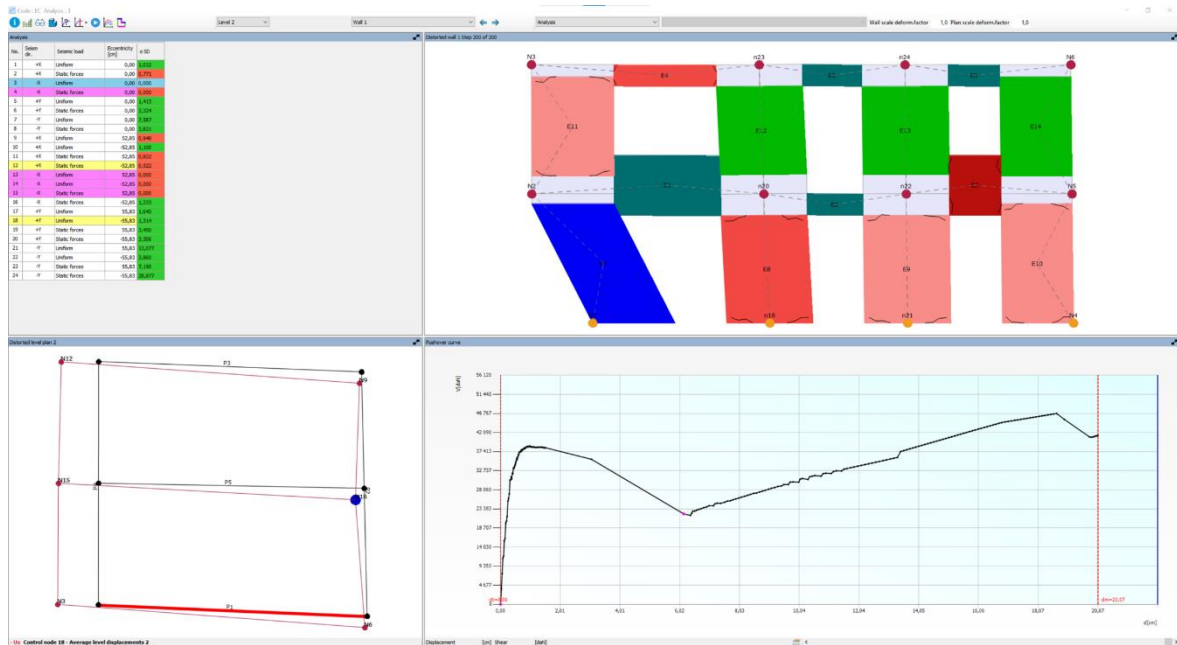


Figura 19 – Quadro resumo com os resultados da análise pushover para Modelo M0.

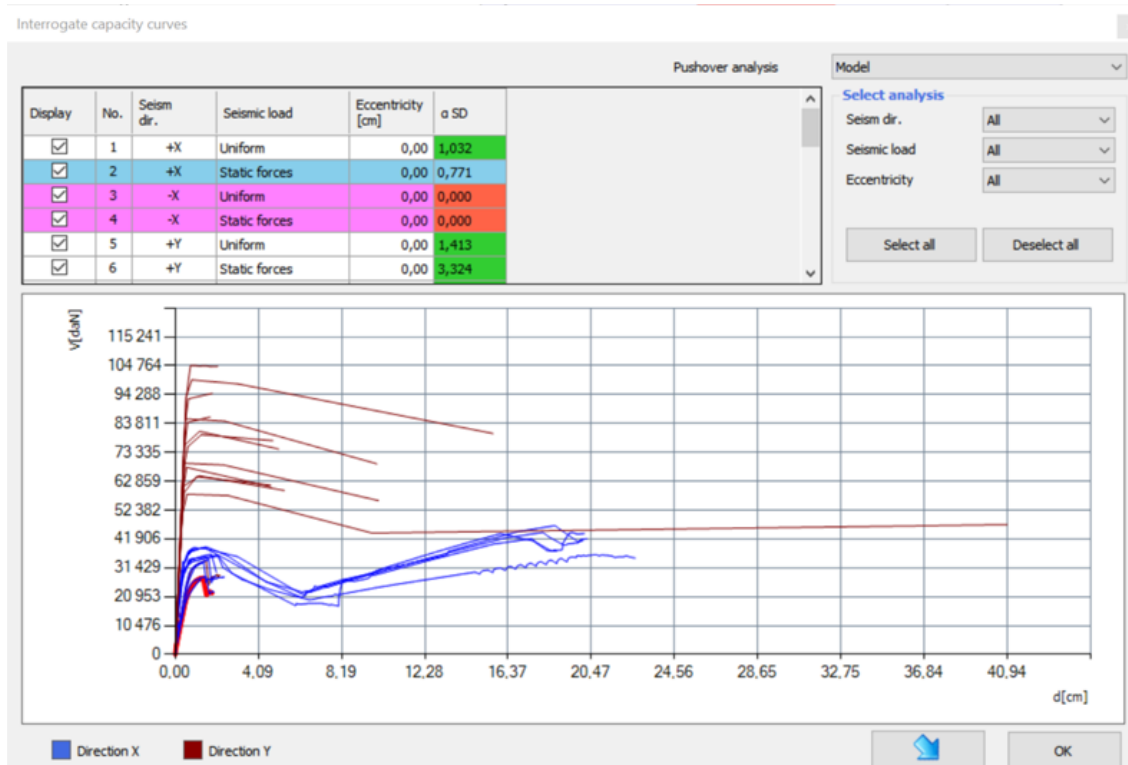


Figura 20 – Curvas de capacidade das várias situações da análise pushover do modelo M0.

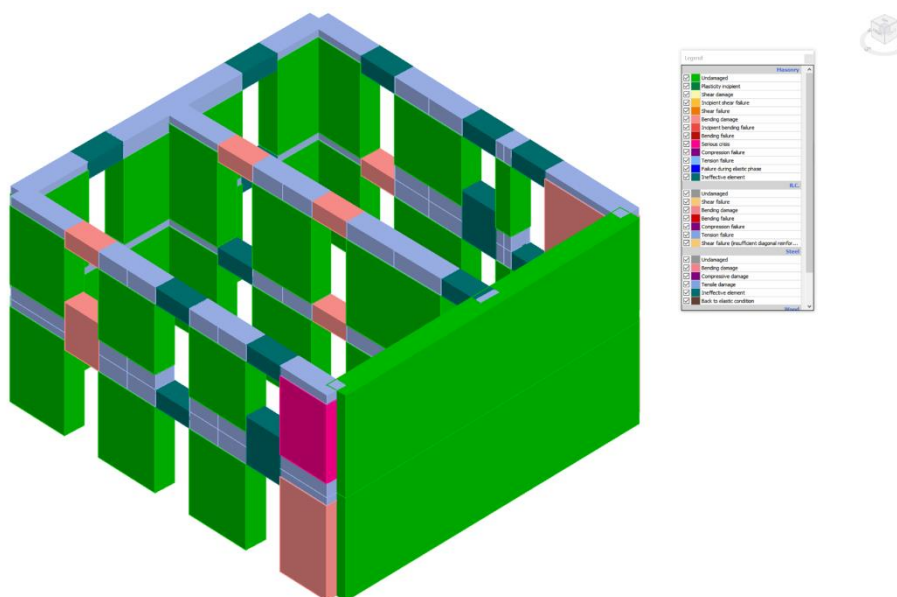


Figura 21 – Representação 3D do nível de dano resultante da análise pushover do modelo M0 para a situação condicionante – Situação 12.

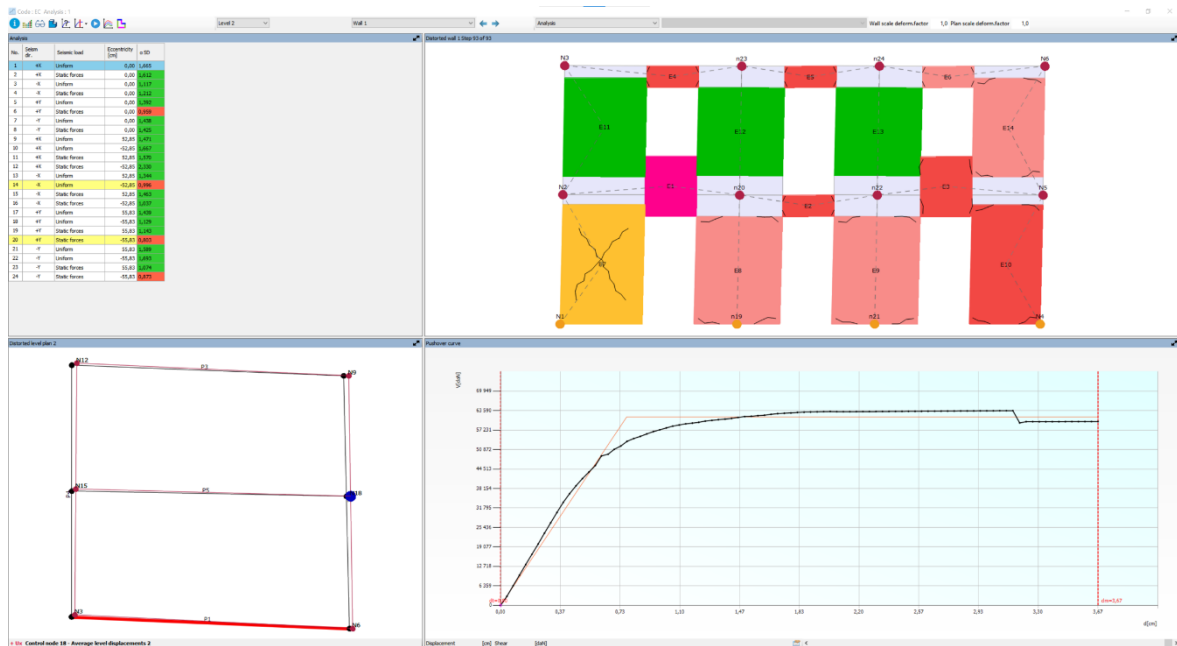


Figura 22 – Quadro resumo com os resultados da análise pushover para Modelo M1.1.

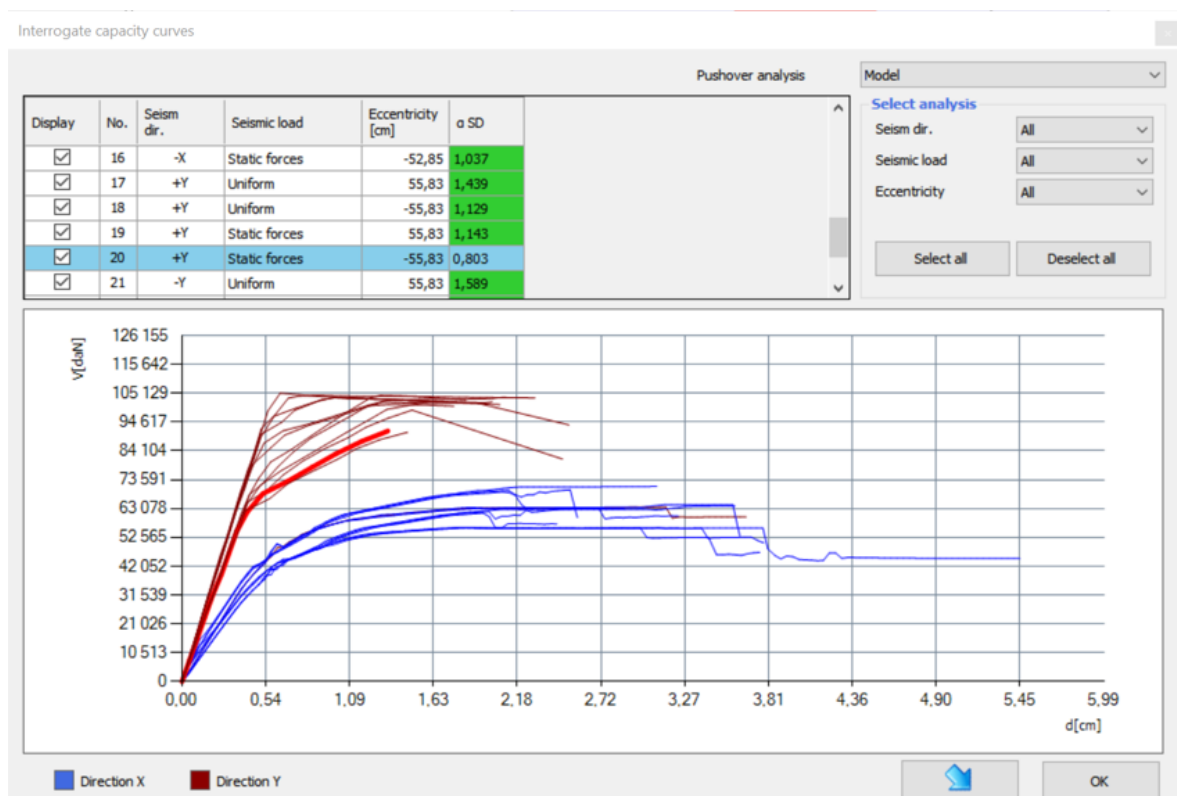


Figura 23 – Curvas de capacidade das várias situações da análise pushover do modelo M1.1.

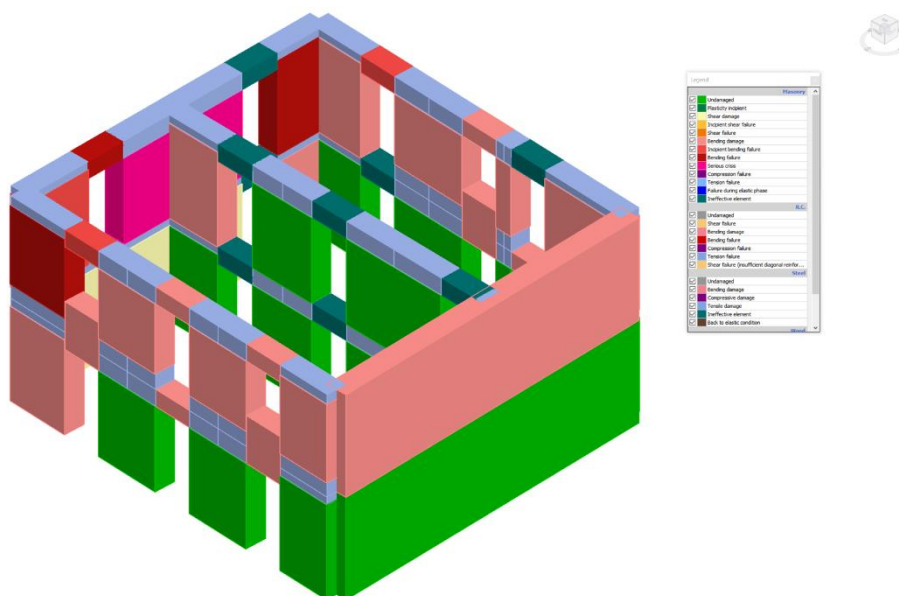


Figura 24 – Representação 3D do nível de dano resultante da análise pushover do modelo M1.1 para a situação condicionante – Situação 20.

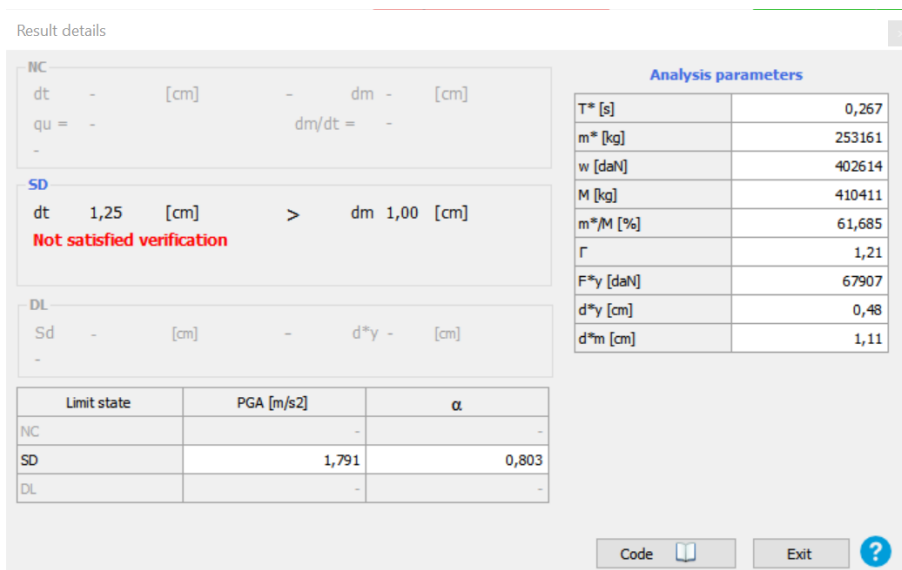


Figura 25 – Comparação entre deslocamento alvo (exigência) e o deslocamento máximo (capacidade) na análise pushover do modelo M1.1 para a situação condicionante – Situação 20.

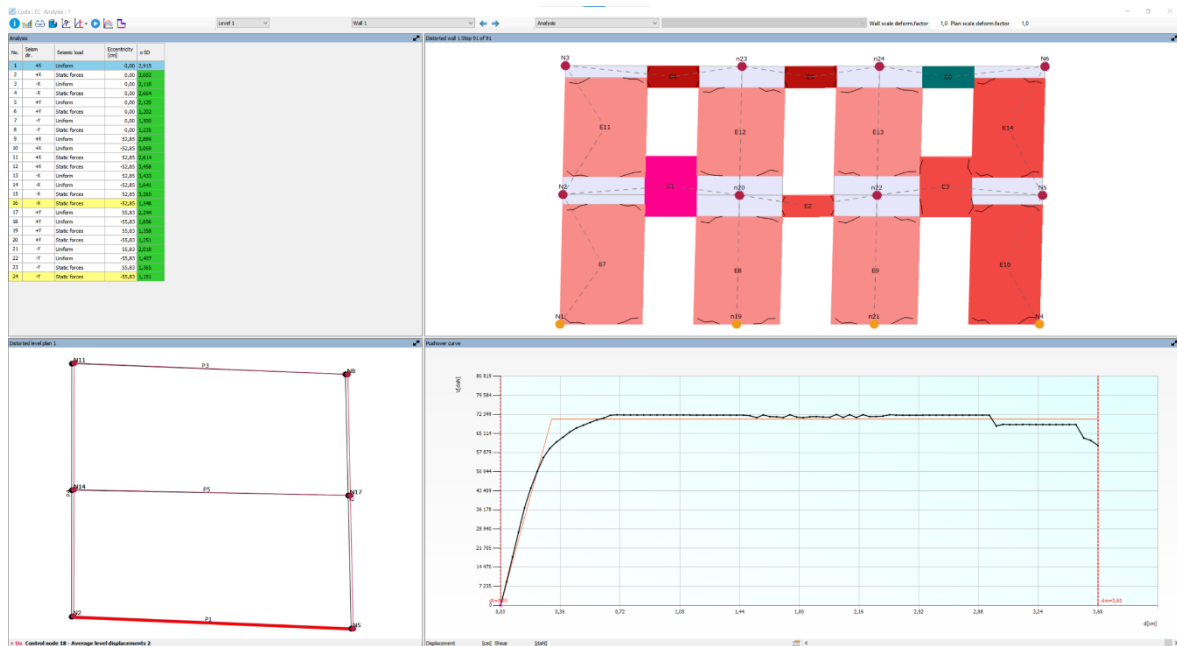


Figura 26 – Quadro resumo com os resultados da análise pushover para Modelo M1.2.

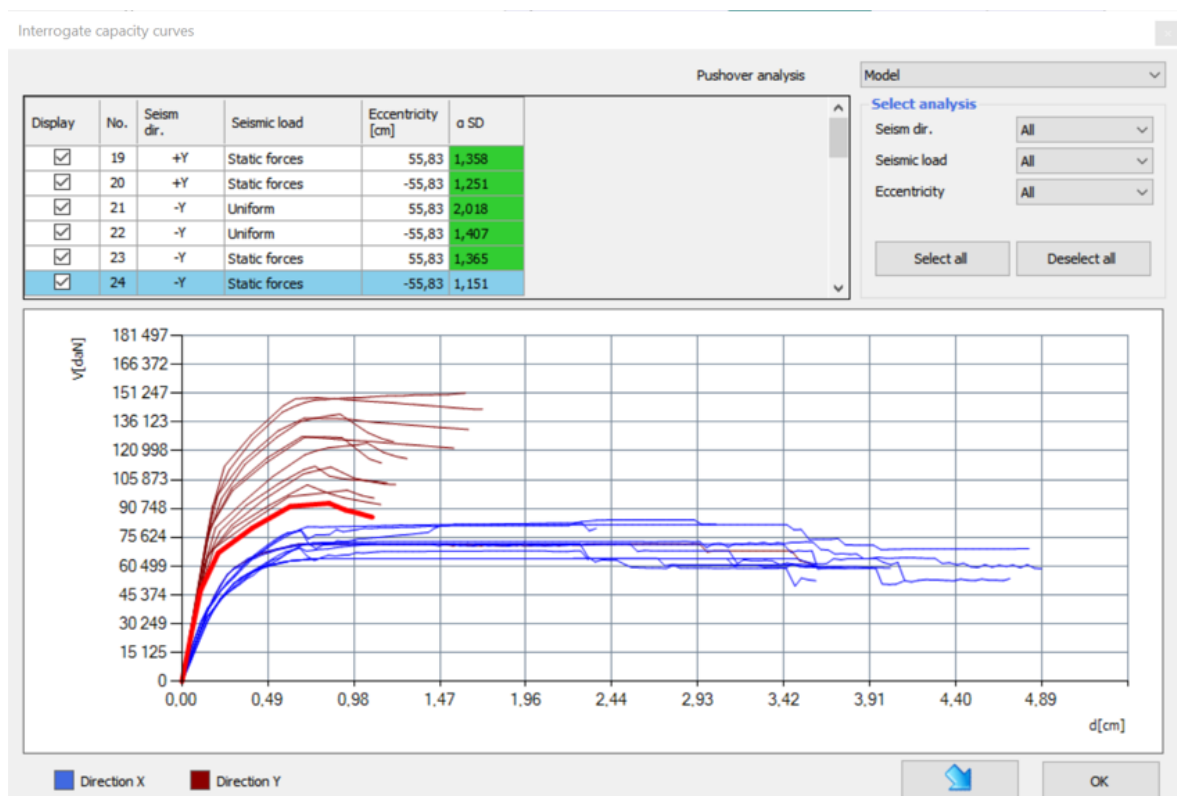


Figura 27 – Curvas de capacidade das várias situações da análise pushover do modelo M1.2.

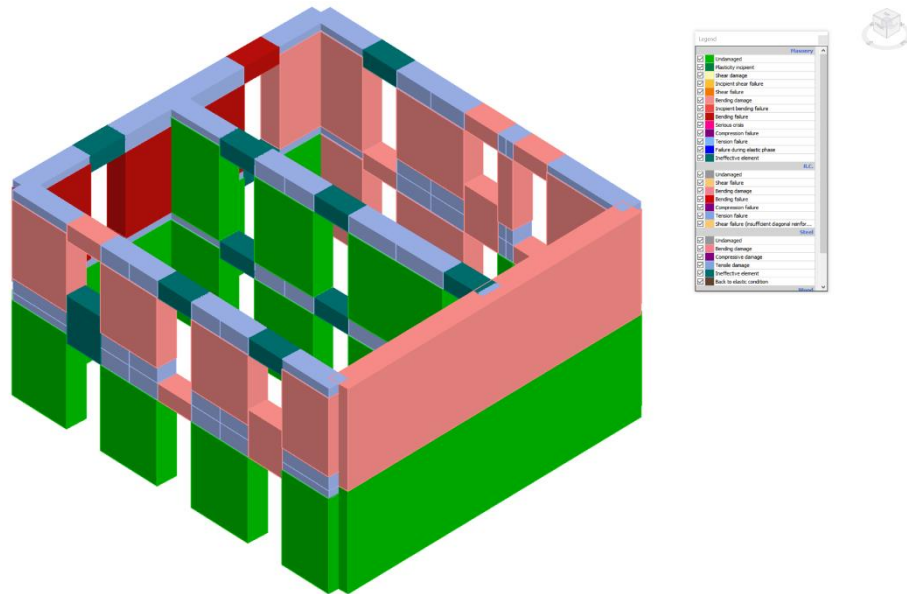


Figura 28 – Representação 3D do nível de dano resultante da análise pushover do modelo M1.2 para a situação condicionante – Situação 24.

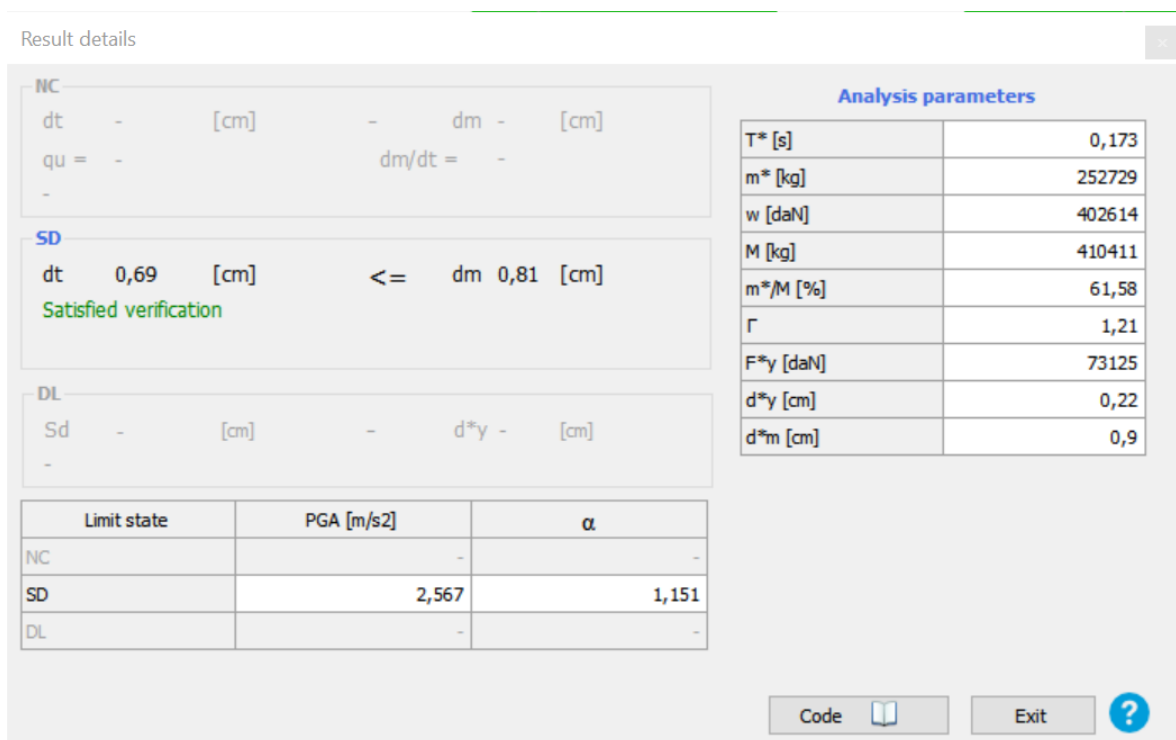


Figura 29 – Comparação entre deslocamento alvo (exigência) e o deslocamento máximo (capacidade) na análise pushover do modelo M1.2 para a situação condicionante – Situação 24.