UNIVERZA V LJUBLJANI
FGG
Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo

ŽAN MLAKAR

OCENA POTRESNE RANLJIVOSTI VEČETAŽNE ARMIRANOBETONSKE OKVIRNE STAVBE Z NELINEARNIMI METODAMI ANALIZE PO EVROKODU 8

MAGISTRSKO DELO

MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM DRUGE STOPNJE GRADBENIŠTVO

LJUBLJANA, 2026

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	**699.84:624.012.45(043.3)**
Avtor:	**Žan Mlakar**
Mentor:	**izr. prof. dr. Blaž Kocjančič**
Naslov:	**Ocena potresne ranljivosti večetažne armiranobetonske okvirne stavbe z nelinearnimi metodami analize po Evrokodu 8**
Tip dokumenta:	**magistrsko delo**
Obseg in oprema:	**VIII, 39 str., 25 pregl., 17 sl., 27 en., 3 pril., 36 vir.**

Ključne besede

potresna odpornost, armiranobetonski okvir, metoda N2, inkrementalna dinamična analiza, krivulje ranljivosti, Evrokod 8

Izvleček

Delo obravnava potresno odpornost šestetažne armiranobetonske okvirne poslovne stavbe v Ljubljani, ki je projektirana po standardu SIST EN 1998-1 za referenčni pospešek tal 0,250 g, ocenjena pa za pospešek 0,275 g po karti iz leta 2021. Stavbo smo ovrednotili z metodo N2 in z inkrementalno dinamično analizo (IDA) ekvivalentnega sistema ter celotnega modela, z lastnim programom in umetnimi akcelerogrami. Ciljni pomik po metodi N2 je za 18 % večji od mediane pomikov iz IDA, z iterativno idealizacijo pa se od nje razlikuje za 4 %; razlika je predvsem posledica nihajnega časa idealizirane krivulje. Pri potresu s povratno dobo 475 let členki dosegajo največ 0,50 zmogljivosti za znatno poškodbo in 0,35 zmogljivosti za skorajšnjo porušitev; mediana intenzitete, pri kateri nastopi skorajšnja porušitev, je 2,98- do 3,10-krat večja od intenzitete za 475 let (odvisno od vzorca obtežbe). Največji medetažni zasuk pri zmanjšanem potresu je 0,67 do 0,79 % in presega mejo 0,5 % za krhke nekonstrukcijske elemente. Analiza celotnega modela da pomik vrha 184 mm in mediano intenzitete za skorajšnjo porušitev 1,51 g; metoda N2 pomik presega za 26 %. Letna frekvenca preseganja skorajšnje porušitve je $7{,}6 \cdot 10^{-5}$ pri privzetem naklonu krivulje potresne nevarnosti; ovijanje členkov jo zmanjša za 39 %. Rezultati veljajo za obravnavano stavbo in za privzetke, ki jih delo navaja.

Title: **Seismic vulnerability assessment of a multi-storey RC frame building using nonlinear analysis methods according to Eurocode 8**

Keywords

seismic performance, reinforced concrete frame, N2 method, incremental dynamic analysis, fragility curves, Eurocode 8

Abstract

The thesis examines the seismic performance of a six-storey reinforced concrete frame office building in Ljubljana. The building is designed to SIST EN 1998-1 for a reference ground acceleration of 0,250 g and assessed for 0,275 g, the value taken for Ljubljana from the 2021 hazard map. We evaluated the building with the N2 method and with incremental dynamic analysis (IDA) of an equivalent system and of the full model, using a purpose-written program and artificial accelerograms. The target displacement of the N2 method is 18 % larger than the median displacement from IDA, and 4 % larger with the iterative idealisation; the difference mainly follows from the period of the idealised capacity curve. At the 475-year earthquake, the hinges reach at most 0,50 of their capacity for significant damage and 0,35 of their capacity for near collapse; the median intensity at which near collapse occurs is 2,98 to 3,10 times the 475-year intensity, depending on the load pattern. The largest interstorey drift under the reduced earthquake is 0,67 to 0,79 %, which exceeds the 0.5 % limit for brittle non-structural elements. Incremental dynamic analysis of the full model gives a roof displacement of 184 mm and a median near-collapse intensity of 1,51 g; the N2 method exceeds the displacement by 26 %. The annual rate of exceeding near collapse is $7{,}6 \cdot 10^{-5}$ for the assumed slope of the hazard curve; confining the hinges reduces it by 39 %. The results hold for the building studied and for the assumptions stated in the thesis.

KAZALO VSEBINE

1 UVOD....1
1.1 Opredelitev problema....1
1.2 Namen, cilji in raziskovalna vprašanja....1
1.3 Teoretična izhodišča in pregled dosedanjih raziskav....2
1.4 Zgradba dela....3
2 POTRESNA NEVARNOST IN PROJEKTIRANJE PO EVROKODU 8....4
2.1 Potresna nevarnost....4
2.2 Elastični spekter odziva....4
2.3 Zasnova potresnoodpornih armiranobetonskih okvirjev....5
2.4 Mejna stanja in zahteve....6
3 METODE NELINEARNE POTRESNE ANALIZE....8
3.1 Nelinearno modeliranje armiranobetonskih okvirjev....8
3.2 Potisna analiza in metoda N2....8
3.3 Inkrementalna dinamična analiza....10
3.4 Krivulje ranljivosti in tveganje....10
3.5 Primerjava metod....11
4 OBRAVNAVANA STAVBA IN RAČUNSKI MODEL....12
4.1 Obravnavana stavba....12
4.2 Projektiranje....13
4.3 Računski model....15
4.4 Umetni akcelerogrami....17
4.5 Inkrementalna dinamična analiza ekvivalentnega sistema....18
4.6 Inkrementalna dinamična analiza celotnega modela....19
5 REZULTATI....21
5.1 Dinamične lastnosti....21
5.2 Potisna analiza....21
5.3 Metoda N2....23
5.4 Inkrementalna dinamična analiza....25
5.5 Analiza časovnega odziva celotnega modela....28
5.6 Občutljivost na zapise in mero intenzitete....29
5.7 Tveganje in ojačitev....30
5.8 Preverjanje rezultatov....32
6 RAZPRAVA....33
6.1 Odgovori na raziskovalna vprašanja....33
6.2 Omejitve....34
6.3 Pomen ugotovitev....35
7 ZAKLJUČEK....36
VIRI IN LITERATURA....37

KAZALO SLIK

Slika 1: Potek ocene potresne odpornosti stavbe....3

Slika 2: Elastična spektra, zmanjšani spekter za omejitev poškodb in projektni spekter za tla tipa C....5

Slika 3: Prečni prerez analiziranega okvirja in tloris stavbe....13

Slika 4: Zveza moment-ukrivljenost stebra in preklade ter hrbtenica plastičnega člena stebra. 16

Slika 5: Primer umetnega akcelerograma (niz A, seme 101)....18

Slika 6: Spektri odziva 11 umetnih akcelerogramov niza A, njihovo povprečje in ciljni spekter. 18

Slika 7: Histerezni odziv ekvivalentnega sistema na zapis 101 pri dveh intenzitetah....19

Slika 8: Krivulji potisne analize z mejnimi stanji in ciljnima pomikoma....22

Slika 9: Stanje plastičnih členkov, izraženo z razmerjem plastičnega zasuka in mejnega plastičnega zasuka.... 23

Slika 10: Grafična rešitev metode N2 za modalni vzorec obtežbe....24

Slika 11: Medetažni zasuki po etažah: (a) pri zmanjšanem potresu, (b) pri potresu s povratno dobo 475 let....25

Slika 12: Krivulje IDA ekvivalentnega sistema za niz A z mejnimi stanji in intenziteto za potres s povratno dobo 475 let....26

Slika 13: Krivulje ranljivosti za mejna stanja DL, SD in NC (niz A) in empirične točke....27

Slika 14: Krivulje IDA celotnega modela (niz A) in mediana, primerjana z ekvivalentnim sistemom....29

Slika 15: Občutljivost na število zapisov: (a) mediana zmogljivosti za NC, (b) mediana pomika pri 475 letih.... 30

Slika 16: Krivulje nevarnosti za tri naklone, zasidrane v točki 475 let, in letne frekvence preseganja mejnih stanj.... 31

Slika 17: Krivulje potisne analize za osnovno stanje in dva scenarija ojačitve....32

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Parametri spektra tipa 1 za tla tipa C (SIST EN 1998-1, 2005).....5

Preglednica 2: Primerjava metod nelinearne potresne analize.....11

Preglednica 3: Osnovni podatki obravnavane stavbe.....12

Preglednica 4: Višine etaž, obtežbe in mase etaž (za okvir je upoštevana četrtina mase stavbe).....12

Preglednica 5: Vodoravne sile in medetažni pomiki projektnega modela pri potresu za projektiranje.....14

Preglednica 6: Najmanjše razmerje vsote nosilnosti stebrov in prekladov v vozliščih po nivojih. 14

Preglednica 7: Strižne sile po zmogljivostnem načelu, strižne nosilnosti in izbrana stremena po etažah.....14

Preglednica 8: Preverjanje podrobnosti armiranja po standardu za srednji razred duktilnosti. 15

Preglednica 9: Prerezi in vzdolžna armatura stebrov in prekladov po etažah.....15

Preglednica 10: Merila za mejna stanja po plastičnih členkih modela.....16

Preglednica 11: Preverjanje računskega programa na primerih z znano rešitvijo.....17

Preglednica 12: Privzetki računskega modela in analiz.....17

Preglednica 13: Nihajni časi in efektivne mase prvih treh nihajnih oblik.....21

Preglednica 14: Značilnosti potisne analize.....22

Preglednica 15: Zaporedje dogodkov v modalni potisni analizi.....23

Preglednica 16: Koraki metode N2 pri potresu s povratno dobo 475 let.....24

Preglednica 17: Medetažni zasuki po etažah pri potresu s povratno dobo 475 let in pri zmanjšanem potresu.....25

Preglednica 18: Zmogljivosti ekvivalentnega sistema za mejna stanja, izražene s spektralnim pospeškom pri začetnem nihajnem času.....26

Preglednica 19: Pomiki etaž po metodi N2 in IDA pri potresu s povratno dobo 475 let ter stanje členkov v etaži.....27

Preglednica 20: Največji razmerji plastičnega zasuka členkov do zmogljivosti za SD in NC po etažah pri ciljnem pomiku.....28

Preglednica 21: Primerjava postopkov ocene odziva in zmogljivosti.....28

Preglednica 22: Vpliv števila zapisov na mediano zmogljivosti za NC in mediano pomika pri 475 letih.....29

Preglednica 23: Letne frekvence preseganja mejnih stanj osnovne stavbe za različne naklone krivulje nevarnosti.....30

Preglednica 24: Učinek dveh scenarijev ojačitve na odziv in tveganje.....31

Preglednica 25: Primerjava projektnega izračuna in nelinearne ocene.....34

SEZNAM PRILOG

Priloga A: Vhodni podatki računskega modela

Priloga B: Rezultati analiz

Priloga C: Potek računskega programa

OKRAJŠAVE IN SIMBOLI

ADRS	spekter pospeškov in pomikov (angl. acceleration-displacement response spectrum)
DCM	srednji razred duktilnosti po standardu EN 1998-1
DL	mejno stanje omejitve poškodb (angl. damage limitation)
DM	mera poškodbe (angl. damage measure)
IDA	inkrementalna dinamična analiza (angl. incremental dynamic analysis)
IM	mera intenzitete potresa (angl. intensity measure)
N2	metoda nelinearne statične analize po Fajfarju (N: nelinearna, 2: dva matematična modela)
NC	mejno stanje skorajšnje porušitve (angl. near collapse)
SD	mejno stanje znatne poškodbe (angl. significant damage)
SDOF	sistem z eno prostostno stopnjo (angl. single degree of freedom)
agR	referenčni pospešek tal za povratno dobo 475 let na tleh tipa A
ag	projektni pospešek tal (zmnožek faktorja pomembnosti in referenčnega pospeška)
S, TB, TC, TD	faktor tal in nihajni časi odsekov elastičnega spektra
Se(T), Sd(T)	elastični in projektni spekter pospeškov
q	faktor obnašanja
v	redukcijski faktor za omejitev poškodb
Fb	strižna sila v vpetju
m*, F*, d*	masa, sila in pomik ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo
Γ	faktor preoblikovanja v ekvivalentni sistem
T*	nihajni čas idealiziranega ekvivalentnega sistema
Tel	začetni nihajni čas ekvivalentnega sistema
dt*, dt	ciljni pomik ekvivalentnega sistema in vrha stavbe
φ, φy, φu	ukrivljenost prereza, ob učinkovitem tečenju, mejna
θp, θpu	plastični zasuk člena in njegova vrednost ob koncu utrjevanja
θy, θSD	zasuk tetive ob tečenju in zmogljivost za SD
Sa(Tel)	spektralni pospešek (5 % dušenja) pri začetnem nihajnem času ekvivalentnega sistema
Cmed, β	mediana in logaritemski standardni odklon zmogljivosti
βU	dodatna razpršenost zaradi negotovosti modela
k	naklon krivulje potresne nevarnosti v logaritemskem prikazu
λLS	letna frekvenca preseganja mejnega stanja

1 UVOD

1.1 Opredelitev problema

Potresna nevarnost v Sloveniji ni povsod enaka. Ocenjujejo jo verjetnostni modeli, ki za vsako območje dajo projektni pospešek tal (Lapajne idr., 1997), projektanti pa ga prevzamejo iz karte, ki je priloga nacionalnega dodatka k standardu (SIST EN 1998-1, 2005). Od 1. maja 2024 je edina priloga nacionalnega dodatka karta iz leta 2021 (Agencija Republike Slovenije za okolje, 2024). Za stavbo, projektirano po starejši karti, se zato upravičeno vprašamo, ali bi še ustrezala zahtevam standarda. Pri tem ne zadostuje primerjava pospeškov: pomembno je, kako se konstrukcija obnaša, ko preseže mejo elastičnosti, in koliko deformacij še prenese.

Standard (SIST EN 1998-1, 2005) projektiranje zasnuje na linearnem izračunu s projektnim spektrom, ki ga zmanjša faktor obnašanja. Faktor obnašanja v enem številu zajame sposobnost konstrukcije za sipanje energije, ne pove pa, v katerih elementih in pri kolikšnem pomiku nastanejo poškodbe. Zato isti standard dopušča tudi nelinearne metode, statične in dinamične. Med statičnimi je v Sloveniji najbolj znana metoda N2, ki sta jo za armiranobetonske stavbe predstavila Fajfar in Gašperšič (1996). Združuje potisno analizo modela z več prostostnimi stopnjami in analizo ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo s spektrom odziva. V razširjeni obliki Fajfar (2000) je podlaga postopka v informativni prilogi B standarda (SIST EN 1998-1, 2005). Med dinamičnimi je za raziskave in ocene tveganja široko uporabljena inkrementalna dinamična analiza (IDA), pri kateri model obremenimo z nizom zapisov potresov, vsakega pa skaliramo na več stopenj intenzitete (Vamvatsikos in Cornell, 2002).

Obe metodi odgovarjata na podobno vprašanje: koliko se stavba pomakne pri izbranem potresu in ali pri tem ostane v mejah, ki jih zahtevajo mejna stanja. Obe se opirata na enak model konstrukcije, razlikujeta pa se v predpostavkah. Metoda N2 odziv ocenjuje s spektrom in pravilom, ki povezuje elastični in neelastični pomik, IDA pa z neposrednim izračunom časovnega odziva. Primerjava obeh na isti stavbi pokaže, koliko se rezultata razlikujeta, in hkrati, koliko je rezultat IDA odvisen od izbire zapisov. Slednje je pomembno, ker se v praksi običajno uporablja majhen niz zapisov.

Delo obravnava šestetažno armiranobetonsko okvirno poslovno stavbo v Ljubljani. Predpostavljamo, da je bila stavba projektirana po standardu (SIST EN 1998-1, 2005) za referenčni pospešek tal 0,250 g, ocenjujemo pa jo za pospešek 0,275 g, ki ga za Ljubljano z okolico navaja karta iz leta 2021 (Šket Motnikar idr., 2022, str. 97). Pospešek je torej za 10 % večji od tistega, za katerega je stavba projektirana. Stavba je zaokrožen primer, ki smo ga zasnovali za to delo, vse računske podatke pa smo izračunali s programom, ki smo ga napisali zanj. Kaj to pomeni za veljavnost rezultatov, pojasnjujemo v poglavjih 4 in 6.

1.2 Namen, cilji in raziskovalna vprašanja

Namen dela je ovrednotiti potresno odpornost večetažne armiranobetonske okvirne stavbe z nelinearnimi metodami in pokazati, kako se rezultati metode N2 ujemajo z rezultati inkrementalne dinamične analize. Cilji so:

- izdelati računski model stavbe s plastičnimi členki, ki ga je mogoče preveriti na primerih z znano rešitvijo,
- stavbo ovrednotiti z metodo N2 po standardu (SIST EN 1998-1, 2005) za potresno nevarnost iz karte 2021,
- izvesti inkrementalno dinamično analizo ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo, iz nje določiti krivulje ranljivosti in jo preveriti z analizo celotnega modela,
- ugotoviti, kako izbira in število akcelerogramov vplivata na rezultate,
- oceniti letno frekvenco preseganja mejnih stanj in učinek dveh ojačitev.

Na teh ciljih temeljijo štiri raziskovalna vprašanja:

- RV1: Kakšne so razlike v potresnih zahtevah, ki jih za obravnavano stavbo dasta metoda N2 in inkrementalna dinamična analiza?
- RV2: Ali stavba, projektirana po standardu (SIST EN 1998-1, 2005), izpolnjuje zahtevo po omejitvi poškodb in zahtevo po preprečitvi porušitve, če jo ocenimo z nelinearnimi metodami za potresno nevarnost po karti 2021?
- RV3: Kako občutljivi so rezultati na izbiro akcelerogramov, njihovo število in mero intenzitete?
- RV4: Kolikšna je letna frekvenca preseganja mejnih stanj in koliko jo zmanjšata dva scenarija ojačitve?

Pred izračunom smo si zastavili tri pričakovanja, ki jih v razpravi primerjamo z rezultati. Prvič, da se ciljni pomik po metodi N2 in mediana pomikov iz IDA razlikujeta za manj kot 20 %. Drugič, da stavba zadosti zahtevi po preprečitvi porušitve z veliko rezervo, zahteve po omejitvi poškodb pa ne izpolni, ker so učinkovite togosti, izračunane iz prerezov, manjše od polovice togosti nerazpokanih prerezov, ki jo standard dopušča pri projektiranju. Tretjič, da izbira mere intenzitete bistveno vpliva na razpršenost rezultatov: pričakujemo, da bo razpršenost pri največjem pospešku tal vsaj za četrtino večja kot pri spektralnem pospešku pri nihajnem času konstrukcije.

1.3 Teoretična izhodišča in pregled dosedanjih raziskav

Teoretične podlage metode N2 so predstavljene v poglavju 3, tukaj povzemamo raziskave, na katere se delo opira. Fajfar (2018) je pregledal, kako so se analize v potresnih predpisih za stavbe razvijale. Matematični model asimetrične armiranobetonske okvirne stavbe so v Sloveniji pripravili pred preizkusom in po njem (Fajfar idr., 2006). Dolšek in Fajfar (2008b) sta v prvem delu deterministično, v drugem delu (Dolšek in Fajfar, 2008a) pa verjetnostno preučila vpliv zidanih polnil na odziv štirietažnega armiranobetonskega okvirja; polnila so pomembna tudi za meje medetažnih pomikov, ki jih obravnavamo v tem delu.

Za dinamično analizo sta ključna Vamvatsikos in Cornell (2002), ki sta IDA opredelila, in Vamvatsikos in Cornell (2004), ki sta jo prilagodila praktični uporabi. Ista avtorja sta pokazala, da je mogoče IDA večstopenjskega sistema približno oceniti z IDA ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo (Vamvatsikos in Cornell, 2005), in obravnavala neposredno ocenjevanje odziva in zmogljivosti nihal z večlinearno krivuljo potisne analize (Vamvatsikos in Cornell, 2006). Dolšek (2009) je IDA razširil z nizom modelov konstrukcije, ki zajamejo negotovost modeliranja. Kosič idr. (2014) so predstavili približen postopek za oceno potresnega tveganja stavb, ki združuje potisno analizo determinističnega modela in analizo negotovosti na ravni ekvivalentnega sistema. Chopra in Goel (2002) sta predlagala modalno potisno analizo, ki v nasprotju z metodo N2 upošteva tudi višje nihajne oblike.

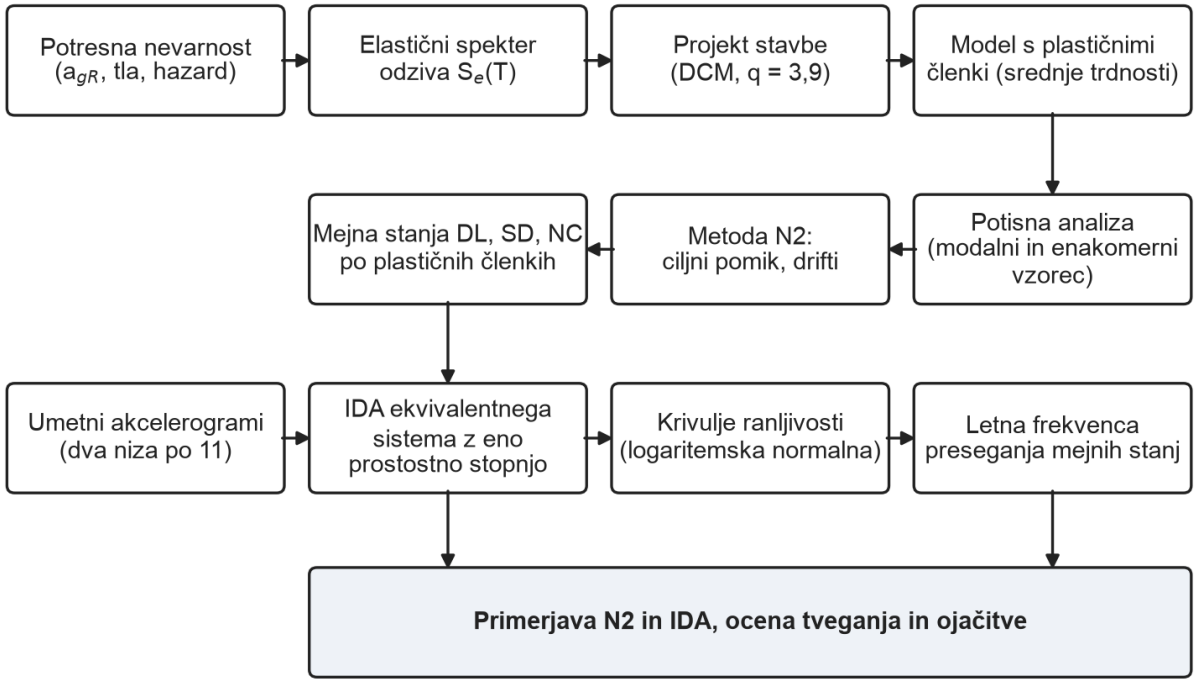
Izbira zapisov in mere intenzitete je samostojna tema. Bommer in Acevedo (2004) sta pregledala, kako se realni akcelerogrami uporabljajo pri dinamični analizi, Hancock idr. (2008) so preučevali, koliko skaliranih in prilagojenih zapisov potrebujemo za neelastične analize. Luco in Bazzurro (2007) sta preverila, ali skaliranje amplitud pomeni pristranskost v ocenjenih medetažnih pomikih. Za mero intenzitete so Baker in Cornell (2005) predlagala vektor iz spektralnega pospeška in epsilon, Eads idr. (2015) povprečni spektralni pospešek, Kazantzi in Vamvatsikos (2015) pa sta obravnavala izbiro mere intenzitete pri ocenah ranljivosti skupin stavb.

Verjetnostno obdelavo rezultatov so predstavili Cornell idr. (2002), ki so letno frekvenco preseganja izrazili s krivuljo potresne nevarnosti in krivuljo ranljivosti. Način ocenjevanja parametrov krivulje ranljivosti iz rezultatov dinamične analize je obravnaval Baker (2015).

Delo ne uvaja nove metode. Znane metode uporabimo na zaokroženem primeru, jih primerjamo in pri tem pokažemo, kje so rezultati odvisni od predpostavk.

1.4 Zgradba dela

V poglavju 2 predstavimo potresno nevarnost in projektiranje po standardu (SIST EN 1998-1, 2005). Poglavje 3 opisuje metode, ki jih uporabimo: modeliranje s plastičnimi členki, metodo N2, IDA in verjetnostno obdelavo. V poglavju 4 opišemo stavbo, njeno projektiranje, računski model, akcelerograme in postopka IDA, ekvivalentnega sistema in celotnega modela. Poglavje 5 prikazuje rezultate, poglavje 6 jih razlaga in primerja s pričakovanji. V zaključku povzamemo ugotovitve, omejitve in smeri nadaljnjega dela. Potek dela je prikazan na sliki 1. Podrobni vhodni podatki, rezultati in potek programa so v prilogah A, B in C.



Slika 1: Potek ocene potresne odpornosti stavbe.

2 POTRESNA NEVARNOST IN PROJEKTIRANJE PO EVROKODU 8

2.1 Potresna nevarnost

Potresna nevarnost pove, kako verjetno je, da bo na določenem mestu v določenem času presežena izbrana raven tresenja tal. Standard (SIST EN 1998-1, 2005) kot osnovni parameter potresne nevarnosti privzame projektni pospešek tal na trdnih tleh (tip tal A), ki ustreza potresu s povratno dobo 475 let. Po pojasnilu Agencije Republike Slovenije za okolje je ta pospešek enak največjemu pospešku tal, povratna doba 475 let pa ustreza 90 % verjetnosti, da vrednosti na karti v 50 letih ne bodo presežene (Agencija Republike Slovenije za okolje, 2024). Vrednost s karte v nadaljevanju imenujemo referenčni pospešek tal in jo označimo z agR; projektni pospešek tal ag je njen zmnožek s faktorjem pomembnosti stavbe. Pri stavbah, ki imajo večji pomen, se po istem pojasnilu uporabi faktor pomembnosti ali ustrezno daljša povratna doba (Agencija Republike Slovenije za okolje, 2024). Naša stavba je običajna poslovna stavba, razred pomembnosti II, zato je faktor pomembnosti 1,0.

Obvezno uporabo standarda in nacionalnega dodatka v Sloveniji predpisuje Pravilnik o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov (Agencija Republike Slovenije za okolje, 2024). Prostorsko glajeno potresnost kot podlago za oceno potresne nevarnosti v Sloveniji je predstavila skupina Lapajne idr. (1997), širši okvir pa je evropski model potresne nevarnosti, ki so ga objavili Woessner idr. (2015). Za to delo je pomembno predvsem to, da karta pripelje do enega števila, referenčnega pospeška tal, in da je to število za isto lokacijo odvisno od izdaje karte. Vrednosti, ki jih privzamemo za projektiranje in za oceno, so zbrane v preglednici 3 v poglavju 4.

Referenčni pospešek ne pove vsega o tresenju na površju. Mehkejša tla pospešek ojačajo, kar standard upošteva s tipom tal in faktorjem tal S. Obravnavamo tla tipa C, ki jih standard opredeljuje kot goste ali srednje goste peske in prode ali toge gline velike debeline; zanje je faktor tal večji od 1. Dejanski faktor tal za lokacijo v Ljubljani bi bilo treba določiti z geotehničnimi raziskavami, na kar opozarjamo kot na omejitev primera.

2.2 Elastični spekter odziva

Potres standard opiše z elastičnim spektrom pospeškov, ki za dušenje 5 % in nihajni čas T daje spektralni pospešek Se(T). Spekter ima štiri odseke. Do nihajnega časa TB pospešek narašča od vrednosti, ki jo določa pospešek tal, do ravnine, ki se nadaljuje do TC. Med TC in TD pada s hiperbolo, nad TD pa s kvadratom nihajnega časa, ker je v tem območju pomik tal skoraj konstanten. Pospešek na ravnini je 2,5-krat večji od zmnožka pospeška tal in faktorja tal S. Odseke zapišemo z enačbami (1) do (4):

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot [1 + T / T_B \cdot (\eta \cdot 2{,}5 - 1)] \text{ za } 0 \le T \le T_B \quad (1)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5 \text{ za } T_B \le T \le T_C \quad (2)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5 \cdot [T_C / T] \text{ za } T_C \le T \le T_D \quad (3)$$

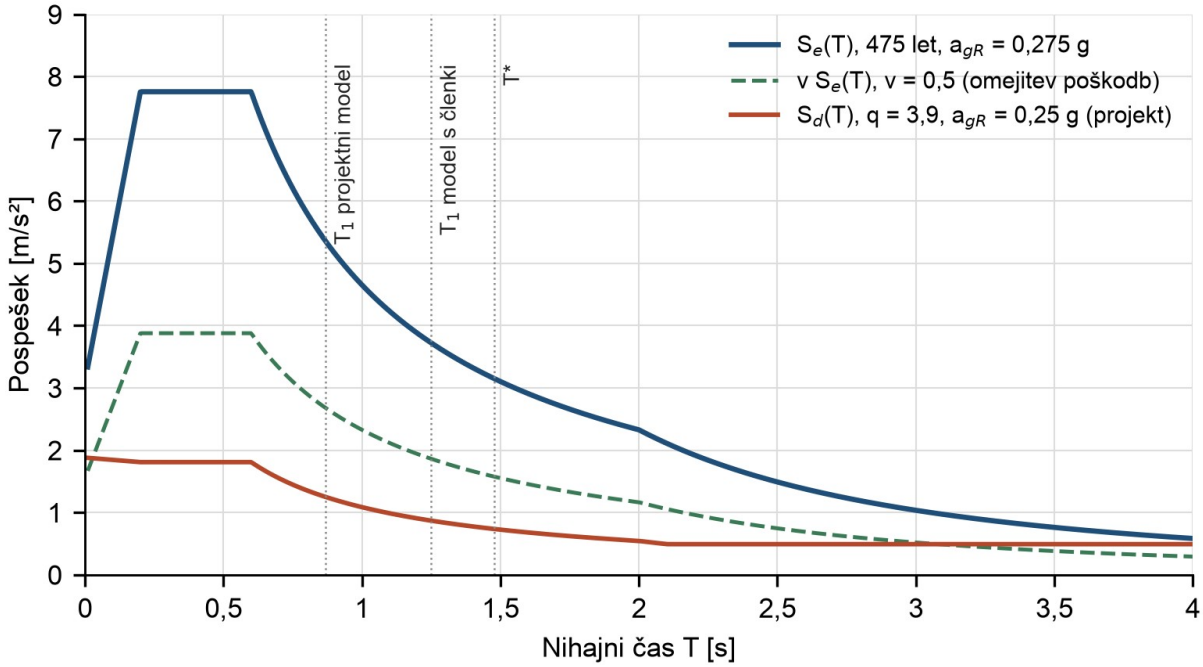
$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5 \cdot [T_C \cdot T_D / T^2] \text{ za } T_D \le T \le 4 \text{ s} \quad (4)$$

V enačbah je ag projektni pospešek tal, ki je zmnožek faktorja pomembnosti in referenčnega pospeška tal agR; v tem delu je enak referenčnemu. Faktor S je faktor tal, η pa popravek za dušenje, ki je pri dušenju 5 % enak 1. Parametre odsekov za tla tipa C in spekter tipa 1, ki ga uporabljamo, prikazuje preglednica 1. Standard priporoča spekter tipa 2, če potresi, ki najbolj prispevajo k nevarnosti na lokaciji, nimajo površinske magnitude, večje od 5,5, sicer spekter tipa 1; nacionalni dodatek lahko določi drugače (SIST EN 1998-1, 2005). Spekter tipa 1 smo privzeli kot priporočeno izbiro za večje potrese. Za dejansko projektiranje v Sloveniji je treba izbiro in parametre prevzeti iz nacionalnega dodatka, ki ga v tem delu nismo preverjali; to je ena od omejitev dela.

Preglednica 1: Parametri spektra tipa 1 za tla tipa C (SIST EN 1998-1, 2005).

Parameter	Vrednost
Tip spektra, tla	tip 1, tla tipa C
S	1,15
TB [s]	0,20
TC [s]	0,60
TD [s]	2,00
η (dušenje 5 %)	1,00
β (spodnja meja projektnega spektra)	0,2
Se na ravnini [m/s²], agR = 0,275 g	7,76

Slika 2 prikazuje elastični spekter za oba pospeška, ki ju obravnavamo, zmanjšani spekter za omejitev poškodb in projektni spekter. Pri enakih tleh je spekter za pospešek 0,275 g za 10 % višji od spektra za pospešek 0,250 g, ker vsi odseki sorazmerno sledijo pospešku tal. Navpične črte kažejo osnovni nihajni čas projektnega modela, osnovni nihajni čas modela s plastičnimi členki in nihajni čas ekvivalentnega sistema; vsi trije so na padajočem delu spektra, kjer majhna sprememba nihajnega časa pomembno spremeni pospešek, in zato je ocena nihajnega časa bistvena za rezultat.



Slika 2: Elastična spektra, zmanjšani spekter za omejitev poškodb in projektni spekter za tla tipa C.

2.3 Zasnova potresnoodpornih armiranobetonskih okvirjev

Standard (SIST EN 1998-1, 2005) razlikuje razrede duktilnosti. V tem delu stavbo zasnujemo v srednjem razredu duktilnosti (DCM). Zanj standard zahteva omejene količine vzdolžne armature, določene podrobnosti stremen v kritičnih območjih in zmogljivostno projektiranje. Faktor obnašanja je pri okvirnih sistemih enak zmnožku osnovne vrednosti 3,0 za srednji razred in razmerja med mejno in začetno potresno nosilnostjo; za večetažne okvirje z več polji standard predvideva razmerje 1,3, zato je faktor obnašanja 3,9. Projektni spekter dobimo, če pospeške elastičnega spektra delimo s faktorjem obnašanja. V odseku med TC in TD ima obliko

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot 2{,}5 / q \cdot [T_C / T] \text{ in } S_d(T) \geq \beta \cdot a_g \quad (5)$$

kjer je β = 0,2 spodnja meja. Zamisel, da elastični spekter zmanjšamo s faktorjem, temelji na predpostavki, da se neelastični pomik približno ujema z elastičnim ali ga presega le v območju

kratkih nihajnih časov; razmerje med zahtevano in dejansko nosilnostjo ter pomikom podrobno obravnava Chopra (2017). Metoda N2 to razmerje uporabi izrecno, kot pokažemo v poglavju 3.

Stavbo smo projektirali po metodi vodoravnih sil, ki jo standard dopušča pri stavbah, ki so pravilne v tlorisu in po višini in imajo osnovni nihajni čas pod mejo, ki jo določa standard. Strižna sila v vpetju je

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (6)$$

kjer je m celotna masa nad vpetjem, $\lambda = 0{,}85$ pa popravek za stavbe z več kot dvema etažama, ki velja, če je osnovni nihajni čas manjši od 2 TC. Vodoravne sile po etažah so sorazmerne zmnožkom mase in pomika v prvi nihajni obliki. Standard sicer zahteva, da togost elementov ustreza začetku tečenja armature, in šele če natančnejši izračun ni izveden, dopušča polovico togosti nerazpokanega prereza. Pri pravilnih stavbah je dovoljeno analizirati dva ravninska modela, po enega za vsako smer; mi obravnavamo samo smer x.

Zmogljivostno projektiranje je glavna zamisel standarda za okvirje. Stebri naj bodo toliko močnejši od prekladov, da se plastični členki pretežno pojavijo v prekladah in ne v stebrih. Standard to izrazi s pogojem, da je vsota upogibnih nosilnosti stebrov v vozlišču vsaj 1,3 krat večja od vsote nosilnosti prekladov, ki se stikajo v vozlišču:

$$\Sigma M_{Rc} \geq 1{,}3 \cdot \Sigma M_{Rb} \quad (7)$$

Pogoj se ne preverja v vozliščih zgornje etaže. Zamisel zmogljivostnega projektiranja so za armiranobetonske okvirje razvili že pred standardom (Paulay in Priestley, 1992), njeno uporabo po Evrokodu 8 pa podrobno razlaga Fardis (2009). Standard dodatno omeji delež vzdolžne armature v stebrih na območje od 1 do 4 % prereza, v prekladah zahteva spodnjo armaturo ob podpori, ki je vsaj polovica zgornje, in najmanjši delež natezne armature. Ta pravila smo upoštevali pri izbiri armature (poglavje 4.2).

2.4 Mejna stanja in zahteve

Standard (SIST EN 1998-1, 2005) postavlja dve temeljni zahtevi. Zahteva po preprečitvi porušitve pomeni, da stavba ob projektnem potresu ne sme izgubiti nosilnosti za navpično obtežbo; potres ima povratno dobo 475 let. Zahteva po omejitvi poškodb velja za potres, ki je pogostejši od projektnega. Preverja se z zmanjšanim potresnim vplivom, ki ga dobimo z redukcijskim faktorjem v, in z mejo medetažnega pomika, ki je odvisna od vrste nekonstrukcijskih elementov. Mejo 0,005 h uporabimo pri stavbah s krhkimi nekonstrukcijskimi elementi, kjer je h etažna višina, mejo 0,0075 h pri duktilnih in 0,010 h pri takih, ki ne ovirajo deformiranja konstrukcije. Stavba v tem delu ima predelne stene iz opeke, zato kot merodajno vzamemo najstrožjo mejo. Pogoj za zmanjšani potres zapišemo kot

$$v \cdot d_r \leq 0{,}005 \cdot h \quad (8)$$

kjer je dr projektni medetažni pomik, to je zmnožek faktorja obnašanja in medetažnega pomika elastičnega izračuna. Redukcijski faktor v privzamemo 0,5, kot ga standard priporoča za običajne stavbe.

Za ocenjevanje obstoječih stavb standard (SIST EN 1998-3, 2005) uvaja tri mejna stanja: omejitev poškodb (DL), znatno poškodbo (SD) in skorajšnjo porušitev (NC). Preverjajo se na ravni elementov, in sicer z zasukom tetive. Pri DL se zahteva, da elementi ostanejo pod mejo tečenja, pri NC, da zasuk ne preseže mejnega zasuka. Zmogljivost za SD je po standardu tri četrtine zmogljivosti za NC:

$$\theta_{SD} = 0{,}75 \cdot \theta_u \quad (9)$$

V tem delu mejna stanja SD in NC preverimo za potres s povratno dobo 475 let, kar ustreza zahtevi po preprečitvi porušitve, mejno stanje DL pa za zmanjšani potres. Povratnih dob, ki bi jih za posamezna mejna stanja določil standard (SIST EN 1998-3, 2005) ali nacionalni dodatek, nismo prevzeli. Verjetnostni pristop iz poglavja 3.4 omogoča oceno za katero koli

raven potresa. Kako smo mejna stanja opredelili na ravni plastičnih členkov našega modela, opišemo v poglavju 4.3.

3 METODE NELINEARNE POTRESNE ANALIZE

3.1 Nelinearno modeliranje armiranobetonskih okvirjev

Nelinearni odziv armiranobetonskega okvirja je mogoče modelirati na več načinov. Pri modelih z vlakni se nelinearnost porazdeli po dolžini elementa, pri modelih s plastičnimi členki pa se elastični element na koncih poveže z rotacijskima vzmetema, ki zajameta vso neelastično deformacijo. Drugi način smo izbrali zato, ker ga je mogoče preveriti na primerih z znano rešitvijo in ker so mejna stanja po standardu (SIST EN 1998-3, 2005) opredeljena z zasukom tetive, ki ga člen neposredno daje. Model je ravninski okvir s togimi etažnimi ploščami. Histerezne modele s poslabšanjem trdnosti in togosti za take vzmeti so predstavili Ibarra idr. (2005).

Hrbtenico vsake vzmeti izpeljemo iz analize prereza. Prerez razdelimo na vlakna, vsakemu pripišemo napetostno-deformacijsko zvezo betona ali jekla in pri izbrani osni sili izračunamo zvezo med momentom in ukrivljenostjo. Za beton v jedru, ki ga objemajo stremena, uporabimo model Mander idr. (1988). Ta poveča tlačno trdnost in mejno deformacijo betona glede na prečno armaturo; mejno tlačno deformacijo jedra zapišemo z enačbo (10):

$$\varepsilon_{cu} = 0{,}004 + 1{,}4 \cdot \rho_s \cdot f_{yh} \cdot \varepsilon_{su} / f_{cc} \tag{10}$$

Pri tem je ρs prostorninski delež stremen, fyh meja tečenja stremen, εsu deformacija jekla ob porušitvi in fcc tlačna trdnost objetega betona. Krovni beton izgublja nosilnost linearno med deformacijama 0,004 in 0,008. Jeklo modeliramo z elastičnim delom in linearno utrditvijo do deformacije ob porušitvi. Natezne trdnosti betona ne upoštevamo.

Iz zveze moment-ukrivljenost izluščimo tri količine, ki oblikujejo členek. Prva je učinkoviti tek, to je moment pri deformaciji betona 0,004 ali jekla 0,015 in ustrezna ukrivljenost, ki jo dobimo s podaljšanjem sekante prek točke prvega tečenja; podobno učinkovito upogibno togost EI = MN / φy določajo Priestley idr. (2007). Druga količina je mejna ukrivljenost, ki jo omejuje deformacija betona v jedru ali jekla. Tretja je plastična rotacija ob mejni ukrivljenosti. Dobimo jo, če plastični del ukrivljenosti pomnožimo z ekvivalentno dolžino plastičnega členka, ki jo izračunamo z enačbama (11) in (12) po obrazcu, ki sta ga podala Paulay in Priestley (1992):

$$L_p = 0{,}08 \cdot L_V + 0{,}022 \cdot f_y \cdot d_b \tag{11}$$

$$\theta_{pu} = (\varphi_u - \varphi_y) \cdot L_p \tag{12}$$

Pri tem je LV strižni razpon, ki ga pri elementu z ničlo momenta v sredini vzamemo kot polovico dolžine, fy meja tečenja vzdolžne armature v MPa, db njen premer v mm, Lp pa je v mm. Obrazec je empiričen, zato je njegova natančnost za posamezen element omejena; negotovost pri plastični rotaciji zato obravnavamo kot občutljivostni parameter (razdelek o tveganju in ojačitvi v poglavju 5).

Hrbtenica člena je odsekoma linearna. Do učinkovitega tečenja je člen togo povezan, nato moment zmerno narašča do največje vrednosti pri plastični rotaciji θpu, nato pa pada do preostale nosilnosti. Za padajoči del hrbtenice nimamo preizkusov, zato sta njegovi vrednosti predpostavljeni (poglavje 4.3); rezultati, na katerih temelji ocena, ležijo pred njim. Geometrijske učinke drugega reda (P-delta) upoštevamo z geometrijsko togostjo stebrov pri tlačni osni sili iz gravitacijske obtežbe. Za histerezo pri dinamičnem računu uporabimo model, ki ga je za armiranobetonske elemente predlagal Takeda idr. (1970); podrobnosti so v poglavju 4.5.

3.2 Potisna analiza in metoda N2

Pri potisni analizi model najprej obremenimo z navpično obtežbo, nato pa z naraščajočo vodoravno obtežbo določene porazdelitve po etažah. Spremljamo strižno silo v vpetju in pomik kontrolnega vozlišča, ki je pri našem modelu vrh stavbe. Standard (SIST EN 1998-1, 2005) zahteva vsaj dve porazdelitvi vodoravne obtežbe: enakomerno, sorazmerno z masami, in modalno, ki ustreza porazdelitvi vodoravnih sil iz elastičnega izračuna. Merodajen je

neugodnejši rezultat. Krivuljo je treba izračunati vsaj do 150 % ciljnega pomika, kar smo upoštevali.

Metoda N2 krivuljo večstopenjskega sistema pretvori v krivuljo ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo. Če so mi mase etaž in Φi normirana oblika pomikov z vrednostjo 1 na vrhu, sta masa ekvivalentnega sistema in faktor preoblikovanja

$$m^* = \Sigma\, m_i \cdot \Phi_i \text{ in } \Gamma = m^* / \Sigma\, m_i \cdot \Phi_i^2 \tag{13}$$

Sila in pomik ekvivalentnega sistema sta zato

$$F^* = F_b / \Gamma \text{ in } d^* = d_n / \Gamma \tag{14}$$

kjer sta Fb strižna sila v vpetju in dn pomik vrha. Krivuljo ekvivalentnega sistema nadomestimo z idealizirano elastično-idealno plastično krivuljo. Po standardu (SIST EN 1998-1, 2005) je trdnost idealizirane krivulje $Fy*$ enaka sili ob nastanku plastičnega mehanizma, deformacijska energija $Em*$ do tega pomika pa mora biti enaka energiji dejanske krivulje. Pri tem je $dm*$ pomik ob nastanku plastičnega mehanizma. Pomik ob tečenju idealizirane krivulje je tako

$$d_y^* = 2 \cdot (d_m^* - E_m^* / F_y^*) \tag{15}$$

Nihajni čas ekvivalentnega idealiziranega sistema je

$$T^* = 2\,\pi \cdot \sqrt{(m^* \cdot d_y^* / F_y^*)} \tag{16}$$

Potresno zahtevo dobimo iz elastičnega spektra. Elastični spektralni pomik ekvivalentnega sistema je

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot [T^* / (2\,\pi)]^2 \tag{17}$$

Če je nihajni čas ekvivalentnega sistema vsaj enak TC, velja pravilo enakih pomikov in je ciljni pomik ekvivalentnega sistema enak elastičnemu pomiku, $dt* = det*$. Pri krajših nihajnih časih je neelastični pomik večji od elastičnega, kar zajame razmerje qu med elastično zahtevano in dejansko nosilnostjo:

$$q_u = S_e(T^*) \cdot m^* / F_y^* \tag{18}$$

$$d_t^* = d_{et}^* / q_u \cdot [1 + (q_u - 1) \cdot T_C / T^*] \text{ za } T^* < T_C \text{ in } q_u > 1 \tag{19}$$

Standard dopušča izbirni iterativni postopek: če se ciljni pomik ekvivalentnega sistema močno razlikuje od pomika $dm*$, do katerega smo idealizirali krivuljo, korake ponovimo, pri čemer idealizacijo izvedemo do ciljnega pomika (SIST EN 1998-1, 2005). Rezultate obeh različic prikažemo. Ciljni pomik vrha stavbe je nato

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* \tag{20}$$

Pri ciljnem pomiku iz potisne analize preberemo medetažne pomike in zasuke členkov, ki jih primerjamo z zmogljivostmi. Metodo sta v izvirni obliki predstavila Fajfar in Gašperšič (1996), njeno različico za projektiranje po zmogljivosti pa Fajfar (2000). Ker je potisna analiza statična, ne zajame višjih nihajnih oblik in vpliva zaporedja pomikov; to je ena od njenih omejitev, ki so jo skušali ublažiti z modalno potisno analizo (Chopra in Goel, 2002). Pri našem modelu prva nihajna oblika zajame večino mase (poglavje 5.1), zato ocenjujemo, da je za primerjavo z IDA ekvivalentnega sistema zadostna.

Metoda N2 se opira na tri predpostavke, ki jih je treba imeti pred očmi. Prvič, odziv stavbe predstavimo z eno nihajno obliko, ki se med nelinearnim obnašanjem ne spreminja; pri okvirjih, v katerih plastifikacija ni enakomerno porazdeljena po višini, to ne drži povsem. Drugič, krivuljo ekvivalentnega sistema idealiziramo z elastično-idealno plastično krivuljo, rezultat pa je odvisen od tega, do kod idealiziramo. Tretjič, razmerje med elastičnim in neelastičnim pomikom povzame pravilo enakih pomikov v območju srednjih in dolgih nihajnih časov ter popravek za kratke nihajne čase. Vsaka od teh predpostavk je izvor razlike med metodo N2 in IDA, ki jo v poglavju 5 kvantificiramo.

3.3 Inkrementalna dinamična analiza

Pri inkrementalni dinamični analizi računamo odziv modela na niz zapisov potresov, ki jih vsakega množimo z naraščajočimi faktorji, da dobimo vedno večje intenzitete. Za vsak zapis tako nastane krivulja IDA, ki povezuje mero intenzitete (IM) z mero poškodbe (DM) (Vamvatsikos in Cornell, 2002). Praktični vidiki izvedbe, med njimi iskanje intenzitete, pri kateri odziv preseže izbrano mejo, in obdelava rezultatov, so predstavljeni v delu Vamvatsikos in Cornell (2004). Mejna stanja se pri IDA določijo kot vrednost DM, pri kateri model preseže mejo. Intenziteto, pri kateri se to zgodi, imenujemo zmogljivost za to stanje.

Dinamična analiza celotne stavbe je računsko zahtevna, zato je mogoče IDA približno izvesti na ekvivalentnem sistemu z eno prostostno stopnjo, katerega krivuljo moči iz potisne analize povzame večlinearna hrbtenica. Ta postopek so za večstopenjske sisteme opisali Vamvatsikos in Cornell (2005), za nihala z večlinearno krivuljo pa Vamvatsikos in Cornell (2006). Gibalna enačba ekvivalentnega sistema je

$$m^* \cdot \mathrm{d}^2u / \mathrm{d}t^2 + c \cdot \mathrm{d}u / \mathrm{d}t + F(u) = -m^* \cdot a_g(t) \tag{21}$$

kjer je u pomik ekvivalentnega sistema, c dušenje, $F(u)$ sila, ki jo daje histerezni model, in ag(t) pospešek tal. Enačbo rešimo z metodo centralnih diferenc, ki jo obravnava Chopra (2017).

Za zapise je pomembno, da jih izberemo tako, da odražajo potresno nevarnost lokacije. Standard (SIST EN 1998-1, 2005) za dinamično analizo dopušča tudi umetne akcelerograme in zahteva najmanj tri zapise; povprečje spektralnih pospeškov pri nihajnem času nič, izračunanih iz posameznih zapisov, naj ne bo manjše od zmnožka pospeška tal in faktorja tal, v območju od 0,2 T1 do 2 T1 pa nobena vrednost povprečnega 5 % spektra ne sme biti manjša od 90 % elastičnega spektra. Najmanj 10 s zapisa mora biti stacionarnega. Umetne zapise, skladne s spektrom, lahko izdelamo s postopki, kakršnega je opisal Preumont (1984). Pregled uporabe realnih zapisov v dinamični analizi sta pripravila Bommer in Acevedo (2004). Ker so vsi umetni zapisi prilagojeni istemu spektru, je razpršenost med njimi praviloma manjša kot med realnimi zapisi, zato bi bila lahko razpršenost zmogljivosti podcenjena. To bo pri razlagi naših rezultatov pomembno.

Zapise običajno skaliramo, kar ni brez posledic. Luco in Bazzurro (2007) sta preverila, ali amplitudno skaliranje zapisov pristransko vpliva na ocenjene medetažne pomike. Ker skaliranje spremeni intenziteto, ne pa oblike spektra, je rezultat odvisen od mere intenzitete: spektralni pospešek pri osnovnem nihajnem času je pogosta izbira. O izbiri mere intenzitete pišejo med drugimi Baker in Cornell (2005), Eads idr. (2015) in Kazantzi in Vamvatsikos (2015). O številu zapisov, ki je potrebno za stabilno oceno, so pisali Hancock idr. (2008). Obe temi, mero intenzitete in število zapisov, v delu preverimo kot občutljivost.

3.4 Krivulje ranljivosti in tveganje

Zmogljivost za mejno stanje se med zapisi razlikuje. Če je število zapisov dovolj veliko, je razporeditev zmogljivosti dobro opisana z logaritemsko normalno porazdelitvijo s srednjo vrednostjo Cmed in logaritemskim standardnim odklonom β. Verjetnost, da je mejno stanje pri intenziteti s preseženo, je tedaj

$$P(C \le s) = \Phi\,[\ln(s / C_{\mathrm{med}}) / \beta] \tag{22}$$

kjer je Φ kumulativna standardna normalna porazdelitev. Parametre iz rezultatov IDA je mogoče oceniti na več načinov. Pri popolni IDA, kjer vsakemu zapisu določimo zmogljivost, je ocena enaka povprečju in standardnemu odklonu logaritmov zmogljivosti; druge načine in njihove lastnosti obravnava Baker (2015). Dinamično analizo za verjetnostne ocene je mogoče izvesti tudi drugače, na primer z analizo z več stopnjami intenzitete (angl. multiple-stripe analysis), ki jo obravnavata Jalayer in Cornell (2009).

Letno frekvenco preseganja mejnega stanja dobimo, če krivuljo ranljivosti zvežemo s krivuljo potresne nevarnosti, ki daje letno frekvenco preseganja intenzitete *s*. V območju, ki nas zanima, jo je mogoče približati s potenčno funkcijo

$$H(s) = k_0 \cdot s^{-k} \tag{23}$$

kjer je *k* naklon v logaritemskem diagramu, k0 pa konstanta. Frekvenca preseganja mejnega stanja je potem

$$\lambda_{LS} = \int P(C \le s) \cdot |\mathrm{d}H(s) / \mathrm{d}s| \cdot \mathrm{d}s \tag{24}$$

in ob logaritemski normalni ranljivosti in potenčni nevarnosti ima rešitev v zaprti obliki, ki so jo predstavili Cornell idr. (2002):

$$\lambda_{LS} = k_0 \cdot C_{med}^{-k} \cdot \exp(½ \cdot k^2 \cdot \beta^2) \tag{25}$$

Izraz pokaže, da se letna frekvenca preseganja z naklonom krivulje nevarnosti in z razpršenostjo hitro spreminja, zato oba parametra obravnavamo kot občutljivostna. Negotovost modela, ki je razpršenost med zapisi ne zajame, je v IDA vključil Dolšek (2009) z množico modelov konstrukcije. Mi jo v občutljivostni analizi poenostavljeno upoštevamo z dodatno razpršenostjo βU, tako da je skupna razpršenost koren vsote kvadratov obeh; vrednost βU izberemo sami in poudarimo, da je to predpostavka. Približen postopek za oceno potresnega tveganja, ki negotovosti obravnava na ravni ekvivalentnega sistema, so predstavili Kosič idr. (2014).

Za oceno tveganja bi morali poznati celoten potek krivulje potresne nevarnosti za lokacijo, mi pa imamo za obravnavano lokacijo le eno točko, referenčni pospešek pri 475 letih. Zato krivuljo zasidramo v tej točki in naklon obravnavamo kot parameter z vrednostmi 2, 3 in 4. Vrednosti niso izvedene iz kakšnega modela nevarnosti za Ljubljano, temveč služijo prikazu občutljivosti; to omejitev v razpravi izrecno upoštevamo.

3.5 Primerjava metod

Preglednica 2 povzema razlike. Metoda N2 je cenejša, ker zahteva nekaj potisnih analiz in elastični spekter, a daje rezultat samo za en potres in ne pove nič o razpršenosti zaradi zapisov. IDA to razpršenost zajame, vendar zahteva več računanja in izbiro zapisov. Krivulje ranljivosti in tveganje sta obdelava rezultatov IDA, ki ju brez dinamične analize ni mogoče izpeljati.

Preglednica 2: Primerjava metod nelinearne potresne analize.

Metoda	Vrsta analize	Vhodni podatki	Rezultat	Računska zahtevnost
N2	nelinearna statična (potisna) z neelastičnim spektrom	model s členki, dva vzorca obtežbe, elastični spekter	ciljni pomik, medetažni zasuki, stanje členkov pri enem nivoju potresa	nizka: nekaj potisnih analiz
IDA	nelinearna dinamična pri naraščajoči intenziteti	model, niz zapisov, mera intenzitete	krivulje IDA, zmogljivost po mejnih stanjih za vsak zapis	visoka: več zapisov × več intenzitet
Krivulje ranljivosti in tveganje	verjetnostna obdelava rezultatov IDA	zmogljivosti po zapisih, krivulja potresne nevarnosti	verjetnost preseganja mejnega stanja, letna frekvenca preseganja	nizka ob že izvedeni IDA, vendar odvisna od krivulje nevarnosti

V praksi se metodi dopolnjujeta: N2 omogoča hitro oceno in vpogled v mehanizem, IDA pa preveri, ali je ocena zanesljiva in kolikšna je rezerva pred mejnim stanjem. Tako ju uporabimo tudi v tem delu.

4 OBRAVNAVANA STAVBA IN RAČUNSKI MODEL

4.1 Obravnavana stavba

Obravnavamo šestetažno armiranobetonsko okvirno poslovno stavbo v Ljubljani. Tloris meri 20,0 m × 18,0 m, višina pritličja je 3,5 m, višina ostalih etaž 3,0 m, skupna višina pa 18,5 m. Nosilni sistem sestavljajo v smeri x štirje enaki okvirji na medsebojnem razmiku 6,0 m, vsak s štirimi polji po 5,0 m, in v smeri y pet okvirjev s tremi polji po 6,0 m. Etažne plošče so toge v svoji ravnini. Osnovni podatki so v preglednici 3, obtežbe in mase v preglednici 4, geometrija prečnega prereza in tloris na sliki 3.

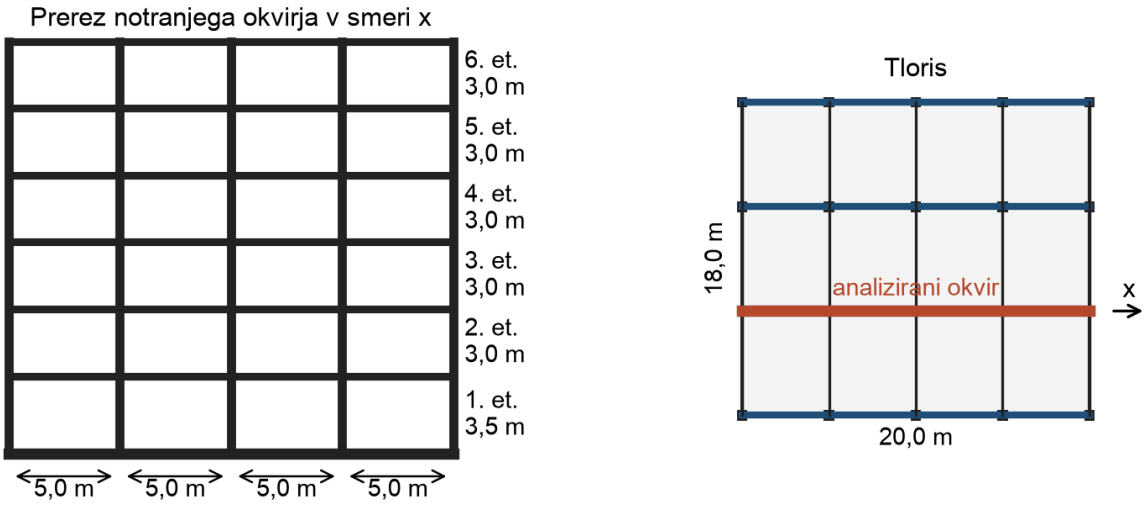
Preglednica 3: Osnovni podatki obravnavane stavbe.

Značilnost	Vrednost
Število etaž	6
Višina etaž	3,5 m (pritličje), 3,0 m (ostale etaže); skupaj 18,5 m
Tloris	20,0 m × 18,0 m
Okvirji v smeri x	4 okvirji na razmiku 6,0 m, 4 polja po 5,0 m
Beton	C30/37: fck = 30 MPa, fcm = 38 MPa, Ecm = 33 GPa
Jeklo	B500B: fyk = 500 MPa, srednja meja tečenja 550 MPa, ft/fy = 1,08
Raba, razred pomembnosti	poslovna stavba (kategorija B), razred II, γI = 1,0
Tla	tip C, S = 1,15
Referenčni pospešek tal agR	0,250 g (projekt), 0,275 g (ocena po karti 2021)
Razred duktilnosti, faktor obnašanja	DCM, q = 3,9

Stalna obtežba plošče skupaj z oblogami in premičnimi predelnimi stenami je 7,5 kN/m², na strehi 7,0 kN/m². Koristna obtežba pisarn je 3,0 kN/m², na strehi 0,75 kN/m². Fasada obremenjuje obod etaže z 4,0 kN/m. Za potresno kombinacijo koristno obtežbo množimo s koeficientom 0,15, ki je zmnožek koeficienta kombinacije za pisarne in koeficienta, ki upošteva neodvisno zasedbo etaž; na strehi je koeficient enak nič. Obtežbe smo privzeli kot običajne vrednosti za primer in jih nismo izpeljali iz posameznih standardov; njihova vloga je določiti maso in navpične sile v stebrih.

Preglednica 4: Višine etaž, obtežbe in mase etaž (za okvir je upoštevana četrtina mase stavbe).

Etaža	Višina [m]	Stalna obtežba [kN/m²]	Koristna obtežba [kN/m²]	Teža etaže stavbe [kN]	Masa okvirja [t]
1	3,5	7,5	3,00	4346	110,8
2	3,0	7,5	3,00	4301	109,6
3	3,0	7,5	3,00	4301	109,6
4	3,0	7,5	3,00	4215	107,4
5	3,0	7,5	3,00	4215	107,4
6	3,0	7,0	0,75	3646	92,9



Slika 3: Prečni prerez analiziranega okvirja in tloris stavbe.

Analiziramo notranji okvir v smeri x. Ker je stavba pravilna v tlorisu, vsak od štirih okvirjev prevzame četrtino mase in potresne obremenitve; masa etaže modela je zato četrtina mase etaže stavbe, navpična obtežba pa pripada pasu plošče širine 6,0 m. Skupna masa modela je 638 t, stavbe pa 2551 t, kar ustreza teži stavbe 25 023 kN. Torzije zaradi naključnega izmika mas in odziva v smeri y ne obravnavamo.

4.2 Projektiranje

Stavbo smo poenostavljeno projektirali po standardu (SIST EN 1998-1, 2005) v srednjem razredu duktilnosti. Postopek je izveden v računalniškem programu, ki ga opisujemo v poglavju 4.3 in prilogi C. Najprej smo izračunali elastični model z upogibno togostjo prerezov, enako polovici togosti nerazpokanih prerezov, kot jo standard dopušča pri projektiranju. Osnovni nihajni čas modela je 0,87 s, projektna strižna sila v vpetju okvirja pa 676 kN, kar je za stavbo 2704 kN. Projektni pospešek tal je pri tem 0,250 g, tla so tipa C, faktor obnašanja je 3,9. Porazdelitev sil po etažah, skladno s prvo nihajno obliko, prikazuje preglednica 5.

Projektne kombinacije so potresna, to je vsota stalne obtežbe, potresnega vpliva in koristne obtežbe s koeficientom za potresno kombinacijo, in osnovna, to je 1,35 stalne obtežbe in 1,5 koristne obtežbe. Za vsak konec preklade smo iz ovojnice momentov določili zahtevano zgornjo in spodnjo armaturo, pri čemer smo uporabili projektni trdnosti materialov po standardu (SIST EN 1992-1-1, 2005) (tlačna trdnost betona deljena z delnim faktorjem 1,5, meja tečenja jekla deljena z delnim faktorjem 1,15) in pravokotni prerez brez upoštevanja sodelujoče širine plošče. Spodnja armatura ob podpori je vsaj polovica zgornje, kar zahteva standard za srednji razred duktilnosti.

Stebre smo razvrstili v dve skupini po etažah, zunanje in notranje, in jim izbrali najmanjšo razporeditev vzdolžne armature, ki ustreza deležu med 1 in 4 % in upogibni nosilnosti pri osni sili stebra. Nato smo preverili pogoj zmogljivostnega projektiranja, enačbo (7), in armaturo stebrov po potrebi povečali. Pogoj je v vseh vozliščih izpolnjen brez povečanja nad najmanjšo razporeditev (0 kršitev). Najmanjše razmerje vsot nosilnosti je 2,06 (preglednica 6), pogoj pa zahteva 1,3, zato so stebri bistveno močnejši od prekladov.

Stremena smo projektirali po zmogljivostnem načelu: strižna sila je določena iz nosilnosti členkov na koncih elementa, pri prekladah brez povečanja za utrditev, pri stebrih s faktorjem 1,1, nosilnost stremen pa smo izračunali s tlačnimi diagonalami pod kotom 45° (SIST EN 1998-1, 2005). V kritičnih območjih morajo biti stremena Ø6 ali več in na razmaku, ki ga omejujejo višina preklade, premer stremen in najmanjši premer vzdolžnih palic; pri stebrih razmik omejujeta še polovica širine jedra in 175 mm. Izbrana stremena prikazuje preglednica 7:

preklade prvih treh etaž potrebujejo stremena Ø10/100, ostale Ø8/100, stebri v pritličju Ø10/100, v ostalih etažah Ø8/100. Največja izkoriščenost stremen je pri prekladah 0,97, pri stebrih 0,93. Druge podrobnosti, ki jih zahteva standard za srednji razred duktilnosti, so v preglednici 8.

Preglednica 5: Vodoravne sile in medetažni pomiki projektnega modela pri potresu za projektiranje.

Etaža	Fi [kN]	de [mm]	dr = q de [mm]	v dr / h [%]	v dr / (0,005 h)	θ
1	34	5,8	22,7	0,32	0,65	0,060
2	73	7,0	27,3	0,45	0,91	0,073
3	111	6,5	25,5	0,42	0,85	0,061
4	141	5,9	22,8	0,38	0,76	0,050
5	164	4,1	16,0	0,27	0,53	0,033
6	153	2,2	8,7	0,15	0,29	0,017

Opomba: v = 0,5. Zadnji stolpec je koeficient občutljivosti za medetažni pomik θ.

Preglednica 6: Najmanjše razmerje vsote nosilnosti stebrov in prekladov v vozliščih po nivojih.

Nivo vozlišč (strop etaže)	Najmanjše razmerje ΣMRc / ΣMRb
1	2,47
2	2,33
3	2,06
4	2,36
5	2,56

Opomba: Pogoj zahteva razmerje vsaj 1,3; v vozliščih zgornje etaže se ne preverja.

Pogoj omejitve poškodb po enačbi (8) z mejo 0,005 *h* je izpolnjen, najbolj obremenjena je 2. etaža, kjer je izkoriščenost 0,91. Koeficient občutljivosti za medetažni pomik ne presega 0,073, kar je pod mejo 0,1, do katere standard dovoljuje obravnavo učinkov drugega reda brez povečanja vplivov. Dimenzije stebrov smo izbrali tako, da je pogoj omejitve poškodb izpolnjen. Dimenzije in armaturo povzema preglednica 9; armaturo prekladov po etažah in podatke o izbranih stebrih navaja priloga A.

Preglednica 7: Strižne sile po zmogljivostnem načelu, strižne nosilnosti in izbrana stremena po etažah.

Etaža	Preklada VEd [kN]	Preklada VRd [kN]	Stremena preklade	Steber VEd [kN]	Steber VRd [kN]	Stremena stebra
1	241	339	Ø10/100	383	509	Ø10/100
2	241	339	Ø10/100	260	326	Ø8/100
3	241	339	Ø10/100	268	326	Ø8/100
4	210	217	Ø8/100	219	296	Ø8/100
5	195	217	Ø8/100	182	296	Ø8/100
6	167	217	Ø8/100	276	296	Ø8/100

Opomba: Za prekladi je podana prva preklada etaže (vse preklade etaže so enake), za stebre največja vrednost v etaži. Nosilnost stremen pri 45° in kraku notranjih sil 0,9 d.

Preglednica 8: Preverjanje podrobnosti armiranja po standardu za srednji razred duktilnosti.

Zahteva standarda	Zahtevana vrednost	Dosežena vrednost
Delež vzdolžne armature stebra (5.4.3.2.2)	od 1 do 4 %	1,05 do 1,25 %
Najmanjši delež natezne armature preklade (5.12)	0,5 fctm / fyk = 0,29 %	0,33 %
Največji delež natezne armature preklade (5.11)	ρ' + 0,56 %	izkoriščenost 0,58
Spodnja armatura ob podpori preklade	najmanj polovica zgornje	izpolnjeno v vseh prerezih
Največji razmik stremen preklade v kritičnem območju	150 mm	100 mm
Največji razmik stremen stebra v kritičnem območju	160 mm	100 mm
Mehanska prostorninska stopnja armiranja stremen ωwd v vpetju stebra	najmanj 0,08	0,12
Dolžina kritičnega območja stebra lcr = max(hc, lcl / 6, 0,45)	0,60 m	stremena po vsej višini etaže

Preglednica 9: Prerezi in vzdolžna armatura stebrov in prekladov po etažah.

Etaža	Steber b/h [cm]	Vzdolžna armatura	ρ [%]	Preklada b/h [cm]	Zgoraj ob podpori	Spodaj
1	60/60	12Ø20	1,05	35/60	5Ø20	3Ø20
2	60/60	12Ø20	1,05	35/60	5Ø20	3Ø20
3	60/60	12Ø20	1,05	35/60	5Ø20	3Ø20
4	55/55	12Ø20	1,25	35/60	4Ø20	2Ø20
5	55/55	12Ø20	1,25	35/60	3Ø20	2Ø20
6	55/55	12Ø20	1,25	35/60	2Ø20	2Ø20

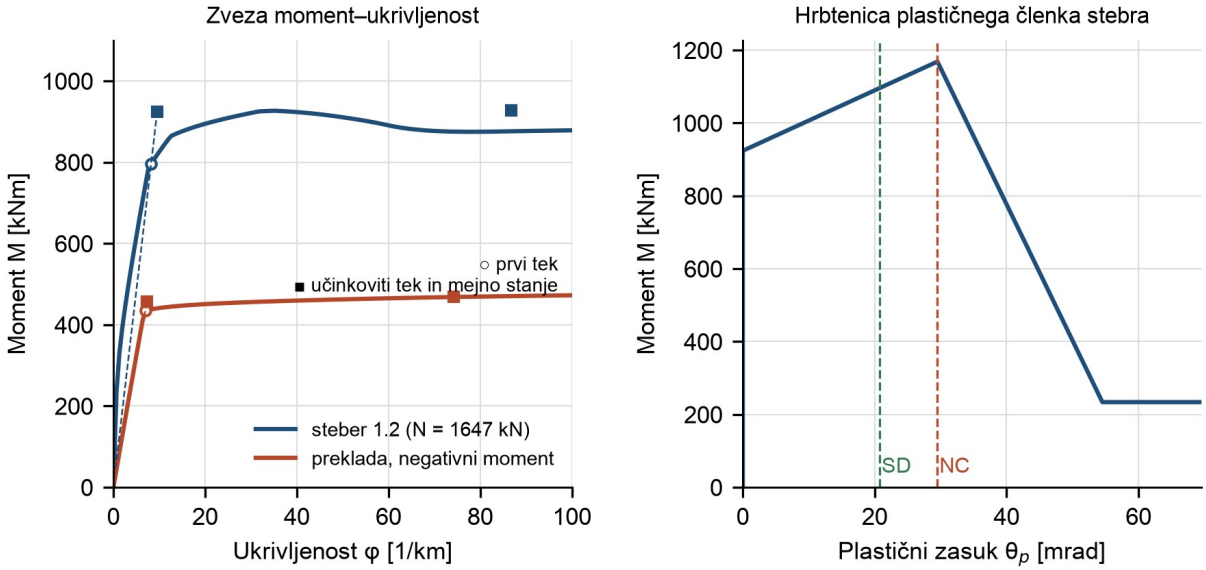
Opomba: Armatura stebra je enaka v vseh stebrih etaže; preklade so v vseh poljih enake. Delež armature stebra ρ je izračunan glede na bruto prerez.

Poenostavitve projektiranja je treba razumeti. Sidranje armature, stiki in sodelujoča širina plošče niso projektirani, pri stremenih pa nismo preverjali nosilnosti tlačnih diagonal. Dimenzije prerezov in armatura so zato primerne za primer, ne za izvedbo. Stavba ustreza zmogljivostnemu načelu: stebri so močnejši od prekladov, zato pričakujemo, da se plastifikacija začne v prekladah.

4.3 Računski model

Za oceno smo izdelali ravninski model okvirja s togimi etažnimi ploščami, elastičnimi elementi in plastičnimi členki na koncih elementov. Model smo izvedli v lastnem računskem programu, katerega datoteke so navedene v prilogi C, ker želimo, da je vsak korak pregleden in preverljiv. Elementi so elastični, njihova togost pa je učinkovita togost, izračunana iz analize prereza (poglavje 3.1). Objetje betona izračunamo iz projektiranih stremen. Za materiale smo uporabili srednje vrednosti: tlačna trdnost betona 38 MPa, modul elastičnosti 33 GPa, meja tečenja jekla 550 MPa, kar je 1,10-kratnik karakteristične vrednosti, razmerje med natezno trdnostjo in mejo tečenja 1,08 in deformacija ob porušitvi 0,06. Razmerje 1,10 in deformacijo ob porušitvi smo privzeli.

Osne sile v stebrih za analizo prereza smo vzeli iz gravitacijske obtežbe in jih med potisno analizo ne spreminjamo. Zveza moment-ukrivljenost se zato računa z neodvisnimi osnimi silami; učinka spremenljive osne sile pri potisni analizi ne zajamemo. Na sliki 4 sta prikazana primera zvez za steber in prekladno, z označenimi točkami prvega tečenja, učinkovitega tečenja in mejnega stanja, ter hrbtenica člena stebra.



Slika 4: Zveza moment-ukrivljenost stebra in preklade ter hrbtenica plastičnega člena stebra.

Vzmeti na koncih elementov so zaporedno vezane z elementom. Elementu smo povečali togost za razmerje 11/10, vzmetem pa dali togost 60 *EI* / *L*, tako da je togost sestava enaka učinkoviti togosti; vzmeti so pred tečenjem tako dovolj toge, da elastično obnašanje bistveno ne spremenijo. Hrbtenica vzmeti ima elastični del do učinkovitega tečenja, nato utrditev do največjega momenta ob plastični rotaciji θpu, ki jo izračunamo po enačbah (11) in (12). Za to točko moment pada do 20 % največje vrednosti v dodatni plastični rotaciji 0,025 rad, nato ostane konstanten. Vrednosti 20 % in 0,025 rad sta predpostavki; za ti vrednosti nimamo preizkusov in vpliva nista ocenjena. Njun učinek na rezultate je omejen, ker so vsi rezultati ocene določeni pred padanjem hrbtenice.

Mejna stanja opredelimo za vsak plastični členek posebej. Zasuk tetive ob tečenju izračunamo kot

$$\theta_y = \varphi_y \cdot L_V / 3 \qquad (26)$$

kjer je strižni razpon LV polovica dolžine elementa. Mejna stanja so potem opredeljena z merili v preglednici 10. Pri vseh se primerja plastični zasuk člena, ki ga dobimo tako, da od zasuka vzmeti odštejemo elastični del, z vrednostjo, ki izhaja iz enačbe (9): mejni zasuk tetive je vsota zasuka ob tečenju in plastičnega zasuka θpu, mejno stanje SD pa nastopi pri treh četrtinah tega zasuka.

Preglednica 10: Merila za mejna stanja po plastičnih členkih modela.

Mejno stanje	Merilo za plastični členek	Dodatno merilo
DL	členek steče (plastični zasuk večji od nič)	medetažni zasuk pri v Se največ 0,005 h
SD	plastični zasuk dosega 0,75 (θy + θpu) − θy	ni
NC	plastični zasuk dosega θpu	ni

Mejno stanje DL smo poleg tečenja preverili tudi z medetažnimi pomiki pri zmanjšanem potresu in mejo 0,005 *h*. Mejno stanje stavbe je doseženo, ko ga doseže prvi členek. To je strogo merilo: model ima 108 členkov in stavba se ne bi nujno porušila zaradi enega od njih. Posledice tega merila obravnavamo v razpravi.

Program smo preverili na štirih primerih z znano rešitvijo, rezultati so v preglednici 11. Pri prvih dveh primerih, pomiku in nihajnem času konzole, se rezultata ujemata v vseh prikazanih decimalkah. Pri mehanizmu s štirimi členki je nosilnost za 1,9 % večja od analitične 342,9 kN; razlika je posledica majhne utrditve hrbtenice, ki jo program zahteva za numerično stabilnost.

Nosilnost prereza se od ročnega izračuna razlikuje za −0,3 %. Preverjanje kaže, da so obravnavani elementi pravilno izvedeni; ne pove pa, ali je model primeren za napoved odziva dejanske stavbe.

Preglednica 11: Preverjanje računskega programa na primerih z znano rešitvijo.

Primer	Analitična vrednost	Program	Razlika [%]
Pomik vrha konzole [mm]	1,800	1,800	0,00
Nihajni čas konzole [s]	0,3770	0,3770	0,00
Strižna nosilnost mehanizma [kN]	342,9	349,2	1,86
Upogibna nosilnost prereza [kNm]	222,1	221,4	−0,31

Model ne zajame strižnih deformacij elementov in stikov, zdrsa armature, sodelovanja plošče, zidanih polnil, deformabilnosti temeljnih tal in torzije. Vsako od teh poenostavitev bi bilo treba pri oceni dejanske stavbe pretehtati: zdrs armature in strižne deformacije bi učinkovito togost zmanjšali, plošča in polnila pa bi jo povečali. Ker te vplive izpuščamo, so absolutni nihajni časi in pomiki negotovi, zato primerjavo metod štejemo za zanesljivejšo od absolutnih vrednosti. Privzetke, ki jih nismo izpeljali iz virov, zbira preglednica 12.

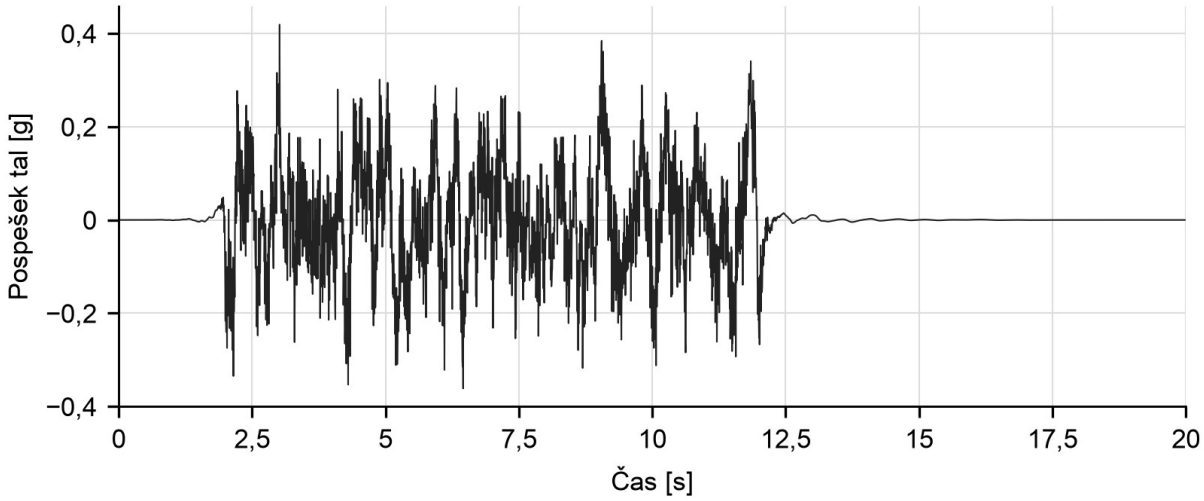
Preglednica 12: Privzetki računskega modela in analiz.

Privzetek	Vrednost	Kje je uporabljen
Referenčni pospešek tal za projekt, ocena	0,250 g, 0,275 g	projektiranje, ocena
Spekter, tla	tip 1, tip C (S = 1,15)	elastični spekter
Redukcijski faktor v	0,5	mejno stanje DL
Meja medetažnega zasuka za DL	0,005 h (krhki elementi)	mejno stanje DL
Meja tečenja jekla, srednja vrednost	1,10 fyk = 550 MPa	model členkov
Deformacija jekla ob porušitvi	0,06	analiza prereza
Mejna deformacija jekla za mejno ukrivljenost	0,6 εsu = 0,036	analiza prereza
Stremena v kritičnih območjih	projektirana: Ø8 ali Ø10 na 100 mm	objetje, εcu
Dolžina plastičnega členka	Lp = 0,08 LV + 0,022 fy db	θpu
Povečanje togosti elementa, togost vzmeti	11/10, 60 EI / L	vezava vzmeti
Preostala nosilnost, dodatna plastična rotacija	20 %, 0,025 rad	hrbtenica člena
Takedajev eksponent	0,4	histereza IDA
Dušenje	5 % pri začetni togosti	IDA
Korak intenzitete, korak časa	0,025 g, 0,005 s	IDA
Naklon krivulje nevarnosti k	2, 3, 4 (osnova 3)	tveganje
Dodatna razpršenost βU	0 in 0,2	tveganje
Povečanje plastične rotacijske zmogljivosti, togosti	1,3 in 1,3	scenarija ojačitve

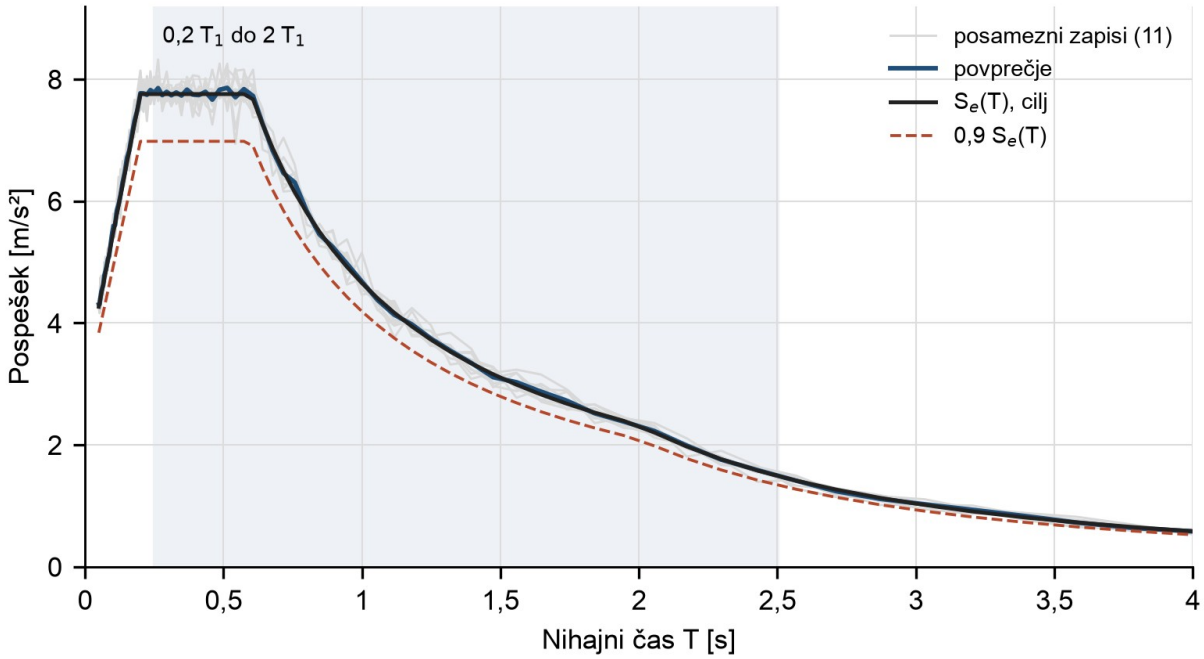
4.4 Umetni akcelerogrami

Akcelerograme smo izdelali umetno. Za izdelavo zapisov, skladnih s spektrom, obstajajo različni postopki (Preumont, 1984); mi smo uporabili naslednjega: začnemo s šumom z naključnimi fazami, ga pomnožimo s časovno ovojnico in v frekvenčnem prostoru popravljamo amplitude Fourierjevih komponent, dokler se spekter odziva ne ujame s ciljnim spektrom. Ovojnica ima narastek 2 s, stacionarni del in eksponentni upad do 5 % konca zapisa. Komponente pod 0,1 Hz odstranimo. Korak zapisa je 0,005 s. Naredili smo dva niza po 11 zapisov: niz A s stacionarnim delom 10 s (skupno trajanje 20 s) in niz B s stacionarnim delom 20 s (skupno trajanje 35 s). Semena in zmogljivosti posameznih zapisov so v prilogi B.

Ciljni spekter je elastični spekter za potres s povratno dobo 475 let in pospešek 0,275 g. Merila standarda (SIST EN 1998-1, 2005) so izpolnjena. Povprečni spekter niza A je najmanj 98 % ciljnega spektra v območju od 0,2 do 2 nihajnih časov (pri osnovnem nihajnem času 1,25 s), posamezni zapisi najmanj 88 %, kar je dovoljeno, saj merilo velja za povprečje. Povprečni največji pospešek tal je 0,39 g in presega zmnožek pospeška tal in faktorja tal, 0,32 g. Niz B daje podobne vrednosti: 98 % in 0,36 g. Slika 5 prikazuje en zapis, slika 6 pa spektre niza A.



Slika 5: Primer umetnega akcelerograma (niz A, seme 101).



Slika 6: Spektri odziva 11 umetnih akcelerogramov niza A, njihovo povprečje in ciljni spekter.

Realnih zapisov nismo uporabili. Izbira realnih zapisov za lokacijo bi zahtevala podatkovno zbirko, razpršilni model in presojo o izbiri, kar presega obseg dela. Posledica je, da razpršenost rezultatov med zapisi verjetno podcenjujemo, kar vpliva na krivulje ranljivosti in zato na letno frekvenco preseganja; to obravnavamo v razpravi.

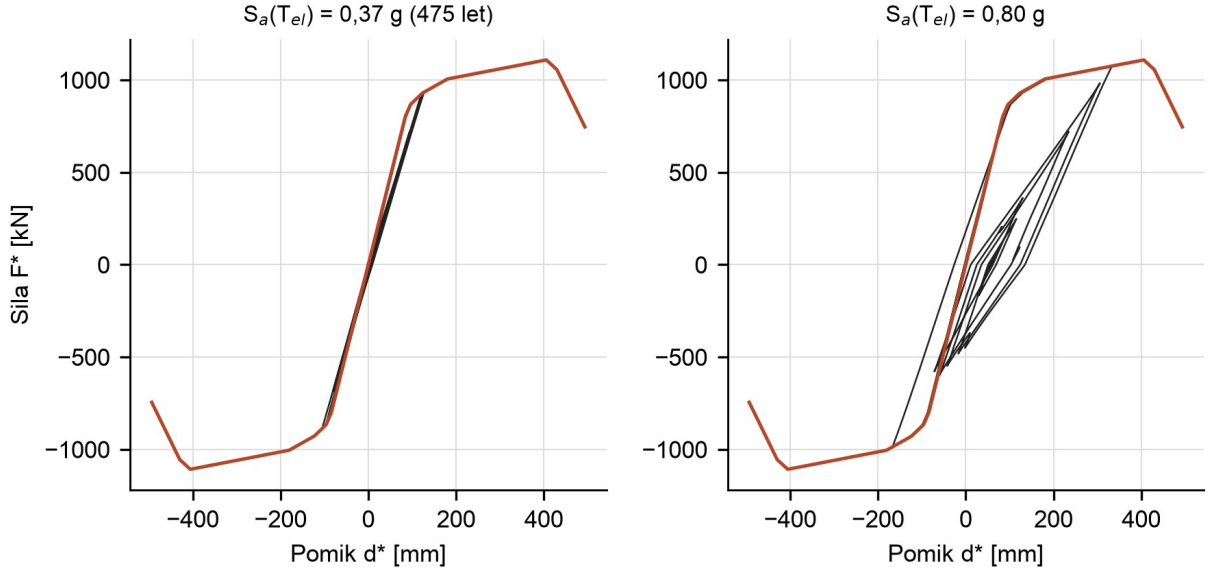
4.5 Inkrementalna dinamična analiza ekvivalentnega sistema

Ekvivalentni sistem dobimo iz potisne analize z modalnim vzorcem obtežbe po enačbah iz poglavja 3.2. Krivuljo moči poenostavimo v večlinearno hrbtenico z majhnim številom točk, z odmikom od prvotne krivulje, ki je v brezdimenzijskem prikazu manjši od 1,2 % razpona; hrbtenica ima 8 točk. Začetna togost hrbtenice določa nihajni čas ekvivalentnega sistema v elastičnem območju, 1,27 s, ki ga uporabimo kot osnovni nihajni čas za mero intenzitete. Za mero intenzitete izberemo 5 % spektralni pospešek zapisa pri tem nihajnem času, Sa(Tel). Potresu s povratno dobo 475 let ustreza vrednost 3,66 m/s², to je 0,37 g.

Za histerezo uporabimo model, ki ga je predlagal Takeda idr. (1970), v poenostavljeni obliki z ovojnico, ki je hrbtenica. Model deluje po naslednjih pravilih. Na ovojnici sistem sledi hrbtenici. Ko se smer gibanja obrne, se razbremenitev začne s togostjo, ki se zmanjša z največjim doseženim pomikom po enačbi

$$k_u = k_0 \cdot (d_{max} / d_y)^{-0,4} \quad (27)$$

kjer je k0 začetna togost, dy pomik ob tečenju in 0,4 eksponent, ki smo ga privzeli. Ponovna obremenitev poteka od točke ničelne sile proti največji točki, ki jo je sistem dosegel na nasprotni strani; če se smer gibanja obrne pred ničlo sile, poteka od trenutne točke proti največji točki na strani, od koder smo prišli. Na strani, ki še ni bila obremenjena, je cilj točka tečenja ovojnice. Viskozno dušenje je 5 % kritičnega, izračunanega pri začetni togosti. Gibalno enačbo rešimo z metodo centralnih diferenc s korakom 0,005 s. Slika 7 prikazuje histerezni odziv za dve intenziteti.



Slika 7: Histerezni odziv ekvivalentnega sistema na zapis 101 pri dveh intenzitetah.

Vsak zapis skaliramo na intenzitete, ki naraščajo s korakom 0,025 g. Pri vsaki zabeležimo največji pomik ekvivalentnega sistema in analizo ustavimo, ko pomik preseže konec hrbtenice ali ko je presežena 1,15-kratna vrednost pomika, ki ustreza mejnemu stanju NC. Zmogljivost za mejno stanje je intenziteta, pri kateri največji pomik prvič doseže pomik, ki mejnemu stanju ustreza v potisni analizi, deljen s faktorjem preoblikovanja; med dvema stopnjama intenzitete interpoliramo linearno. Pomike vrha pri potresu s povratno dobo 475 let iz IDA dobimo z interpolacijo po krivulji vsakega zapisa. Za primerjavo po etažah pomik vrha iz IDA pomnožimo s faktorjem preoblikovanja in iz potisne analize preberemo pomike etaž pri tem pomiku vrha.

Ta postopek zajame odziv v prvi nihajni obliki in ne zajame vpliva višjih oblik. Primerjava N2 in IDA ekvivalentnega sistema je zato primerjava dveh postopkov pri enaki omejitvi; vpliv višjih oblik ocenimo z IDA celotnega modela, ki jo opisuje poglavje 4.6.

4.6 Inkrementalna dinamična analiza celotnega modela

Ekvivalentni sistem ne zajame višjih nihajnih oblik, zato smo IDA izvedli tudi na celotnem ravninskem modelu, ki ga uporablja potisna analiza. Mase so zbrane v etažah. Gibalno enačbo rešimo z Newmarkovo metodo s povprečnim pospeškom, s korakom 0,01 s (vsak drugi vzorec zapisa) in z iteracijo ravnotežja v vsakem koraku. Dušenje je Rayleighovo, 5 % pri prvi in drugi lastni obliki začetnega modela. Rotacijske vzmeti imajo Takedajevo histerezo z istimi pravili ponovnega obremenjevanja kot ekvivalentni sistem; razbremenilno togost izberemo tako, da

se togost elementa s členkom zmanjšuje z duktilnostjo zasuka na potenco −0,4. Začetno stanje je stanje po gravitacijski obtežbi.

Mera intenzitete je spektralni pospešek (5 %) zapisa pri osnovnem nihajnem času modela, 1,25 s. Za vsak zapis niza A smo model analizirali najprej pri zmanjšanem potresu (0,19 g) in pri potresu s povratno dobo 475 let (0,38 g), nato pri 0,6 g in naprej s korakom 0,2 g. Analizo zapisa smo ustavili, ko je največje razmerje plastičnega zasuka členka do zmogljivosti za NC preseglo 1,35. Zmogljivost za SD in NC je intenziteta, pri kateri največje razmerje do ustrezne zmogljivosti prvič doseže 1; med dvema ravnema interpoliramo linearno, zato je zmogljivost določena le približno. Skupaj smo izvedli 105 analiz časovnega odziva, vsaka je trajala okoli 40 s. Odziv je tu izračunan neposredno in ne z enim približnim sistemom. Tudi pri tej analizi so zapisi umetni, zato velja omejitev iz poglavja 4.4.

5 REZULTATI

5.1 Dinamične lastnosti

Preglednica 13 primerja nihajne čase projektnega modela, ki ima polovično togost nerazpokanih prerezov, in modela s plastičnimi členki, pri katerem so togosti elementov izračunane iz analize prerezov. Osnovni nihajni čas modela s členki je 1,25 s in je 1,44-krat daljši od nihajnega časa projektnega modela, ki je 0,87 s. Učinkovita upogibna togost, izračunana kot moment pri učinkovitem tečenju, deljen z ukrivljenostjo, je pri stebrih pritličja 27 % togosti nerazpokanega prereza, pri prekladah prve etaže pa 25 %. Obe vrednosti sta precej pod polovico, ki jo standard dopušča pri projektiranju, zato je model s členki mehkejši.

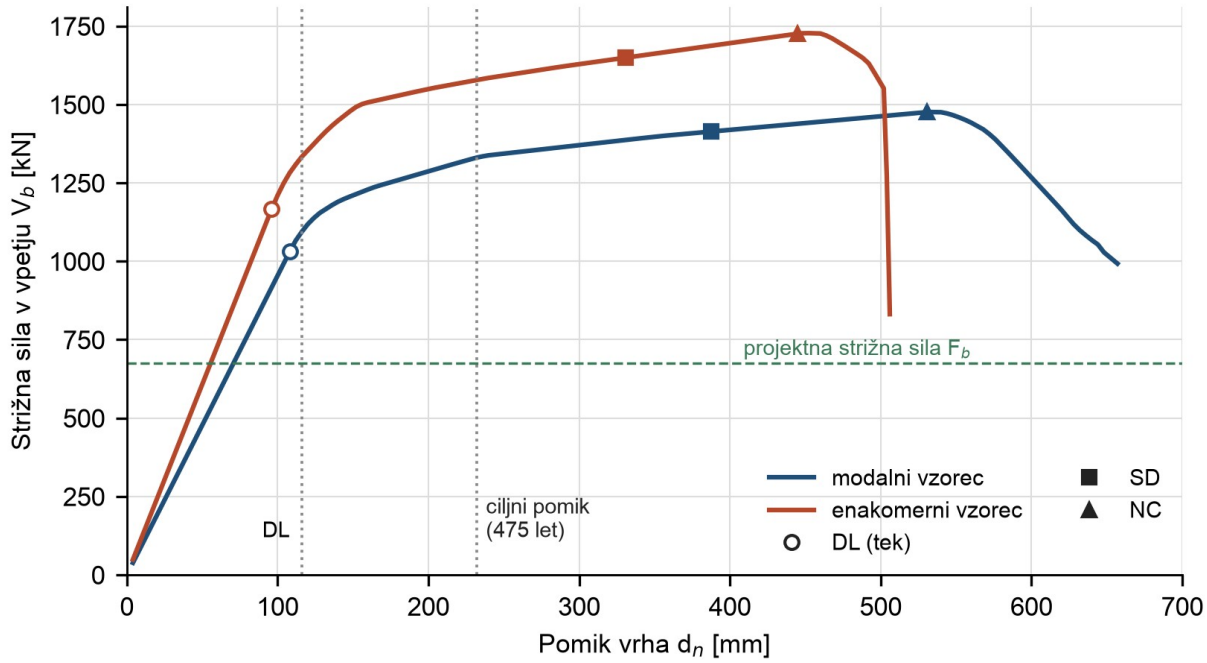
Preglednica 13: Nihajni časi in efektivne mase prvih treh nihajnih oblik.

Nihajna oblika	T, projektni model [s]	T, model s členki [s]	Efektivna masa, model s členki [%]
1	0,87	1,25	82
2	0,28	0,43	11
3	0,16	0,23	4

Prva nihajna oblika zajame 82 % mase modela, prvi dve skupaj 93 %. Faktor preoblikovanja prve oblike je 1,33. Nihajni čas obeh modelov pade na padajoči del spektra (slika 2); razlika v nihajnem času se zato odrazi v večji spektralni zahtevi: pri projektnem modelu je spektralni pospešek za potres 475 let 5,35 m/s², pri modelu s členki 3,72 m/s².

5.2 Potisna analiza

Slika 8 prikazuje krivulji, izračunani z modalnim in enakomernim vzorcem obtežbe, preglednica 14 pa njuni značilnosti. Največja strižna sila v vpetju okvirja je pri modalnem vzorcu 1476 kN, kar je 23,6 % teže okvirja in 2,18-krat projektna strižna sila 676 kN. Pri enakomernem vzorcu je največja sila 1728 kN (2,56-kratnik projektne). Nadmočnost je v pričakovanih mejah za okvir, projektiran z zmogljivostnim načelom, kjer se poleg tečenja armature pojavi še utrditev in sodelujejo vsi členki.



Slika 8: Krivulji potisne analize z mejnimi stanji in ciljnima pomikoma.

Preglednica 14: Značilnosti potisne analize.

Vzorec	Vmax [kN]	d pri Vmax [mm]	Vmax / Fb	dDL [mm] (prvi členek)	dSD [mm] (prvi členek)	dNC [mm] (prvi členek)
modalni	1476	532	2,18	108 (P2.4j)	387 (P2.4j)	531 (P2.4j)
enakomerni	1728	452	2,56	96 (P1.4j)	331 (P1.1i)	445 (P1.1i)

Opomba: Pomiki so pomiki vrha stavbe; v oklepaju je prvi člen, ki doseže mejno stanje.

Prvi členek steče pri pomiku vrha 108 mm pri modalnem vzorcu, kar je 0,58 % višine stavbe. Mejno stanje SD doseže prvi člen pri 387 mm, mejno stanje NC pri 531 mm (2,87 % višine). Pri vseh treh mejnih stanjih modalnega vzorca je prvi člen konec preklade P2.4j v drugi etaži, kar se ujema s pričakovanjem iz zmogljivostnega projektiranja. Členek, ki pri enakomernem vzorcu prvi doseže SD in NC, je v prekladi P1.1i prve etaže, saj ta vzorec spodnje etaže obremeni bolj kot modalni. NC nastopi pri manjšem pomiku, 445 mm, kot pri modalnem vzorcu, krivulja pa po njem pade strmo.

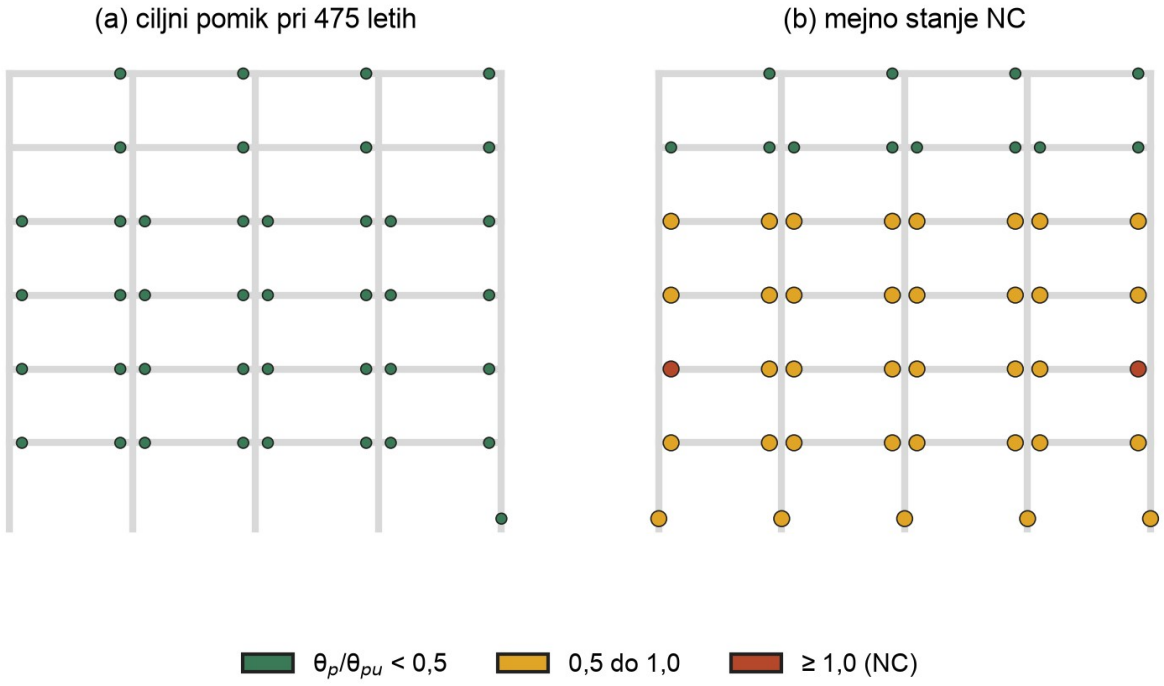
Zaporedje plastifikacije pri modalnem vzorcu prikazuje preglednica 15. Prvi členek preklade, v prekladi druge etaže, steče pri pomiku vrha 108 mm, členki prekladov prvih štirih etaž pa so vsi stekli pri 168 mm. Prvi členek stebra, vpetje skrajno desnega stebra v pritličju, steče pri 232 mm, kar je skoraj enako ciljnemu pomiku pri potresu s povratno dobo 475 let. Prvi in zadnji prekladni členek v prvih štirih etažah stečeta v razponu od 108 do 168 mm, kar je ožje od območja do ciljnega pomika; plastifikacija se torej po višini razvije skoraj hkrati in ne v eni sami etaži. Členki prekladov v peti etaži so stekli pri 152 mm, v šesti pri 204 mm, vendar v teh etažah ne steče noben levi konec preklade.

Preglednica 15: Zaporedje dogodkov v modalni potisni analizi.

Dogodek v modalni potisni analizi	Pomik vrha [mm]	Pomik vrha glede na višino [%]
Tečenje prvega člena preklade	108	0,58
Tečenje vseh členkov prekladov 1. do 4. etaže	168	0,91
Ciljni pomik pri zmanjšanem potresu (N2)	116	0,63
Tečenje prvega člena stebra (S1.5i)	232	1,25
Ciljni pomik pri potresu 475 let (N2)	232	1,25
Prvi člen doseže SD	387	2,09
Prvi člen doseže NC	531	2,87
Največja strižna sila v vpetju	532	2,88

Učinki drugega reda zmanjšajo nosilnost. Brez geometrijske togosti je največja strižna sila 1666 kN, z njo 1476 kN, kar je za 11 % manj. Pri ciljnem pomiku je zmanjšanje 6 % (1331 kN proti 1409 kN). Učinek se z naraščajočim pomikom povečuje, zato geometrijsko togost pri potisni analizi ohranimo.

Na sliki 9 je prikazano stanje členkov pri ciljnem pomiku in ob nastopu mejnega stanja NC. Pri ciljnem pomiku je teklo 41 od 108 členkov in noben ne dosega polovice zmogljivosti za NC. Tečejo vsi konci prekladov v prvih štirih etažah, v peti in šesti etaži samo desni konci prekladov, od stebrov pa le vpetje skrajno desnega stebra v pritličju. Taka razvrstitev je skladna s tem, kar predvideva zmogljivostno projektiranje: plastični členki so skoraj izključno v prekladah.



Slika 9: Stanje plastičnih členkov, izraženo z razmerjem plastičnega zasuka in mejnega plastičnega zasuka.

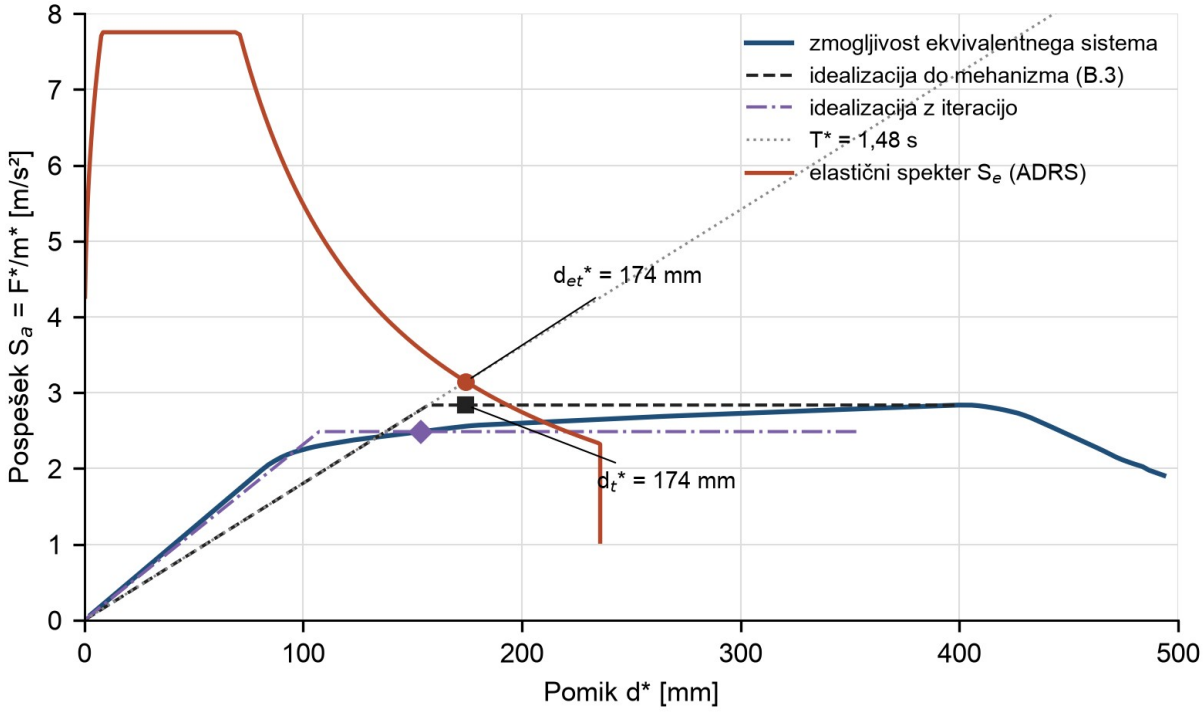
5.3 Metoda N2

Preglednica 16 prikazuje korake metode N2 za oba vzorca obtežbe, in sicer pri idealizaciji do plastičnega mehanizma, kot jo predpisuje priloga B standarda, in z izbirnim iterativnim postopkom; slika 10 je grafična rešitev v obliki spektra pospeškov in pomikov. Pri modalnem vzorcu je masa ekvivalentnega sistema 391 t, faktor preoblikovanja 1,33, trdnost idealizirane krivulje 1109 kN in pomik ob tečenju 157 mm. Nihajni čas idealiziranega sistema je 1,48 s. Ker presega mejo TC, velja pravilo enakih pomikov, zato je ciljni pomik ekvivalentnega sistema enak elastičnemu spektralnemu pomiku, 174 mm, pomik vrha stavbe pa 232 mm, to je 1,25 % višine stavbe. Ciljni pomik vrha je pri enakomernem vzorcu 194 mm.

Preglednica 16: Koraki metode N2 pri potresu s povratno dobo 475 let.

Količina	Modalni vzorec	Enakomerni vzorec	Modalni vzorec, iteracija	Enakomerni vzorec, iteracija
m^* [t]	391	638	391	638
Γ	1,33	1,00	1,33	1,00
Fy^* [kN]	1109	1728	972	1521
dm^* [mm]	400	452	154	173
Em^* [kNm]	356	620	97	164
dy^* [mm]	157	186	107	130
T^* [s]	1,48	1,65	1,31	1,47
$Se(T^*)$ [m/s²]	3,15	2,82	3,57	3,17
det^* [mm]	174	194	154	173
qu	1,11	1,04	1,43	1,33
dt^* [mm]	174	194	154	173
$dt = Γ\ dt^*$ [mm]	232	194	205	173

Opomba: Stolpca z iteracijo: idealizacija je izvedena do ciljnega pomika, ki se po 5 oziroma 4 korakih ustali.



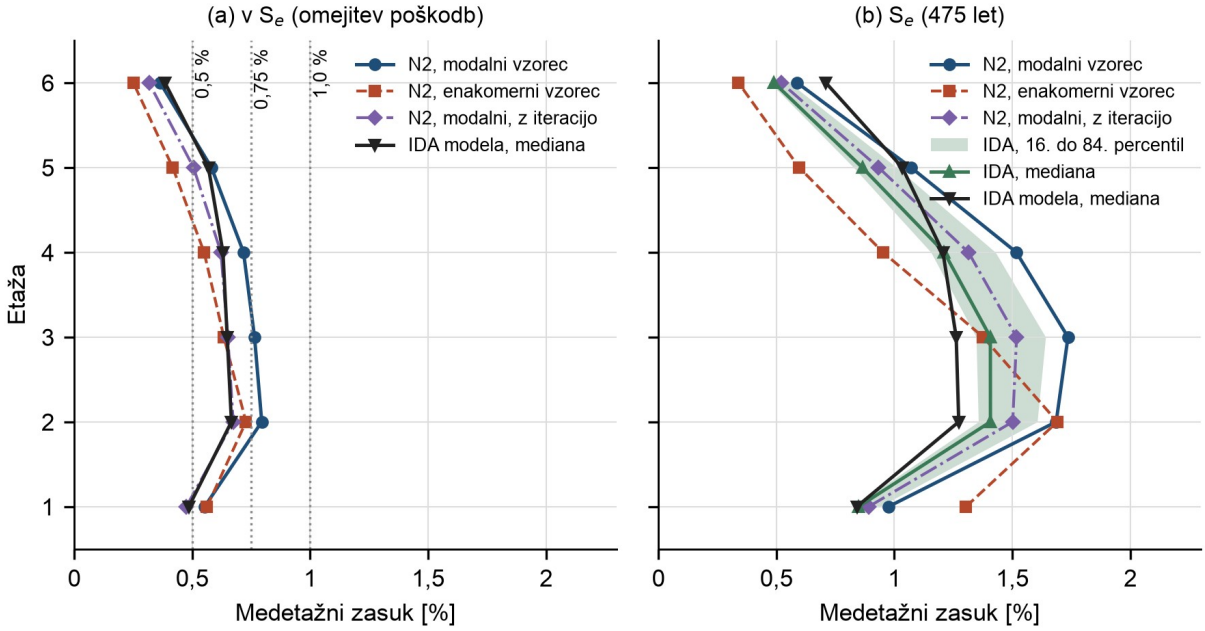
Slika 10: Grafična rešitev metode N2 za modalni vzorec obtežbe.

Idealizacija sega do pomika 400 mm, ciljni pomik pa je le 174 mm. Ker se oba pomika močno razlikujeta, smo uporabili tudi iterativni postopek, ki ga standard dopušča: idealizacijo smo izvedli do ciljnega pomika in postopek ponavljali, dokler se ta ni ustalil. Pri modalnem vzorcu se je po 5 korakih ustalil pri 154 mm, nihajni čas idealiziranega sistema se je skrajšal na 1,31 s, pomik vrha pa je 205 mm. Pri enakomernem vzorcu iteracija ciljni pomik vrha zmanjša na 173 mm. Iteracija zmanjša tudi trdnost idealizirane krivulje, ker se idealizacija konča pri manjši sili.

Medetažni zasuki pri ciljnem pomiku, ki jih po etažah navaja preglednica 17, so prikazani na sliki 11(b). Pri modalnem vzorcu je največji 1,74 % v 3. etaži (1,52 % z iteracijo), pri enakomernem pa 1,69 % v 2. etaži. Največji plastični zasuk členka je 0,50 zmogljivosti za SD in 0,35 zmogljivosti za NC pri modalnem vzorcu (0,47 in 0,33 pri enakomernem; z iteracijo 0,41 in 0,28). Mejni stanji SD in NC torej pri potresu s povratno dobo 475 let v nobeni različici nista presežena.

Za omejitev poškodb smo ciljni pomik izračunali z zmanjšanim spektrom, to je s polovico elastičnega spektra. Pomik vrha je 116 mm (100 mm z iteracijo), največji medetažni zasuk

0,79 % v 2. etaži (0,67 % z iteracijo; slika 11(a)). Pri tej ravni je teklo 8 členkov. Zasuk presega mejo 0,5 % višine etaže, ki velja za krhke nekonstrukcijske elemente, v obeh različicah. Mejo 0,75 % za duktilne elemente presega le pri idealizaciji do mehanizma, mejo 1,0 % za elemente, ki ne ovirajo deformiranja konstrukcije, pa v nobeni. Enakomerni vzorec daje največji zasuk 0,73 % (0,63 % z iteracijo).



Slika 11: Medetažni zasuki po etažah: (a) pri zmanjšanem potresu, (b) pri potresu s povratno dobo 475 let.

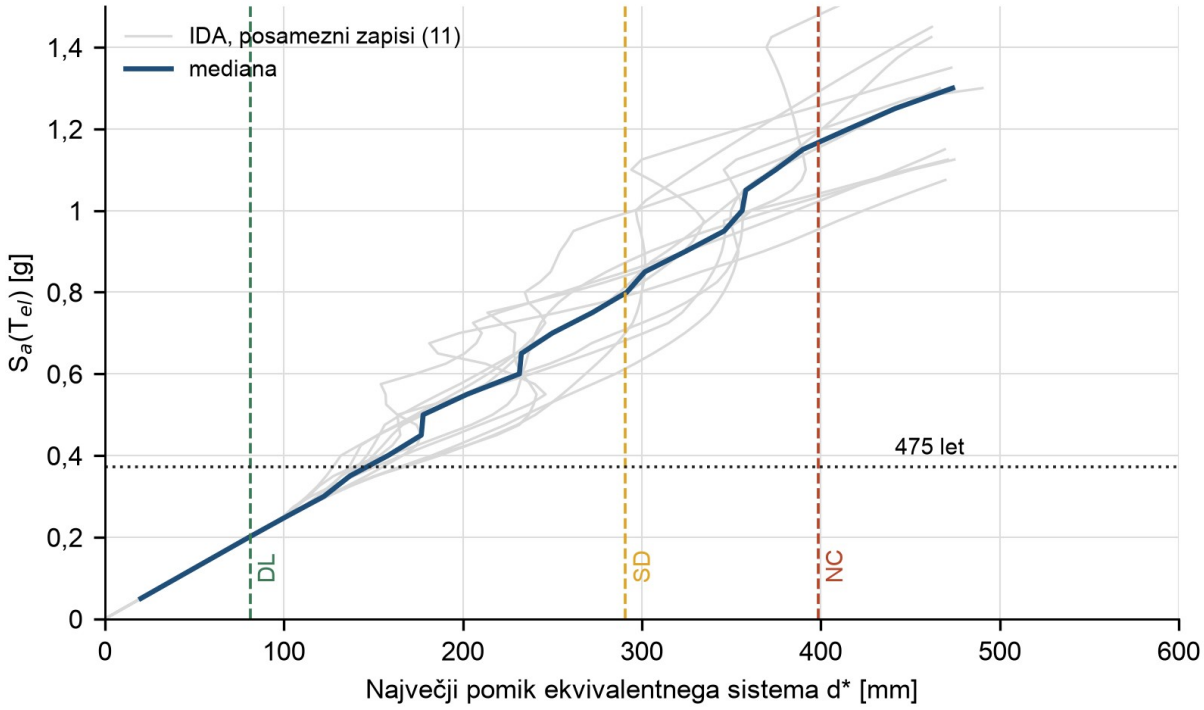
Preglednica 17: Medetažni zasuki po etažah pri potresu s povratno dobo 475 let in pri zmanjšanem potresu.

Etaža	N2, 475 let [%]	N2, iteracija, 475 let [%]	IDA ekv. sistema, 475 let [%]	IDA modela, 475 let [%]	N2, v Se [%]	N2, iteracija, v Se [%]	IDA modela, v Se [%]
1	0,98	0,89	0,85	0,84	0,55	0,48	0,49
2	1,69	1,50	1,41	1,27	0,79	0,67	0,67
3	1,74	1,52	1,41	1,26	0,76	0,65	0,65
4	1,52	1,31	1,21	1,21	0,72	0,62	0,63
5	1,07	0,93	0,86	1,03	0,58	0,51	0,57
6	0,59	0,52	0,49	0,71	0,36	0,32	0,38

Opomba: Pri N2 idealizacija do mehanizma, razen kjer je navedena iteracija. IDA ekvivalentnega sistema: zasuki iz krivulje potisne analize pri mediani pomika vrha. IDA modela: mediana največjih zasukov po zapisih, analiza celotnega modela.

5.4 Inkrementalna dinamična analiza

Ekvivalentni sistem ima začetni nihajni čas 1,27 s, ki je blizu osnovnemu nihajnemu času modela (1,25 s). Za potres s povratno dobo 475 let je spektralni pospešek pri tem nihajnem času 3,66 m/s². Krivulje IDA za 11 zapisov niza A so na sliki 12. Do intenzitete za potres s povratno dobo 475 let se krivulje malo razlikujejo, nato se razhajajo: pri isti intenziteti je pomik med zapisi različen, ker se zapisi razlikujejo po fazah in zaporedju ciklov.

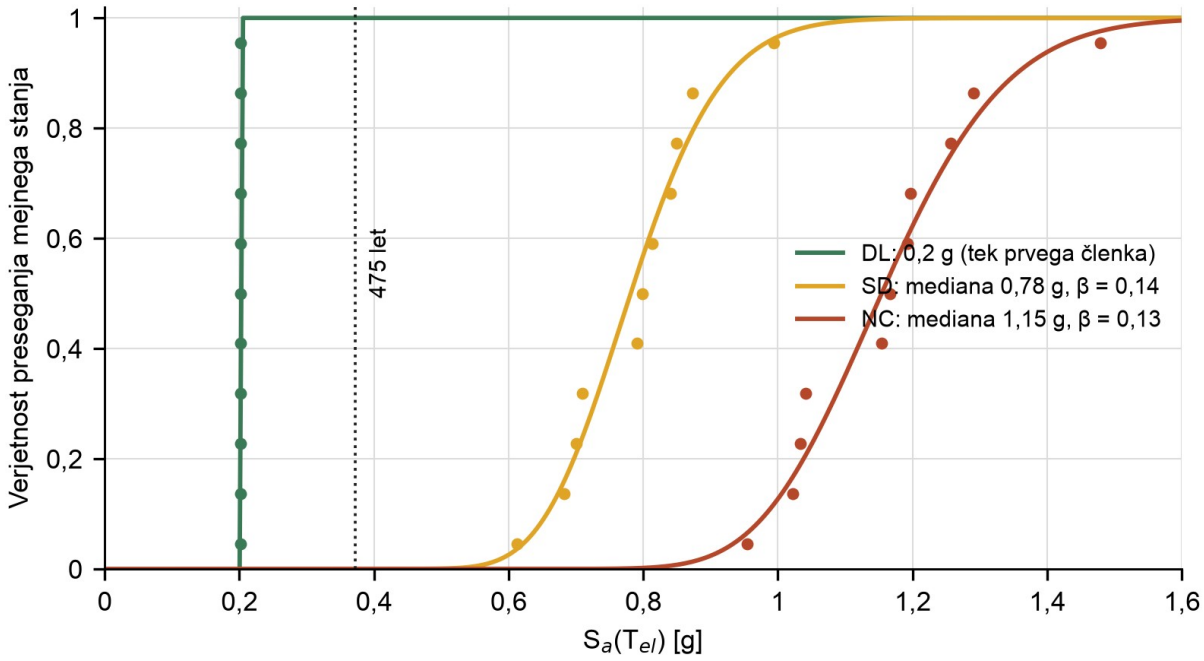


Slika 12: Krivulje IDA ekvivalentnega sistema za niz A z mejnimi stanji in intenziteto za potres s povratno dobo 475 let.

Zmogljivosti za mejna stanja so v preglednici 18, krivulje ranljivosti na sliki 13. Mejno stanje DL, ki smo ga opredelili s tečenjem prvega členka, nastopi pri intenziteti 0,20 g, torej pri 0,54-kratniku intenzitete za potres 475 let in 1,08-kratniku intenzitete, ki ustreza zmanjšanemu potresu z redukcijskim faktorjem. Do tečenja je odziv elastičen, zato je zmogljivost praktično enaka za vse zapise, razpršenost β je 0,00. Mejno stanje SD ima mediano 0,78 g (2,10-kratnik) z razpršenostjo 0,14, mejno stanje NC mediano 1,15 g (3,10-kratnik) z razpršenostjo 0,13. Niz B, z daljšo stacionarno fazo, ima mediano za NC 1,16 g, to je za 0,2 % več kot niz A; razlika je v obsegu, ki ga daje število zapisov (glej razdelek o občutljivosti).

Preglednica 18: Zmogljivosti ekvivalentnega sistema za mejna stanja, izražene s spektralnim pospeškom pri začetnem nihajnem času.

Mejno stanje	Mediana, niz A [g]	β, niz A	16. do 84. percentil, niz A [g]	Mediana, niz B [g]	β, niz B	Mediana A / Sa(475 let)
DL, tek prvega členka	0,20	0,00	0,20 do 0,20	0,20	0,00	0,54
SD	0,78	0,14	0,68 do 0,89	0,86	0,12	2,10
NC	1,15	0,13	1,02 do 1,31	1,16	0,13	3,10



Slika 13: Krivulje ranljivosti za mejna stanja DL, SD in NC (niz A) in empirične točke.

Primerjava s pomikom iz metode N2 je v preglednici 19. Mediana največjega pomika ekvivalentnega sistema pri potresu s povratno dobo 475 let je po IDA 148 mm (16. do 84. percentil: 138 do 165 mm), po metodi N2 174 mm. Metoda N2 z idealizacijo do mehanizma torej pomik presega za 18 %, z iteracijo (154 mm) pa se od IDA razlikuje za +4 %. Če oba pomika pretvorimo v pomike vrha stavbe, je pomik vrha po N2 232 mm (205 mm z iteracijo), po IDA 197 mm. Razlika po etažah je med +13 % in +18 % pri idealizaciji do mehanizma in med +3 % in +4 % z iteracijo. Pri ciljnem pomiku so po N2 vse etaže v stanju med DL in SD; razmerja plastičnih zasukov do zmogljivosti po etažah so v preglednici 20.

Enak postopek smo izvedli tudi z enakomernim vzorcem obtežbe. Začetni nihajni čas ekvivalentnega sistema je tedaj 1,45 s, mediana pomika pri 475 letih 165 mm. Metoda N2 z idealizacijo do mehanizma da 194 mm (+18 % glede na IDA), z iteracijo 173 mm (+5 %). Mediana zmogljivosti za NC je pri enakomernem vzorcu 0,98 g (2,98-kratnik intenzitete za 475 let), za SD 0,74 g (2,25-kratnik); zmogljivosti sta torej manjši kot pri modalnem vzorcu.

Preglednica 19: Pomiki etaž po metodi N2 in IDA pri potresu s povratno dobo 475 let ter stanje členkov v etaži.

Etaža	Pomik N2 [mm]	Pomik N2, iteracija [mm]	Pomik IDA [mm]	Razlika N2 [%]	Razlika N2, iteracija [%]	Mejno stanje pri N2
1	34	31	30	+13	+3	nad DL, pod SD
2	85	76	74	+15	+3	nad DL, pod SD
3	137	122	117	+17	+4	nad DL, pod SD
4	182	161	155	+18	+4	nad DL, pod SD
5	214	189	182	+18	+4	nad DL, pod SD
6	232	205	197	+18	+4	nad DL, pod SD

Opomba: Pomiki IDA so pomiki etaž pri mediani pomika vrha iz IDA ekvivalentnega sistema, odčitani na krivulji potisne analize.

Preglednica 20: Največji razmerji plastičnega zasuka členkov do zmogljivosti za SD in NC po etažah pri ciljnem pomiku.

Etaža	θp/θSD	θp/θpu
1	0,38	0,27
2	0,50	0,35
3	0,44	0,31
4	0,30	0,21
5	0,18	0,12
6	0,04	0,02

Opomba: Modalni vzorec, idealizacija do mehanizma; θp je plastični zasuk členka, θSD zmogljivost za SD, θpu zmogljivost za NC.

5.5 Analiza časovnega odziva celotnega modela

Analizo celotnega modela s členki smo izvedli z 11 zapisi niza A, skupaj 105 analiz (ravni intenzitete: 0,19, 0,38, 0,60, 0,80, 1,00, 1,20, 1,40, 1,60, 1,80, 2,00, 2,20 in 2,40 g). Pri intenziteti za potres s povratno dobo 475 let (0,38 g pri nihajnem času 1,25 s) je mediana pomika vrha 184 mm, 16. do 84. percentil pa 171 do 202 mm. Največji medetažni zasuk je 1,27 % v 2. etaži. Pri intenziteti za zmanjšani potres (0,19 g) je največji zasuk 0,67 %, to je 1,33-kratnik meje 0,5 %. Pri potresu 475 let je teklo v povprečju 85 členkov, pri zmanjšanem potresu 75. Največji plastični zasuk členka je v mediani 0,25 zmogljivosti za SD in 0,18 zmogljivosti za NC (0,24 pri najbolj obremenjenem zapisu).

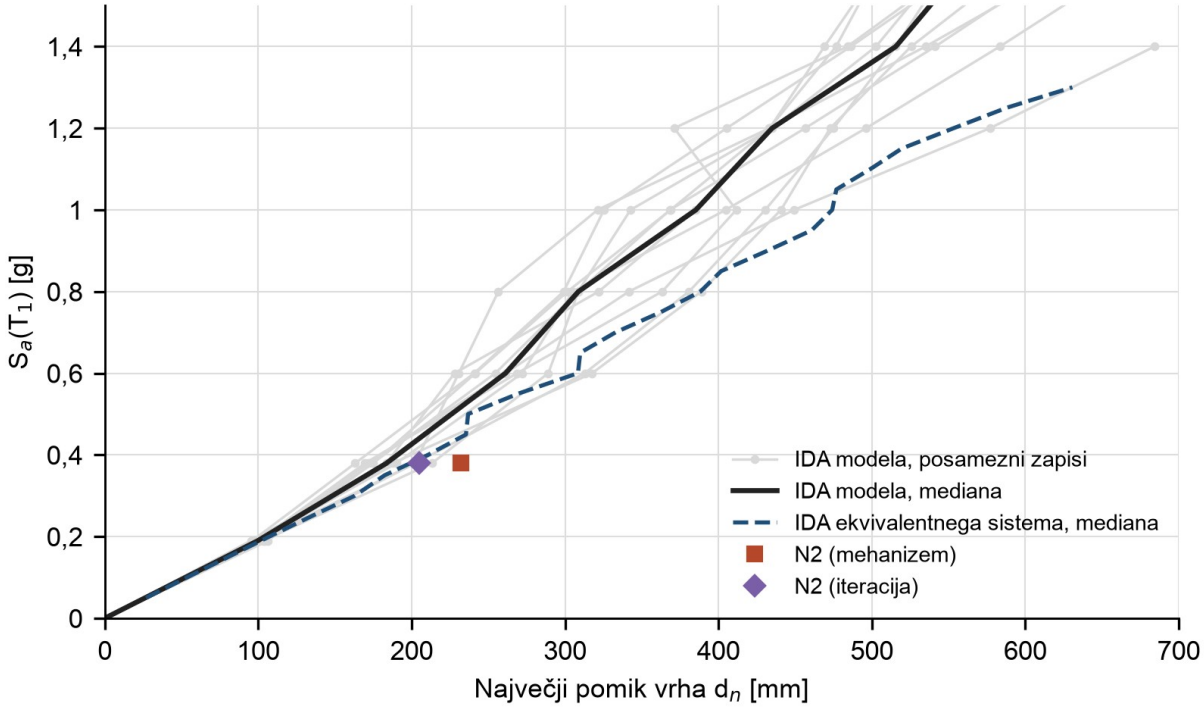
Mediana zmogljivosti za NC je 1,51 g z razpršenostjo 0,15, kar je 3,97-kratnik intenzitete za 475 let in +30 % glede na ekvivalentni sistem. Za SD je mediana 1,07 g (2,82-kratnik), +37 % glede na ekvivalentni sistem. Zmogljivost celotnega modela je torej večja kot zmogljivost ekvivalentnega sistema, tudi zato, ker so intenzitete v korakih po 0,2 g in ker se pri celotnem modelu obremenitev porazdeli po več členkih in oblikah.

Pomik vrha po metodi N2 presega pomik celotnega modela za 26 %, po N2 z iteracijo za 11 %, pomik ekvivalentnega sistema pa za 7 %. Pri največjem medetažnem zasuku so razlike +36 % (N2) in +19 % (N2 z iteracijo); pri zmanjšanem potresu +19 % in +1 %. Preglednica 21 povzema primerjavo, slika 14 pa krivulje IDA celotnega modela. Zasuki zgornjih etaž so pri celotnem modelu večji kot pri postopkih, ki temeljijo na prvi nihajni obliki (preglednica 17), kar kaže vpliv višjih oblik.

Preglednica 21: Primerjava postopkov ocene odziva in zmogljivosti.

Količina	N2	N2, iteracija	IDA ekvivalentnega sistema	IDA celotnega modela
Pomik vrha pri potresu 475 let [mm]	232	205	197	184
Največji medetažni zasuk pri potresu 475 let [%]	1,74	1,52	1,41	1,27
Največji medetažni zasuk pri zmanjšanem potresu [%]	0,79	0,67	ni izračunano	0,67
Mediana Sa za SD [g]	ni izračunano	ni izračunano	0,78	1,07
Mediana Sa za NC [g]	ni izračunano	ni izračunano	1,15	1,51
β za NC	ni izračunano	ni izračunano	0,13	0,15

Opomba: Zmogljivost celotnega modela je določena z mediano po zapisih niza A.



Slika 14: Krivulje IDA celotnega modela (niz A) in mediana, primerjana z ekvivalentnim sistemom.

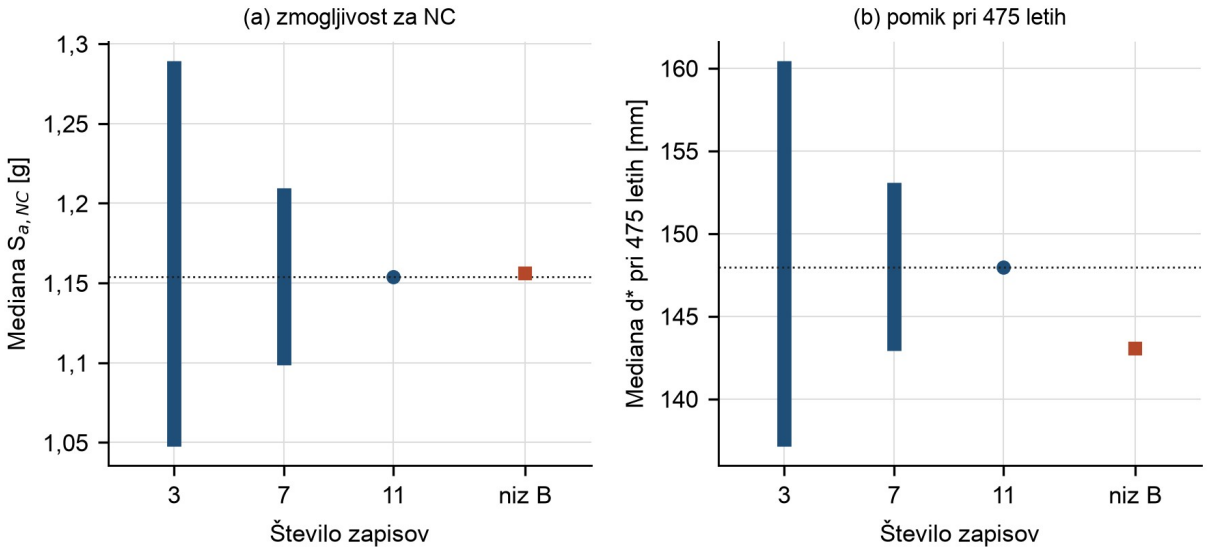
5.6 Občutljivost na zapise in mero intenzitete

Za oceno vpliva števila zapisov smo iz niza A 2000-krat naključno izbrali podskupine po 3 in po 7 zapisov in izračunali mediano zmogljivosti za NC ter mediano pomika pri 475 letih. Razpon od 5. do 95. percentila je v preglednici 22. Pri treh zapisih je mediana zmogljivosti za NC od −9 % do 12 % glede na mediano vseh 11 zapisov, mediana pomika pa od −7 % do 8 %. Pri sedmih zapisih se razpon zmanjša na −5 % do 5 % za zmogljivost in −3 % do 3 % za pomik. Podskupine niso neodvisne od celotnega niza, zato razpon podceni razpršenost pri novem nizu zapisov; razpon za 11 zapisov je zato po konstrukciji enak nič.

Preglednica 22: Vpliv števila zapisov na mediano zmogljivosti za NC in mediano pomika pri 475 letih.

Število zapisov	Mediana zmogljivosti NC: razpon 5. do 95. percentila [%]	Mediana pomika pri 475 letih: razpon 5. do 95. percentila [%]
3	−9 do +12	−7 do +8
7	−5 do +5	−3 do +3
11	0 do 0	0 do 0

Mero intenzitete smo preverili tako, da smo zmogljivost za NC namesto s Sa(Tel) izrazili z največjim pospeškom tal zapisa. Logaritemski standardni odklon je pri spektralnem pospešku 0,13, pri največjem pospešku tal 0,14. Razlika je majhna. Mediana zmogljivosti za NC, izražena z največjim pospeškom tal, je 1,19 g. Slika 15 prikazuje oba učinka, v točki »niz B« tudi mediano drugega niza.



Slika 15: Občutljivost na število zapisov: (a) mediana zmogljivosti za NC, (b) mediana pomika pri 475 letih.

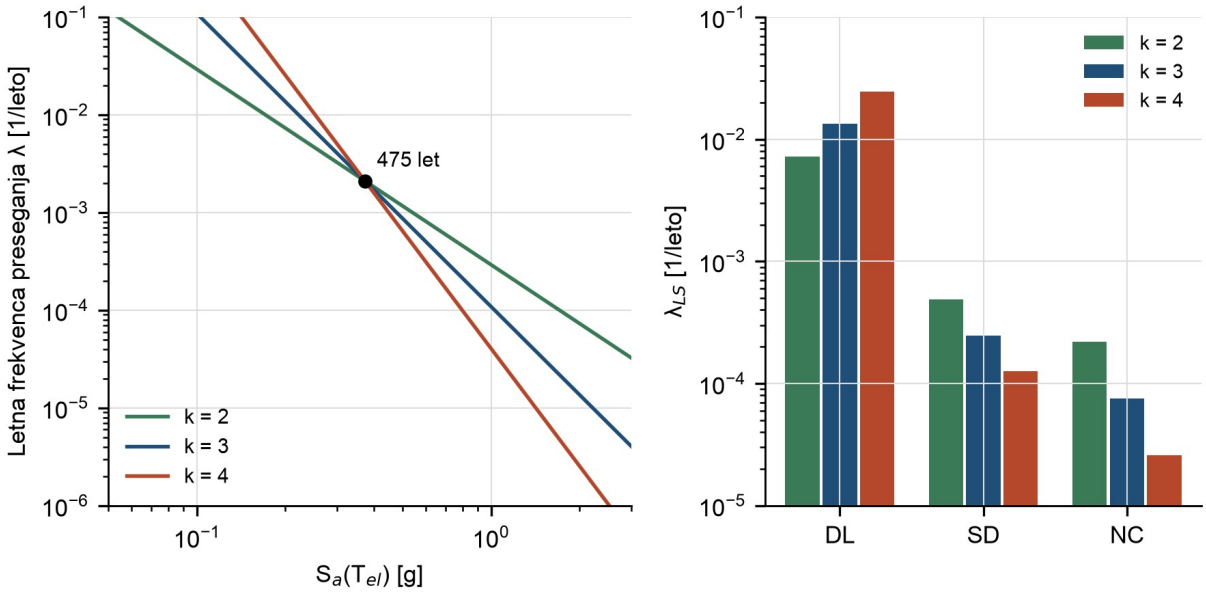
5.7 Tveganje in ojačitev

Iz krivulj ranljivosti in krivulje nevarnosti smo izračunali letne frekvence preseganja mejnih stanj (preglednica 23, slika 16). Krivuljo nevarnosti smo zasidrali v točki 1/475 pri Sa(Tel) = 0,37 g, naklon *k* pa smo obravnavali kot parameter. Pri *k* = 3 je letna frekvenca preseganja mejnega stanja NC $7{,}6 \cdot 10^{-5}$, kar ustreza povratni dobi 13 218 let in verjetnosti 0,4 % v 50 letih. Pri *k* = 2 je frekvenca $2{,}2 \cdot 10^{-4}$, pri *k* = 4 $2{,}6 \cdot 10^{-5}$. Če dodamo negotovost modela βU = 0,2, se pri *k* = 3 poveča na $9{,}1 \cdot 10^{-5}$. Zaprti izraz iz enačbe (25) se od številčnega integrala razlikuje za manj kot 0,6 %. Mejno stanje DL, ki ga opredeljuje že tečenje prvega členka, se doseže pogosteje: njegova frekvenca je $1{,}3 \cdot 10^{-2}$, kar ustreza povratni dobi 75 let. Če namesto modalnega vzorca uporabimo neugodnejši enakomerni vzorec, je frekvenca preseganja NC $8{,}8 \cdot 10^{-5}$, to je 1,2-krat več.

Preglednica 23: Letne frekvence preseganja mejnih stanj osnovne stavbe za različne naklone krivulje nevarnosti.

Mejno stanje	k = 2	k = 3	k = 4	k = 3, βU = 0,2	Verjetnost v 50 letih, k = 3
DL	$7{,}2 \cdot 10^{-3}$	$1{,}3 \cdot 10^{-2}$	$2{,}5 \cdot 10^{-2}$	$1{,}6 \cdot 10^{-2}$	49 %
SD	$4{,}9 \cdot 10^{-4}$	$2{,}5 \cdot 10^{-4}$	$1{,}3 \cdot 10^{-4}$	$3{,}0 \cdot 10^{-4}$	1,2 %
NC	$2{,}2 \cdot 10^{-4}$	$7{,}6 \cdot 10^{-5}$	$2{,}6 \cdot 10^{-5}$	$9{,}1 \cdot 10^{-5}$	0,4 %

Opomba: k je naklon krivulje nevarnosti, βU dodatna razpršenost zaradi negotovosti modela. Frekvence so v enoti 1/leto.

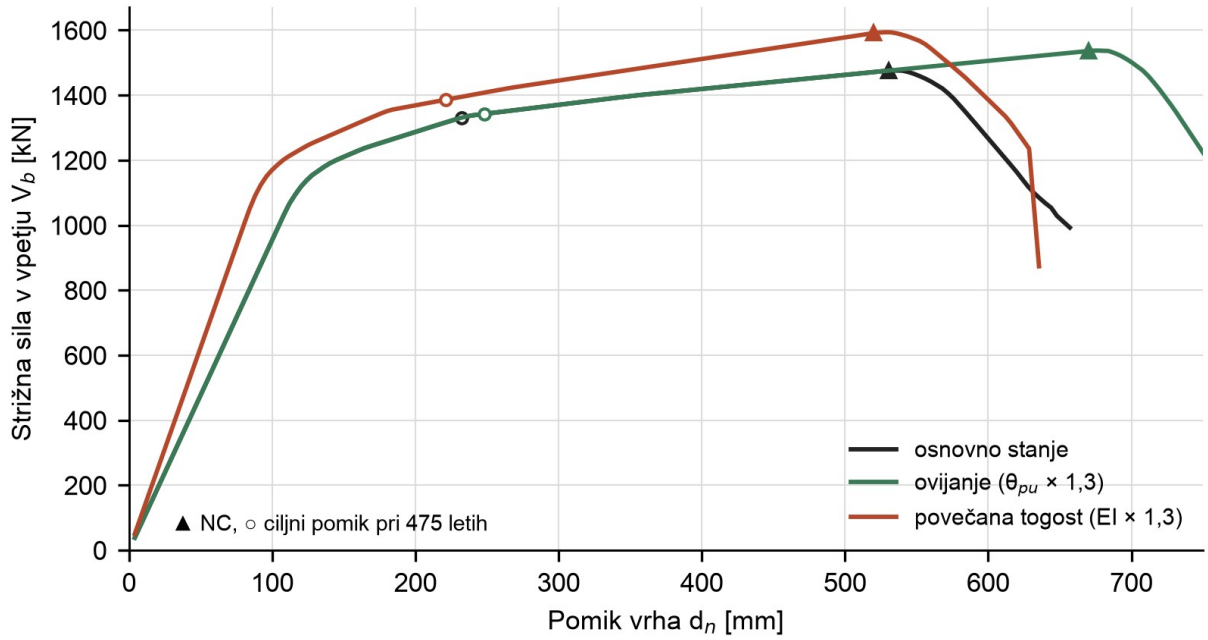


Slika 16: Krivulje nevarnosti za tri naklone, zasidrane v točki 475 let, in letne frekvence preseganja mejnih stanj.

Dva scenarija ojačitve smo ocenili s spremenjenim modelom. V prvem, ovijanju kritičnih območij, smo plastično rotacijsko zmogljivost vseh členkov povečali za 30 %, v drugem, povečanju togosti, smo učinkovito togost vseh elementov povečali za 30 %. Obe vrednosti sta izbrani, ne izpeljani iz konkretne rešitve. Rezultati so v preglednici 24 in na sliki 17; ciljne pomike in zasuke v njej podajamo z iterativno idealizacijo, ker idealizacija do mehanizma pri ovijanju zaradi daljše krivulje zahtevo umetno poveča. Ovijanje podaljša pomik pri NC z 531 mm na 670 mm, mediano zmogljivosti NC poveča z 1,15 g na 1,35 g in letno frekvenco preseganja NC zmanjša za 39 %. Ciljni pomik in zasuki ostanejo nespremenjeni, ker se krivulja do ciljnega pomika ne spremeni. Povečanje togosti skrajša nihajni čas z 1,25 s na 1,10 s, zmanjša ciljni pomik vrha z 205 mm na 182 mm in največji zasuk pri zmanjšanem potresu z 0,67 % na 0,59 %, letno frekvenco preseganja NC pa za 15 %.

Preglednica 24: Učinek dveh scenarijev ojačitve na odziv in tveganje.

Scenarij	T1 [s]	Vmax [kN]	dNC [mm]	dt, iteracija [mm]	Največji zasuk pri v Se, iteracija [%]	Mediana Sa,NC [g]	λNC [1/leto]
osnovno stanje	1,25	1476	531	205	0,67	1,15	$7{,}6 \cdot 10^{-5}$
ovijanje (θpu × 1,3)	1,25	1537	670	205	0,67	1,35	$4{,}6 \cdot 10^{-5}$
večja togost (EI × 1,3)	1,10	1594	520	182	0,59	1,38	$6{,}5 \cdot 10^{-5}$



Slika 17: Krivulje potisne analize za osnovno stanje in dva scenarija ojačitve.

5.8 Preverjanje rezultatov

Rezultate smo preverili z neodvisnimi preizkusi, ki ne uporabljajo istega izračuna. Pri prvem smo osnovni nihajni čas primerjali s približkom iz standarda. Za okvirje iz armiranega betona standard daje približek za nihajni čas iz višine stavbe s koeficientom 0,075; pri višini 18,5 m je to 0,67 s. Nihajni čas projektnega modela je 1,30-kratnik, model s členki pa 1,87-kratnik tega približka. Razlika kaže, da je ocena togosti odločilna za nihajni čas in s tem za zahtevo; pri dejanski stavbi bi bilo treba nihajni čas preveriti z neodvisnim modelom ali meritvami.

Drugi preizkus so vsote iz delov. Vsota etažnih sil v preglednici 5 je 676 kN in je enaka strižni sili v vpetju 676 kN, ki je 10,8 % teže okvirja. Teža etaže stavbe je v povprečju 11,6 kN/m² tlorisa, kar je skladno s privzetimi obtežbami in dimenzijami v preglednicah 3 in 4.

Tretji preizkus je ročna ocena nosilnosti iz mehanizma, pri katerem so vsi konci prekladov in vpetja stebrov v pritličju plastični. Po načelu virtualnega dela je strižna sila v vpetju enaka vsoti plastičnih momentov, deljeni z višino, na kateri deluje rezultanta vodoravnih sil modalnega vzorca; ta je 13,2 m. Z največjimi momenti členkov iz analize prerezov je strižna sila 1458 kN, z momenti pri učinkovitem tečenju 1422 kN. To je 0,99 oziroma 0,96 največje sile potisne analize (1476 kN). Potisna analiza torej daje nosilnost, ki ustreza mehanizmu prekladov. Rezultatov nismo primerjali z objavljenimi vrednostmi, ker za zaokroženo stavbo takih vrednosti ni.

6 RAZPRAVA

6.1 Odgovori na raziskovalna vprašanja

RV1: razlike med metodo N2 in IDA. Pri modalnem vzorcu je ciljni pomik ekvivalentnega sistema po metodi N2 z idealizacijo do mehanizma 174 mm, mediana pomikov iz IDA pa 148 mm. Metoda N2 pomik torej presega za 18 %. Z iterativnim postopkom je ciljni pomik 154 mm, kar je +4 % glede na IDA. Pri enakomernem vzorcu sta razliki +18 % in +5 %. Prvo pričakovanje, da bo razlika manjša od 20 %, je izpolnjeno, pri idealizaciji do mehanizma z majhno rezervo. Razlika po etažah je med +13 % in +18 % pri idealizaciji do mehanizma in med +3 % in +4 % z iteracijo; razporeditev pomikov po višini je v obeh postopkih ista, ker oba uporabljata isto krivuljo potisne analize.

Primerjava s celotnim modelom (razdelek 5.5) pokaže, da je ekvivalentni sistem sam nekoliko konservativen: pomik vrha celotnega modela je 184 mm, N2 ga presega za 26 %, N2 z iteracijo za 11 % in IDA ekvivalentnega sistema za 7 %. Razlika med N2 in IDA ekvivalentnega sistema je torej le del razlike do odziva celotnega modela, ki pa je vzorec obtežbe in višje oblike v ekvivalentnem sistemu ne zajamejo.

Vzrok za razliko je mogoče izluščiti iz podatkov. Pri nihajnem času, ki ustreza začetni togosti ekvivalentnega sistema (1,27 s), bi elastični spektralni pomik znašal 150 mm, kar je skoraj enako mediani pomikov iz IDA. Pravilo enakih pomikov, ki ga metoda N2 uporablja za nihajne čase nad TC, torej pri IDA ekvivalentnega sistema velja zelo dobro. Metoda N2 pa elastični pomik izračuna pri nihajnem času idealizirane krivulje. Pri idealizaciji do mehanizma je ta 1,48 s, ker se krivulja idealizira do pomika 400 mm, ciljni pomik pa je le 174 mm: sekanta do točke tečenja idealiziranega sistema je položna in nihajni čas je daljši od začetnega. Na padajočem delu spektra elastični pomik narašča sorazmerno z nihajnim časom, zato je pomik po metodi N2 večji za razmerje, ki je blizu razmerju obeh nihajnih časov. Z iteracijo se idealizacija konča pri ciljnem pomiku, nihajni čas pade na 1,31 s in razlika skoraj izgine. Razlika med metodama je v našem primeru torej predvsem posledica idealizacije in ne pravila enakih pomikov. To je ugotovitev za ta primer; ali velja tudi za druge stavbe, delo ne preverja.

RV2: izpolnjevanje zahtev. Zahtevo po preprečitvi porušitve stavba izpolni z veliko rezervo. Pri potresu s povratno dobo 475 let največji plastični zasuk členka dosega 0,35 zmogljivosti za NC in 0,50 zmogljivosti za SD. IDA pokaže, da je mediana intenzitete, pri kateri se doseže NC, pri modalnem vzorcu 3,10-krat, pri neugodnejšem enakomernem vzorcu 2,98-krat večja od intenzitete za 475 let; za SD je količnik 2,10 oziroma 2,25. Analiza celotnega modela to potrjuje: mediana intenzitete za NC je 3,97-kratnik intenzitete za 475 let (1,51 g), za SD 2,82-kratnik (1,07 g), torej več kot pri ekvivalentnem sistemu. Pospešek tal je po karti 2021 za 10 % večji od tistega, za katerega je bila stavba projektirana. Ker v območju enakih pomikov ciljni pomik narašča sorazmerno s pospeškom, bi se pomik vrha pri starejši karti povečal s približno 211 mm na 232 mm, kar rezerve glede NC bistveno ne zmanjša.

Zahteve po omejitvi poškodb stavba ne izpolni, če so predelne stene krhke; to potrdi tudi celoten model, pri katerem je največji zasuk pri zmanjšanem potresu 0,67 %. Največji medetažni zasuk pri zmanjšanem potresu je 0,79 % (0,67 % z iteracijo), kar je 1,59-kratnik oziroma 1,35-kratnik meje 0,5 %. Pri projektiranju je bil pogoj izpolnjen z izkoriščenostjo 0,91. Razlika izhaja iz togosti; primerjavo obeh izračunov prikazuje preglednica 25. Projektni izračun uporablja polovico togosti nerazpokanih prerezov, nihajni čas je bil 0,87 s. Učinkovita togost, izračunana iz analize prerezov, je pri stebrih 27 %, pri prekladah 25 % togosti nerazpokanega prereza, nihajni čas pa 1,25 s. Pomik vrha pri projektnem potresu, ki ga projektni izračun dobi z množenjem elastičnega pomika s faktorjem obnašanja, je 123 mm, po metodi N2 pa 232 mm (205 mm z iteracijo), to je 1,89-krat več. Drugo pričakovanje je s tem potrjeno: zahtevi po preprečitvi porušitve stavba ustreza z veliko rezervo, zahteve po omejitvi poškodb s krhkimi polnili pa ne. Mejo 0,75 % za duktilne elemente presega le rezultat idealizacije do mehanizma, mejo 1,0 % za elemente, ki ne ovirajo deformiranja konstrukcije, noben. Model polnil ne

vsebuje; ta bi stavbo pri majhnih pomikih okrepila in pomike zmanjšala, a bi sama lahko prva utrpela poškodbe, zato ugotovitev o omejitvi poškodb velja za stavbo brez polnil.

Preglednica 25: Primerjava projektnega izračuna in nelinearne ocene.

Količina	Projektni izračun	Nelinearna ocena
Osnovni nihajni čas [s]	0,87	1,25
Strižna sila v vpetju okvirja [kN]	676 (projektna)	1476 (največja)
Pomik vrha pri potresu 475 let [mm]	123	232 (N2), 205 (N2, iteracija), 197 (IDA)
Največji medetažni zasuk pri potresu 475 let [%]	0,91	1,74 (N2), 1,52 (N2, iteracija)
Največji medetažni zasuk pri zmanjšanem potresu [%]	0,45	0,79 (N2), 0,67 (N2, iteracija)
Izkoriščenost meje 0,5 % pri zmanjšanem potresu	0,91	1,59 (N2), 1,35 (N2, iteracija)

Opomba: Projektni pomik vrha je vsota produktov faktorja obnašanja in medetažnih pomikov elastičnega izračuna; zmanjšani potres: v = 0,5.

RV3: občutljivost. Število zapisov vpliva na rezultat v pričakovani meri. Pri treh zapisih se mediana zmogljivosti za NC glede na mediano vseh enajstih giblje od −9 % do 12 %, pri sedmih pa od −5 % do 5 %. Za pomik pri 475 letih so razponi −7 % do 8 % pri treh in −3 % do 3 % pri sedmih zapisih. Ker so zapisi umetni in prilagojeni istemu spektru, so ti razponi verjetno manjši od tistih, ki bi jih dali realni zapisi, zato jih obravnavamo kot spodnjo mejo. Niza A in B se pri mediani zmogljivosti za NC razlikujeta za 0,2 %, pri SD za +10 %. Razlika pri SD je večja od standardne napake mediane enajstih zapisov, ki je približno 4 %; ne moremo pa ločiti, ali jo povzroča daljše trajanje niza B ali naključje.

Tretje pričakovanje, da bo razpršenost pri največjem pospešku tal vsaj za četrtino večja kot pri spektralnem pospešku, **ni potrjeno**. Logaritemski standardni odklon zmogljivosti za NC je pri največjem pospešku tal 0,14, pri spektralnem pospešku 0,13; razlika je 10 %. Razlog je verjetno v izdelavi zapisov: ker so vsi prilagojeni istemu spektru, je razmerje med največjim pospeškom in spektralno vsebino pri vseh podobno, zato izbira mere intenzitete na razpršenost skoraj ne vpliva. Pri realnih zapisih z različnimi oblikami spektra bi pričakovali večjo razliko; tega delo ne preverja.

RV4: tveganje in ojačitev. Letna frekvenca preseganja mejnega stanja NC je pri naklonu krivulje nevarnosti 3 in modalnem vzorcu enaka $7{,}6 \cdot 10^{-5}$, kar ustreza verjetnosti 0,4 % v 50 letih; z neugodnejšim enakomernim vzorcem je 1,2-krat večja. Odvisnost od naklona je večja od odvisnosti od ojačitve: ko se naklon spremeni z 2 na 4, se frekvenca spremeni za faktor 8,4, pri ovijanju kot učinkovitejši od obeh ojačitev pa se zmanjša za 39 %. Naklone krivulje nevarnosti smo privzeli kot parametre in niso izpeljani iz modela nevarnosti za Ljubljano, zato je absolutna frekvenca prikaz in ne ocena. Primerjava scenarijev je zanesljivejša: ovijanje zmanjša frekvenco za 39 %, povečanje togosti za 15 %. Povečanje togosti skrajša nihajni čas, zmanjša ciljni pomik in medetažni zasuk pri zmanjšanem potresu (0,59 % proti 0,67 %, to je za 12 %), vendar tudi pri tej ojačitvi meja 0,5 % ni dosežena. Obe ojačitvi sta poenostavljeni in ne predstavljata projekta ojačitve.

6.2 Omejitve

Rezultate je treba brati z naslednjimi omejitvami.

- Ekvivalentni sistem z eno prostostno stopnjo ne zajame višjih nihajnih oblik, ki imajo pri modelu skupaj 15 % efektivne mase; zato smo IDA ponovili na celotnem modelu, a le z 11 zapisi niza A in z grobimi koraki intenzitete (0,2 g), zato je zmogljivost celotnega modela določena manj natančno kot zmogljivost ekvivalentnega sistema in razprševanja niza B ne preverja.
- Akcelerogrami so umetni. Razpršenost je verjetno podcenjena, vpliv trajanja in spektralne oblike ni realen.

- Model ne zajame strižnih deformacij, zdrsa armature, plošče, polnil in torzije; naključne ekscentričnosti mas, ki jo standard pri potisni analizi zahteva, nismo upoštevali. Parametri hrbtenice, ki jih ni mogoče izpeljati iz analize prereza, so privzeti: delež preostale nosilnosti, pot do preostale nosilnosti in eksponent Takedajevega modela.
- Projektiranje stavbe je poenostavljeno. Stiki in sidranje armature niso projektirani, pri stremenih nismo preverjali tlačnih diagonal, zato stičnih in sidralnih porušitev ne moremo izključiti, strižne porušitve elementov pa model ne zajame.
- Spekter tipa 1 in tla tipa C sta privzeta, nacionalnega dodatka nismo preverili. Vrednost 0,275 g velja po karti 2021 za Ljubljano z okolico (Šket Motnikar idr., 2022, str. 97); vrednosti za točno lokacijo stavbe na karti nismo odčitali. Vrednost 0,250 g za starejšo karto je predpostavka primera.
- Krivulja nevarnosti je poenostavljena na potenčno funkcijo, zasidrano pri 475 letih; absolutne frekvence preseganja zato niso ocena za Ljubljano.
- Mejno stanje stavbe je opredeljeno z dosežkom prvega členka. To je strogo merilo za SD in NC, ker stavba z več členki ne bi nujno izgubila nosilnosti, ko eden doseže mejni zasuk; zmogljivosti so zato konservativne.

6.3 Pomen ugotovitev

Delo na zaokroženem primeru pokaže tri stvari, ki so pomembne za presojo nelinearnih metod. Prvič, metoda N2 je z IDA ekvivalentnega sistema skladna v mejah 20 %, z iterativno idealizacijo pa v nekaj odstotkih; glede na celoten model je konservativna (+26 %, z iteracijo +11 %); razlika je v našem primeru predvsem posledica nihajnega časa idealizirane krivulje. Drugič, presoja stavbe, projektirane s polovično togostjo prerezov, je pri nelinearni analizi s togostmi iz analize prerezov glede deformacij bistveno strožja, glede nosilnosti pa blažja, ker nelinearna analiza upošteva nadmočnost, ki jo linearni izračun ne. Tretjič, ocena tveganja z IDA je odvisna bolj od krivulje nevarnosti kot od izbire ojačitve, zato je treba krivuljo pri dejanskih ocenah izpeljati za lokacijo.

7 ZAKLJUČEK

Namen dela je bil ovrednotiti potresno odpornost šestetažne armiranobetonske okvirne stavbe z nelinearnimi metodami in primerjati metodo N2 z inkrementalno dinamično analizo. Stavbo, projektirano za referenčni pospešek tal 0,250 g, smo ocenili za pospešek 0,275 g po karti iz leta 2021. Izdelali smo lasten računski program, ga preverili na štirih primerih z znano rešitvijo in z njim izračunali potisno analizo, metodo N2 IDA ekvivalentnega sistema z dvema nizoma po 11 umetnih zapisov in IDA celotnega modela z enim nizom.

Odgovori na raziskovalna vprašanja so naslednji. Ciljni pomik po metodi N2 presega mediano pomikov iz IDA za 18 % pri idealizaciji do mehanizma in za 4 % pri iterativni idealizaciji; razlika je predvsem posledica nihajnega časa idealizirane krivulje (RV1). Stavba zahtevo po preprečitvi porušitve izpolni z veliko rezervo: pri potresu s povratno dobo 475 let členki dosegajo največ 0,50 zmogljivosti za SD in 0,35 zmogljivosti za NC, mediana intenzitete za NC pa je pri neugodnejšem vzorcu obtežbe 2,98-krat večja od intenzitete za 475 let. Zahteve po omejitvi poškodb s krhkimi nekonstrukcijskimi elementi ne izpolni, ker je medetažni zasuk pri zmanjšanem potresu 0,79 % in presega mejo 0,5 % (RV2). Mediana zmogljivosti za NC se pri treh zapisih giblje od −9 % do 12 %, pri sedmih od −5 % do 5 %; izbira mere intenzitete pa pri umetnih zapisih razpršenosti skoraj ne spremeni (RV3). Letna frekvenca preseganja mejnega stanja NC je $7{,}6 \cdot 10^{-5}$ pri naklonu krivulje nevarnosti 3; ovijanje členkov jo zmanjša za 39 %, povečanje togosti za 15 % (RV4).

Zastavljene cilje smo dosegli. Celoten model da pomik vrha 184 mm pri potresu 475 let, zato je N2 glede nanj konservativna za 26 % (+11 % z iteracijo), zmogljivost za NC pa 1,51 g. Od treh pričakovanj sta potrjeni dve: razlika med metodama je pod 20 % in stavba izpolnjuje zahtevo po preprečitvi porušitve, ne pa po omejitvi poškodb s krhkimi polnili. Tretje pričakovanje, da mera intenzitete bistveno spremeni razpršenost, ni potrjeno.

Prispevek dela je v prikazu postopka od projektiranja do tveganja na enem primeru, s podatki, ki so v celoti izračunani in ponovljivi. Pokazali smo, da je razliko med N2 in IDA v tem primeru mogoče pripisati idealizaciji krivulje, in da se presoja omejitve poškodb bistveno spremeni, ko projektno polovično togost nadomestimo s togostjo iz analize prerezov. Rezultati veljajo za obravnavano stavbo in za izbrane privzetke; splošnih zaključkov o točnosti metode N2 iz njih ni mogoče izpeljati.

Omejitve so opisane v poglavju 6: ravninski model namesto prostorskega, umetni zapisi, poenostavljen model in projekt, privzeta krivulja nevarnosti in spekter. Za nadaljnje delo predlagamo IDA celotnega modela z več zapisi in finejšimi koraki, uporabo realnih zapisov, izbranih za lokacijo, vključitev polnil in strižnih mehanizmov v model ter izpeljavo krivulje potresne nevarnosti za lokacijo iz modela nevarnosti, saj ta najbolj vpliva na letno frekvenco preseganja.

VIRI IN LITERATURA

Agencija Republike Slovenije za okolje. (2024). *Slovenski predpisi o potresno odporni gradnji.* Pridobljeno 23. 10. 2026 s https://potresi.arso.gov.si/doc/dokumenti/potresna_nevarnost/Slovenski_predpisi_o_potresno_odporni_gradnji_maj2024.pdf

Baker, J. W. (2015). Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*, *31*(1), 579–599. https://doi.org/10.1193/021113EQS025M

Baker, J. W. in Cornell, C. A. (2005). A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *34*(10), 1193–1217. https://doi.org/10.1002/eqe.474

Bommer, J. J. in Acevedo, A. B. (2004). The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, *8*(sup001), 43–91. https://doi.org/10.1080/13632460409350521

Chopra, A. K. (2017). *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering* (5. izd.). Pearson.

Chopra, A. K. in Goel, R. K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *31*(3), 561–582. https://doi.org/10.1002/eqe.144

Cornell, C. A., Jalayer, F., Hamburger, R. O. in Foutch, D. A. (2002). Probabilistic basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency steel moment frame guidelines. *Journal of Structural Engineering*, *128*(4), 526–533. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:4(526)

Dolšek, M. (2009). Incremental dynamic analysis with consideration of modeling uncertainties. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *38*(6), 805–825. https://doi.org/10.1002/eqe.869

Dolšek, M. in Fajfar, P. (2008a). The effect of masonry infills on the seismic response of a four storey reinforced concrete frame: A probabilistic assessment. *Engineering Structures*, *30*(11), 3186–3192. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.04.031

Dolšek, M. in Fajfar, P. (2008b). The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame: A deterministic assessment. *Engineering Structures*, *30*(7), 1991–2001. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.01.001

Eads, L., Miranda, E. in Lignos, D. G. (2015). Average spectral acceleration as an intensity measure for collapse risk assessment. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *44*(12), 2057–2073. https://doi.org/10.1002/eqe.2575

Fajfar, P. (2000). A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earthquake Spectra*, *16*(3), 573–592. https://doi.org/10.1193/1.1586128

Fajfar, P. (2018). Analysis in seismic provisions for buildings: Past, present and future. *Bulletin of Earthquake Engineering*, *16*(7), 2567–2608. https://doi.org/10.1007/s10518-017-0290-8

Fajfar, P., Dolšek, M., Marušić, D. in Stratan, A. (2006). Pre- and post-test mathematical modelling of a plan-asymmetric reinforced concrete frame building. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *35*(11), 1359–1379. https://doi.org/10.1002/eqe.583

Fajfar, P. in Gašperšič, P. (1996). The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *25*(1), 31–46. https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199601)25:1<31::AID-EQE534>3.0.CO;2-V

Fardis, M. N. (2009). *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings*. Springer. https://doi.org/10.1007/978-1-4020-9842-0

Hancock, J., Bommer, J. J. in Stafford, P. J. (2008). Numbers of scaled and matched accelerograms required for inelastic dynamic analyses. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *37*(14), 1585–1607. https://doi.org/10.1002/eqe.827

Ibarra, L. F., Medina, R. A. in Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *34*(12), 1489–1511. https://doi.org/10.1002/eqe.495

Jalayer, F. in Cornell, C. A. (2009). Alternative non-linear demand estimation methods for probability-based seismic assessments. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *38*(8), 951–972. https://doi.org/10.1002/eqe.876

Kazantzi, A. K. in Vamvatsikos, D. (2015). Intensity measure selection for vulnerability studies of building classes. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *44*(15), 2677–2694. https://doi.org/10.1002/eqe.2603

Kosič, M., Fajfar, P. in Dolšek, M. (2014). Approximate seismic risk assessment of building structures with explicit consideration of uncertainties. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *43*(10), 1483–1502. https://doi.org/10.1002/eqe.2407

Lapajne, J. K., Šket Motnikar, B., Zabukovec, B. in Zupančič, P. (1997). Spatially smoothed seismicity modeling of seismic hazard in Slovenia. *Journal of Seismology*, *1*(1), 73–85. https://doi.org/10.1023/A:1009783602054

Luco, N. in Bazzurro, P. (2007). Does amplitude scaling of ground motion records result in biased nonlinear structural drift responses? *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *36*(13), 1813–1835. https://doi.org/10.1002/eqe.695

Mander, J. B., Priestley, M. J. N. in Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, *114*(8), 1804–1826. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804)

Paulay, T. in Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Wiley.

Preumont, A. (1984). The generation of spectrum compatible accelerograms for the design of nuclear power plants. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *12*(4), 481–497. https://doi.org/10.1002/eqe.4290120405

Priestley, M. J. N., Calvi, G. M. in Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement-based seismic design of structures*. IUSS Press.

SIST EN 1998-1. (2005). *Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe*. Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1998-3. (2005). *Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenova stavb*. Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1992-1-1. (2005). *Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe*. Slovenski inštitut za standardizacijo.

Šket Motnikar, B., Zupančič, P., Živčić, M., Atanackov, J., Jamšek Rupnik, P., Čarman, M., Kastelic, V. in Gosar, A. (2022). Nov model potresne nevarnosti Slovenije (2021). V *Raziskave s področja geodezije in geofizike 2021: zbornik del* (str. 97–107). Slovensko združenje za geodezijo in geofiziko. http://fgg-web.fgg.uni-lj.si/sugg/referati/2022/SZGG_Zbornik_2022_E_publikacija.pdf

Takeda, T., Sozen, M. A. in Nielsen, N. N. (1970). Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the Structural Division*, *96*(12), 2557–2573. https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0002765

Vamvatsikos, D. in Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *31*(3), 491–514. https://doi.org/10.1002/eqe.141

Vamvatsikos, D. in Cornell, C. A. (2004). Applied incremental dynamic analysis. *Earthquake Spectra*, *20*(2), 523–553. https://doi.org/10.1193/1.1737737

Vamvatsikos, D. in Cornell, C. A. (2005). Direct estimation of the seismic demand and capacity of multidegree-of-freedom systems through incremental dynamic analysis of single degree of freedom approximation. *Journal of Structural Engineering*, *131*(4), 589–599. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:4(589)

Vamvatsikos, D. in Cornell, C. A. (2006). Direct estimation of the seismic demand and capacity of oscillators with multi-linear static pushovers through IDA. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *35*(9), 1097–1117. https://doi.org/10.1002/eqe.573

Woessner, J., Danciu, L., Giardini, D., Crowley, H., Cotton, F., Grünthal, G., Valensise, G., Arvidsson, R., Basili, R., Demircioglu, M. B., Hiemer, S., Meletti, C., Musson, R. W., Rovida, A. N., Sesetyan, K. in Stucchi, M. (2015). The 2013 European Seismic Hazard Model: Key components and results. *Bulletin of Earthquake Engineering*, *13*(12), 3553–3596. https://doi.org/10.1007/s10518-015-9795-1

PRILOGA A: VHODNI PODATKI RAČUNSKEGA MODELA

Priloga navaja podatke, ki določajo računski model. Geometrija, obtežbe in mase so v preglednicah 3 in 4, prerezi in armatura po etažah v preglednici 9, privzetki v preglednici 12. Tu je armatura prekladov po etažah in izbrani stebri s količinami, ki jih daje analiza prereza.

Vzdolžna armatura prekladov je v vseh poljih etaže enaka na obeh koncih. Zgornja armatura je natezna pri negativnem momentu ob podpori, spodnja pri pozitivnem momentu. Vsi prerezi prekladov so široki 35 cm in visoki 60 cm.

- Etaža 1, preklade P1.1 do P1.4: zgoraj ob podpori 5Ø20, spodaj 3Ø20.
- Etaža 2, preklade P2.1 do P2.4: zgoraj ob podpori 5Ø20, spodaj 3Ø20.
- Etaža 3, preklade P3.1 do P3.4: zgoraj ob podpori 5Ø20, spodaj 3Ø20.
- Etaža 4, preklade P4.1 do P4.4: zgoraj ob podpori 4Ø20, spodaj 2Ø20.
- Etaža 5, preklade P5.1 do P5.4: zgoraj ob podpori 3Ø20, spodaj 2Ø20.
- Etaža 6, preklade P6.1 do P6.4: zgoraj ob podpori 2Ø20, spodaj 2Ø20.

Za stebre v skrajni (S.1) in srednji (S.3) osi vsake etaže so navedene osna sila N pri gravitacijski obtežbi za potresno kombinacijo, moment pri učinkovitem tečenju MN, učinkovita ukrivljenost ob tečenju φy, mejna ukrivljenost φu in plastični zasuk člena ob koncu utrjevanja θpu.

- Steber S1.1 (60/60 cm, 12Ø20): N = 890 kN, MN = 766 kNm, φy = 9,0 1/km, φu = 81 1/km, θpu = 27,3 mrad.
- Steber S1.3 (60/60 cm, 12Ø20): N = 1647 kN, MN = 924 kNm, φy = 9,5 1/km, φu = 87 1/km, θpu = 29,5 mrad.
- Steber S2.1 (60/60 cm, 12Ø20): N = 735 kN, MN = 726 kNm, φy = 8,4 1/km, φu = 78 1/km, θpu = 25,2 mrad.
- Steber S2.3 (60/60 cm, 12Ø20): N = 1362 kN, MN = 864 kNm, φy = 9,0 1/km, φu = 86 1/km, θpu = 27,7 mrad.
- Steber S3.1 (60/60 cm, 12Ø20): N = 580 kN, MN = 692 kNm, φy = 8,5 1/km, φu = 77 1/km, θpu = 24,7 mrad.
- Steber S3.3 (60/60 cm, 12Ø20): N = 1079 kN, MN = 805 kNm, φy = 9,0 1/km, φu = 83 1/km, θpu = 26,8 mrad.
- Steber S4.1 (55/55 cm, 12Ø20): N = 426 kN, MN = 590 kNm, φy = 9,3 1/km, φu = 85 1/km, θpu = 27,4 mrad.
- Steber S4.3 (55/55 cm, 12Ø20): N = 797 kN, MN = 667 kNm, φy = 9,9 1/km, φu = 91 1/km, θpu = 29,4 mrad.
- Steber S5.1 (55/55 cm, 12Ø20): N = 275 kN, MN = 558 kNm, φy = 9,4 1/km, φu = 84 1/km, θpu = 27,2 mrad.
- Steber S5.3 (55/55 cm, 12Ø20): N = 518 kN, MN = 611 kNm, φy = 10,0 1/km, φu = 86 1/km, θpu = 27,7 mrad.
- Steber S6.1 (55/55 cm, 12Ø20): N = 123 kN, MN = 526 kNm, φy = 9,4 1/km, φu = 84 1/km, θpu = 26,9 mrad.
- Steber S6.3 (55/55 cm, 12Ø20): N = 239 kN, MN = 553 kNm, φy = 9,4 1/km, φu = 84 1/km, θpu = 27,2 mrad.

PRILOGA B: REZULTATI ANALIZ

V prilogi so rezultati, ki jih besedilo povzema: zapisi, ki smo jih uporabili, in njihove zmogljivosti za mejni stanji SD in NC. Semena določajo naključne faze zapisov, zmogljivosti pa so izražene s spektralnim pospeškom zapisa pri začetnem nihajnem času ekvivalentnega sistema. Medetažni zasuki in razmerja plastičnih zasukov po etažah so v preglednicah 17 in 20 v besedilu.

- Niz A, seme 101: največji pospešek tal 0,42 g, Sa(Tel) 0,38 g, zmogljivost za SD 0,71 g, za NC 1,20 g, pomik pri 475 letih 127 mm.
- Niz A, seme 102: največji pospešek tal 0,38 g, Sa(Tel) 0,39 g, zmogljivost za SD 0,81 g, za NC 1,19 g, pomik pri 475 letih 144 mm.
- Niz A, seme 103: največji pospešek tal 0,32 g, Sa(Tel) 0,39 g, zmogljivost za SD 0,70 g, za NC 1,29 g, pomik pri 475 letih 168 mm.
- Niz A, seme 104: največji pospešek tal 0,36 g, Sa(Tel) 0,38 g, zmogljivost za SD 0,61 g, za NC 1,15 g, pomik pri 475 letih 165 mm.
- Niz A, seme 105: največji pospešek tal 0,43 g, Sa(Tel) 0,38 g, zmogljivost za SD 0,99 g, za NC 1,17 g, pomik pri 475 letih 136 mm.
- Niz A, seme 106: največji pospešek tal 0,39 g, Sa(Tel) 0,37 g, zmogljivost za SD 0,80 g, za NC 1,26 g, pomik pri 475 letih 141 mm.
- Niz A, seme 107: največji pospešek tal 0,42 g, Sa(Tel) 0,38 g, zmogljivost za SD 0,79 g, za NC 0,95 g, pomik pri 475 letih 151 mm.
- Niz A, seme 108: največji pospešek tal 0,34 g, Sa(Tel) 0,36 g, zmogljivost za SD 0,84 g, za NC 1,04 g, pomik pri 475 letih 166 mm.
- Niz A, seme 109: največji pospešek tal 0,42 g, Sa(Tel) 0,38 g, zmogljivost za SD 0,85 g, za NC 1,02 g, pomik pri 475 letih 155 mm.
- Niz A, seme 110: največji pospešek tal 0,39 g, Sa(Tel) 0,35 g, zmogljivost za SD 0,87 g, za NC 1,03 g, pomik pri 475 letih 141 mm.
- Niz A, seme 111: največji pospešek tal 0,38 g, Sa(Tel) 0,36 g, zmogljivost za SD 0,68 g, za NC 1,48 g, pomik pri 475 letih 139 mm.
- Niz B, seme 201: največji pospešek tal 0,36 g, Sa(Tel) 0,40 g, zmogljivost za SD 0,90 g, za NC 1,15 g, pomik pri 475 letih 138 mm.
- Niz B, seme 202: največji pospešek tal 0,34 g, Sa(Tel) 0,36 g, zmogljivost za SD 0,78 g, za NC 1,24 g, pomik pri 475 letih 156 mm.
- Niz B, seme 203: največji pospešek tal 0,35 g, Sa(Tel) 0,36 g, zmogljivost za SD 0,79 g, za NC 1,17 g, pomik pri 475 letih 170 mm.
- Niz B, seme 204: največji pospešek tal 0,35 g, Sa(Tel) 0,41 g, zmogljivost za SD 0,96 g, za NC 1,23 g, pomik pri 475 letih 152 mm.
- Niz B, seme 205: največji pospešek tal 0,35 g, Sa(Tel) 0,39 g, zmogljivost za SD 0,84 g, za NC 1,20 g, pomik pri 475 letih 146 mm.
- Niz B, seme 206: največji pospešek tal 0,41 g, Sa(Tel) 0,38 g, zmogljivost za SD 0,72 g, za NC 0,92 g, pomik pri 475 letih 128 mm.
- Niz B, seme 207: največji pospešek tal 0,35 g, Sa(Tel) 0,39 g, zmogljivost za SD 0,76 g, za NC 1,05 g, pomik pri 475 letih 133 mm.
- Niz B, seme 208: največji pospešek tal 0,39 g, Sa(Tel) 0,38 g, zmogljivost za SD 0,95 g, za NC 1,13 g, pomik pri 475 letih 139 mm.

- Niz B, seme 209: največji pospešek tal 0,36 g, Sa(Tel) 0,40 g, zmogljivost za SD 1,08 g, za NC 1,51 g, pomik pri 475 letih 134 mm.
- Niz B, seme 210: največji pospešek tal 0,37 g, Sa(Tel) 0,35 g, zmogljivost za SD 0,85 g, za NC 1,04 g, pomik pri 475 letih 132 mm.
- Niz B, seme 211: največji pospešek tal 0,35 g, Sa(Tel) 0,38 g, zmogljivost za SD 0,87 g, za NC 1,16 g, pomik pri 475 letih 152 mm.

Rezultati IDA celotnega modela po zapisih niza A: pomik vrha pri potresu s povratno dobo 475 let, največji medetažni zasuk pri tem potresu, največje razmerje plastičnega zasuka do zmogljivosti za NC pri tem potresu in zmogljivost za SD in NC (intenziteta, pri kateri razmerje prvič doseže 1; »ni dosežena« pomeni, da pri največji analizirani intenziteti razmerje ni doseglo 1).

- Seme 101: pomik vrha 174 mm, zasuk 1,21 %, razmerje NC 0,15, zmogljivost za SD 1,08 g, za NC 1,46 g.
- Seme 102: pomik vrha 175 mm, zasuk 1,28 %, razmerje NC 0,18, zmogljivost za SD 1,27 g, za NC 1,81 g.
- Seme 103: pomik vrha 187 mm, zasuk 1,42 %, razmerje NC 0,22, zmogljivost za SD 0,93 g, za NC 1,48 g.
- Seme 104: pomik vrha 202 mm, zasuk 1,44 %, razmerje NC 0,24, zmogljivost za SD 0,92 g, za NC 1,60 g.
- Seme 105: pomik vrha 163 mm, zasuk 1,27 %, razmerje NC 0,17, zmogljivost za SD 1,29 g, za NC 1,66 g.
- Seme 106: pomik vrha 169 mm, zasuk 1,26 %, razmerje NC 0,17, zmogljivost za SD 0,98 g, za NC 1,48 g.
- Seme 107: pomik vrha 190 mm, zasuk 1,31 %, razmerje NC 0,20, zmogljivost za SD 1,03 g, za NC 1,31 g.
- Seme 108: pomik vrha 213 mm, zasuk 1,47 %, razmerje NC 0,24, zmogljivost za SD 1,11 g, za NC 1,44 g.
- Seme 109: pomik vrha 202 mm, zasuk 1,42 %, razmerje NC 0,20, zmogljivost za SD 1,16 g, za NC 1,43 g.
- Seme 110: pomik vrha 172 mm, zasuk 1,22 %, razmerje NC 0,16, zmogljivost za SD 0,92 g, za NC 1,12 g.
- Seme 111: pomik vrha 183 mm, zasuk 1,26 %, razmerje NC 0,16, zmogljivost za SD 1,17 g, za NC 1,94 g.

PRILOGA C: POTEK RAČUNSKEGA PROGRAMA

Računski program je napisan v jeziku Python (knjižnice NumPy, SciPy in Matplotlib) in je v celoti sestavljen iz skript, ki jih navajamo spodaj. Vsako število v delu izhaja iz teh skript. Potek izračuna je naslednji:

1. Iz specifikacije stavbe (dimenzije, armatura) program sestavi ravninski model in iz projektnega modela izračuna nihajne čase in nihajne oblike.
2. Po metodi vodoravnih sil izračuna projektne sile, notranje sile v projektnih kombinacijah in izbere armaturo prekladov in stebrov; preveri pogoj zmogljivostnega projektiranja in pogoj omejitve poškodb.
3. Za vsak prerez in osno silo izračuna zvezo moment-ukrivljenost z vlakni in iz nje učinkovito togost, moment ob tečenju in mejno ukrivljenost; iz njih sestavi hrbtenice plastičnih členkov.
4. Z vzmetmi na koncih elementov sestavi nelinearni model in ga obremeni z gravitacijsko obtežbo, nato pa z naraščajočo vodoravno obtežbo ob nadzoru pomika vrha.
5. Za vsak korak preračuna zasuke členkov, določi mejna stanja po preglednici 10 in izvede postopek N2.
6. Iz krivulje potisne analize sestavi ekvivalentni sistem, generira umetne akcelerograme, izvede IDA in iz zmogljivosti oceni krivulje ranljivosti in letne frekvence preseganja.
7. Preostale skripte iz rezultatov sestavijo tabele in slike ter datoteko rezultatov, iz katere besedilo prevzame vsa števila.

Datoteke programa so:

- okvir.py: materiali, analiza prereza z vlakni, plastični členki, ravninski okvir, lastne oblike, potisna analiza z nadzorom pomika.
- zgradba.py: geometrija, obtežbe, mase, spekter odziva po EN 1998-1, sestavljanje modela iz specifikacije.
- projekt.py: metoda vodoravnih sil, izbira armature, zmogljivostno projektiranje, preverjanje omejitve poškodb.
- ida.py: umetni akcelerogrami, odzivni spekter, Takedajeva histereza, odziv ekvivalentnega sistema.
- 00_preverjanje_programa.py: preverjanje na primerih z znano rešitvijo.
- 01_projekt.py, 02_potisna_N2.py, 03_ida.py: projektiranje, potisna analiza z metodo N2 za tri scenarije, IDA in tveganje.
- 04_rezultati.py, 05_slike.py: sestava rezultatov, tabel in slik.