

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



DIPLOMSKA NALOGA

UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI PROGRAM PRVE STOPNJE GRADBENIŠTVO

Ljubljana, 2020

Univerza
v Ljubljani

*Fakulteta za
gradbeništvo in
geodezijo*



Kandidat/-ka:

Diplomska naloga št.:

Graduation thesis No.:

Mentor/-ica:

Predsednik komisije:

□

Somentor/-ica:

Član komisije:

Ljubljana, _____

STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA

Stran z napako	Vrstica z napako	Namesto	Naj bo
-----------------------	-------------------------	----------------	---------------

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.042.7(043.2)
Avtor:	Domen Kunič
Mentor:	prof. dr. Matjaž Dolšek
Somentor:	asist. dr. Anže Babič
Naslov:	Analiza potresne odpornosti zidane stavbe s poenostavljeno nelinearno analizo
Tip dokumenta:	diplomska naloga
Obseg in oprema:	36 str., 15 pregl., 4 graf., 14 sl., 47 en., 5 pril.
Ključne besede:	zidana stavba, potisna analiza, metoda N2, Evrokod, nelinearna analiza, potresna odpornost, potresno inženirstvo

Izvleček

V diplomski nalogi je narejena ocena potresne odpornosti enodružinske zidane stavbe v Črnomlju, katere del je bil zgrajen leta 1964, dograditev pa je sledila leta 2000. Dela stavbe sta med seboj ločena z vertikalno dilatacijo, zato smo analizo izvedli za oba dela stavbe posebej. Za oceno potresne odpornosti stavbe smo uporabili metodo N2, ki temelji na nelinearni statični (potisni) analizi in je del standarda Evrokod 8. Potisno analizo smo najprej izvedli na nivoju etaž in s tem dobili potisne krivulje etaž, ki smo jih nato združili v potisne krivulje stavbe. Pri določitvi nosilnosti zidov smo upoštevali tri karakteristične mehanizme porušitve, in sicer upogibno porušitev zidovja, strižno porušitev z zdrsom po naležni regi ter strižno porušitev s pojavom diagonalnih razpok. Na zidovju ni bilo opravljenih preiskav, zato so bile materialne karakteristike zidovja povzete iz literature. Pri oceni potresne odpornosti smo upoštevali mejno stanje omejitve poškodb, mejno stanje velikih poškodb in mejno stanje blizu porušitve. Analizo smo izvedli ločeno za smeri X in Y. Na podlagi kontrol smo ugotovili, da je potresna odpornost starejšega dela stavbe višja od potresne odpornosti novejšega dela stavbe, kar je posledica slabe tlorisne zasnove novejšega dela stavbe. Zaključili smo, da stavba ni potresno odporna glede na zahteve standarda Evrokod 8. Dodatno smo izvedli analizo brez upoštevanja strižne porušitve z zdrsom po naležni regi v spodnji etaži, ki se sodeč po izkušnjah pojavlja le v zgornjih etažah. Tudi v tem primeru kontrole mejnih stanj niso bile v celoti izpolnjene, čeprav se je nosilnost stavbe povečala.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.042.7(043.2)
Author: Domen Kunič
Supervisor: Prof. Matjaž Dolšek, PhD.
Co-advisor: Assist. Anže Babič, PhD.
Title: Earthquake resistance analysis of a masonry building using a simplified nonlinear analysis
Document type: graduation thesis
Scope and tools: 36 p., 15 tab., 4 graph., 14 fig., 47 eq., 5 ann.
Keywords: masonry building, pushover analysis, N2 method, Eurocode, nonlinear analysis, earthquake resistance, earthquake engineering

Abstract

The earthquake resistance of a single-family detached masonry building in Črnomelj, Slovenia, is evaluated in this bachelor thesis. The building was constructed in 1964 and reconstructed in 2000. As the two parts of the building are connected through a vertical expansion joint, the seismic analysis was performed for each part individually. The building's earthquake resistance was assessed by the N2 method, which is based on a non-linear static (pushover) analysis and is a part of the Eurocode 8 standard. The pushover analysis was first performed at the storey level, thus obtaining the pushover curves of the storeys, which were then merged into the pushover curve of the entire building. The bearing capacity of each wall was estimated by the simplified model taken into account the flexural failure, the shear failure due to sliding and the shear failure due to formation of diagonal cracks. The material characteristics of the building's walls were taken from the literature due to the absence of in-situ measurements. In the assessment of earthquake resistance, the damage limitation limit state, significant damage limit state and near collapse limit state were considered. The analysis was conducted separately for the X and Y direction of seismic loading. On the basis of the limit states verification, it was found that the earthquake resistance of the older part of the building performed is better than that of the new part, which is the consequence of the poor design of the plan of the new part of the building. It was concluded that the building is not earthquake resistant according to the Eurocode 8 requirements. Additionally, a pushover analysis without consideration of the shear failure of the walls due to sliding was performed, because such failure modes had been observed only in higher stories in the past earthquakes. In this case, the verifications of limit states were also not entirely fulfilled although the strength of the building was increased.

ZAHVALA

Iskreno se zahvaljujem somentorju asist. dr. Anžetu Babiču, ki mi je v času pisanja diplomske naloge namenil ogromno časa in podal precej koristnih nasvetov. Zahvaljujem se tudi mentorju prof. dr. Matjažu Dolšku za podporo ter mentorstvo v času študija in pisanja diplomske naloge.

Posebna zahvala gre staršem za finančno podporo, spodbujanje in potrpežljivost v času študija.

KAZALO VSEBINE

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	II
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	III
ZAHVALA.....	IV
KAZALO VSEBINE	V
KAZALO PREGLEDNIC	VII
KAZALO GRAFIKONOV.....	VIII
KAZALO SLIK.....	IX
1 UVOD	1
2 PREVERJANJE POTRESNE ODPORNOSTI ZIDOV	2
2.1 Upogibna odpornost zidu	2
2.2 Strižna odpornost zidu – pojav diagonalnih razpok	3
2.3 Strižna odpornost zidu – prestrig	3
2.4 Merodajna nosilnost zidu	4
2.5 Efektivna višina zidu	4
2.6 Efektivna togost zidu.....	5
3 POENOSTAVLJENA NELINEARNA ANALIZA ZA OCENO POTRESNE ODPORNOSTI STAVB.....	6
3.1 Nelinearna statična (»potisna«) analiza.....	6
3.2 Pretvorba na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF)	7
3.3 Idealizacija odnosa med silo in pomikom ter diagram kapacitete.....	8
3.4 Potresna obremenitev ekvivalentnega SDOF sistema.....	10
3.5 Globalna potresna obremenitev MDOF sistema	11
3.6 Mejna stanja po EC 8-3	12
4 POSTOPEK IZVEDBE POTISNE ANALIZE ZA NIZKE ZIDANE STAVBE.....	13
4.1 Odnos med silo in pomikom na nivoju zidu.....	13
4.2 Potisna analiza na nivoju etaže.....	14
4.3 Potisna analiza na nivoju stavbe.....	15
4.4 Mejna stanja na nivoju stavbe	16
5 OSNOVNI PODATKI OBRAVNAVANE STAVBE	17
5.1 Tehnično poročilo	17
5.2 Materialne karakteristike	17
5.3 Varnostni faktor materiala.....	18

5.4	Arhitekturne podloge	18
6	VPLIVI NA KONSTRUKCIJO OBRAVNAVANE STAVBE.....	22
6.1	Stalni vplivi $G_{k,j}$	22
6.2	Spremenljivi vplivi $Q_{k,i}$	22
6.3	Potresni vpliv A_E	23
6.4	Kombinacija vplivov za projektna potresna stanja	23
6.5	Osna obremenitev zidov	23
6.6	Izračun mase stavbe	25
7	ANALIZA POTRESNE ODPORNOSTI OBRAVNAVANE STAVBE	27
7.1	Prikaz kontrole potresne odpornosti za starejši del objekta z upoštevanjem prestrižnega mehanizma porušitve v vseh etažah	27
7.2	Povzetek kontrol mejnih stanj za celoten objekt	32
8	ZAKLJUČEK	34
	VIRI, PRILOGE.....	35

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Materialne karakteristike zidovja iz opečnih zidakov	17
Preglednica 2: Materialne karakteristike zidovja iz betonskih votlakov	18
Preglednica 3: Prostorninske teže zidov	22
Preglednica 4: Obtežbe konstrukcijskih sklopov	22
Preglednica 5: Vrednosti karakteristične obtežbe	23
Preglednica 6: Mase konstrukcijskih sklopov v starejšem delu objekta	26
Preglednica 7: Mase konstrukcijskih sklopov v novejšem delu objekta	26
Preglednica 8: Mase posameznih etaž v starejšem delu objekta	26
Preglednica 9: Mase posameznih etaž v novejšem delu objekta	26
Preglednica 10: Določitev kritične etaže	28
Preglednica 11: Idealizacija potisnih krivulj starejšega dela stavbe	30
Preglednica 12: Kontrole mejnih stanj za starejši del objekta, ob upoštevanju vseh mehanizmov porušitve zidovja	32
Preglednica 13: Kontrole mejnih stanj za starejši del objekta, brez upoštevanja prestriga v prvi etaži	32
Preglednica 14: Kontrole mejnih stanj za novejši del objekta, ob upoštevanju vseh mehanizmov porušitve zidovja	32
Preglednica 15: Kontrole mejnih stanj za novejši del objekta, brez upoštevanja prestriga v prvi etaži	33

KAZALO GRAFIKONOV

Grafikon 1: Potisni krivulji etaž v smeri X.....	27
Grafikon 2: Potisni krivulji etaž v smeri Y.....	28
Grafikon 3: Potisni krivulji za smeri X in Y	29
Grafikon 4: Krivulji kapacitete ekvivalentnega SDOF sistema v smereh X in Y z idealiziranimi krivuljami kapacitete in mejnimi pomiki	30

KAZALO SLIK

Slika 1: Porušni mehanizmi zidu pri vodoravni obtežbi v kombinaciji z navpično obtežbo: a) upogibna porušitev, b) strižna porušitev, pojav diagonalnih razpok, c) strižna porušitev, zdrs po naležni regi (Tomaževič, 2009, str. 128).....	2
Slika 2: Primer določitve efektivne višine zidu h_{eff}	5
Slika 3: Predpisani nihajni obliki po EC 8-1: a) konstantna nihajna oblika, b) aproksimacija osnovne nihajne oblike	7
Slika 4: Ekvivalenten SDOF model (Fajfar, 2002, str. 313)	8
Slika 5: Določitev idealiziranega elasto-plastičnega odnosa med silo in pomikom (SIST EN 1998-1:2005, str. 216).....	8
Slika 6: Dejanska in idealizirana krivulja potresne odpornosti konstrukcije z vrisanimi mejnimi stanji (Rus, 2018, str. 22)	9
Slika 7: Oblika in definicija elastičnega spektra pospeškov (SIST EN 1998-1:2005, str. 37-38)	10
Slika 8: Določitev ciljnega pomika ekvivalentnega SDOF sistema: a) kratki nihajni časi, b) srednji in dolgi nihajni časi (SIST EN 1998-1:2005, str. 218)	11
Slika 9: Idealiziran elasto-plastičen odnos med silo in pomikom v zidu	13
Slika 10: a) razporeditev sil po etažah za osnovno nihajno obliko, b) razporeditev prečnih sil po etažah	16
Slika 11: Tloris mansarde.....	19
Slika 12: Tloris pritličja.....	20
Slika 13: Tloris kleti.....	21
Slika 14: Vplivne površine stropa nad pritličjem.....	24

»Ta stran je namenoma prazna«

1 UVOD

Po seizmoloških kartah je Slovenija del aktivnega sredozemskega seizmičnega območja, ki je podvrženo močnim potresom. Na podlagi potresov iz preteklosti in geoloških značilnosti določenega geografskega območja je mogoče s pomočjo verjetnostne analize potresne nevarnosti oceniti verjetnost pojava nekega potresnega dogodka. Tako na primer za območje Slovenije velja, da se vrednosti maksimalnega pospeška za katerega obstaja 10 % verjetnost, da bi se pojavil na dobrih tleh v 50 letih, gibljejo od 0,10 g (npr. Koper, Maribor) do 0,25 g (npr. Ljubljana, Bovec) [1].

Zidovje je eden najstarejših in obenem vse do danes najpomembnejših gradbenih materialov [2]. Kot večina stanovanjskih stavb v Sloveniji je tudi hiša, ki je obravnavana v diplomski nalogi, narejena iz betonskih in opečnih zidakov, povezanih v zidovje. Prav tak način gradnje je v primerjavi z drugimi materiali (npr. armirani beton, jeklo) bolj ranljiv pri potresni obtežbi. Razlika se pojavi predvsem pri starejših stavbah, kjer pri projektiranju niso posvečali veliko pozornosti potresno odporni gradnji. Zahteve trenutno veljavnih standardov Evrokodov (v nadaljevanju EC) tako presegajo projektne kapacitete večine teh stavb.

Cilj diplomske naloge je, s pomočjo poenostavljene nelinearne analize, določiti kapaciteto stavbe, to je sposobnost stavbe, da prevzame potresno obtežbo, in jo primerjati z zahtevami iz standardov. Obravnavamo enodružinsko hišo v jugo-vzhodnem delu Slovenije, natančneje v kraju Črnomelj. Del hiše je bil zgrajen v 70-ih letih prejšnjega stoletja, dograditev pa je sledila v začetku novega tisočletja. Dela stavbe sta med seboj ločena z dilatacijo, kar zahteva analizo vsakega dela posebej.

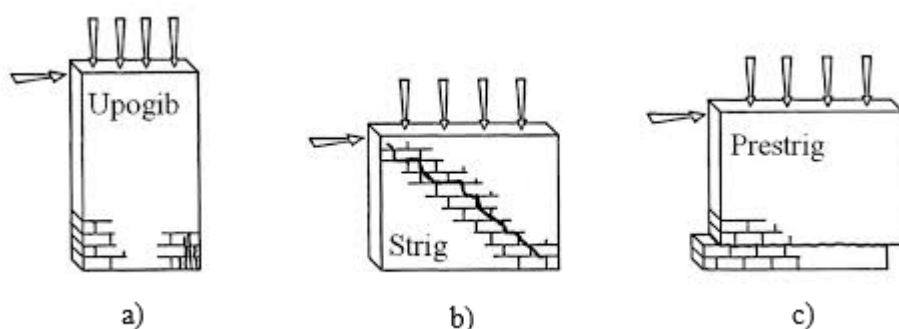
Diplomska naloga je v grobem razdeljena na teoretični in praktični del. V prvem, teoretičnem delu, so razloženi tipični mehanizmi porušitve zidovja, ki se pojavijo pri potresu in so upoštevani v analizi. Ti so posledica presežene trdnosti konstrukcijskega sklopa, bodisi zaradi povečanja upogibnih ali strižnih napetosti. Te kontrole so zajete v standardu EC 6-1 [3]. V nadaljevanju so predstavljeni koraki uporabljene metode analize konstrukcije, to je metode N2 [4], ki temelji na nelinearni statični analizi oziroma potisni analizi in je del standarda EC 8-1 [5]. Teoretični del je zaključen s poglavjem, v katerem opisujemo izvedbo potisne analize na nivoju posameznega zidu in na nivoju etaže ter način združitve potisnih krivulj več etaž v potisno krivuljo stavbe.

V praktičnem delu je predstavljena obravnavana stavba skupaj s podatki o materialih, obtežbah in masi. Predstavljeni so tudi ostali podatki, ki so ključni za izvedbo potisne analize. Nato je s pomočjo programa Excel izvedena potisna analiza na nivoju etaž, katere rezultat so potisne krivulje etaž, ki jih nato združimo v potisno krivuljo celotne stavbe. Le-ta je definirana za sistem z več prostostnimi stopnjami (MDOF – Multy degree of freedom) in je nato pretvorjena na sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF – Single Degree Of Freedom), na katerem temelji tudi teorija uporabljene metode analize. Na SDOF sistemu so nato v obliki pomika prikazane potresne zahteve za različna mejna stanja, ki jih primerjamo s kapaciteto SDOF modela. Vse analize in kontrole so izvedene ločeno za stari in novi del stavbe. Na koncu je prikazan še povzetek kontrol mejnih stanj, kjer primerjamo zahteve iz standarda s projektno kapaciteto stavbe.

2 PREVERJANJE POTRESNE ODPORNOSTI ZIDOV

Konstrukcije so v celotnem času svojega delovanja izpostavljene težnostnim silam, ki navadno pri potresu niso kritične in jih ni potrebno posebej preverjati. Razlog za to je v značilni zasnovi konstrukcije in razmeroma veliki varnosti, ki jo upoštevamo pri modeliranju zidovja za prenos težnostnih obtežb. Bolj kritične so vodoravne vztrajnostne sile, ki delujejo na konstrukcijo med potresom in ji vsilijo nihanje z amplitudami, ki presežejo linearno področje obnašanja zidovja. Nosilni zidovi, ki niso sposobni prenesti neelastičnih deformacij in sipanja energije, so izpostavljeni močnim poškodbam, ki lahko vodijo v porušitev konstrukcije [2].

Zaradi delovanja vodoravne (potresne) obtežbe v ravnini zidu se v kombinaciji z navpično (težnostno) obtežbo v zidu pojavi eden izmed treh značilnih mehanizmov porušitve, prikazanih na sliki 1 [6].



Slika 1: Porušni mehanizmi zidu pri vodoravni obtežbi v kombinaciji z navpično obtežbo: a) upogibna porušitev, b) strižna porušitev, pojav diagonalnih razpok, c) strižna porušitev, združena po naležni regiji (Tomažević, 2009, str. 128)

Obravnavana stavba je narejena iz povezanega zidovja, kar pomeni, da ima zidovje v navpični in vodoravni smeri povezovalne elemente - zidne vezi, katerih vloga načeloma ni prenašanje obtežb [6]. V EC 6-1 [3] je sicer navedeno, da pri preverjanju na strižno odpornost takega sistema zidanja, strižno odpornost upoštevamo kot vsoto strižnih odpornosti zidovja in betona veznih elementov, brez armature v vezeh. V tej nalogi je strižna odpornost vezi zanemarjena, s čimer smo na varni strani. Enačbe, po katerih določimo kritični mehanizem porušitve, temeljijo na izpeljavi za nearmirano zidovje.

2.1 Upogibna odpornost zidu

Pri upogibni porušitvi pride na eni strani najbolj obremenjenega prereza do nateznih napetosti, na drugi strani pa do tlačnih napetosti. Prve so dokaj hitro prekoračene, saj je natezna trdnost zidovja majhna. Kljub temu pa natezna trdnost ni merodajna za upogibno porušitev. Le-ta je definirana v trenutku, ko tlačne napetosti ob najbolj obremenjenem vogalu dosežejo tlačno trdnost zidovja in se zidaki začnejo drobiti. EC 6-1 [3] takega tipa porušitve ne obravnava [2].

Upogibna nosilnost prereza nearmiranega zidu je določena z mejnim upogibnim momentom, ki pa ga v odvisnosti od vpetostnih pogojev lahko pretvorimo na strižno odpornost zidu, ki je v EC 8-3 [7] definirana kot:

$$V_{f,w} = \frac{DN_d}{2\alpha h} \left(1 - 1,15 \frac{N_d}{Dt f_d} \right), \quad (2.1)$$

kjer je:

V_f	strižna odpornost zidu v primeru upogibne porušitve,
D	dolžina zidu,
t	debelina zidu,

N_d	osna sila na dnu prereza zidu,
α	koefficient, ki določa položaj momentne infleksijske točke vzdolž višine zidu (0,5 pri polnem obojestranskem vpetju oziroma 1,0 pri konzolnem vpetju),
h	višina zidu,
f_d	projektna tlačna trdnost zidovja.

2.2 Strižna odpornost zidu – pojav diagonalnih razpok

Kritični parameter pri strižnem mehanizmu z nastankom poševnih razpok je natezna trdnost zidovja. V primeru, ko je zaradi strižnih sil, ki nastanejo med potresom, prekoračena natezna trdnost zidovja, se v zidu v eni ali obeh diagonalnih smereh pojavijo razpoke. Gre za najbolj pogost tip porušitve zidu pri potresni obtežbi, ne glede na vrsto zidane konstrukcije [2]

Za projektno strižno odpornost nearmiranega zidu uporabimo enačbo po [2]:

$$V_{ds,w,diag} = \frac{A_w f_{tk}}{b \gamma_M} \sqrt{\frac{\gamma_M}{f_{tk}} \sigma_d + 1}, \quad (2.2)$$

kjer je:

$V_{ds,w,diag}$	projektna strižna odpornost v primeru pojava diagonalnih razpok,
A_w	površina vodoravnega prereza zidu,
f_{tk}	natezna trdnost zidovja,
σ_d	projektna tlačna napetost v vodoravnem prerezu na sredini zidu, zaradi konstantne dejanske navpične sile N_d ,
b	geometrijski faktor, definiran kot razmerje med največjo in povprečno strižno napetostjo v vodoravnem prerezu zidu.

Za faktor b velja sledeča omejitev:

$$b = \begin{cases} 1,5 ; \frac{h_{eff}}{l} \geq 1,5 \\ 1,1 ; \frac{h_{eff}}{l} \leq 0,7 \\ \text{sicer linearna interpolacija} \end{cases} \quad (2.3)$$

2.3 Strižna odpornost zidu – prestrig

Prestrig se kaže kot zdrs vzdolž ene izmed naležnih reg zidovja. Značilen je predvsem za višje etaže stavbe, kjer so navpične obremenitve razmeroma majhne, med potresom nastali pospeški pa so zaradi oblike odziva stavbe veliki. Na prestrig pomembno vpliva tudi kvaliteta uporabljene malte, ki je upoštevana pri določevanju trdnosti zidovja. V praksi se izkaže, da se prestrig pojavi le redko. Če je vzrok porušitve strižna obremenitev, se ta kaže kot pojav diagonalnih razpok (poglavje 2.2) in ne kot zdrs vzdolž naležne rege [2].

Odpornost proti prestrigu temelji na definiciji strižne odpornosti zidovja podane v EC 6-1 [3] in EC 8-3 [7]. Izračunamo jo na sredini zidu z enačbo:

$$V_{ds,w} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} D' t, \quad (2.4)$$

kjer je:

$V_{ds,w}$	projektna strižna odpornost v primeru prestriga,
f_{vk}	karakteristična strižna trdnost zidovja,

D' dolžina tlačnega dela zidu,
 t debelina zidu.

Karakteristično strižno trdnost zidovja f_{vk} izračunamo v skladu s standardom EC 6-1 [3] po enačbi:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \frac{N_d}{D' t} \leq 0,065 f_b, \quad (2.5)$$

kjer je:

f_{vk0} karakteristična začetna strižna trdnost pri nični tlačni napetosti,
 N_d projektna osna obremenitev na sredni zidu,
 f_b normalizirana povprečna tlačna trdnost zidaka.

Izraz za dolžino tlačnega dela zidu D' izpeljemo ob predpostavki linearne razporeditve tlačnih napetosti po prerezu zidu. Če je ekscentričnost osne sile znotraj jedra prereza (torej manj kot $1/6$ dolžine zidu), je dolžina tlačnega dela kar enaka dolžini zidu. V nasprotnem primeru je dolžina tlačnega dela zidu enaka [2]:

$$D' = 3 \left(\frac{D}{2} - e \right) = 3 \left(\frac{D}{2} - \frac{F_d h \alpha}{N_d} \right), \quad (2.6)$$

kjer je:

F_d projektna potresna sila, ki deluje na i-ti zid,
 N_d projektna osna sila, ki deluje na zid,
 α koeficient, ki določa položaj momentne infleksijske točke vzdolž višine zidu (0,5 pri polnem obojestranskem vpetju oziroma 1,0 pri konzolnem vpetju),
 e ekscentričnost konstantne osne sile,
 D, h dolžina oziroma višina zidu.

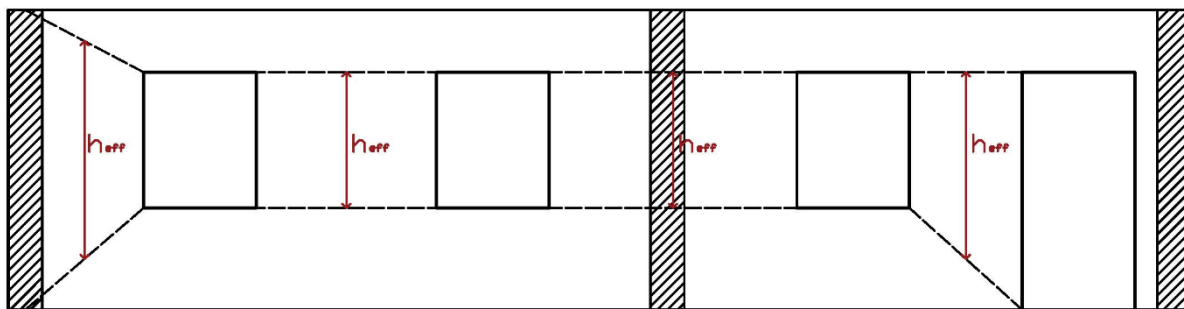
2.4 Merodajna nosilnost zidu

Kot merodajno nosilnost posameznega zidu V_d , ki jo upoštevamo pri določitvi potisne krivulje etaže in pomika zidu na meji elastičnosti, uporabimo minimalno nosilnost, ki je določena na podlagi enega izmed karakterističnih načinov porušitve zidu:

$$V_d = \min(V_{f,w}; V_{ds,w,diag}; V_{ds,w}) \quad (2.7)$$

2.5 Efektivna višina zidu

Pri preverjanju potresne odpornosti konstrukcije upoštevamo le zidove, ki potekajo čez celotno višino etaže. Tako na primer zanemarimo prispevek v širini zidu, kjer so vrata ali okna. Postopek velja tako za prenos navpične obtežbe kot tudi v primeru delovanja vodoravnega potresnega vpliva [6]. Efektivna višina zidu je pomemben podatek predvsem pri računu togosti in kapacitete zidu, ki sta prav zaradi odprtih v zidu manjši, kot bi bili sicer. Določimo jo kot srednjo višino med seboj povezanih vogalov odprtih. Grafičen prikaz določitve efektivne višine zidu je prikazan na sliki 2.



Slika 2: Primer določitve efektivne višine zidu h_{eff}

2.6 Efektivna togost zidu

Togost konstrukcije oziroma njenih elementov pomembno vpliva na nihajni čas in jakost odziva konstrukcije na potresno gibanje tal. Sorazmerno s togostjo pa so porazdeljene tudi prečne sile, ki jih prevzame zid ob potresu. Togost konstrukcijskega elementa je odvisna od mehanskih lastnosti materiala, geometrije in robnih vpetostnih pogojev. Pri efektivni togosti gre za sekantno elastično togost, ki je definirana za zid v elastičnem območju pomikov. Izračunamo jo po [2], z enačbo:

$$K_{eff} = \frac{GA_w}{1,2h_{eff} \left[1 + \alpha' \frac{G}{E} \left(\frac{h_{eff}}{D} \right)^2 \right]}, \quad (2.8)$$

kjer je:

K_{eff}	efektivna togost zidu,
G	strižni modul zidu,
E	elastični modul zidu,
A_w	površina prečnega prereza zidu,
h_{eff}	efektivna višina zidu,
D	dolžina zidu,
α'	koefficient odvisen od vpetostnih pogojev (0,83 v primeru polnega obojestranskega vpetja in 3,33 v primeru konzolnega vpetja).

3 POENOSTAVLJENA NELINEARNA ANALIZA ZA OCENO POTRESNE ODPORNOSTI STAVB

Pri analizi obstoječih stavb v prvi vrsti kontroliramo porušitev, ki lahko povzroči izgubo človeških življenj, vendar nas zanimajo tudi manjše poškodbe konstrukcijskih in nekonstrukcijskih elementov, ki bi lahko onemogočile uporabnost stavbe. Metode za oceno poškodovanosti stavb podaja EC 8-3 [7]. Ena izmed njih je metoda N2, ki nam omogoča oceno poškodovanosti obstoječih stavb pri potresih z izbrano povratno dobo na osnovi poenostavljene nelinearne analize.

Metoda N2 (N pride od »nelinearen«, 2 pa od dveh uporabljenih matematičnih modelov – MDOF in SDOF) temelji na nelinearni statični analizi in je bila pod vodstvom akad. prof. dr. Petra Fajfarja razvita na Inštitutu za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo (IKPIR) na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani [4]. Koraki N2 metode so podrobneje predstavljeni v nadaljevanju tega razdelka, najdemo pa jih tudi v EC 8-1 [5].

Kot vse metode analize, ima tudi uporabljena metoda N2 omejeno področje uporabnosti. Zadovoljive rezultate daje pri konstrukcijah, ki nihajo pretežno v prvi nihajni obliki. Tega pogoja pa ne izpolnjujejo visoke stavbe in torzijsko podajne konstrukcije [4].

3.1 Nelinearna statična (»potisna«) analiza

Potisno analizo izvedemo na MDOF modelu konstrukcije, in sicer tako, da konstrukciji vsiljujemo pomik v vodoravni smeri, ob tem pa ohranjamo porazdelitev sil po višini konstrukcije. Med potisno analizo zasledujemo deformacije v elementih konstrukcije. Ko pomik v prvem elementu doseže mejo elastičnosti, se zmanjša togost elementa in celotne konstrukcije. Pri nadaljnjem povečevanju pomika pride do tečenja ostalih elementov konstrukcije, kar privede do plastičnega mehanizma celotne konstrukcije. Od te točke naprej je povečevanje nosilnosti mogoče samo še na račun utrjevanja materiala. Pomike povečujemo vse do porušitve konstrukcije. Porušitev konstrukcije je v teoriji definirana pri nični nosilnosti, ki pa jo zaradi omejitev v računskih modelih težko pravilno simuliramo. V praksi zato porušitev definiramo s padcem nosilnosti na nek delež (npr. 80 %) maksimalne nosilnosti. Rezultat nelinearne statične analize je potisna krivulja konstrukcije, kjer po navadi prikažemo odvisnost med celotno prečno silo, ki je enaka vsoti vseh vodoravnih sil v posameznih etažah, in pomikom na vrhu konstrukcije [4].

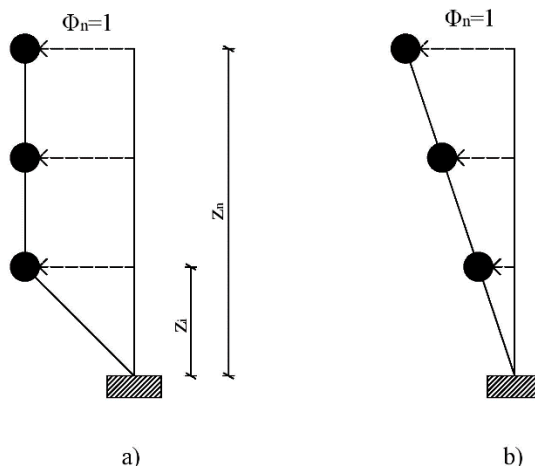
Rezultati analize so odvisni razporeditve vodoravnih sil po višini konstrukcije. Razporeditev le-teh je v standardu EC 8-1 [5] definirana kot:

$$\bar{F}_i = m_i \phi_i, \quad (3.1)$$

kjer je:

$\bar{F}_i$	normirana vodoravna sila v i -ti etaži,
m_i	masa i -te etaže,
ϕ_i	normiran vektor izbrane nihajne oblike

Razmerje prečnih sil po etažah je torej enako razmerju pomikov izbrane nihajne oblike, uteženim z masami posameznih etaž. V standardu EC 8-1 [5] sta predpisani dve nihajni obliki. Pri prvi nihajni obliki upoštevamo konstantne pomike etaž ($\phi_i = 1$), druga pa je osnovna nihajna oblika, ki jo v primeru nizkih zidanih stavb lahko aproksimiramo z narobe obrnjenim trikotnikom [4]. Obliki sta prikazani na sliki 3.



Slika 3: Predpisani nihajni obliki po EC 8-1: a) konstantna nihajna oblika, b) aproksimacija osnovne nihajne oblike

Pri analizi smo predpostavili, da objekt pri potresni obtežbi niha z osnovno nihajno obliko. S to predpostavko in na podlagi aproksimacije osnovne nihajne oblike določimo komponente normiranega vektorja ϕ_i kot:

$$\phi_i = \frac{z_i}{z_n} \quad (3.2)$$

Če konstrukcija izpolnjuje zahteve standarda EC 8-1 [5] glede pravilnosti po tlorisu, lahko potisno analizo v horizontalnih smereh X in Y izvedemo ločeno. Prav tako je v standardu EC 8-1 [5] navedeno, da lahko za nizke zidane stavbe, katerih število etaž je manjše ali enako tri, prevladujoč porušni mehanizem zidovja pa je strižni, potisno analizo izvedemo za vsako etažo posebej. Potisne krivulje posameznih etaž nato združimo v potisno krivuljo celotne stavbe, katero nato uporabimo za nadaljnji račun. Postopek določitve potisne krivulje za posamezno etažo ter združitve le-teh v potisno krivuljo stavbe je prikazan v četrtem poglavju te naloge. Naj opomnimo, da bi lahko rezultate potisne analize posameznih etaž uporabili tudi za izboljšanje predpostavljene nihajne oblike. Nihajno obliko bi lahko ocenili tudi iz pomikov potisnih analiz etaž ob predpostavki trikotne razporeditve sil po višini stavbe.

3.2 Pretvorba na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF)

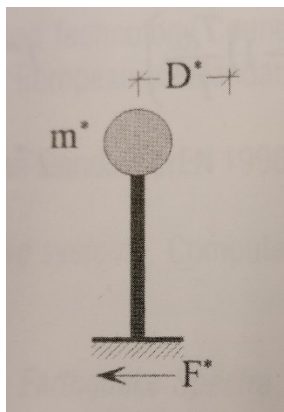
V nadaljevanju metode N2 je predvidena uporaba spektrov odziva, ki so definirani za sisteme z eno prostostno stopnjo (SDOF). V ta namen moramo predhodno dobljeno zvezo med prečno silo in pomikom v potisni analizi, ki je izvedena na MDOF modelu, prevesti na ekvivalenten SDOF model (slika 4). Fajfar [4] za pretvorbo navaja enačbi:

$$F^* = \frac{V}{\Gamma}, \quad (3.3)$$

$$D^* = \frac{D_t}{\Gamma}, \quad (3.4)$$

kjer je:

F^*, D^* sila in pomik ekvivalentnega SDOF sistema,
 V, D_t celotna prečna sila in pomik na vrhu MDOF sistema,
 Γ faktor za pretvorbo.



Slika 4: Ekvivalenten SDOF model (Fajfar, 2002, str. 313)

Iz enačb (3.3) in (3.4) lahko vidimo, da je faktor pretvorbe za sile in pomike enak. To pomeni, da se, poleg odnosa med obremenitvijo in deformacijo, ohranjata tudi togost in nihajni čas konstrukcije. Zveza med silo in pomikom SDOF sistema je torej enaka tisti pri MDOF sistemu, le merilo je spremenjeno [4].

Pretvorbeni faktor in masa ekvivalentnega SDOF sistema sta po [4] definirana kot:

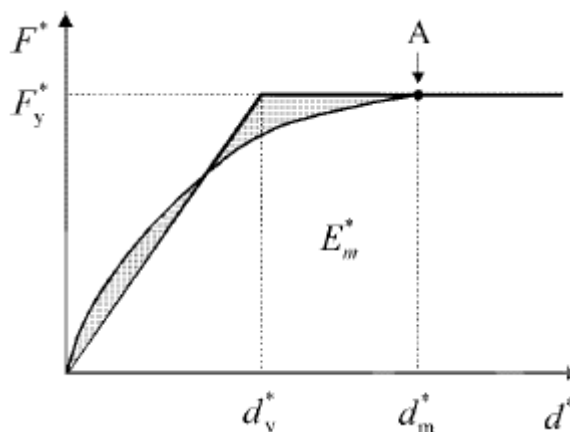
$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2}, \quad (3.5)$$

$$m^* = \sum m_i \phi_i, \quad (3.6)$$

kjer je z m^* označena masa ekvivalentnega SDOF sistema.

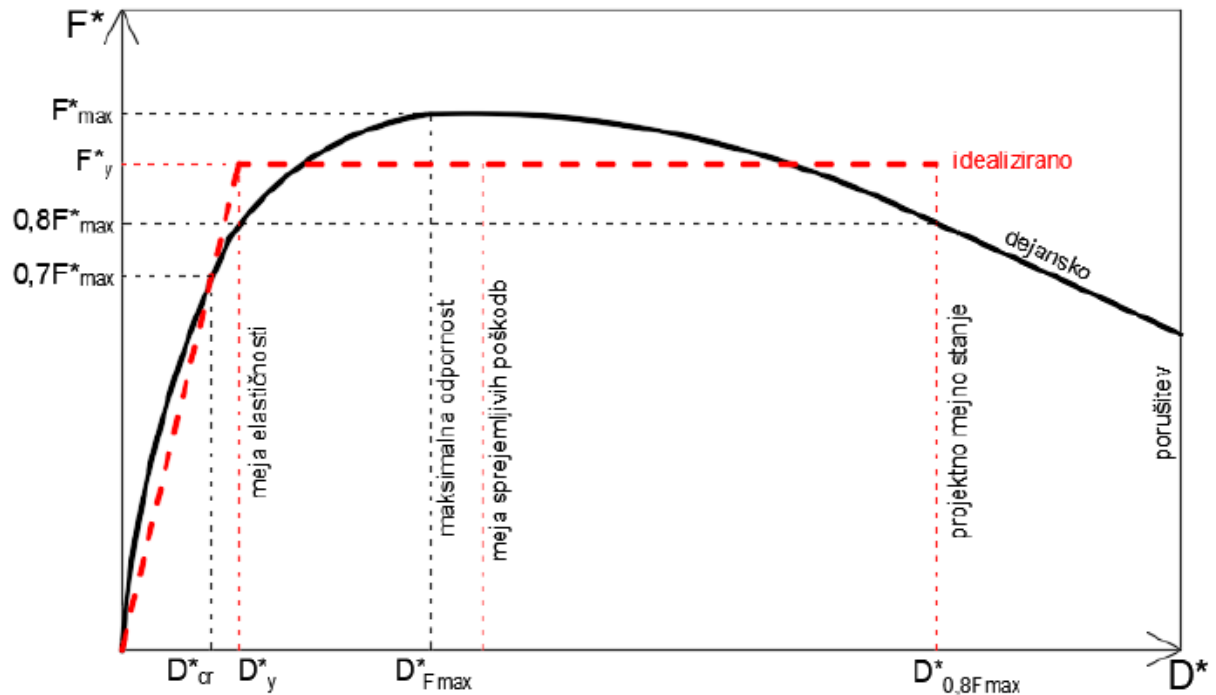
3.3 Idealizacija odnosa med silo in pomikom ter diagram kapacitete

Odnos med silo F^* in pomikom D^* za namen nadaljnjih korakov metode N2 idealiziramo, tako da ga pretvorimo v bilinearno obliko, kjer elastičnemu območju sledi območje plastičnega tečenja brez utrditve. Rezultat idealizacije je odvisen predvsem od izbire ekvivalentne elastične togosti K_e , za katero ni enoličnega načina določitve [4]. V EC 8-1 [5], (dodatek B) je predvideno, da idealizacijo izvedemo tako, da sta ploščini pod dejanskim in idealiziranim odnosom sila-pomik enaki, sila tečenja idealiziranega sistema pa je enaka maksimalni prečni sili ($F_y^* = F_{max}^*$) (slika 5).



Slika 5: Določitev idealiziranega elasto-plastičnega odnosa med silo in pomikom (SIST EN 1998-1:2005, str. 216)

V tej diplomski nalogi je privzet nekoliko drugačen način idealizacije, povzet po [8]. Ta navaja, da idealizacijo izvedemo na podlagi začetne togosti K_e in enakosti ploščin do mejnega pomika blizu porušitve d_{NC} . Začetna togost je v tem primeru enaka sekantni togosti, ki ustreza 70 % dosežene nosilnosti F_{max}^* (slika 6) [8].



Slika 6: Dejanska in idealizirana krivulja potresne odpornosti konstrukcije z vrisanimi mejnimi stanji
(Rus, 2018, str. 22)

V tem primeru silo in pomik na meji elastičnosti določimo kot [8]:

$$F_y^* = K_e \left(d_{NC} - \sqrt{d_{NC}^2 - \frac{2E_m^*}{K_e}} \right), \quad (3.7)$$

$$d_y^* = \frac{F_y^*}{K_e}, \quad (3.8)$$

kjer je:

F_y^*, d_y^* sila in pomik na meji tečenja,

K_e sekantna oziroma elastična togost,

d_{NC} mejni pomik blizu porušitve (pri 80 % F_{max}^*),

E_m^* dejanska deformacijska energija, ko sistem doseže mejni pomik (ploščina pod F^*-D^* diagramom).

Pri tem elastično togost določimo kot:

$$K_e = \frac{0,7F_{max}^*}{d_{(0,7F_{max}^*)}^*}. \quad (3.9)$$

S poznanimi F_y^* in d_y^* nihajni čas idealiziranega SDOF sistema izračunamo z enačbo:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}. \quad (3.10)$$

Ker so v uporabljenih standardih potresne zahteve definirane v AD formatu (pospešek-pomik), dobljeno zvezo med F^* in d^* zaradi lažje primerjave pretvorimo v AD format. To naredimo tako, da silo F^* delimo z maso ekvivalentnega SDOF sistema m^* :

$$S_{ae} = \frac{F^*}{m^*}, \quad (3.11)$$

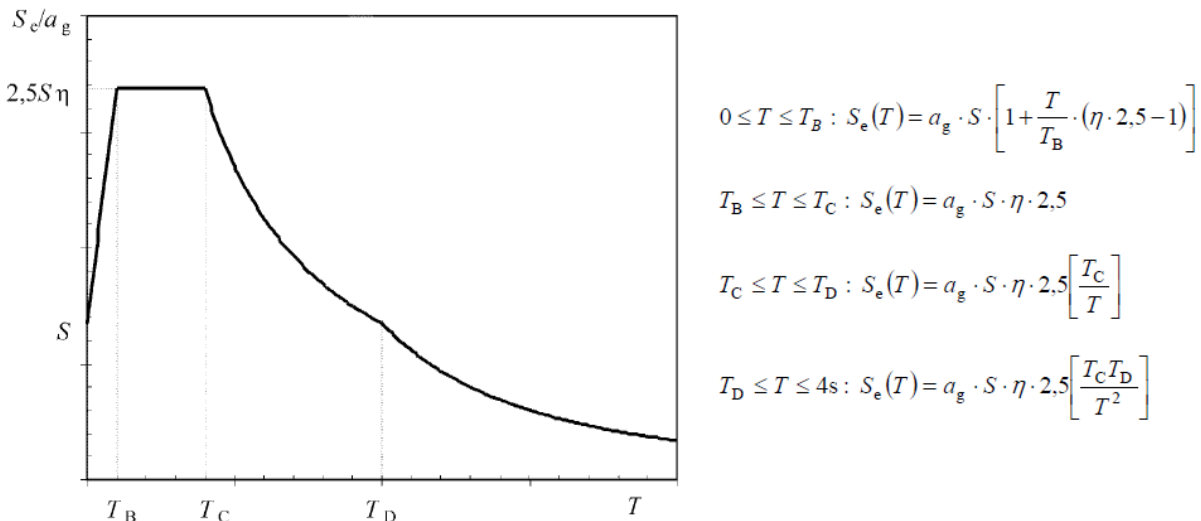
kjer je:

S_{ae}	elastični pospešek ekvivalentnega SDOF sistema,
F^*	sila ekvivalentnega SDOF sistema,
m^*	masa ekvivalentnega SDOF sistema.

Dobljeno zvezo med F^* in m^* imenujemo diagram kapacitete [4].

3.4 Potresna obremenitev ekvivalentnega SDOF sistema

Potresna obtežba v EC 8-1 [5] je podana v obliki elastičnega spektra pospeškov. Ta je v odvisnosti od nihajnega časa T^* , tipa tal in stopnje dušenja definiran, kot je prikazano na sliki 7.



Slika 7: Oblika in definicija elastičnega spektra pospeškov (SIST EN 1998-1:2005, str. 37-38)

Spekter pospeškov je povezan s spektrom pomikov z enačbo [4]:

$$S_{de} = S_{ae} \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2, \quad (3.12)$$

kjer je:

S_{de}	elastični spekter pomikov
S_{ae}	elastični spekter pospeškov
T	nihajna doba konstrukcije

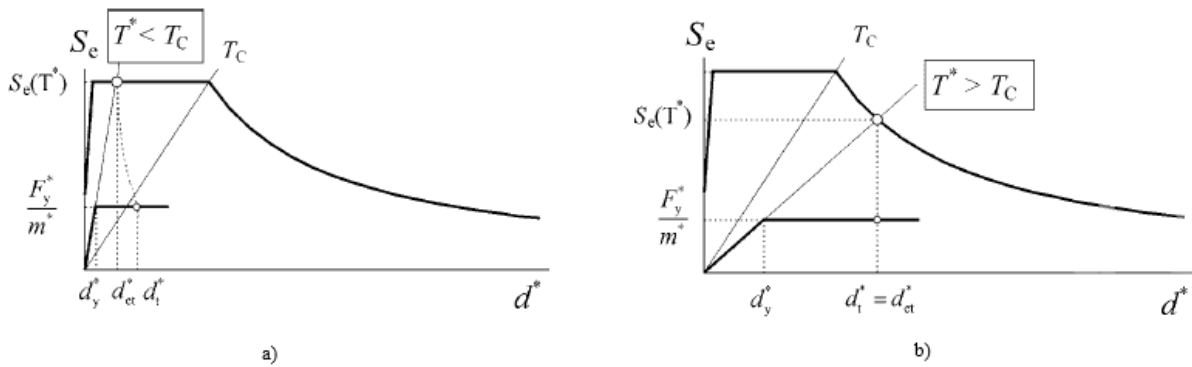
S pomočjo enačbe (3.10) lahko ob poznavanju nihajnega časa ekvivalentnega SDOF sistema določimo elastični ciljni pomik SDOF sistema z enačbo [5]:

$$d_{et}^* = S_{ae}(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2, \quad (3.13)$$

kjer je:

d_{et}^* ciljni pomik SDOF sistema ob elastičnem obnašanju,
 T^* nihajna doba ekvivalentnega SDOF sistema,
 $S_{ae}(T^*)$ elastični spektralni pospešek pri nihajnem času T^* .

V primeru močnega potresa je odziv konstrukcije lahko neelastičen. Zato moramo poleg elastičnega ciljnega pomika d_{et}^* določiti tudi ciljni pomik, ki ni pogojen z elastičnim odzivom konstrukcije, d_t^* . Pomik d_t^* je odvisen od nihajnega časa konstrukcije (slika 8). Pomembno je predvsem, ali je nihajni čas večji ali manjši od meje med kratkimi in srednjimi nihajnimi časi T_c , ki je na elastičnem spektru definirana kot nihajni čas med konstantnim spektralnim pospeškom in konstantno spektralno hitrostjo [4].



Slika 8: Določitev ciljnega pomika ekvivalentnega SDOF sistema: a) kratki nihajni časi, b) srednji in dolgi nihajni časi (SIST EN 1998-1:2005, str. 218)

Če je nihajni čas T^* večji od T_c , potem govorimo o enakosti pomikov, kjer je pomik neelastičnega sistema enak pomiku elastičnega sistema (slika 8):

$$d_t^* = d_{et}^*, \text{ pri } T^* \geq T_c \quad (3.14)$$

Enakost pomikov velja tudi v primeru kratkih nihajnih časov, kadar je odziv konstrukcije elastičen, kar pomeni, da je pospešek na meji tečenja večji od elastičnega spektralnega pospeška:

$$d_t^* = d_{et}^*, \text{ pri } T^* < T_c \text{ in } F_y^*/m^* \geq S_{ae}(T^*) \quad (3.15)$$

V primeru nelinearnega odziva pri kratkih nihajnih časi pa uporabimo enačbo:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^*, \text{ pri } T^* < T_c \text{ in } F_y^*/m^* < S_{ae}(T^*), \quad (3.16)$$

kjer je q_u redukcijski faktor zaradi duktilnosti, definiran kot razmerje med pospeški elastičnega in neelastičnega sistema:

$$q_u = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} = \frac{S_{ae}(T^*)m^*}{F_y^*} \quad (3.17)$$

EC 8-1 [7] poleg tega dovoljuje, da upoštevamo omejitev $d_t^* \leq 3d_{et}^*$.

3.5 Globalna potresna obremenitev MDOF sistema

Če želimo kapaciteto konstrukcije primerjati s pomikom na vrhu konstrukcije, ki je posledica potresne obremenitve, moramo pomik ekvivalentnega SDOF sistema pretvoriti na pomik MDOF sistem. Pri tem

ponovno uporabimo transformacijski faktor Γ [4]:

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad (3.18)$$

3.6 Mejna stanja po EC 8-3

Potresne zahteve glede pomikov, ki jih določimo z enačbo (3.18), primerjamo s projektno kapaciteto stavbe. To kontrolo izvedemo za vsa obravnavana mejna stanja. Standard EC 8-3 [7] predvideva kontrole za tri mejna stanja poškodovanosti konstrukcije. Mejno stanje blizu porušitve (NC - Near Collapse), kjer potresne zahteve določimo za potres s povratno dobo 2475 let, povezujemo s porušitvijo nekonstrukcijskih elementov in velikimi poškodbami nosilne konstrukcije, ki ni sposobna prevzeti dodatne horizontalne obremenitve. Kapaciteto za to mejno stanje smo v diplomski nalogi definirali s padcem nosilnosti na 80 % največje nosilnosti. Mejno stanje velikih poškodb (SD - Significant Damage), ki ga preverjamo za potres s povratno dobo 475 let, povezujemo s trajnimi poškodbami, ki so posledica plastičnega odziva nosilne konstrukcije. To mejno stanje smo definirali s pomikom, ki je enak $\frac{3}{4}$ pomika pri mejnem stanju NC. Mejno stanje omejitve poškodb (DL - Damage Limitation) preverjamo za potres s povratno dobo 225 let. Kapaciteto za to mejno stanje smo definirali s pomikom na meji elastičnosti, pri katerem so poškodbe omejene le na sekundarne elemente konstrukcije in nekonstrukcijske elemente. Nosilna konstrukcija zato pri takšni poškodovanosti ne potrebuje prenove [7].

Nacionalni dodatek standarda EC 8-3 [10] sicer predvideva kontrolo zgolj dveh mejnih stanj, in sicer mejnega stanja omejitve poškodb (DL) in mejnega stanja velikih poškodb (SD). Kljub temu v diplomski nalogi preverjamo vsa tri mejna stanja, ki jih predvideva EC 8-3 [7].

4 POSTOPEK IZVEDBE POTISNE ANALIZE ZA NIZKE ZIDANE STAVBE

Potisno analizo najprej izvedemo na nivoju etaž, ob upoštevanju odnosa med silo in pomikom posameznih zidov. Potisne krivulje posameznih etaž nato združimo v potisno krivuljo celotne stavbe, ki jo uporabimo pri kontroli mejnih stanj. V nadaljevanju najprej prikažemo, kako določimo odnos med silo in pomikom posameznega zidu, čemur sledi prikaz postopka potisne analize tako na nivoju etaže kot tudi celotne stavbe.

4.1 Odnos med silo in pomikom na nivoju zidu

Osnova za potisno analizo stavbe je odnos med silo in pomikom posameznih zidov. Odziv zidu na vodoravno potresno obtežbo aproksimiramo z bilinearno obliko, sestavljeno iz elastičnega in plastičnega dela, ki ju ločita nosilnost zidu V_d in pomik na meji tečenja u_y (slika 9). Ker je efektivna togost zidu K_{eff} v elastičnem območju konstantna, lahko u_y izračunamo z enačbo:

$$u_y = \frac{V_d}{K_{eff}}. \quad (4.1)$$

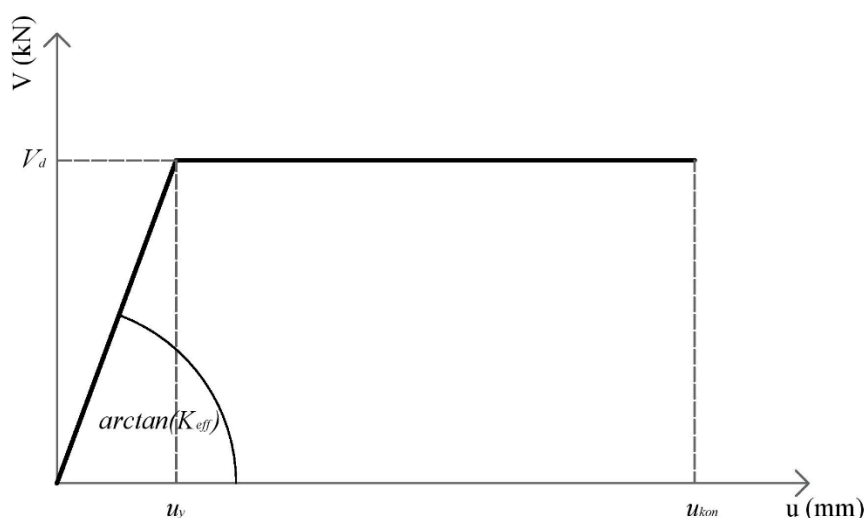
Kapaciteto zidu oziroma končni pomik pri izbranem mejnem stanju določimo v skladu z EC 8-3 [7]. Ta navaja, da je končni pomik za izbrano mejno stanje v primeru nearmiranega zidovja odvisen od načina porušitve zidu. Tako je končni pomik zidu za mejno stanje velikih poškodb SD v primeru upogibne porušitve definiran kot:

$$u_{kon} = 0,008 \frac{\alpha h}{D} h_{eff}, \quad (4.2)$$

v primeru strižne porušitve pa kot:

$$u_{kon} = 0,004 h_{eff}. \quad (4.3)$$

Do končnega pomika za mejno stanje blizu porušitve NC pridemo tako, da pomike iz enačb (4.2) in (4.3) pomnožimo s faktorjem 4/3.



Slika 9: Idealiziran elasto-plastičen odnos med silo in pomikom v zidu

4.2 Potisna analiza na nivoju etaže

Do potisne krivulje etaže pridemo tako, da v masnem središču etaže povečujemo pomike in sledimo prečnim silam v zidovih. Z vsiljevanjem etažnih pomikov istočasno povečujemo pomike posameznih zidov, jih s tem deformiramo in jim povečujemo notranje prečne sile. Posledično postopoma dosežemo nosilnost posameznih zidov, ki nato preidejo v neelastično območje, kjer se ob konstantni sili (nosilnosti) deformirajo do končnega pomika (slika 9). Ker želimo v nalogi izvesti kontrolo za vsa tri mejna stanja, ki so definirana v EC 8-3 [7], je končni pomik na nivoju zidu definiran za mejno stanje blizu porušitve NC.

Seštevek prečnih sil v vseh zidovih etaže predstavlja prečno silo v etaži, ki s pomikom v masnem središču etaže določa potisno krivuljo etaže. Slednjo določimo v skladu z računski postopkom, ki je povzet po [11]. V tem računskem postopku je vhodni podatek etažni pomik, ki ga postopoma povečujemo. Za pridobitev oprijemljivih rezultatov, moramo pomik povečevati s čim manjšimi koraki (npr. 0,01 mm). Etažni pomik najprej pretvorimo na pomik zidov z enačbo:

$$d_{ti,X} = d_{et,X} \times \rho_{i,X}, \quad (4.4)$$

kjer je $d_{et,X}$ vsiljen etažni pomik, $d_{ti,X}$ pomik i -tega zidu pri danem etažnem pomiku, $\rho_{i,X}$ pa faktor, ki zajame vpliv torzije, izračunan kot:

$$\rho_{i,X} = 1 + e_Y \frac{K_{et,X}}{I_t} (y_i - y_s). \quad (4.5)$$

Pri tem je $K_{et,X}$ vsota efektivnih togosti vseh zidov v smeri X , y_i koordinata težišča i -tega zidu v smeri Y glede na izhodišče izbranega KS, z e_Y pa je označena ekscentričnost v smeri Y . Ta je definirana z enačbo:

$$e_Y = y_m - y_s \pm e_{ay}, \quad (4.5)$$

kjer je:

- y_m y koordinata masnega središča etaže (v tej nalogi je zaradi poenostavitve upoštevana vrednost polovice dimenzije objekta v smeri Y),
- y_s koordinata središča togosti v smeri Y ,
- e_{ay} slučajna ekscentričnost, definirana kot 5 % dimenzije stavbe v smeri Y .

Koordinato središča togosti izračunamo kot:

$$y_s = \frac{\sum_i (K_{eff,i,X} \times y_i)}{K_{et,X}}. \quad (4.6)$$

Za določitev faktorja $\rho_{i,X}$ moramo definirati še torzijsko vztrajnost etaže I_t . Ta je enaka vsoti torzijskih vztrajnosti I_X in I_Y . Ob poznavanju zgoraj definiranih parametrov določimo I_Y z enačbo:

$$I_Y = \sum_i (K_{eff,i,Y} \times x_i^2) - x_s^2 \times K_{et,Y}, \quad (4.7)$$

analogno pa tudi I_X . Prečne sile v zidovih, ob poznavanju pomikov, določimo v razmerju trenutnih togosti zidov po enačbi:

$$H_{i,X} = d_{ti,X} \times K_{eff,i,X}, \quad (4.8)$$

pri čemer moramo imeti v mislih sliko 9, iz katere je razvidno, da enačba (4.8) velja zgolj za zid v

elastičnem območju. Ko je meja elastičnosti v zidu presežena, je sila do mejnega pomika u_{kon} enaka V_d , potem pa sila pade na nič.

Celotno prečno silo v etaži dobimo s seštevkom prečnih sil v posameznih zidovih po enačbi:

$$H_{et,X} = \sum_i H_{i,X}. \quad (4.9)$$

Za določitev potisne krivulje etaže potrebujemo še pomik v etažnem masne središču, pri čemer izhajamo iz enačbe 4.4.

$$d_{etm,X} = d_{et,X} \times \rho_{m,X}, \quad (4.10)$$

kjer je:

$\rho_{m,X}$ faktor, ki zajame vpliv torzije in ga izračunamo z enačbo (4.5), v kateri namesto koordinate težišča y_i upoštevamo koordinato masnega središča y_m .

Potisna krivulja etaže prikazuje torej vsoto nosilnosti posameznih zidov po enačbi (4.9) v odvisnosti od etažnega pomika v centru mas (CM) po enačbi (4.10). Primeri potisnih krivulj etaž so prikazani v poglavju 7.1. Zgoraj opisani računski postopek je namenjen izvedbi potisne analize v smeri X. Na enak način analizo izvedemo za smer Y.

4.3 Potisna analiza na nivoju stavbe

Potisna krivulja stavbe prikazuje odvisnost med celotno prečno silo ob vpetju in pomikom na vrhu konstrukcije. Sila ob vpetju je enaka vsoti vseh vodoravnih sil po etažah, ki jih v odvisnosti od nihajne oblike določimo po enačbah (3.1) in (3.2). Razporeditev sil za osnovno nihajno obliko, ki smo jo uporabili pri analizi, je prikazana na sliki 10.

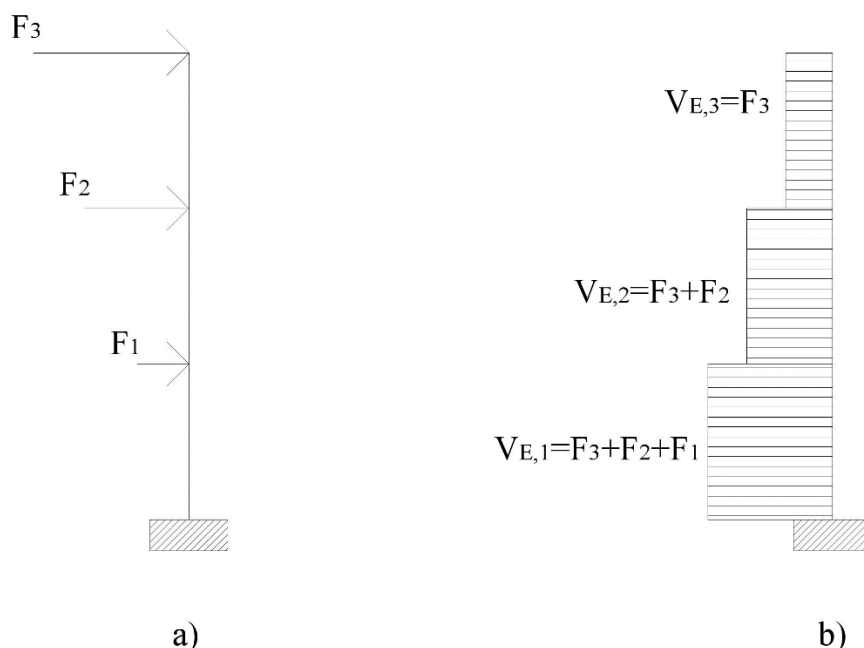
Pri določitvi potisne krivulje stavbe je potrebno upoštevati tudi nosilnosti etaž. Pri izbrani metodi izvedbe potisne analize le ena izmed etaž doseže nosilnost. Ta etaža tudi določa, kakšne sile se bodo razvile v ostalih etažah. Etažo v kateri je dosežena nosilnost, imenujemo kritična etaža in jo določimo na podlagi največjega razmerja med prečno silo v etaži in njeno nosilnostjo:

$$R_i = \frac{V_{E,i}}{V_{R,i}} \quad (4.11)$$

Ker imajo etaže različne nosilnosti v X in Y smeri, določimo kritično etažo za vsako smer posebej. Nato na podlagi razmerja med prečno silo v i -ti etaži in prečno silo v kritični etaži določimo sile v ostalih etažah z enačbo:

$$H_{et,i} = H_{et,krit} \times \frac{V_{E,i}}{V_{E,krit}}. \quad (4.12)$$

Silo ob vpetju pri izbranem pomiku kritične etaže tako dobimo s seštevkom vodoravnih sil po etažah. Pomik na vrhu stavbe pri izbranem pomiku kritične etaže določimo analogno, torej s seštevkom pomikov v posameznih etažah. Na tak način definiramo vsako točko potisne krivulje stavbe. Primeri potisnih krivulj obravnavane stavbe so prikazani v poglavju 7.1



Slika 10: a) razporeditev sil po etažah za osnovno nihajno obliko, b) razporeditev prečnih sil po etažah

4.4 Mejna stanja na nivoju stavbe

V poglavju 4.1 so predstavljena mejna stanja na nivoju posameznega zidu. Kadar govorimo o mejnih stanjih celotne konstrukcije, je princip določitve podoben tistemu na nivoju zidu, vendar se moramo zavedati različnosti v pomenu obeh. Ker mejna stanja konstrukcije določamo s pomočjo idealiziranega odnosa med silo in pomikom na ekvivalentnem SDOF modelu, bi lahko razumeli, da so pri določenem mejnem stanju konstrukcije vsi zidovi enako poškodovani, kar pa v splošnem ne drži. Vzemimo na primer mejno stajo omejitve poškodb (DL), ki je definirano na meji elastičnosti idealiziranega ekvivalentnega SDOF sistema (enačba (3.8)). Že pred dosegom tega mejnega stanja so nekateri zidovi v območju plastičnega obnašanja, prav tako pa nekateri zidovi ostanejo v elastičnem območju tudi po preseženem mejnem stanju DL. Enako velja za mejno stanje NC, ki je na nivoju konstrukcije definirano pri pomiku, ki je posledica padca maksimalne vrednosti sile F^* na 80 %. Mejno stanje SD definiramo enako kot na nivoju zidu, in sicer pri $\frac{3}{4}$ pomika, s katerim definiramo mejno stanje NC.

5 OSNOVNI PODATKI OBRAVNAVANE STAVBE

5.1 Tehnično poročilo

Analizirali bomo enodružinsko hišo, katere večji del je bil zgrajen leta 1964, razširitev pa je sledila leta 2000. Dela sta med seboj po vertikali ločena z dilatacijo (slike 11, 12 in 13), kar pomeni neodvisen odziv obeh delov objekta med potresnim dogodkom. Posledično lahko analizo izvedemo za vsak del posebej. Objekt ima tri etaže (klet, pritličje in mansardo).

Starejši del objekta ima tlorisno površino $10,75 \times 9,15$ m, novejši del pa $6,50 \times 6,05$ m. Klet starejšega dela je delno vkopana, njeni nosilni zidovi pa so iz betona debeline 30 oziroma 25 cm, medtem ko so nosilni kletni zidovi novejšega dela objekta iz betonskih blokov debeline 30 cm. V ostalih etažah celotnega objekta so nosilni zidovi iz opečnih blokov debeline 30 cm. Vsi zidovi so ojačani s sistemom vertikalnih in horizontalnih armiranobetonskih (AB) vezi. Medetažni plošči v starejšem delu objekta sta opečno-betonski (»monta«), v novejšem delu objekta pa armiranobetonski. Temelji objekta so AB pasovni, stopnišče AB dvoramno. Strešna konstrukcija je simetrična dvokapnica v obliki črke L, naklona 40 stopinj. Obtežbo strehe na zidovje prenašajo štiri kapne in štiri vmesne lege. Pri tem se ostrežje razširitve vcepi v strešno konstrukcijo obstoječega dela. Kritina je opečni zareznik [12].

Ker je bil objekt projektiran po starejših standardih, lahko sklepamo, da rezultati analize ne bodo zadostili zahtevam trenutno veljavnih standardov. Vseeno pričakujemo, da bo odziv novejšega dela boljši. Zaradi betonskih zidov v kletni etaži starejšega dela objekta lahko predpostavimo, da je togost in nosilnost v tej etaži mnogo večja kot v ostalih dveh. Kletna etaža ima s tem manjši vpliv na skupno podajnost, kar je posledica zaporedne vezave, ki narekuje, da se skupna togost konstrukcije k_{tot} določi kot obratna vrednost vsote obratnih vrednosti togosti posameznih etaž k_i :

$$\frac{1}{k_{tot}} = \sum_{i=1}^n \frac{1}{k_i}. \quad (5.1)$$

Posledično bomo kletno etažo pri analizi zanemarili. Nasprotno v novejšem delu objekta pri analizi upoštevamo vse etaže, saj se uporabljeni material po višini ne spreminja.

Pomembna razlika med deloma objekta se pojavi tudi pri tlorisni zasnovi. Kot je opaziti iz priloženih tlorisov (slike 11, 12 in 13), novejši del objekta ne zadošča kriterijem za pravilnost po tlorisu, ki jih podaja EC 8-1 [5]. Zidovi v novejšem delu objekta namreč niso enakomerno porazdeljeni glede na dve pravokotni osi, kar pomeni, da je masno središče pomaknjeno precej stran od strižnega središča tlorisa. Analiza stavb s takšnim tlorisom presega uporabnost osnovne metode N2, ki smo jo uporabili za analizo. Zavedati se moramo torej, da z uporabe te metode nismo povsem v skladu s standardom EC 8-3 [7]. Obenem pa je izrazit torzijski vpliv novejšega dela objekta preprečen zaradi neposredne bližine starejšega dela objekta. Zato bomo tudi novejši del objekta analizirali z metodo N2 in tako dobili grobo oceno kapacitete ter odziva objekta ob potresnem dogodku.

5.2 Materialne karakteristike

Obravnavan objekt vsebuje opečnato zidovje in zidovje iz betonskih votlakov. V splošnem je treba za natančno določitev materialnih karakteristik izvesti preiskave zidovja na objektu. Standard EC 6-1 [3], ki obravnava zidane konstrukcije, kot možnost dovoljuje uporabo vrednosti iz banke razpoložljivih rezultatov, ki so posledica predhodnih preiskav. Ker na objektu nismo izvedli preiskav, so materialne karakteristike zidovja povzete po [2]. Prikazujemo jih v preglednicah 1 in 2.

Preglednica 1: Materialne karakteristike zidovja iz opečnih zidakov

f_b (MPa)	f_m (MPa)	f_k (MPa)	f_{vk0} (MPa)	f_{tk} (MPa)	E (MPa)	G (MPa)
12,2	5,0	4,7	0,26	0,23	4700	460

Preglednica 2: Materialne karakteristike zidovja iz betonskih votlakov

f_b (MPa)	f_m (MPa)	f_k (MPa)	f_{vk0} (MPa)	f_{tk} (MPa)	E (MPa)	G (MPa)
7,5	5,0	3,6	0,3	0,27	6000	600

V primeru določitve elastičnega modula E in strižnega modula G opečnatega zidovja sta bila uporabljena izraza [6]:

$$G = 2000f_{tk}, \quad (5.2)$$

$$E = 1000f_k. \quad (5.3)$$

5.3 Varnostni faktor materiala

Pri preverjanju potresne odpornosti zidov uporabljamo projektne vrednosti lastnosti materialov. Dobimo jih tako, da karakteristične vrednosti delimo z ustreznim varnostnim faktorjem za materiale γ_M , ki je definiran z enačbo

$$\gamma_M = \frac{2}{3}\gamma_m \times CF_{KL} = \frac{2}{3}2,5 \times 1,35 = 2,25, \quad (5.4)$$

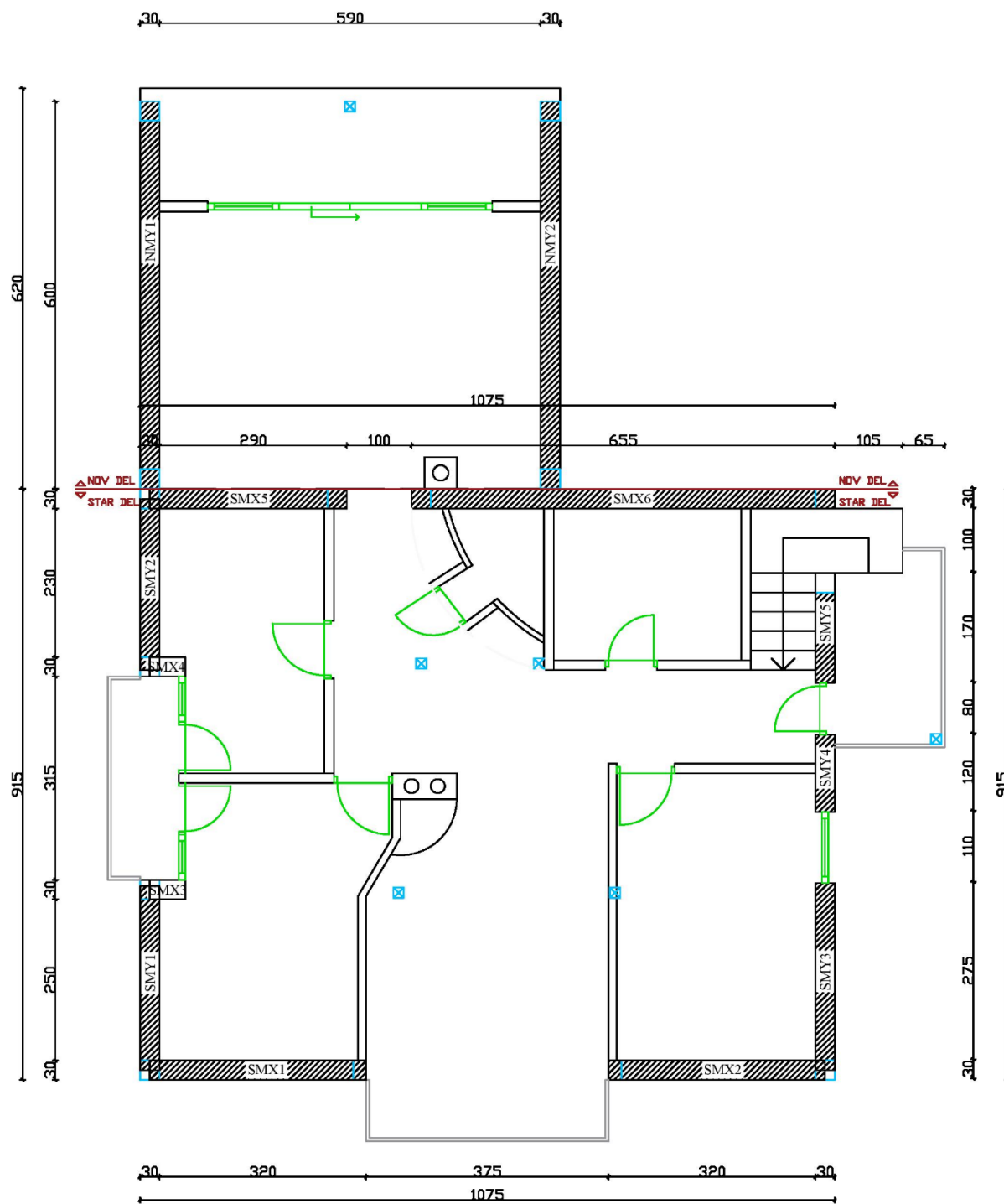
kjer je:

γ_m delni materialni faktor za zidane stavbe po EC 6-1 [3],
 CF_{KL} faktor zaupanja po EC 8-3 [7], odvisen od poznavanja konstrukcije.

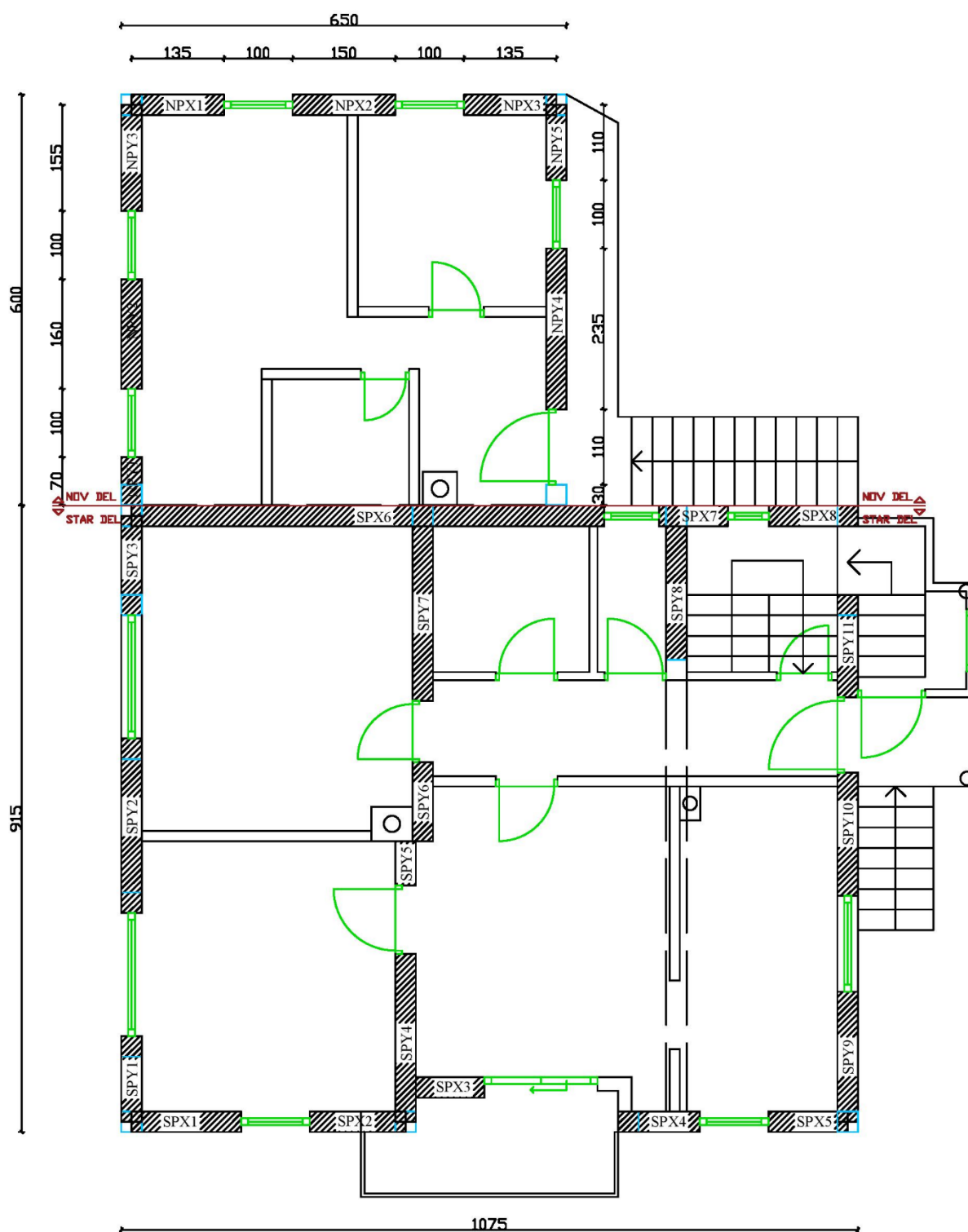
Pri določitvi γ_M standard EC 8-3 [7] priporoča, da za delni faktor materiala γ_m vzamemo $2/3$ vrednosti, ki je predpisana po EC 6-1 [3], dobljeni faktor pa ne sme biti manjši od 1,5. Skladno s standardom EC 6-1 [3] (točka 2.4.3) smo za celoten objekt predpostavili vrednost $\gamma_m = 2,5$. Ker na objektu ni bilo izvedenih nobenih preiskav, poznavanje materialov in detajlov pa je omejeno (predvsem to velja za starejši del objekta), po definiciji EC 8-3 [7] tako poznavanje konstrukcije uvrščamo pod KL1 (»Limited knowledge«), pri katerem je $CF_{KL1} = 1,35$.

5.4 Arhitekturne podloge

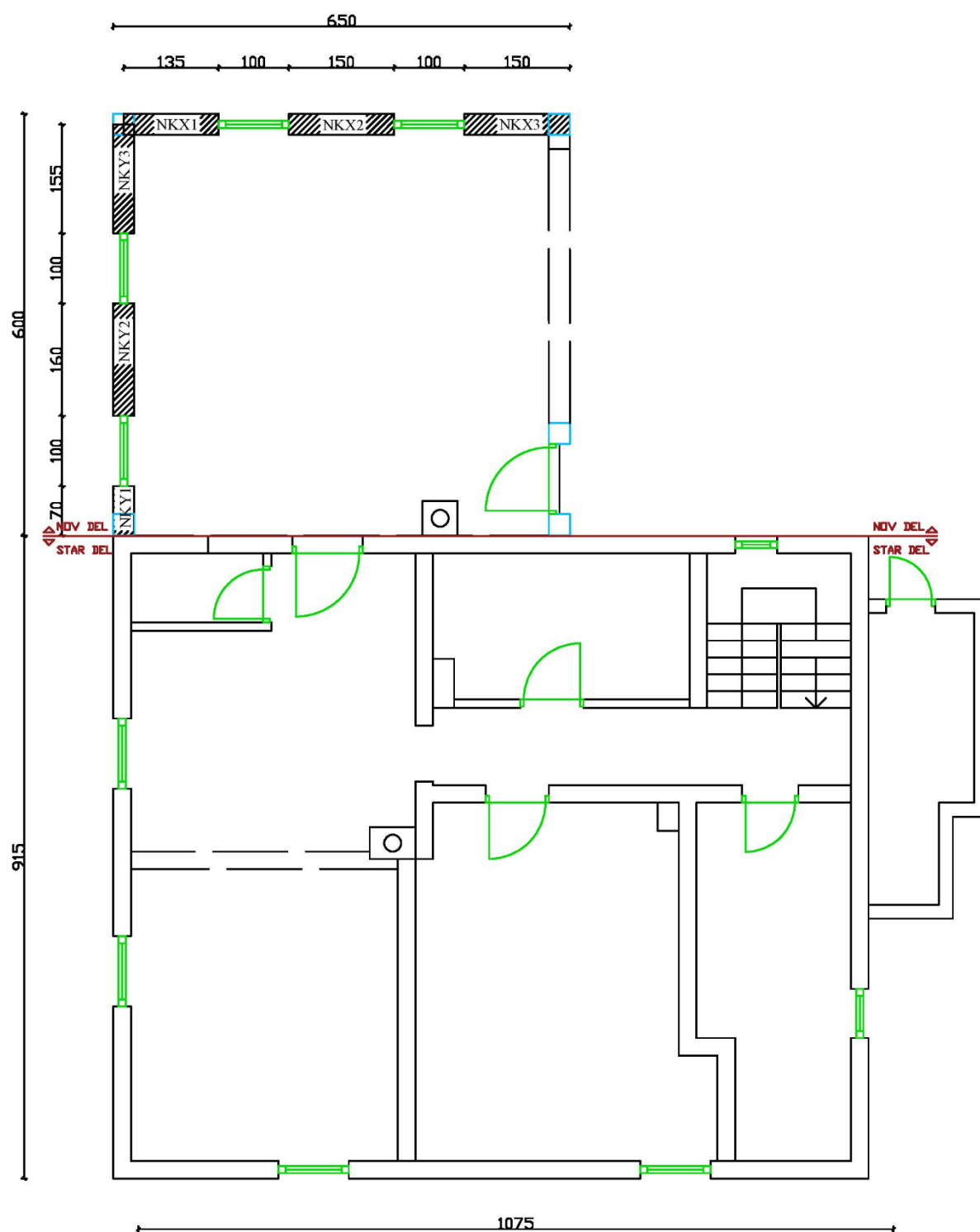
V tem poglavju so prikazani tlorisi vseh treh etaž, na katerih so označeni nosilni zidovi, upoštevani v analizi. V oznaki zidov je zajet del objekta, etaža, smer in zaporedna številka zidu (npr. SPX1-zid v pritličju starega dela objekta v smeri X, pod številko 1).



Slika 11: Tloris mansarde



Slika 12: Tloris pritličja



Slika 13: Tloris kleti

6 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO OBRAVNAVANE STAVBE

6.1 Stalni vplivi $G_{k,j}$

Med stalne vplive spadajo lastna teža konstrukcije (zidovi, plošče, streha) in stalna obtežba, ki vključuje nekonstrukcijske elemente (estrih, parket, izolacija, ...) s pritrjeno opremo. Stalne vplive upoštevamo glede na težo materialov. Določitev teže posameznih konstrukcijskih sklopov je prikazana v preglednicah 3 in 4. Podatki za izračun specifične teže zidu γ_{zidu} v preglednici 3 so povzeti po [13, 14]. Obtežba strehe in stopnišča pa je vzeta iz PGD [12] dokumentacije obravnavane stavbe.

Preglednica 3: Prostorninske teže zidov

Debelina zidu (cm)	Zidaki			Malta		Omet		γ_{zid} (kN/m ³)
	Tip	Poraba (kos/m ²)	Masa (kg/kos)	Poraba (l/m ²)	Teža (kN/m ³)	Debelina (m)	Teža (kN/m ³)	
29	opečni MB	25	7	50	20	0,04	18	11,85
29	betonski votlak	12,5	26	50	20	0,04	18	16,93
15	opečni zidak	10	11	15	20	0,04	18	13,99

Preglednica 4: Obtežbe konstrukcijskih sklopov

Konstrukcijski sklop	Material	Debelina (m)	Spec. teža (kN/m ³)	Obtežba g_k (kN/m ²)
Strop nad mansardo	Iverna plošča	0,02	4,91	0,32
	Steklena volna	0,2	0,4	
	Podkonstr. profil	0,1	0,32	
	Mavčna plošča	0,0125	9	
Strop nad pritličjem (star del objekta)	Parket	0,02	8	4,69
	Cementni estrih	0,05	24	
	Izolacija (EPS)	0,06	0,15	
	Monta plošča	0,2	15	
	Omet	0,02	16	
Strop nad kletjo in pritličjem (nov del objekta)	Parket	0,02	8	5,44
	Cementni estrih	0,05	24	
	Izolacija (EPS)	0,06	0,15	
	AB plošča	0,15	25	
	Omet	0,02	16	
Suhomontažne predelne stene	Mavčna plošča	0,0125	9	0,30
	Podkonstr. profil	0,1	0,32	
	Steklena volna	0,1	0,4	
	Mavčna plošča	0,0125	9	
Balkon	Keramika	0,02	23	5,42
	Cementni estrih	0,05	24	
	Izolacija (EPS)	0,06	0,15	
	AB plošča	0,15	25	
Stopnišče	/	/	/	6,22
Streha	/	/	/	1,24

6.2 Spremenljivi vplivi $Q_{k,i}$

Od spremenljivih vplivov upoštevamo le koristno obtežbo. Karakteristična vrednost koristne obtežbe v stavbah je podana v standardu EC 1-1 [15] in je odvisna od kategorije stavbe in namena uporabe površin.

Vrednosti spremenljive obtežbe za obravnavano stavbo so prikazane v preglednici 5.

Preglednica 5: Vrednosti karakteristične obtežbe

Kategorija	Površina	q_k (kN/m ²)
A - bivalni prostori	Tla na splošno	2,0
	Balkoni	2,5
	Stopnice	2,0

6.3 Potresni vpliv A_E

Potresna obtežba na določeni lokaciji je definirana z elastičnim spektrom pospeškov za izbrano povratno dobo (slika 7). Projektni pospešek tal za potres s povratno dobo 475 let (10 % verjetnostjo prekoračitve v 50 letih) je privzet iz karte potresne nevarnosti Slovenije [1] in za Črnomelj znaša $a_g = 0,150g$. Na velikost potresnih sil vpliva tudi sestava temeljnih tal. Na lokaciji stavbe so tla pretežno iz goste gline, kar standard EC 8-1 [5] definira kot tip tal B. Vrednosti parametrov, ki definirajo tak tip tal, so sledeče: faktor zemljine $S = 1,2$, karakteristični časi $T_B = 0,15$ s, $T_C = 0,5$ s in $T_D = 2$ s.

6.4 Kombinacija vplivov za projektna potresna stanja

Po standardu SIST EN 1990:2002 [16] za projektna potresna stanja upoštevamo sledečo kombinacijo vplivov:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " A_{Ed} " + " \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}, \quad (6.1)$$

kjer je:

$G_{k,j}$	karakteristična vrednost stalnega vpliva,
$Q_{k,i}$	karakteristična vrednost spremenljivega vpliva,
P	vpliv prednapetja, če je to prisotno,
A_{Ed}	projektna vrednost potresnega vpliva.

Pri spremenljivem vplivu je prisoten še kombinacijski faktor $\Psi_{2,i}$, ki je podan v SIST EN 1990 [16], tabela A1.1. Ta faktor je posledica predpostavke, da je pri določenem projektnem stanju prisoten le del spremenljivega vpliva. Za naš primer je predpostavljena vrednost $\Psi_{2,i} = 0,3$ (koristna obtežba v stavbah, kategorija A).

6.5 Osnova obremenitev zidov

Potisno analizo izvedemo pri konstantni vertikalni obremenitvi, ki pomembno vpliva na odziv zidov. Kot je razvidno iz enačb (2.1), (2.2) in (2.4), večja osna napetost v zidu pomeni tudi večjo nosilnost v primeru delovanja vodoravne obtežbe. Osne napetosti v določenem zidu so posledica vseh vplivov nad zidom ter lastne teže samega zidu. Določimo jih z uporabo enačbe (6.1).

Delež obtežbe, ki se s posameznih konstrukcijskih sklopov prenese na izbran zid, določimo s pomočjo vplivnih površin. Za medetažne plosče uporabimo strešno pravilo in obtežbo na zidove, ob predpostavki da je plošča členkasto podprta, razdelimo pod kotom 45° (slika 14). V primeru strehe, kjer se obtežba preko leg prenese na zidove, je postopek nekoliko drugačen, saj so obremenjeni le zidovi, ki podpirajo streho. Določiti je potrebno tudi vplivne površine vertikalnih elementov (zidov), katerih obtežba se prenese na zidove v nižjih etažah. Vse velikosti vplivnih površin so poračunane s programom AutoCAD.



Slika 14: Vplivne površine stropa nad pritličjem

V nadaljevanju je prikazan primer izračuna osne sile v zidu PY2 starega dela objekta, ki je posledica obtežbe strehe, balkona v mansardi, plošče in zidu nad pritličjem ter lastne teže obravnavanega zidu.

Oсна sila zaradi obtežbe strehe:

$$N_{PY2, str} = A_{str} g_{str} = 11,97 \text{ m}^2 \times 1,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 14,84 \text{ kN}.$$

Oсна sila zaradi obtežbe balkona v mansardi:

$$N_{PY2,bal} = A_{bal}(g_{k,bal} + \Psi_2 q_{k,bal}) = 3,78 \text{ m}^2 \times (5,42 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,3 \times 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) = 23,32 \text{ kN}.$$

Oсна sila zaradi stropa nad pritličjem:

$$N_{PY2,str} = A_{str}(g_{k,str} + \Psi_2 q_{k,str}) = 7,51 \text{ m}^2 \times (4,69 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,3 \times 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) = 39,73 \text{ kN}.$$

Obtežba zaradi zidov nad pritličjem:

$$N_{PY2,zid} = A_{zid} h_{zid} \gamma_{zid} \times 1,2 = 0,61 \text{ m}^2 \times 3,6 \text{ m} \times 11,85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 1,2 = 31,23 \text{ kN}.$$

Oсна sila in v zidu PY2:

$$\begin{aligned} N_{PY2,zg} &= 109,12 \text{ kN}, \\ N_{PY2,sp} &= 109,12 \text{ kN} + 0,77 \text{ m}^2 \times 2,65 \text{ m} \times 11,85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 1,2 = 138,14 \text{ kN}, \\ N_{PY2,sr} &= \frac{109,12 \text{ kN} + 138,14 \text{ kN}}{2} = 123,63 \text{ kN}. \end{aligned}$$

Prispevek lastne teže zidu k osni sili smo zaradi upoštevanja parapetov in preklad povečali za 20 % (enačbo pomnožimo z 1,2).

6.6 Izračun mase stavbe

Osne sile in napetosti v zidovih so povezane z maso oziroma težo stavbe, ki je v povezavi s težnostnimi vplivi (stalni in spremenljivi vplivi) v standardu EC 8-1 [5] podana s sledečo kombinacijo vplivov:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (6.2)$$

Pri tem je $\Psi_{E,i}$ kombinacijski faktor za spremenljiv vpliv i , ki upošteva verjetnost, da spremenljivi vplivi ob potresu niso prisotni po celotni konstrukciji. Definiran je z enačbo

$$\Psi_{E,i} = \varphi \times \Psi_{2,i}, \quad (6.3)$$

kjer je:

$\Psi_{2,i}$ kombinacijski faktor za spremenljivi vpliv i , definiran v poglavju 6.4,
 φ faktor, ki zajame vrsto spremenljivega vpliva in zasedenost etaž. Podan je v EC8-1 [5], tabela 4.2.

Določitev mase prikazujemo za primer konstrukcijskega sklopa balkona, mase ostalih sklopov pa so podane v preglednicah 6 in 7. Maso določimo na podlagi enačbe za težo (6.2), ki jo delimo s težnostnim pospeškom g .

$$m_b = (g_{k,b} + \varphi \Psi_{2,b} q_{k,b}) \frac{A_b}{g} = \left(5,42 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,5 \times 0,3 \times 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \frac{15,44 \text{ m}^2}{9,81 \text{ m/s}^2} = 9,12 \text{ t}$$

Preglednica 6: Mase konstrukcijskih sklopov v starejšem delu objekta

Konstr. sklop	A (m ²)	g_k (kN/m ²)	φ	$\Psi_{2,i}$	q_k (kN/m ²)	m_i (t)
Streha	140,29	1,24	1,0	0,3	0,0	17,73
Strop nad mansardo	55,36	0,32	0,5	0,3	0,0	1,81
Strop nad pritličjem	92,52	4,69	0,5	0,3	2,0	47,05
Balkon	15,44	5,42	0,5	0,3	2,5	9,12
Stopnice	13,41	6,22	0,5	0,3	2,0	8,91
Nosilne stene						66,83
Predelne stene						16,75
Skupna masa						168,21

Preglednica 7: Mase konstrukcijskih sklopov v novejšem delu objekta

Konstr. sklop	A (m ²)	g_k (kN/m ²)	φ	$\Psi_{2,i}$	q_k (kN/m ²)	m_i (t)
Streha	48,02	1,24	1,0	0,3	0,0	6,07
Strop nad pritličjem	40,30	5,44	0,5	0,3	2,0	23,58
Strop nad kletjo	39,00	5,44	0,5	0,3	2,0	22,82
Nosilne stene						31,38
Predelne stene						5,82
Skupna masa						89,66

Ker bomo potisno analizo izvedli po etažah, potrebujemo mase posameznih etaž. Maso posamezne etaže določajo plošča, balkoni, stopnice in zidovi v etaži. Pri računu mase zaradi zidov v etaži upoštevamo polovico mase zidov nad izbrano etažo in polovico mase zidov pod izbrano etažo. Pri kletni etaži upoštevamo, da se polovica mase zidov prenese direktno v temeljna tla. Mase posameznih etaž za oba dela objekta prikazujemo v preglednicah 8 in 9.

Preglednica 8: Mase posameznih etaž v starejšem delu objekta

Etaža	m_i (t)
Mansarda	37,05
Pritličje	96,99

Preglednica 9: Mase posameznih etaž v novejšem delu objekta

Etaža	m_i (t)
Mansarda	9,46
Pritličje	36,45
Klet	38,03

7 ANALIZA POTRESNE ODPORNOSTI OBRAVNAVANE STAVBE

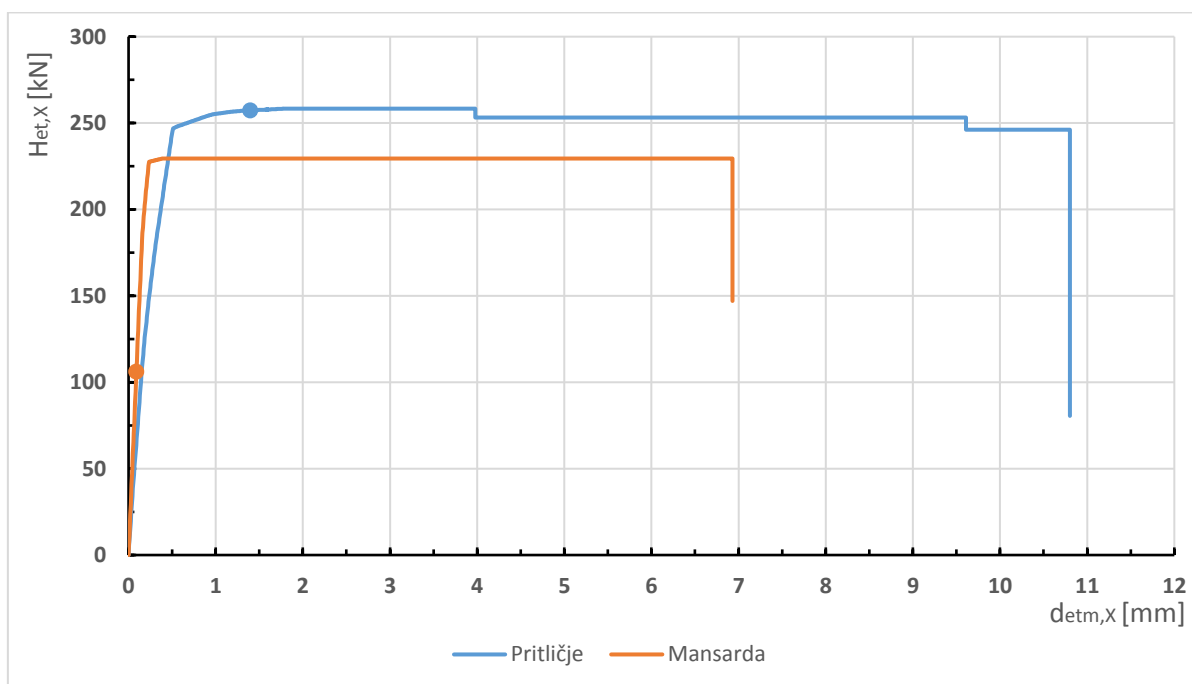
Analizo potresne odpornosti smo s pomočjo programa Excel izvedli ločeno za novejši in starejši del objekta. Ločeno analizo narekuje vertikalna dilatacija med obema deloma objekta. Kot prikažemo v nadaljevanju, smo pri analizi smo ugotovili, da je v prvi etaži velikokrat merodajen prestrižni mehanizem porušitve zidovja, kar pa je v nasprotju z empiričnimi ugotovitvami. V praksi se namreč izkaže, da je prestrižni mehanizem merodajen zgolj v višjih etažah, kjer so vertikalne napetosti manjše. Zaradi tega smo izvedli dodatni analizi, kjer prestrižnega mehanizma v prvi etaži nismo upoštevali. Za celoten objekt smo torej izvedli štiri potisne analize stavbe. Postopek kontrole potresne odpornosti prikazujemo v poglavju 7.1, in sicer za primer starejšega dela objekta z upoštevanjem vseh mehanizmov porušitve zidovja. Za ostale primere v poglavju 7.2 prikazujemo kontrole mejnih stanj, medtem ko so podrobni rezultati analiz prikazani v prilogah A–E.

7.1 Prikaz kontrole potresne odpornosti za starejši del objekta z upoštevanjem prestrižnega mehanizma porušitve v vseh etažah

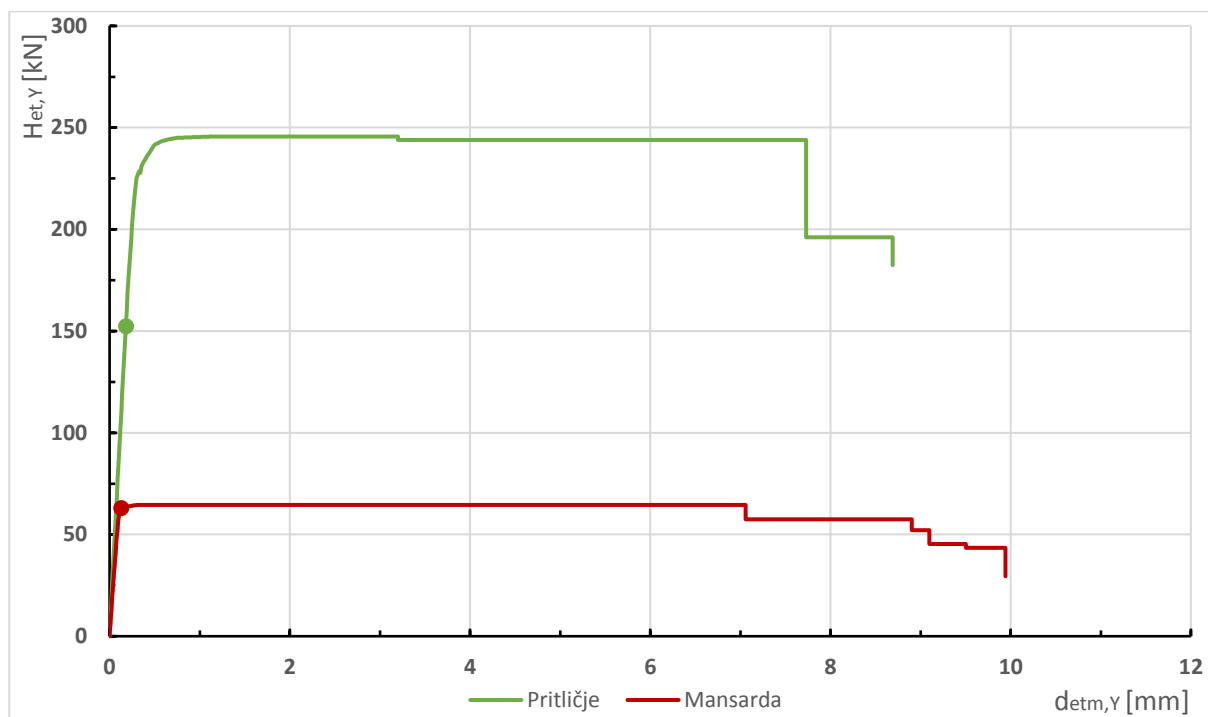
7.1.1 Potisne krivulje etaž

Potisne krivulje etaž določimo po postopku, ki je opisan v poglavju 4.2. V prilogi B podajamo tudi primer določitve ene točke na potisni krivulji pritličja v smeri X. Kot že omenjeno, kletne etaže zaradi mnogo večje nosilnosti in togosti v analizi ne upoštevamo. Geometrijske karakteristike zidov, osne sile in napetosti, porušne mehanizme ter mejne pomike zidov prikazujemo v prilogi A. Iz grafikonov 1 in 2 vidimo, da ima v smereh X in Y pritlična etaža večjo nosilnost kot mansarda, kar je posledica višjih tlačnih napetosti v zidovih. Nosilnost v smeri X znaša 229,5 kN za mansardo in 258,3 kN za pritličje, v smeri Y pa je nosilnost etaž enaka 64,5 kN (mansarda) oz. 245,6 kN (pritličje). Opazni so tudi padci nosilnosti etaž pri dosegu mejnega pomika (porušitve) posameznih zidov.

Na grafikonih 1 in 2 prikazujemo tudi točke, ki definirajo posamezne točke na potisnih krivuljah stavbe. Točki na potisnih krivuljah etaž za smer X (grafikon 1) definirata točko na potisni krivulji stavbe za smer X (grafikon 3) pri pomiku zgornje etaže 1,49 mm. Točki na potisnih krivuljah etaž v smeri Y (grafikon 2) definirata točko na potisni krivulji stavbe za smer Y (grafikon 3) pri pomiku zgornje etaže 0,31 mm.



Grafikon 1: Potisni krivulji etaž v smeri X



Grafikon 2: Potisni krivulji etaž v smeri Y

7.1.2 Potisni krivulji stavbe

Potisno krivuljo stavbe dobimo po postopku, opisanem v poglavju 4.3, z združitvijo potisnih krivulj etaž. Velikost potresnih sil po etažah določimo v odvisnosti od izbrane nihajne oblike po enačbah (3.1) in (3.2). Za predpostavljeno osnovno nihajno obliko so komponente normiranega vektorja ϕ_i enake:

$$\phi_1 = \frac{z_1}{z_2} = \frac{2,73 \text{ m}}{4,99 \text{ m}} = 0,547,$$

$$\phi_2 = \frac{z_2}{z_2} = 1,0,$$

potresne etažne sile pa so določene z razmerji normiranih vodoravnih sil:

$$\bar{F}_1 = m_1 \times \phi_1 = 96,99 \times 0,547 = 53,06,$$

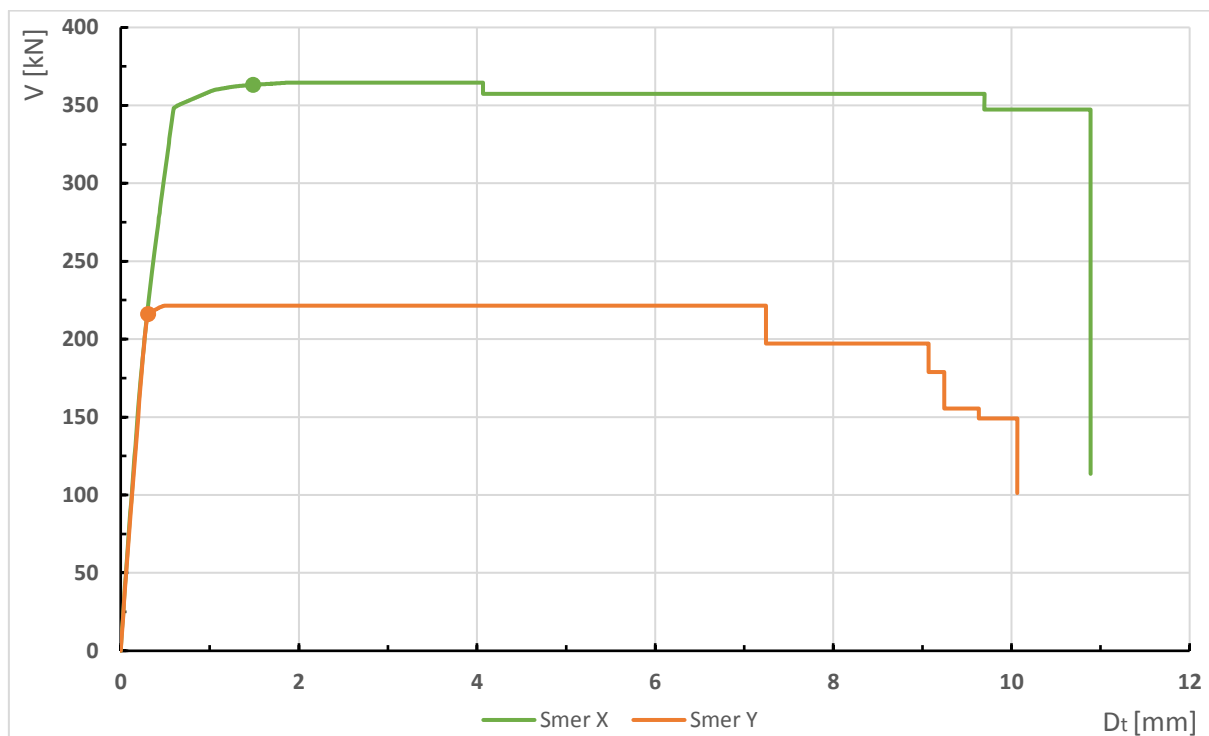
$$\bar{F}_2 = m_2 \times \phi_2 = 37,05 \times 1,0 = 37,05.$$

Na podlagi nosilnosti etaž in razporeditve vodoravnih sil po etažah lahko po enačbi (4.11) določimo kritično etažo za posamezno smer. Razmerja so prikazana v preglednici 10, iz katere razberemo, da je kritična etaža za smer X pritliče, za smer Y pa mansarda. Sedaj lahko določimo še razmerje sil v preostalih etažah, in sicer na podlagi razporeditve vodoravnih sil, normiranih na vodoravno silo v kritični etaži (skrajna desna stolpca v preglednici 10)

Preglednica 10: Določitev kritične etaže

<i>i</i> -Etaža	$V_{E,i}$ (kN)	$V_{R,i,X}$ (kN)	$V_{R,i,Y}$ (kN)	$\frac{V_{E,i}}{V_{R,i,X}}$	$\frac{V_{E,i}}{V_{R,i,Y}}$	$\frac{V_{E,i}}{V_{E,1}}$	$\frac{V_{E,i}}{V_{E,2}}$
1-Pritliče	90,1	258,3	245,6	0,349	0,367	1,0	2,432
2-Mansarda	37,1	229,5	64,5	0,161	0,574	0,411	1,0

Na grafikonu 3 sta prikazani potisni krivulji stavbe, ki prikazujeta odvisnost med prečno silo ob vpetju in pomikom zgornje etaže. Posamezna točka na krivulji je določena kot vsota sil po etažah ob upoštevanju razporeditve sil in kritične etaže in vsote pomikov, ki jih ob pripadajoči etažni sili odčitamo iz potisnih krivulj etaž. Prikazana točka na potisni krivulji v smeri X pripada prečni sili 363,1 kN in pomiku 1,49 mm. Sila je določena kot vsota sile v kritični etaži (257,3 kN) in glede na razmerje pripadajoče sile v nekritični etaži (105,8 kN) (grafikon 1), pomik pa je določen kot vsota pomika pri sili 257,3 kN v kritični etaži (1,40 mm) in pomika v nekritični etaži pri sili 105,8 kN (0,09 mm) (grafikon 1). Točka na potisni krivulji v smeri Y pripada prečni sili 216,1 kN in pomiku 0,31 mm. Definirata jo točki, ki sta poudarjeni na grafikonu 2.



Grafikon 3: Potisni krivulji za smeri X in Y

7.1.3 Pretvorba na ekvivalenten SDOF sistem

Za določitev kapacitete ekvivalentnega SDOF sistema potrebujemo maso SDOF sistema in pretvorbeni faktor, ki ju določimo po enačbah (3.4) in (3.5):

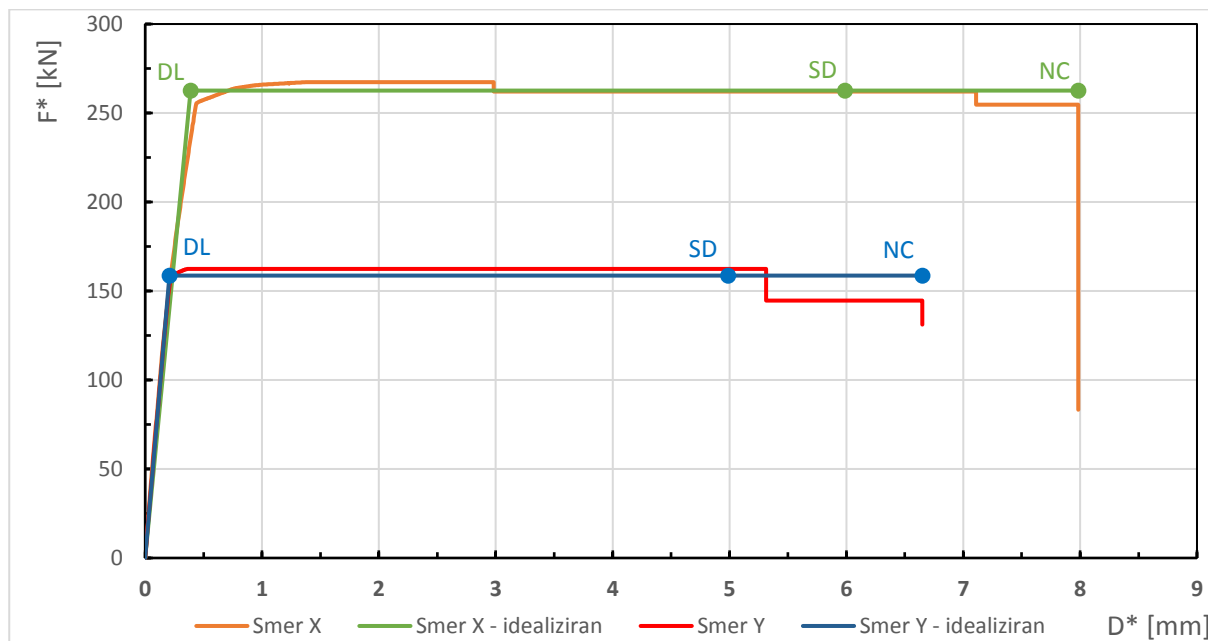
$$m^* = 96,99 \text{ t} \times 0,547 + 37,05 \text{ t} \times 1,0 = 90,11 \text{ t}$$

$$\Gamma = \frac{90,11 \text{ t}}{96,99 \text{ t} \times 0,547^2 + 37,05 \text{ t} \times 1,0^2} = 1,364$$

Po enačbah (3.2) in (3.3) določimo krivulji kapacitete za ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (grafikon 5), ki je enaka krivulji sistema z več prostostnimi stopnjami, le merilo je spremenjeno. Sedaj lahko izvedemo idealizacijo potisne krivulje s postopkom, opisanem v poglavju 3.3. Podatki za idealizacijo so prikazani v preglednici 11, rezultat pa je idealizirana bilinearna zveza D^*-F^* prikazana na grafikonu 5, kjer so s točkami označene kapacitete za mejna stanja konstrukcije, in sicer za stanje omejitve poškodb (DL), stanje velikih poškodb (SD) ter stanje blizu porušitve (NC). Te kapacitete v naslednji točki primerjamo z zahtevami, ki so določene na podlagi določil standarda EC 8-3 [7].

Preglednica 11: Idealizacija potisnih krivulj starejšega dela stavbe

	Smer X	Smer Y
F_{max}^* (kN)	267,3	162,4
$70 \% F_{max}^*$ (kN)	187,1	113,7
$d_{(70 \% F_{max}^*)}^*$ (mm)	0,28	0,15
K_e (kN/mm)	676,0	765,5
E_m^* (kN mm)	2045,7	1038,5
F_y^* (kN)	262,6	158,7
d_y^* (mm)	0,39	0,21



Grafikon 4: Krivulji kapacitete ekvivalentnega SDOF sistema v smereh X in Y z idealiziranimi krivuljami kapacitete in mejnimi pomiki

Za določitev potresnih zahtev v obliki pomikov potrebujemo nihajni čas SDOF sistema, ki ga za smeri X in Y določimo po enačbi (3.8):

$$T_X^* = 2\pi \sqrt{\frac{90,11 \text{ t} \times 0,000389 \text{ m}}{262,61 \text{ kN}}} = 0,073 \text{ s}$$

$$T_Y^* = 2\pi \sqrt{\frac{90,11 \text{ t} \times 0,000207 \text{ m}}{158,66 \text{ kN}}} = 0,068 \text{ s}$$

7.1.4 Potresna obremenitev SDOF sistema in kontrola mejnih stanj

V standardu EC 8-1 [5] je projektni pospešek tal za izbrano povratno dobo definiran kot:

$$a_g = \gamma_I \times a_{gR}, \quad (7.1)$$

kjer je:

- γ_I faktor odvisen od razreda pomembnosti stavbe (za razred pomembnosti II, v katerega spada obravnavana stavba, je $\gamma_I = 1,0$),
 a_{gR} referenčni pospešek tal za potres z določeno povratno dobo.

Razmerja med referenčnimi pospeški za različne povratne dobe, ki jih upoštevamo pri kontroli mejnih stanj, določimo na podlagi faktorjev, povzetih iz osnutka novega standarda EN 1998-1:2018 [17]. Faktorji za razmerja so podani glede na pospešek z referenčno povratno dobo 475 let.

$$a_{g,225} = 1,0 \times 0,150 g \times 0,8 = 0,120 g$$

$$a_{g,475} = 1,0 \times 0,150 g = 0,150 g$$

$$a_{g,2475} = 1,0 \times 0,150 g \times 1,8 = 0,270 g$$

Zaradi omejitve strani vsebine v diplomski nalogi, v nadaljevanju prikazujemo postopek določitve mejnega pomika za mejno stanje omejitev poškodb DL v smeri Y. Za ostala mejna stanja je postopek enak. Splošen postopek prikazujemo v poglavju 3.4. Zahteve za ostala mejna stanja so skupaj s kapaciteto stavbe za vse štiri analize prikazane v preglednicah 12, 13, 14 in 15.

7.1.5 Mejno stanje DL, smer Y

Na podlagi elastičnega spektra pospeškov ob upoštevanju nihajnega časa SDOF sistema $T_y^* = 0,068 s$ določimo spektralni pospešek po enačbah na sliki 7 kot:

$$S_{ae}(T_y^*) = a_{g,225} S \left[1 + \frac{T_y^*}{T_B} (2,5\eta - 1) \right] = 0,120 g \times 1,2 \left[1 + \frac{0,068 s}{0,15 s} (2,5 \times 1 - 1) \right] = 0,242 g,$$

kjer je η korekcijski faktor dušenja, z referenčno vrednostjo $\eta = 1$ za 5 % dušenje.

Sedaj lahko določimo ciljni pomik elastičnega sistema d_{et}^* po enačbi (3.11):

$$d_{et}^* = S_{ae}(T_y^*) \left[\frac{T_y^*}{2\pi} \right]^2 = 0,242 \times 9,81 \frac{m}{s^2} \times \left[\frac{0,068 s}{2\pi} \right]^2 = 0,28 mm$$

V naslednjem koraku določimo ciljni pomik SDOF sistema d_t^* . V ta namen moramo določiti odziv sistema (elastičen ali neelastičen). Iz neenačbe

$$\frac{F_y^*}{m^*} = \frac{158,7 kN}{90,11 t} = 1,76 \frac{m}{s^2} < S_{ae} = 0,242 \times 9,81 \frac{m}{s^2} = 2,37 \frac{m}{s^2}$$

vidimo, da je odziv neelastičen. Ob upoštevanju, da je nihajni čas sistema manjši kot karakteristični nihajni čas gibanja tal T_c ($T_y^* < T_c$), ciljni pomik SDOF sistema določimo z enačbo (3.14). Pri tem je potrebno določiti še faktor zaradi duktilnosti po enačbi (3.15):

$$q_u = \frac{S_{ae}(T_y^*) m^*}{F_y^*} = \frac{0,242 \times 9,81 \frac{m}{s^2} \times 90,11 t}{158,7 kN} = 1,35$$

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T_y^*} \right) = \frac{0,28 mm}{1,35} \left(1 + (1,35 - 1) \frac{0,5 s}{0,068 s} \right) = 0,74 mm$$

Dobljeni ciljni pomik ustreza pogoju $d_{et}^* \leq d_t^* \leq 3d_{et}^*$, ki ga podaja standard EC 8-1 [7]. Za konec ostane še primerjava ciljnega pomika s kapaciteto stavbe. Za mejno stanje DL je kapaciteta kar enaka pomiku na meji tečenja d_y^* . Za ostala mejna stanja se kapaciteta določi skladno s postopkom, opisanem v poglavju 4.4 Iz primerjave

$$d_{DL}^* = 0,21 mm < d_t^* = 0,74 mm$$

vidimo, da je za mejno stanje omejitev poškodb DL kapaciteta stavbe manjša od zahtevanega ciljnega pomika. **Mejnemu stanju DL torej ni zadoščeno.**

7.2 Povzetek kontrol mejnih stanj za celoten objekt

V tem poglavju prikazujemo kontrole mejnih stanj za oba dela objekta, tako za primer upoštevanja vseh porušnih mehanizmov v vseh etažah, kakor tudi za primer neupoštevanja prestriga v spodnji etaži. Pri starejšem delu se v obeh primerih izkaže, da je za smer X kritična pritlična etaža, za smer Y pa je kritična etaža mansarda. Pri novejšem delu je v obeh primerih kritična pritlična (smer X) oz. kletna (smer Y) etaža. Iz kontrol razberemo, da tako starejši kakor tudi novejši del objekta ne zadostujeta zahtevam trenutno veljavnih standardov. Zanimivo pa je, da se je starejši del objekta pri analizi obnesel bolje kot novejši del. Kapaciteta pri starejšem delu je prekoračena zgolj za mejno stanje DL v smeri Y, medtem ko so pri novejšem delu prekoračene kapacitete za mejni stanji DL in NC v smeri X ter mejno stanje DL v smeri Y. Razlog za to je v slabi zasnovi novejšega dela objekta, kjer je zidov premalo, predvsem v smeri X. Ob tem se moramo zavedati, da smo za oba dela objekta upoštevali enake materialne karakteristike, saj na objektu ni bilo izvedenih preiskav zidovja, tako da smo izhajali iz literature.

Z neupoštevanjem prestriga v prvi etaži sicer povečamo nosilnosti teh etaž in tudi kapaciteto objekta, a s primerjavo preglednic 12, 13, 14 in 15 vidimo, da se kontrole mejnih stanj ne spremenijo. Nosilnost kleti novejšega dela objekta se tako poveča iz 79,8 kN (grafikon D.1) na 88,2 kN (grafikon E.1) v smeri X in iz 74,0 kN (grafikon D.2) na 81,8 kN (grafikon E.2) v smeri Y. Pri starejšem delu se nosilnost prve etaže ob neupoštevanju prestriga poveča iz 258,3 kN (grafikon 1) na 374,4 kN (grafikon C.1) v smeri X in iz 245,6 kN (grafikon 2) na 293,4 kN (grafikon C.2) v smeri Y.

Preglednica 12: Kontrole mejnih stanj za starejši del objekta, ob upoštevanju vseh mehanizmov porušitve zidovja

Smer	Mejno stanje	a_g (g)	S_e (g)	d_{et}^* (mm)	Odziv	q_u	Zahteva d_{et}^* (mm)	Kapaciteta d^* (mm)	Kontrola
X	DL	0,120	0,248	0,33	elast.	/	0,33	0,39	OK
	SD	0,150	0,311	0,41	neelast.	1,05	0,51	5,99	OK
	NC	0,270	0,559	0,73	neelast.	1,88	2,19	7,98	OK
Y	DL	0,120	0,242	0,28	neelast.	1,35	0,74	0,21	NI OK
	SD	0,150	0,303	0,35	neelast.	1,69	1,05	4,99	OK
	NC	0,270	0,545	0,63	neelast.	3,04	1,89	6,65	OK

Preglednica 13: Kontrole mejnih stanj za starejši del objekta, brez upoštevanja prestriga v prvi etaži

Smer	Mejno stanje	a_g (g)	S_e (g)	d_{et}^* (mm)	Odziv	q_u	Zahteva d_{et}^* (mm)	Kapaciteta d^* (mm)	Kontrola
X	DL	0,120	0,255	0,38	elast.	/	0,38	0,65	OK
	SD	0,150	0,319	0,47	elast.	/	0,47	4,64	OK
	NC	0,270	0,574	0,85	neelast.	1,31	1,94	6,19	OK
Y	DL	0,120	0,242	0,28	neelast.	1,35	0,74	0,21	NI OK
	SD	0,150	0,303	0,35	neelast.	1,69	1,05	4,99	OK
	NC	0,270	0,545	0,63	neelast.	3,04	1,89	6,65	OK

Preglednica 14: Kontrole mejnih stanj za novejši del objekta, ob upoštevanju vseh mehanizmov porušitve zidovja

Smer	Mejno stanje	a_g (g)	S_e (g)	d_{et}^* (mm)	Odziv	q_u	Zahteva d_{et}^* (mm)	Kapaciteta d^* (mm)	Kontrola
X	DL	0,120	0,322	1,22	neelast.	2,13	3,19	0,57	NI OK
	SD	0,150	0,402	1,52	neelast.	2,67	4,42	5,08	OK
	NC	0,270	0,724	2,74	neelast.	4,80	8,21	6,78	NI OK
Y	DL	0,120	0,317	1,14	neelast.	1,60	2,49	0,71	NI OK
	SD	0,150	0,397	1,43	neelast.	2,0	3,68	6,30	OK
	NC	0,270	0,714	2,57	neelast.	3,60	7,71	8,40	OK

Preglednica 15: Kontrole mejnih stanj za novejši del objekta, brez upoštevanja prestriga v prvi etaži

Smer	Mejno stanje	a_g (g)	S_e (g)	d_{et}^* (mm)	Odziv	q_u	Zahteva d_{et}^* (mm)	Kapaciteta d^* (mm)	Kontrola
X	DL	0,120	0,322	1,22	neelast.	2,13	3,19	0,57	NI OK
	SD	0,150	0,402	1,52	neelast.	2,67	4,42	5,08	OK
	NC	0,270	0,724	2,74	neelast.	4,80	8,21	6,78	NI OK
Y	DL	0,120	0,319	1,17	neelast.	1,46	2,31	0,81	NI OK
	SD	0,150	0,399	1,46	neelast.	1,82	3,52	17,60	OK
	NC	0,270	0,718	2,64	neelast.	3,27	7,91	23,41	OK

8 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi je predstavljena ocena deformacijske kapacitete zidane stavbe na območju Črnomlja in kontrolirana na osnovi potresni zahtev, ki so bile izračunane skladno z Evrokodom 8. Stavbo sestavljata dva dela, ki sta ločena z vertikalno dilatacijo. Analizo smo zato izvedli ločeno za starejši in novejši del stavbe, v smereh X in Y. Kapacitete stavbe in potresne zahteve v smislu pomika smo določili z metodo N2, ki temelji na nelinearni statični (potisni) analizi. Izvedli smo poenostavljeno potisno analizo tako, da smo predpostavili etažni mehanizem, kar omogoča izvedbo potisnih analiz na nivoju etaž ob upoštevanju treh karakterističnih mehanizmov porušitev zidov. Upoštevali smo upogibno porušitev zidovja, strižno porušitev z zdrsom po naležni regi in strižno porušitev s pojavom diagonalnih razpok. Nato smo potisne krivulje etaž združili v potisne krivulje stavbe. Pri tem se je izkazalo, da je pri novejšem delu stavbe kritična kletna (za smer Y) oz. pritlična etaža (za smer X), medtem ko je pri starejšem delu stavbe kritična etaža mansarda (za smer Y) oz. pritličje (za smer X). Nosilnost novejšega dela stavbe znaša 108 kN za smer X in 142 kN za smer Y, kar ustreza 12,3 % oz. 16,1 % teže novejšega dela stavbe. Nosilnost starejšega dela stavbe znaša 365 kN za smer X oz. 221 kN za smer Y, kar ustreza 22,1 % oz. 13,4 % teže starejšega dela stavbe.

Potresne zahteve smo določili na podlagi projektnega pospeška tal na obravnavani lokaciji, ki z upoštevanjem faktorja tal znaša 0,18 g. Mejna stanja DL, SD in NC smo kontrolirali v skladu z EC 8-3 [7]. Pri tem se je izkazalo, da se starejši del stavbe obnaša bolje od novejšega dela, kar je posledica slabe tlorisne zasnove novejšega dela, ki se kaže v pomanjkanju zidov, predvsem v smeri X. Pri starejšem delu stavbe je prekoračeno le mejno stanje DL v smeri Y, medtem ko sta pri novejšem delu prekoračeni mejni stanji DL in NC v smeri X ter mejno stanje DL v smeri Y. Na podlagi kontrol mejnih stanj lahko zaključimo, da obravnavana stavba ne zadošča kriterijem, ki jih podajata trenutno veljavna standarda EC 8-1 [5] in EC 8-3 [7].

Boljše obnašanje starejšega dela stavbe lahko deloma pripišemo tudi izbiri materialnih karakteristik. Za oba dela stavbe smo zaradi pomanjkanja informacij namreč privzeli enake materialne karakteristike. Zavedati pa se je treba, da je bil novejši del zgrajen mnogo kasneje, kar pomeni, da ga zaradi manj intenzivnega staranja materiala, lahko pa tudi zaradi njegovih boljših začetnih lastnosti, najbrž sestavlja bolj kvalitetno zidovje. Za bolj natančno in bolj zanesljivo kontrolo zato predlagamo izvedbo dodatnih preiskav materiala.

Pri preverjanju nosilnosti zidov se je izkazalo, da je merodajen mehanizem porušitve zidov v spodnji etaži prestrig, kar pa je v nasprotju z empiričnimi ugotovitvami. V praksi se namreč izkaže, da se prestrižni mehanizem porušitve pojavlja le v višjih etažah, zato smo izvedli dodatni analizi za oba dela stavbe, kjer prestriga v spodnji etaži nismo upoštevali. Posledično se je povečala računska nosilnost spodnjih etaž, v primerih, kjer je spodnja etaža kritična, pa tudi nosilnost celotne stavbe. Tako se je nosilnost starejšega dela stavbe za smer X povečala iz 365 kN na 528 kN, nosilnost novejšega dela za smer Y pa iz 142 kN na 157 kN. Kljub povečani nosilnosti pa so rezultati kontrol mejnih stanj ostali enaki.

Treba je omeniti, da je novejši del stavbe tlorisno izrazito nepravilen. V takih primerih moramo biti previdni pri uporabi potisne analize, saj je treba ovrednotiti dinamične učinke nelinearnega torzijskega odziva stavbe, ki je pri potisni analizi podcenjen. Zaradi tega se potisne analize ne uporablja za torzijsko podajne stavbe, vendar je obravnavan primer poseben, saj ocenjujemo, da je torzija izrazito nepravilnega novejšega dela stavbe v večji meri preprečena, ker se le ta nalega na obstoječo stavbo. Zato ocenjujemo, da so rezultati potisne analize za novejši del stavbe dovolj verodostojni, čeprav dinamičnih učinkov nelinearnega torzijskega odziva stavbe nismo ovrednotili. Za bolj natančen izračun bi morali izvesti nelinearno dinamično analizo, kar pa presega okvire diplomske naloge, ter tudi sredstva, ki so v praksi na voljo za oceno potresne odpornosti enodružinskih zidanih hiš.

VIRI

- [1] ARSO. Karta potresne nevarnosti. 2019
https://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni_pospesek_tal.html
(Pridobljeno 30. 8. 2019)
- [2] Tomaževič, M. 2009. Potresno odporne zidane stavbe. Ljubljana, Tehnis: 301 str.
- [3] SIST EN 1996-1-1:2006. Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila za armirano in nearmirano zidovje.
- [4] Fajfar, P. 2002. Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi. Gradbeni vestnik 51, 11: 302–316.
- [5] SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.
- [6] Bratina, S. 2019. Predavanja in vaje pri predmetu Masivne konstrukcije. Osebna dokumentacija. (9. 12. 2019).
- [7] SIST EN 1998-3:2005: Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenova stavb.
- [8] Poltrini, Ž. 2018. Ocena potresne odpornosti zidane stavbe z uporabo poenostavljene nelinearne analize. Diplomsko naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba Ž. Poltrini): 36 str.
- [9] Rus, G. 2018. Potresna analiza obstoječe stavbe za izobraževanje s študijo utrditvenih ukrepov. Magistrsko delo. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba G. Rus): 88 str.
- [10] SIST EN 1998-3:2005/A101. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenova stavb – Nacionalni dodatek.
- [11] Gostič, S. 2005. Seizmična analiza zidanih stavb in tehnološke rešitve za popotresno ureditev. Program usposabljanja projektantov za popotresno obnovo. ZRMK. Osebna dokumentacija. (13. 12. 2019).
- [12] Banovec, B. 2000. Projekt za pridobitev gradbenega dovoljenja. Rekonstrukcija in razširitev stanovanjske hiše. Črnomelj, Ambiens. Osebna dokumentacija. (15. 12. 2019).
- [13] Goriške opekarne. Opečni zidni elementi, modularni bloki. 2019
<https://www.goriske.si/izdelki/opecni-zidni-elementi/modularni-bloki/mb-2919> (Pridobljeno 20. 8. 2019)
- [14] Wienerberger. Opečni modularni bloki. 2019
<https://www.wienerberger.si/proizvodi/zid/porotherm-opeka/modulblok.html> (Pridobljeno 20. 8. 2019)
- [15] SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.
- [16] SIST EN 1990:2004. Evrokod: Osnove projektiranja.
- [17] EN 1998-1:2018. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Final Document, Rev. 30-00. Brussels, European Committee for Standardisation.

PRILOGE

PRILOGA A: GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE, NOSILNOST IN KAPACITETA ZIDOV

PRILOGA B: PRIMER DOLOČITVE TOČKE NA POTISNI KRIVULJI PRITLIČJA STAREJŠEGA DELA OBJEKTA V SMERI X, PRI UPOŠTEVANJU VSEH MEHANIZMOV PORUŠITVE ZIDOVJA

PRILOGA C: POTISNE KRIVULJE STAREJŠEGA DELA OBJEKTA, V PRIMERU NEUPOŠTEVANJ PRESTRIGA V PRVI ETAŽI

PRILOGA D: POTISNE KRIVULJE NOVEJŠEGA DELA OBJEKTA, PRI UPOŠTEVANJU VSEH PORUŠNIH MEHANIZMOV ZIDOV

PRILOGA E: POTISNE KRIVULJE NOVEJŠEGA DELA OBJEKTA, V PRIMERU NEUPOŠTEVANJ PRESTRIGA V PRVI ETAŽI

PRILOGA A: GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE, NOSILNOST IN KAPACITETA ZIDOV

Preglednica A.1: Geometrijske karakteristike zidov in sile v zidovih v mansardi starejšega dela objekta za smer X

Zid	D (m)	t (m)	h (m)	h_{eff} (m)	A_w (m ²)	A_{load_streha} (m ²)	$A_{load_strop\ nad\ man.}$ (m ²)	N_{zg} (kN)	N_{sp} (kN)	N_{sr} (kN)	σ_{sp} (MPa)	σ_{sr} (MPa)
SMX1	3,35	0,30	1,30	1,30	1,01	14,00	13,52	21,70	40,28	30,99	0,04	0,03
SMX2	3,35	0,30	1,30	1,30	1,01	14,00	13,52	21,70	40,28	30,99	0,04	0,03
SMX3	0,55	0,30	2,40	2,40	0,17	0,00	0,00	0,00	5,63	2,82	0,03	0,02
SMX4	0,55	0,30	2,40	2,40	0,17	0,00	0,00	0,00	5,63	2,82	0,03	0,02
SMX5	3,05	0,30	2,55	2,53	0,92	6,91	8,18	11,19	44,38	27,79	0,05	0,03
SMX6	6,55	0,30	1,64	1,64	1,97	23,57	17,10	34,72	80,49	57,60	0,04	0,03
SMY1	2,75	0,30	2,55	2,38	0,83	8,74	0,00	10,84	40,76	25,80	0,05	0,03
SMY2	2,65	0,30	2,55	2,38	0,80	11,26	0,00	13,96	42,79	28,38	0,05	0,04
SMY3	2,90	0,30	2,35	1,83	0,87	7,80	0,00	9,67	38,75	24,21	0,04	0,03
SMY4	1,20	0,30	4,30	1,75	0,36	1,19	0,00	1,48	23,49	12,48	0,07	0,03
SMY5	1,70	0,30	3,05	1,68	0,51	11,32	0,00	14,04	36,16	25,10	0,07	0,05

Preglednica A.2: Določitev merodajne nosilnosti posameznega zidu v mansardi starejšega dela objekta za smer X

Zid	MANSARDA SMER X														
	Efekt. togost zidu		Upogib			Strig - diagonalne razpoke				Prestrig					Nosilnost
	α'	$K_{eff,x}$ (kN/mm)	α	f_k (MPa)	$V_{f,w}$ (kN)	f_{tk} (MPa)	h_{eff}/l	b	$V_{ds,w,diag}$ (kN)	f_{vk} (MPa)	α	F_d	D'	$V_{ds,w}$	V_d (kN)
SMX1	3,33	282,48	1,0	4,7	50,76	0,23	0,39	1,10	106,55	0,300	1,0	41,25	1,03	41,25	41,25
SMX2	3,33	282,48	1,0	4,7	50,76	0,23	0,39	1,10	106,55	0,300	1,0	41,25	1,03	41,25	41,25
SMX3	3,33	3,66	1,0	4,7	0,63	0,23	4,36	1,50	12,15	0,452	1,0	0,63	0,02	1,18	0,63
SMX4	3,33	3,66	1,0	4,7	0,63	0,23	4,36	1,50	12,15	0,452	1,0	0,63	0,02	1,18	0,63
SMX5	3,33	113,55	1,0	4,7	25,83	0,23	0,83	1,15	92,54	0,329	1,0	23,44	0,53	23,44	23,44
SMX6	3,33	450,67	1,0	4,7	157,30	0,23	0,25	1,10	207,14	0,286	1,0	112,58	2,95	112,58	112,58
SMY1	3,33	6,21	1,0	4,7	2,33	0,23	7,92	1,50	64,25	0,557	1,0	2,33	0,01	8,60	2,33
SMY2	3,33	5,99	1,0	4,7	2,44	0,23	7,92	1,50	62,93	0,570	1,0	2,44	0,01	9,27	2,44
SMY3	3,33	13,88	1,0	4,7	2,41	0,23	6,10	1,50	66,87	0,550	1,0	2,41	0,01	8,16	2,41
SMY4	3,33	6,52	1,0	4,7	0,79	0,23	5,83	1,50	28,39	0,518	1,0	0,79	0,02	4,46	0,79
SMY5	3,33	10,46	1,0	4,7	1,71	0,23	5,58	1,50	42,30	0,602	1,0	1,71	0,02	7,85	1,71

Preglednica A.3: Kapacitete zidov v mansardi starejšega dela objekta za smer X

Zid	Porušni mehanizem	V_d (kN)	DL	SD	NC
			u_y (mm)	u_{kon} (mm)	u_{kon} (mm)
SMX1	prestrig	41,25	0,15	5,20	6,93
SMX2	prestrig	41,25	0,15	5,20	6,93
SMX3	upogib	0,63	0,17	83,78	111,71
SMX4	upogib	0,63	0,17	83,78	111,71
SMX5	prestrig	23,44	0,21	10,10	13,47
SMX6	prestrig	112,58	0,25	6,55	8,74
SMY1	upogib	2,33	0,37	161,50	215,33
SMY2	upogib	2,44	0,41	161,50	215,33
SMY3	upogib	2,41	0,17	114,68	152,91
SMY4	upogib	0,79	0,12	200,67	267,56
SMY5	upogib	1,71	0,16	136,23	181,64

PRILOGA B: PRIMER DOLOČITVE TOČKE NA POTISNI KRIVULJI PRITLIČJA STAREJŠEGA DELA OBJEKTA V SMERI X, PRI UPOŠTEVANJU VSEH MEHANIZMOV PORUŠITVE ZIDOVJA

Preglednica B.1: Etažni pomik (vhodni podatek)

$d_{et,x}$	0,110	mm
------------	-------	----

Preglednica B.2: Pomiki in prečne sile v zidovih

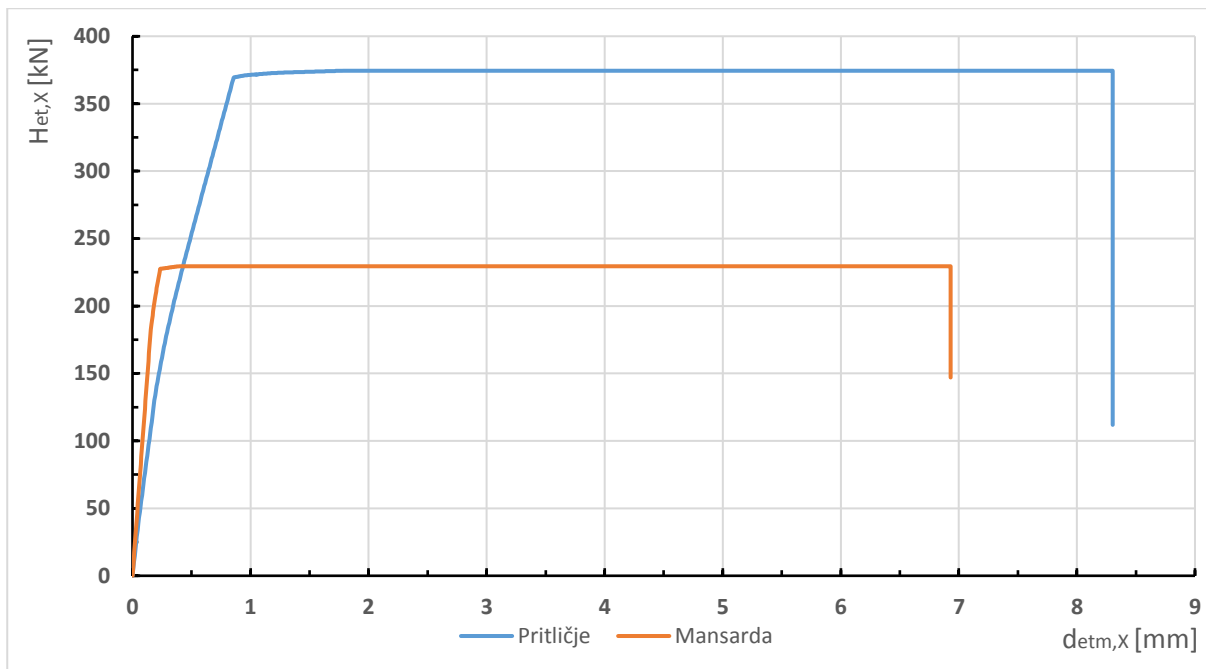
zid	Težišče		$K_{eff,x}$	$\rho_{i,x}$	$d_{ti,x}$	$H_{i,x}$
	X_i	Y_i				
SPX1	0,95	0,15	58,47	1,69	0,19	10,87
SPX2	3,45	0,15	46,23	1,69	0,19	8,59
SPX3	4,80	0,65	13,20	1,64	0,18	2,38
SPX4	7,85	0,15	33,93	1,69	0,19	6,31
SPX5	10,00	0,15	32,25	1,69	0,19	5,99
SPX6	3,60	9,00	478,11	0,80	0,09	41,88
SPX7	8,35	9,00	171,54	0,80	0,09	5,15
SPX8	10,10	9,00	60,64	0,80	0,09	5,31
SPY1	0,15	0,78	4,32	1,63	0,18	0,77
SPY2	0,15	4,48	23,48	1,25	0,14	3,24
SPY3	0,15	8,28	5,02	0,87	0,10	0,48
SPY4	4,15	1,38	5,71	1,57	0,17	0,98
SPY5	4,15	3,93	1,51	1,31	0,14	0,22
SPY6	4,40	4,83	2,68	1,22	0,13	0,36
SPY7	4,40	7,58	5,94	0,94	0,10	0,61
SPY8	8,10	7,73	3,69	0,92	0,10	0,38
SPY9	10,60	1,10	6,57	1,59	0,18	1,15
SPY10	10,60	4,35	10,98	1,27	0,14	1,53
SPY11	10,60	7,10	3,37	0,99	0,11	0,37

Preglednica B.3: Faktor povečanja pomikov v centru mase, ki zajame vpliv torzije

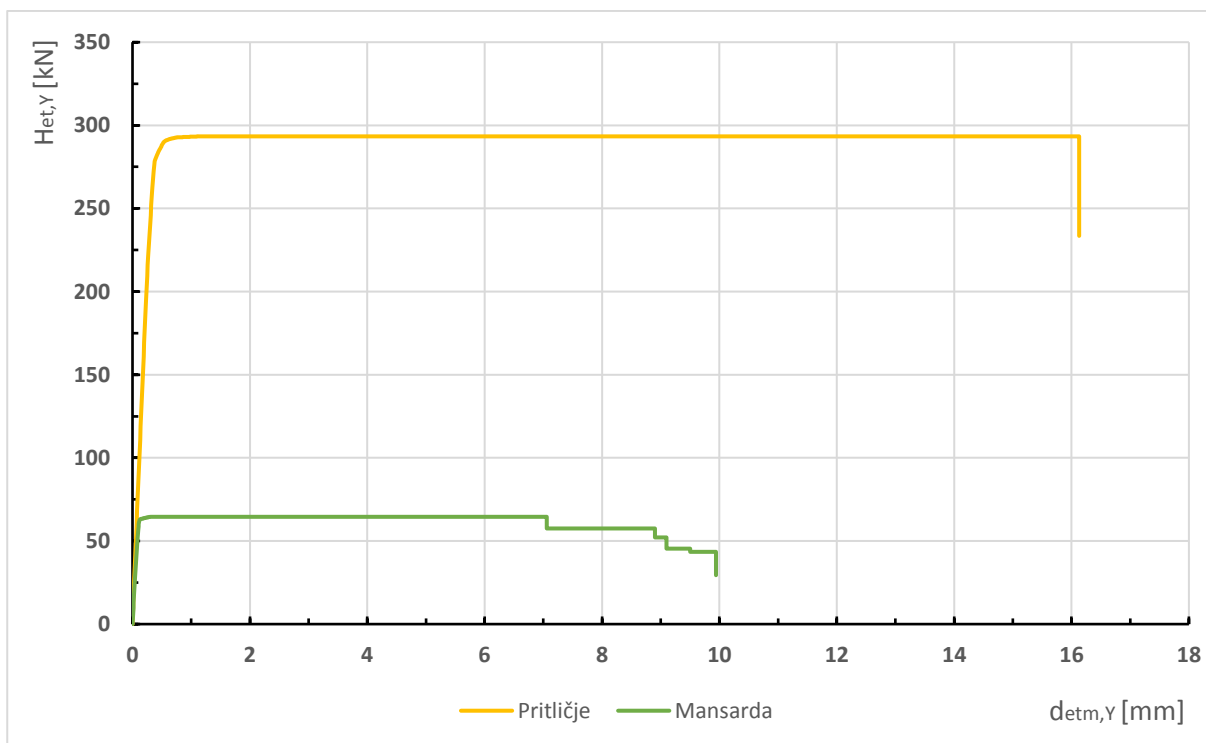
$\rho_{m,x}$	1,24	/
--------------	------	---

Preglednica B.4: Pomik v centru mase in prečna sila etaže, ki definirata eno točko na potisni krivulji

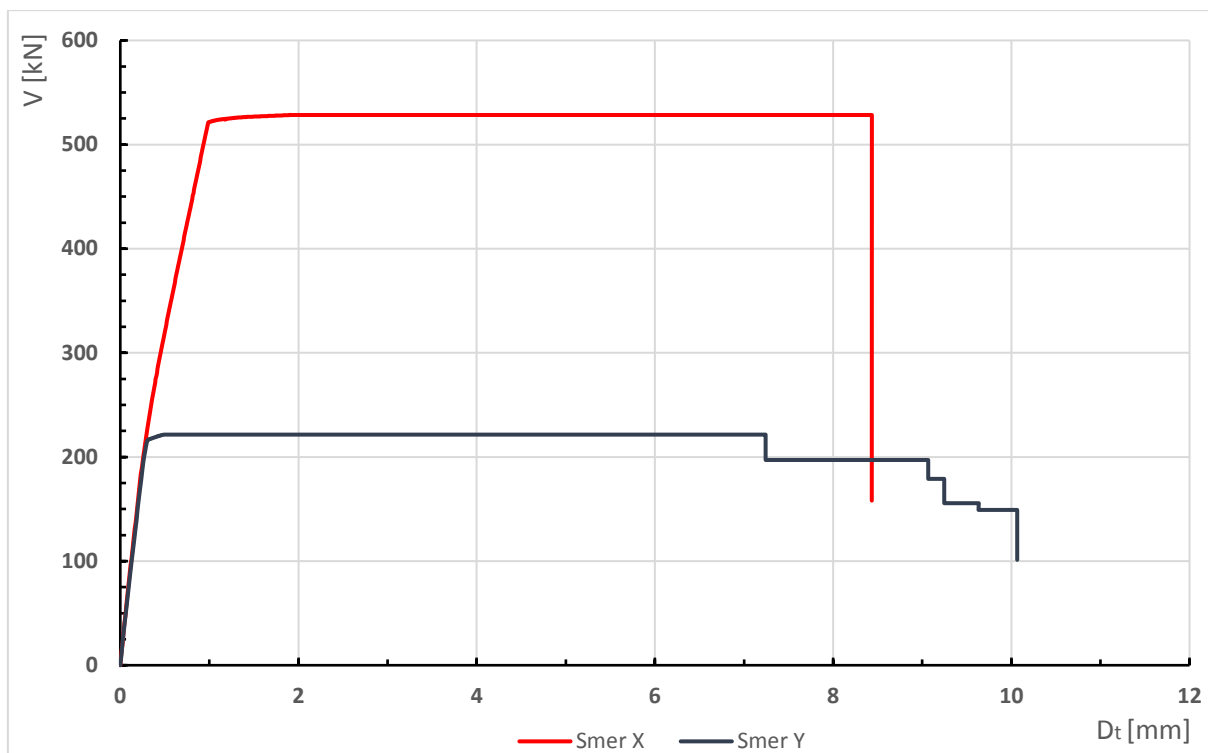
$H_{et,x}$	96,57	kN
$d_{etm,x}$	0,137	mm

PRILOGA C: POTISNE KRIVULJE STAREJŠEGA DELA OBJEKTA, V PRIMERU NEUPOŠTEVANJ PRESTRIGA V PRVI ETAŽI

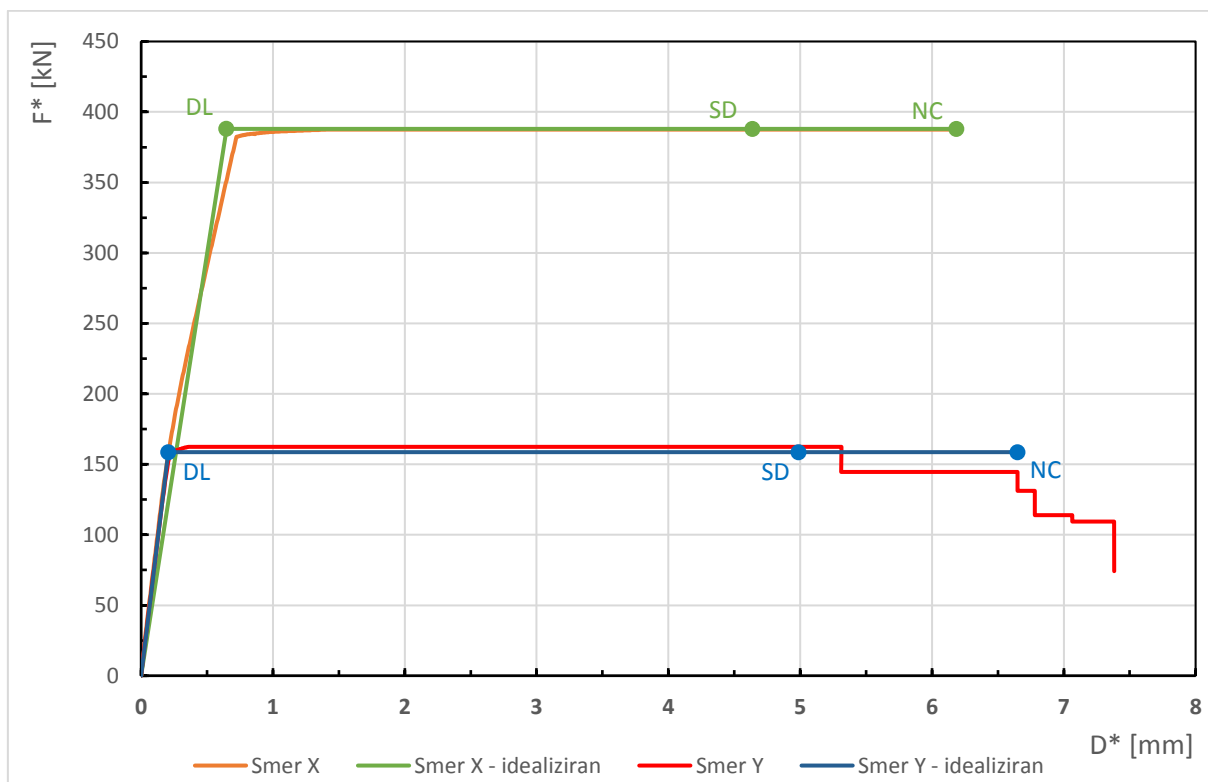
Grafikon C.1: Potisni krivulji etaž v smeri X



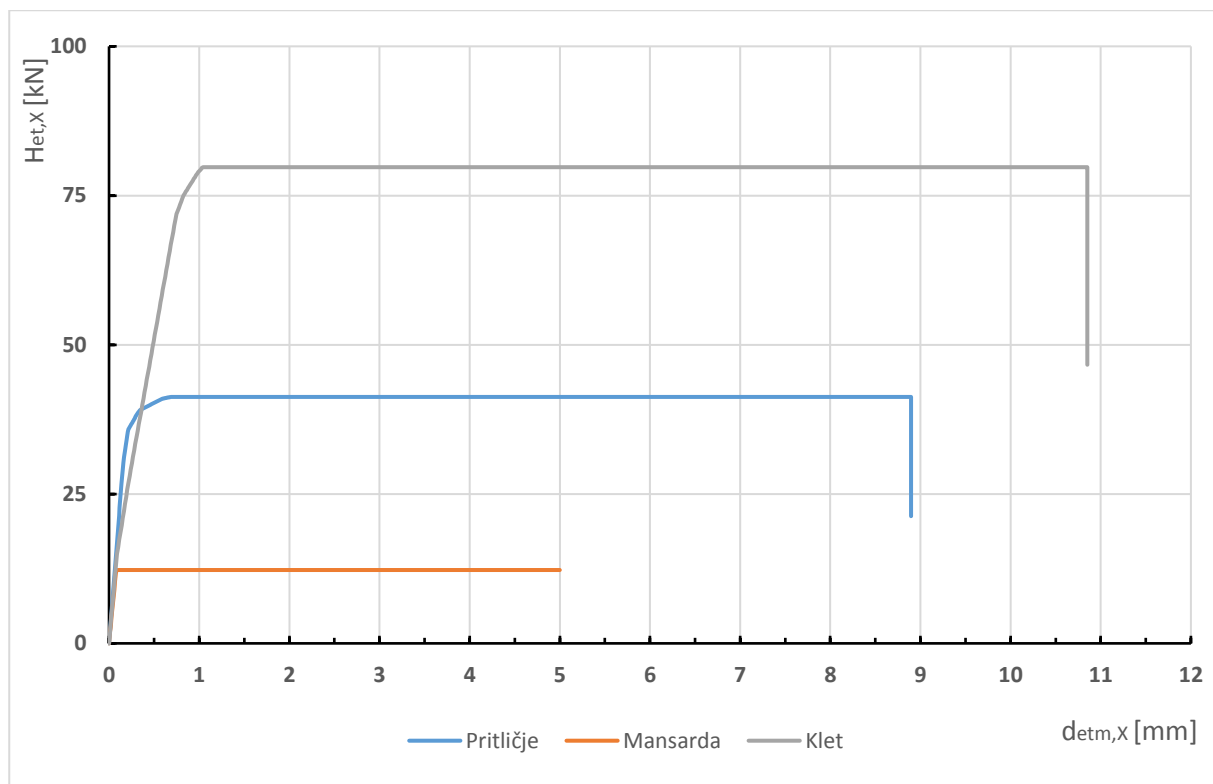
Grafikon C.2: Potisni krivulji etaž v smeri Y



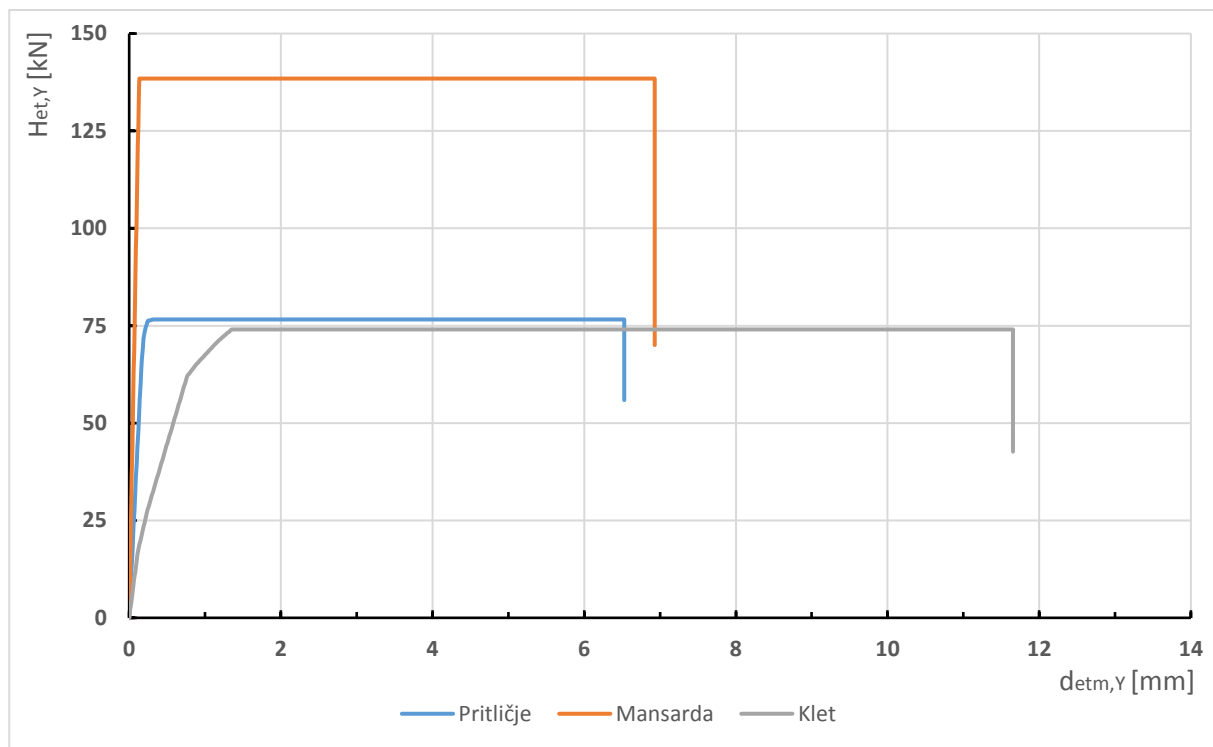
Grafikon C.3: Potisni krivulji starejšega dela stavbe, brez upoštevanja prestriga v prvi etaži



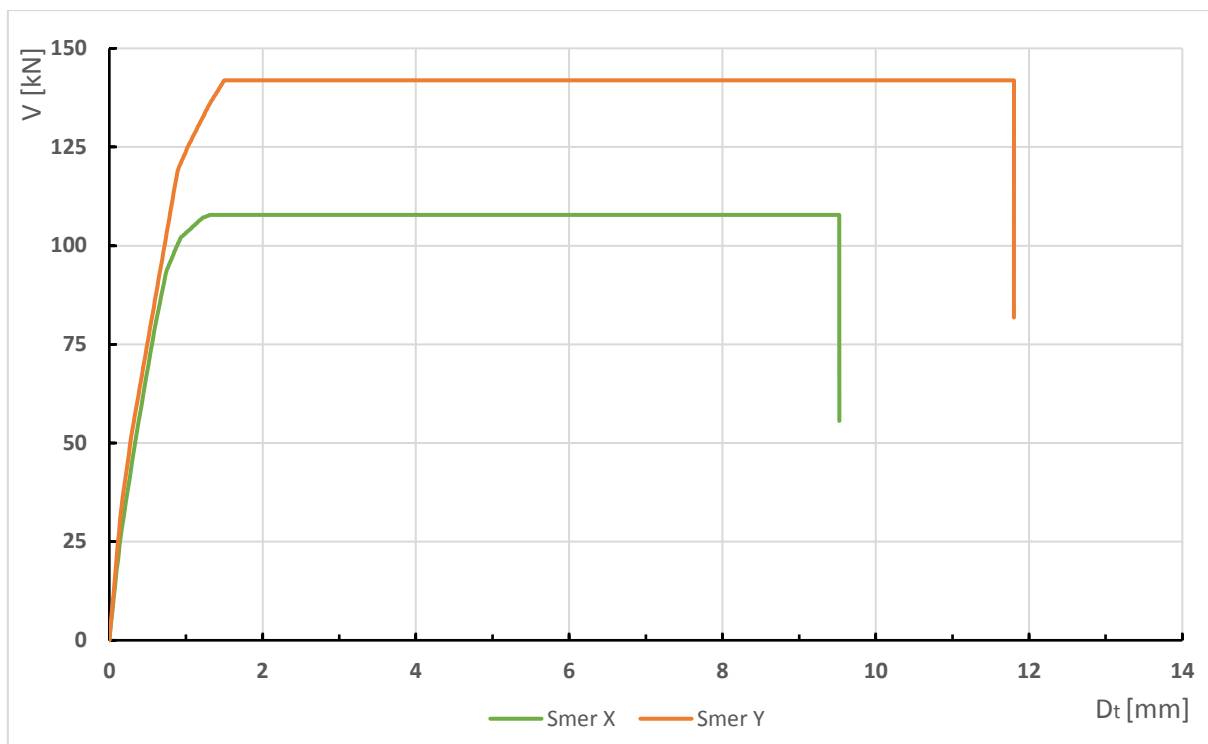
Grafikon C.4: Potisni krivulji ekvivalentnega SDOF sistema, skupaj z idealiziranimi krivuljami kapacitete in označenimi mejnimi stanj

PRILOGA D: POTISNE KRIVULJE NOVEJŠEGA DELA OBJEKTA, PRI UPOŠTEVANJU VSEH PORUŠNIH MEHANIZMOV ZIDOV

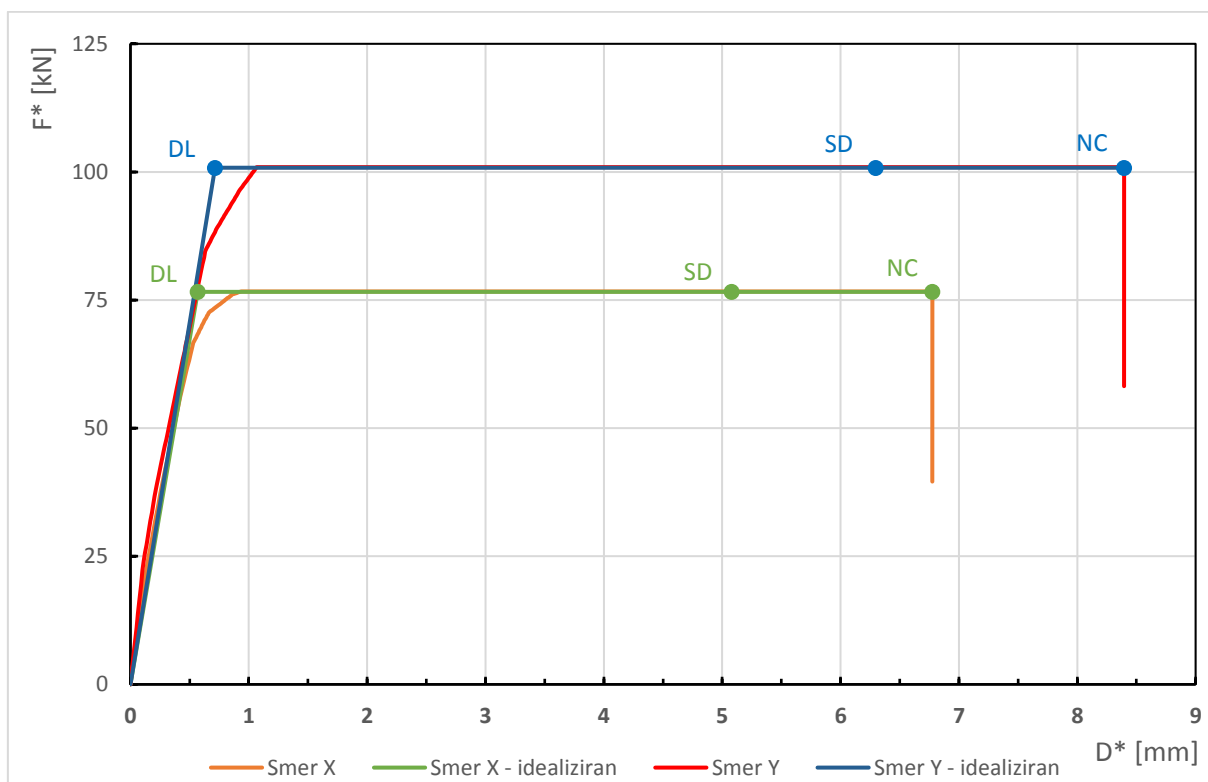
Grafikon D.1: Potisne krivulje etaž v smeri X



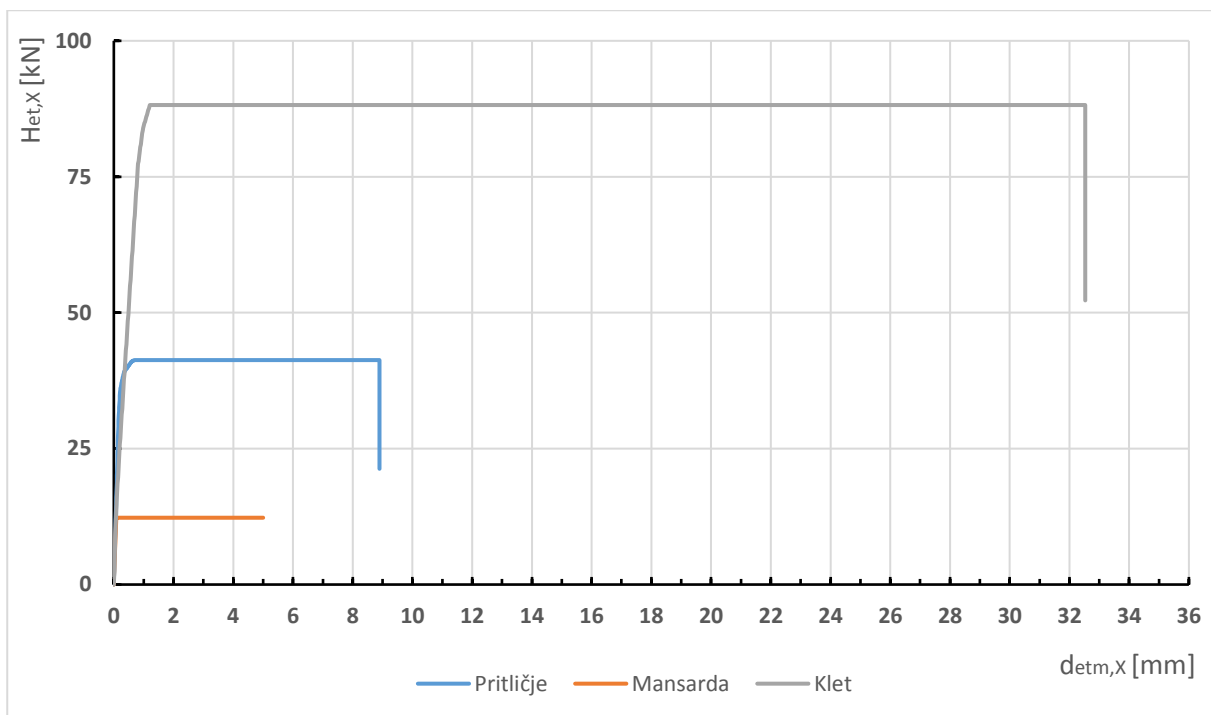
Grafikon D.2: Potisne krivulje etaž v smeri Y



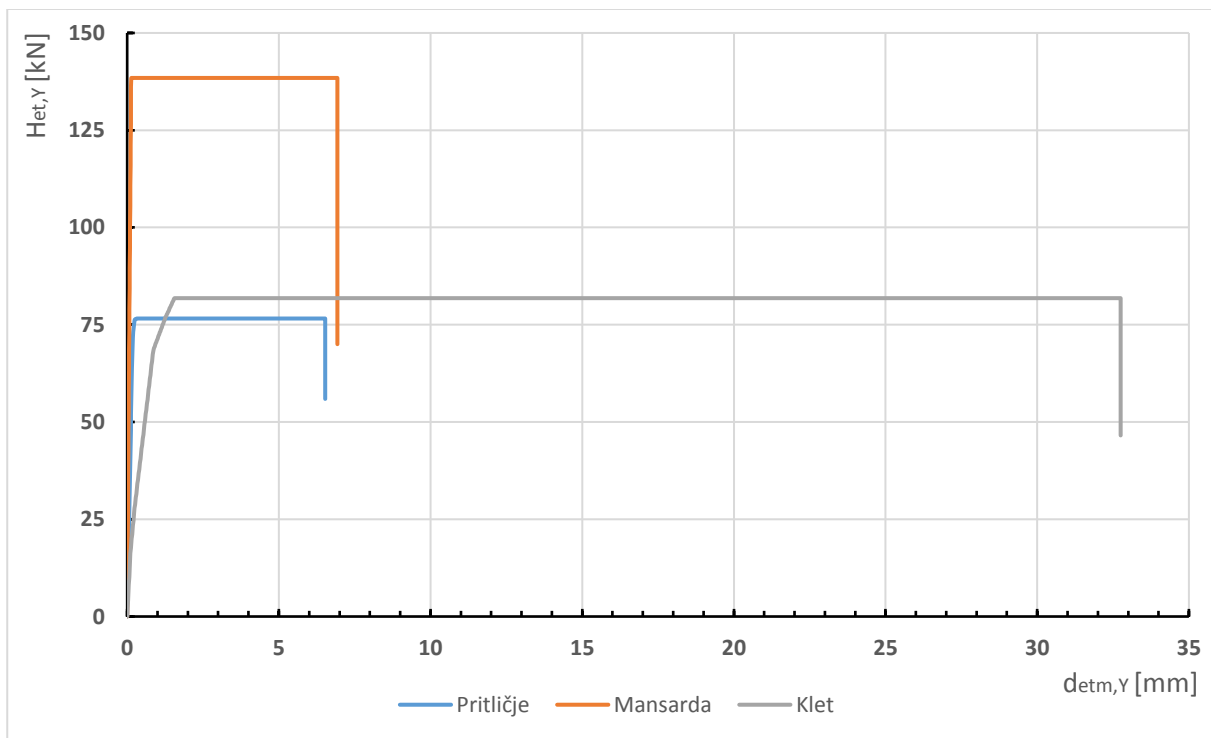
Grafikon D.3: Potisni krivulji novejšega dela stavbe, pri upoštevanju vseh porušnih mehanizmov zidov



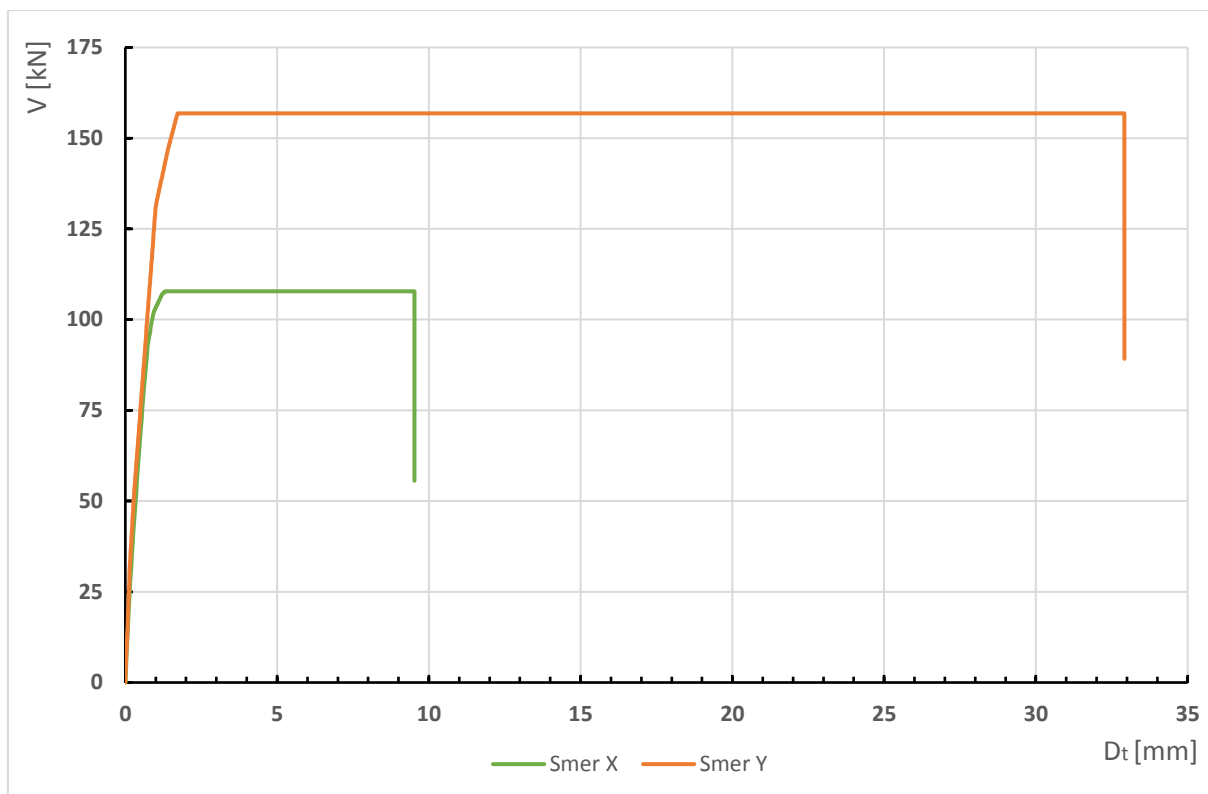
Grafikon D.4: Potisni krivulji ekvivalentnega SDOF sistema, skupaj z idealiziranimi krivuljami kapacitete in označenimi mejnimi stanji

PRILOGA E: POTISNE KRIVULJE NOVEJŠEGA DELA OBJEKTA, V PRIMERU NEUPOŠTEVANJ PRESTRIGA V PRVI ETAŽI

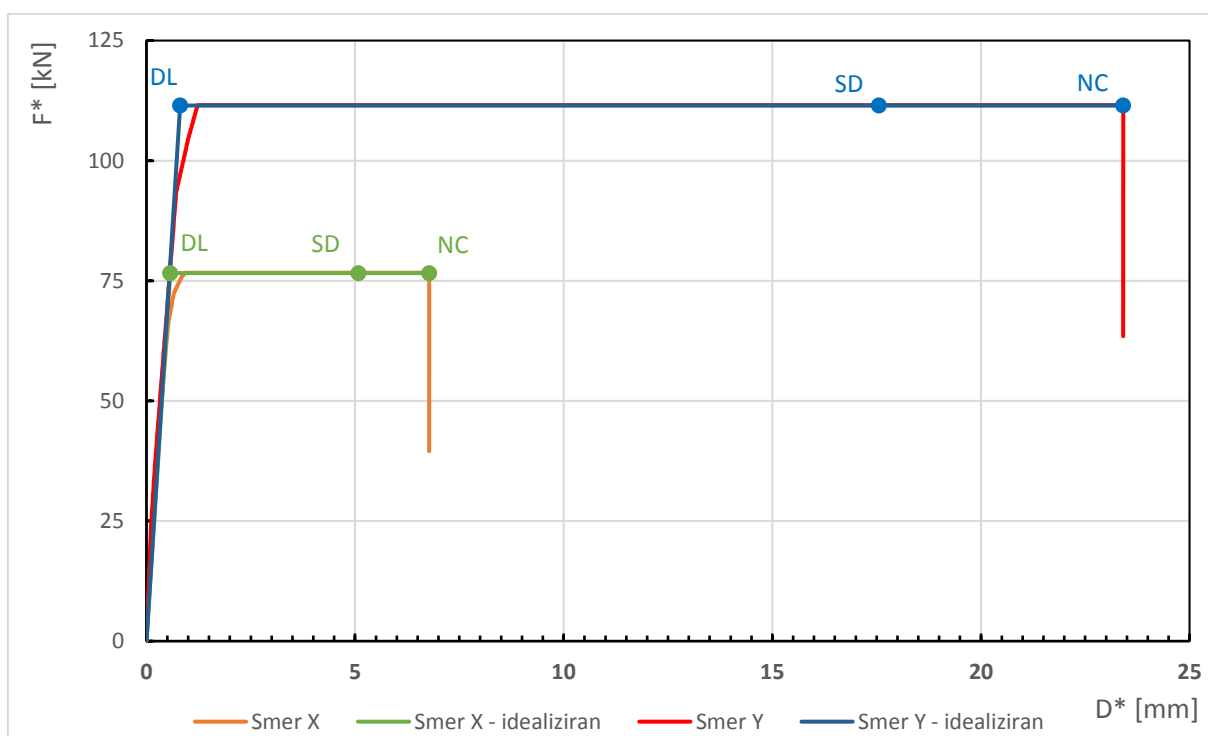
Grafikon E.1: Potisne krivulje etaž v smeri X



Grafikon E.2: Potisne krivulje etaž v smeri Y



Grafikon E.3: Potisni krivulji novejšega dela stavbe, v primeru neupoštevanja prestriga v prvi etaži



Grafikon E.4: Potisni krivulji ekvivalentnega SDOF sistema, skupaj z idealiziranimi krivuljami kapacitete in označenimi mejnimi stanj