

marec 2025
letnik 74

Gradbeni vestnik

GLASILO ZVEZE DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE IN
MATIČNE SEKCIJE GRADBENIH INŽENIRJEV INŽENIRSKA ZBORNICE SLOVENIJE



3

**PROJEKTIRANJE ENOETAŽNIH
ARMIRANOBETONSKIH
MONTAŽNIH HAL PO NOVEM
EVROKODU 8:
1. DEL – POVZETEK
PROJEKTIRANJA PO METODI SIL
IN NJEGOVA OCENA Z N2 METODO**

16

**PROJEKTIRANJE ENOETAŽNIH
ARMIRANOBETONSKIH MONTAŽNIH
HAL PO NOVEM EVROKODU 8:
2. DEL – NOVI POSTOPEK ZA
PROJEKTIRANJE PO METODI SIL**

29

**POTRESNI ODZIV ARMIRANOBETONSKIH
STEN POVEZANIH S PLOŠČAMI BREZ
POVEZOVALNIH GRED**

Izdajatelj:

Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (ZDGITS),
Karlovska cesta 3, 1000 Ljubljana,
telefon 01 52 40 200
v sodelovanju z **Matično sekcijo**
gradbenih inženirjev Inženirske
zbornice Slovenije (IZS MSG),
ob podpori **Javne agencije za**
znanstvenoraziskovalno in inovacijsko
dejavnost RS, Fakultete za gradbeništvo in
geodezijo Univerze v Ljubljani, Fakultete
za gradbeništvo, prometno inženirstvo in
arhitekturo Univerze v Mariboru in Zavoda
za gradbeništvo Slovenije

Izdajateljski svet:

ZDGITS: **prof. dr. Matjaž Mikoš, predsednik**
izr. prof. dr. Andrej Kryžanowski
dr. Miha Jukić
IZS MSG: **dr. Rok Cajzek**
mag. Jernej Nučič
Tina Bučić
UL FGG: **izr. prof. dr. Matija Gams**
UM FGPA: **prof. dr. Miroslav Premrov**
ZAG: **doc. dr. Aleš Žnidarič**

Uredniški odbor: **izr. prof. dr. Primož Može,**
glavni in odgovorni urednik
prof. dr. Uroš Klanšek
dr. Maja Kreslin

Lektor: **Jan Grabnar**

Lektorica angleških povzetkov:
Romana Hudin

Tajnica: **Eva Okorn**

Oblikovalska zasnova: **Agencija GIG**

Tehnično urejanje, prelom in tisk:
Kočevski tisk

Naklada: 400 tiskanih izvodov
3000 naročnikov elektronske verzije

Podatki o objavah v reviji so navedeni
v bibliografskih bazah COBISS in ICONDA
(The Int. Construction Database) ter na
www.zveza-dgits.si

Letno izide 12 števil. Letna naročnina
za individualne naročnike znaša 25,50 EUR;
za študente in upokojene 10,50 EUR;
za družbe, ustanove in samostojne podjetnike
188,50 EUR za en izvod revije; za
naročnike iz tujine 88,00 EUR.

V ceni je všteti DDV.
Poslovni račun ZDGITS pri NLB Ljubljana:
SI56 0201 7001 5398 955

Slika na naslovnici:

Nadgradnja dvoetažne stavbe s CLT
leseno masivno konstrukcijo
Foto: CBD, d. o. o.

Glasilo Zveze društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije in
Matične sekcije gradbenih inženirjev Inženirske zbornice Slovenije.
UDK-UDC 05 : 625; tiskana izdaja ISSN 0017-2774;
spletna izdaja ISSN 2536-4332.
Ljubljana, marec 2025, letnik 74, str. 1-64

Navodila avtorjem za pripravo člankov in drugih prispevkov

1. Uredništvo sprejema v objavo znanstvene in strokovne članke s področja gradbeništva in druge prispevke, pomembne in zanimive za gradbeno stroko.
2. Znanstvene in strokovne članke pred objavo pregleda najmanj en anonimen recenzent, ki ga določi glavni in odgovorni urednik.
3. Članki (razen angleških povzetkov) in prispevki morajo biti napisani v slovenščini.
4. Besedilo mora biti zapisano z znaki velikosti 12 točk in z dvojnimi presledki med vrsticami.
5. Prispevki morajo vsebovati naslov, imena in priimke avtorjev z nazivi in naslovi ter besedilo.
6. Članki morajo obvezno vsebovati: naslov članka v slovenščini (velike črke); naslov članka v angleščini (velike črke); znanstveni naziv, imena in priimke avtorjev, strokovni naziv, navadni in elektronski naslov; oznako, ali je članek strokoven ali znanstven; naslov POVZETEK in povzetek v slovenščini; ključne besede v slovenščini; naslov SUMMARY in povzetek v angleščini; ključne besede (key words) v angleščini; naslov UVOD in besedilo uvoda; naslov naslednjega poglavja (velike črke) in besedilo poglavja; naslov razdelka in besedilo razdelka (neobvezno); ... naslov SKLEP in besedilo sklepa; naslov ZAHVALA in besedilo zahvale (neobvezno); naslov LITERATURA in seznam literature; naslov DODATEK in besedilo dodatka (neobvezno). Če je dodatkov več, so ti označeni še z A, B, C itn.
7. Poglavja in razdelki so lahko oštevilčeni. Poglavja se oštevilčijo brez končnih pik. Denimo: 1 UVOD; 2 GRADNJA AVTOCESTNEGA ODSEKA; 2.1 Avtocestni odsek ... 3 ...; 3.1 ... itd.
8. Slike (risbe in fotografije s primerno ločljivostjo) in preglednice morajo biti razporejene in omenjene po vrstnem redu v besedilu prispevka, oštevilčene in opremljene s podnapisi, ki pojasnjujejo njihovo vsebino.
9. Enačbe morajo biti na desnem robu označene z zaporedno številko v okroglem oklepaju.
10. Kot decimalno ločilo je treba uporabljati vejico.
11. Uporabljena in citirana dela morajo biti navedena med besedilom prispevka z oznako v obliki oglatih oklepajev: [priimek prvega avtorja ali kratica ustanove, leto objave]. V istem letu objavljena dela istega avtorja ali ustanove morajo biti označena še z oznakami a, b, c itn.
12. V poglavju LITERATURA so uporabljena in citirana dela razvrščena po abecednem redu priimkov prvih avtorjev ali kraticah ustanov in opisana z naslednjimi podatki: priimek ali kratica ustanove, začetnica imena prvega avtorja ali naziv ustanove, priimki in začetnice imen drugih avtorjev, naslov dela, način objave, leto objave.
13. Način objave je opisan s podatki: knjige: založba; revije: ime revije, založba, letnik, številka, strani od do; zborniki: naziv sestanka, organizator, kraj in datum sestanka, strani od do; raziskovalna poročila: vrsta poročila, naročnik, oznaka pogodbe; za druge vrste virov: kratek opis, npr. v zasebnem pogovoru.
14. Prispevke je treba poslati v elektronski obliki v formatu MS WORD glavnemu in odgovornemu uredniku na e-naslov: primoz.moze@fgg.uni-lj.si. V sporočilu mora avtor napisati, kakšna je po njegovem mnenju vsebina članka (pretežno znanstvena, pretežno strokovna) oziroma za katero rubriko je po njegovem mnenju prispevek primeren.

Uredništvo

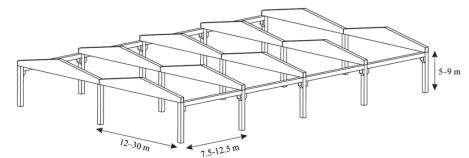
prof. dr. Tatjana Isaković, univ. dipl. inž. grad.

3

PROJEKTIRANJE ENOETAŽNIH ARMIRANOBETONSKIH MONTAŽNIH HAL PO NOVEM EVROKODU 8:

1. DEL – POVZETEK PROJEKTIRANJA PO METODI SIL IN NJEGOVA OCENA Z N2 METODO

**DESIGN OF SINGLE-STORY REINFORCED
CONCRETE PRECAST BUILDINGS
ACCORDING TO NEW EUROCODE 8:
1st PART – SUMMARY OF THE FORCE-BASED
DESIGN AND ITS EVALUATION
BY THE N2 METHOD**



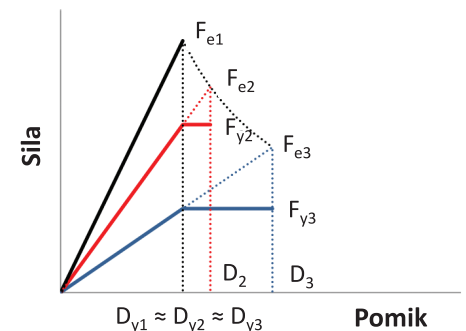
prof. dr. Tatjana Isaković, univ. dipl. inž. grad.

16

PROJEKTIRANJE ENOETAŽNIH ARMIRANOBETONSKIH MONTAŽNIH HAL PO NOVEM EVROKODU 8:

2. DEL – NOVI POSTOPEK ZA PROJEKTIRANJE PO METODI SIL DESIGN OF SINGLE-STORY REINFORCED CONCRETE PRECAST BUILDINGS ACCORDING TO NEW EUROCODE 8:

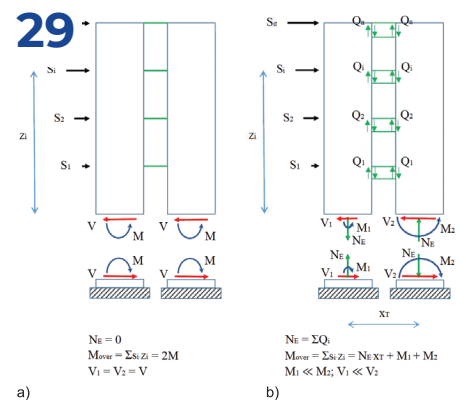
**2nd PART – NEW FORCE-BASED
DESIGN PROCEDURE**



asist. dr. Antonio Janevski, mag. inž. grad.
prof. dr. Tatjana Isaković, univ. dipl. inž. grad.

29

POTRESNI ODZIV ARMIRANOBETONSKIH STEN POVEZANIH S PLOŠČAMI BREZ POVEZOVALNIH GRED SEISMIC RESPONSE OF REINFORCED CONCRETE WALLS COUPLED BY SLABS WITHOUT COUPLING BEAMS



VSEBINA CONTENTS

FOTOREPORTAŽA Z GRADBIŠČA

Miha Maraž

SIDRANJE »TIE-DOWN« PRIVEZOV ZA PRISTANIŠKE ŽERJAVE NA KONTEJNERSKEM TERMINALU V LUKI REKA

45



Bruno Dujč

POTNIŠKI TERMINAL LUKE KOPER

50



Miha Bogataj

LESENI PAVILJON NA GOLF IGRIŠČU ARBORETUM

55



Mateja Držečnik

DOM STAREJŠIH KOZJE

61



NOVI DIPLOMANTI

Eva Okorn

KOLEDAR PRIREDITEV

Eva Okorn

prof. dr. Tatjana Isaković, univ. dipl. inž. grad.

tatjana.isakovic@fgg.uni-lj.si

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo
Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo (IKPIR),
Jamova 2, Ljubljana



Znanstveni članek
UDK/UDC: 624.04:531.2

PROJEKTIRANJE ENOETAŽNIH ARMIRANOBETONSKIH MONTAŽNIH HAL PO NOVEM EVROKODU 8: 1. DEL – POVZETEK PROJEKTIRANJA PO METODI SIL IN NJEGOVA OCENA Z N2-METODO

DESIGN OF SINGLE-STORY REINFORCED CONCRETE PRECAST BUILDINGS ACCORDING TO NEW EUROCODE 8: PART 1 – SUMMARY OF THE FORCE-BASED DESIGN AND ITS EVALUATION BY THE N2 METHOD

Povzetek

Predstavljeni so značilni koraki in rezultati potresnega projektiranja širokega nabora enonadstropnih armiranobetonskih montažnih hal po metodi sil v skladu z drugo generacijo standarda Evrokod 8. Merodajen kriterij, ki je določal minimalne dimenzij stebrov, je bila omejitev njihovega maksimalnega pomika na največ 2 % višine stebra. Pri projektiranju je bil v vseh primerih upoštevan faktor obnašanja $q = 3$ in reducirana efektivna upogibna togost, ki je znašala 50 % teoretične togosti, ki ustreza bruto prečnemu prerezu.

Potresni odziv tako projektiranih stavb je bil ocenjen z nelinearno potisno analizo (N2-metodo). Izkazalo se je, da je povprečni zasuk stebrov približno dvakrat večji od vrednosti, ki je bila upoštevana pri projektiranju. Tudi vplivi teorije drugega reda so bili, v splošnem, nepričakovano veliki, še zlasti v visokih stebrih, kjer so presegli dovoljene vrednosti. Glavni razlogi za velike razlike med elastično in nelinearno analizo sta bila poljubno izbrani faktor obnašanja q in poljubno reducirana efektivna togost konstrukcij, ki nista bila ustrezno korelirana. Efektivna togost v elastični analizi je bila približno dvakrat večja kot tista v nelinearni analizi. Podrobna analiza razlik med elastično in nelinearno analizo in postopek projektiranja, ki odpravi te razlike, sta prikazana v spremljajočem članku.

Ključne besede: Evrokod 8 druge generacije, projektiranje po metodi sil, projektiranje za vpliv potresne obtežbe, enoetažne armiranobetonske montažne hale, nelinearna potresna analiza.

Summary

The article provides an overview of the steps and outcomes of the force-based seismic design for a broad range of single-story precast reinforced concrete buildings according to the second generation of Eurocode 8. The criterion defining the cross-sectional dimensions of the columns was the 2 % drift limitation. Buildings were designed considering a behaviour factor of $q = 3$ and an effective stiffness equal to 50 % of the stiffness corresponding to the gross cross-section.

The seismic response of the analysed buildings was evaluated using nonlinear pushover analysis (N2 method). It was found that the chord rotations of the columns were roughly double the value accounted for in the design. The second-order effects were also unexpectedly large, particularly in taller columns, where they exceeded permissible limits. The main causes for the substantial discrepancies between elastic and nonlinear analysis were an arbitrarily chosen behaviour factor q and an arbitrarily reduced effective stiffness, which were improperly aligned. The effective stiffness in the elastic analysis was nearly twice as high as observed in the nonlinear analysis. A comprehensive review of the differences between elastic and nonlinear analysis, along with a design method to address these gaps, is given in the accompanying article.

Key words: second generation of Eurocode 8, force-based design, seismic design, single-story precast reinforced concrete buildings, nonlinear seismic analysis.

1 UVOD

V pripravi je nova generacija Evrokodov, ki bo predvidoma marca 2028 popolnoma nadomestila trenutno veljavne standarde. Evrokod 8 [CEN 2024a, CEN 2024b] za projektiranje konstrukcij na potresnih območjih uvaja številne novosti. Na primer, poleg tradicionalnega projektiranja na osnovi sil so dovoljeni tudi postopki projektiranja na osnovi pomikov, ki temeljijo na rezultatih nelinearnih analiz; projektni spekter pospeškov ni več določen na osnovi pospeška temeljnih tal, pač pa na osnovi značilnih spektralnih pospeškov; pri projektiranju armiranobetonskih konstrukcij je spremenjeno dimenzioniranje na strig in posamezni konstrukcijski detajli ter pravila konstruiranja; v armiranobetonskih montažnih halah so spremenjena pravila za določanje potrebnih dimenzij stebrov itd.

V članku je prikazan postopek projektiranja armiranobetonskih enoetažnih hal po metodi sil, nato so rezultati ocenjeni z nelinearno N2-metodo. V študiji je obravnavan širok nabor najpogostejšega tipa enoetažnih hal, kjer so stebri in grede povezani z mozniki, fasadni paneli pa z glavno nosilno konstrukcijo z najpogostejše uporabljanimi vrstami stikov, ki zagotavljajo, da paneli bistveno ne vplivajo na togost glavne konstrukcije (slika 1). Bili sta upoštevani dve intenziteti potresnega vpliva, ki za tip tal B ustrezata pospešku temeljnih tal 0,31g in 0,47g.



Slika 1. Analizirani tip armiranobetonskih montažnih hal.

V drugem poglavju je najprej podan povzetek zahtev za projektiranje obravnavnega tipa stavb po novem Evrokodu 8 in predstavljene najpomembnejše spremembe glede na trenutno veljavni standard, vključno z novim elastičnim in reduciranim spektrom pospeškov. Stavbe, vključene v parametrično študijo, so prikazane v poglavju 3.1. Izbira dimenzij stebrov je opisana v poglavju 3.2. Konstruiranje in armatura stebrov sta povzeti v poglavju 3.3. V zadnjem, 4. poglavju je potresni odziv tako projektiranih hal ocenjen z nelinearno potisno analizo oziroma z N2-metodo.

Potresni odziv, ocenjen z nelinearno analizo, je bil bistveno drugačen od tega, kar je predpostavljeno in upoštevano pri projektiranju. Razlogi za velike razlike med elastično in nelinearno analizo kakor tudi nov postopek projektiranja, s katerim dosežemo, da so rezultati obeh postopkov projektiranja primerljivi, so predstavljeni v spremljajočem članku [Isaković, 2025].

2 POVZETEK OSNOVNIH ZAHTEV PRI PROJEKTIRANJU MONTAŽNIH ARMIRANOBETONSKIH HAL PO DRUGI GENERACIJI EVOKODA 8

2.1 Dimenzije stebrov in njihova začetna togost

Novi EC8-1-2 [CEN 2024b] ohranja podobne kriterije za določitev dimenzij stebrov kot sedanji standard EC8-1 [SIST 2005a], vendar so občutno spremenjene posamezne meje, ki jih je treba upoštevati v teh kriterijih. Maksimalni dovoljen vodoravni pomik stebra (angl. »drift«) je sicer še vedno omejen na 2% višine stebra H , vendar se je občutno spremenil kriterij glede vpliva teorije 2. reda na dimenzije stebra. Mejna vrednost ustreznega koeficienta θ , ki določa minimalne zahtevane dimenzije stebra, je s členom 10.14.3.3(2) standarda EC8-1-2 prepolovljena na 0,05 (v trenutni verziji je ta vrednost 0,1). Treba je omeniti, da je ta koeficient tudi definiran nekoliko drugače kot doslej:

$$\theta = \frac{P_{tot} d_{r,SD}}{q_R q_s V_{tot} H} \quad (1)$$

V zgornji enačbi sta P_{tot} in V_{tot} navpična sila zaradi stalne obtežbe in vodoravna sila zaradi potresnega vpliva (ko obravnavamo tipičen steber v armiranobetonskih halah sta ti dve sili osna in



strižna sila v stebru); $d_{r,SD}$ je projektna vrednost maksimalnega pomika na vrhu stebra pri mejnem stanju velikih poškodb SD (angl. »significant damage limit state«); H je višina stavbe/stebra; q_R in q_s sta komponenti faktorja obnašanja, s katerima se upošteva dodatna nosilnost (angl. »overstrength«) zaradi prerazporeditev potresnih vplivov v statično nedoločene konstrukcije in dodatna nosilnost zaradi drugih virov.

Na prvi pogled se zdi, da je kriterij dosti bolj oster kot v trenutno veljavnem standardu, ki zahteva, da je minimalna dimenzija stebra $H/10$, če θ preseže vrednost 0,1. V novem EC8-1-2 je mejna vrednost θ sicer prepolovljena, a je prepolovljena tudi zahtevana minimalna dimenzija stebra, in sicer na $H/20$. Za razred duktilnosti DC3 (za razlago razredov duktilnosti glejte poglavje 3.1) je absolutni minimum za dimenzijo stebra 25 cm, za razred duktilnosti DC2 pa 20 cm. V značilnih enoetažnih montažnih halah to vodi k zelo podajnim stebrom z dimen-

zijami med 25 cm in 50 cm. Posledično so lahko vrednosti θ zelo velike in v določenih primerih celo presežejo največjo dovoljeno vrednost 0,3.

Za določitev minimalnih dimenzij stebra je po novem EC8-1-2 merodajen kriterij, ki omejuje maksimalni pomik stebra na 2 % višine stebra, saj ta pogoj zahteva večje dimenzije kot kriterij glede teorije 2. reda (glej poglavje 3.2).

Tako kot trenutni tudi novi EC8-1-2 zahteva, da se v analizi upošteva reducirana efektivna togost armiranobetonskih elementov in dovoljuje, da takrat, ko nimamo natančnejših podatkov, upoštevamo, da je ta togost enaka 50 % teoretične togosti, ki ustreza bruto prečnemu prerezu.

2.2 Reducirani spekter pospeškov in faktor obnašanja

V novem EC8-1-1 [CEN 2024a] je elastični spekter pospeškov definiran na drugačnih osnovah kot doslej. Namesto referenčnega pospeška temeljnih tal sta ključna parametra, ki ju upoštevamo pri določanju elastičnega spektra pospeškov, referenčni spektralni pospešek v resonančnem območju spektra, $S_{a,ref}$, in referenčni spektralni pospešek, $S_{\beta,ref}$, ki ustreza nihajnemu času $T_{\beta} = 1$ s.

Nihajni časi večine montažnih enoetažnih stavb se nahajajo v delu spektra pospeškov, ki ustreza konstantnim hitrostim. V tem spektralnem območju lahko elastični pospešek, $S_e(T)$, ki ustreza nihajnemu času, T , določimo kot:

$$S_e(T) = \frac{S_{\beta} T_{\beta}}{T} \quad (2)$$

Pri tem je $S_{\beta} = F_T F_{\beta} S_{\beta,RP}$; F_T je topografski koeficient, ki je imel v prikazani študiji vrednost 1,0; F_{β} je faktor tal, ki je v prikazani študiji določen kot $F_{\beta} = 1,6 (1 - 0,2 S_{\beta,475}/g)$; $S_{\beta,RP}$ je pospešek v elastičnem spektru, ki ustreza nihajnemu času 1 s in povratni dobi RP, ki je bil v prikazani študiji pri mejnem stanju velikih poškodb – SD (angl. »significant damage«) enak $S_{\beta,475} = 0,4 S_{a,475}$, kjer je $S_{a,475}$ referenčni spektralni pospešek v resonančnem območju elastičnega spektra pospeškov, ki ustreza povratni dobi 475 let.

Projektni spekter pospeškov, katerega ekvivalent je v novem EC8-1-1 reducirani spekter pospeškov, določimo kot:

$$S_r(T) = \frac{S_e(T)}{R_q(T)} \quad (3)$$

Pri tem je za obravnavne konstrukcije, za katere so značilni razmeroma dolgi nihajni časi, redukcijski faktor $R_q(T) = q$, kjer je q faktor obnašanja.

Faktor obnašanja q je odvisen od razreda duktilnosti stavbe. Za obravnavne enoetažne armiranobetonske montažne stavbe in razred duktilnosti DC3 (ki približno ustreza razredu DCM v prvi generaciji EC8) je maksimalni $q = 3$. Faktor obnašanja q določimo kot produkt treh koeficientov:

$$q = q_s q_R q_D \quad (4)$$

Koeficienta q_R in q_s sta bila definirana v poglavju 2.1, medtem ko je q_D komponenta faktorja obnašanja, ki upošteva sposobnost konstrukcije, da se plastično deformira in sipa potresno energijo. Za obravnavni tip stavb in razred duktilnosti DC3 je $q_D = 2,1$.

2.3 Upogibna armatura

Pri dimenzioniranju na upogib ni bistvenih razlik med novim in trenutno veljavnim EC8. Edina razlika je v količini zahtevane minimalne armature. Ta je v novem standardu odvisna od kvalitete betona in tipa konstrukcijskih elementov. Za beton C 40/50, ki je upoštevan v prikazani študiji, znaša minimalna upogibna armatura v stebrih 0,7 %.

2.4 Dimenzioniranje na strig

Projektne strižne sile določimo tako kot doslej z metodo načrtovanja nosilnosti. V konzolnih stebrih projektne vrednosti maksimalnih strižnih sil V_d določimo tako, da upogibno nosilnost stebra ob vpetju v temelje delimo z višino stebra H . Upogibno nosilnost določimo tako, da njeno projektno vrednost M_{Rd} pomnožimo s faktorjem povečane nosilnosti $\gamma_{Rd} = 1,1$.

Pri dimenzioniranju na strig je treba upoštevati tudi novi standard Evrokod 2 (EC2) [CEN 2022]. Ta dovoljuje dva različna postopka dimenzioniranja na strig: a) klasičen postopek s spremenljivim naklonom betonske tlačne diagonale in b) dimenzioniranje v skladu s teorijo modificiranega tlačnega polja [Vecchio in Collins, 1986; Biskins in Fardis, 2020].

V prikazani študiji je uporabljen klasični postopek, ki je nekoliko spremenjen glede na trenutni standard EC2 [SIST 2005b]. Namesto sil se kontrolirajo strižne napetosti. Projektna vrednost strižne nosilnosti betona brez strižne armature $\tau_{Rd,c}$ se oceni kot:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,66}{1,4} \left(100 \rho_l f_{ck} \frac{d_{dg}}{d} \right)^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq \tau_{Rd,c,min} \quad (5)$$

$$k_1 = \frac{0,5}{a_{cs,0}} \frac{d}{3} \frac{A_c}{b_w z}; a_{cs,0} = \left| \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \right| \geq d; k_1 \leq 0,18 \frac{A_c}{b_w z} \quad (6)$$

$$\tau_{Rd,c,min} = \frac{11}{1,4} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}}} \left(\frac{d_{dg}}{d} \right) \quad (7)$$

Pri tem je d statična višina prereza; ρ je delež natezne armature na razdalji d od obravnavanega prereza; f_{ck} je karakteristična tlačna trdnost betona (v tej študiji je upoštevano, da je $f_{ck} = 40$ MPa); d_{dg} je parameter, ki opisuje hrapavost v območju porušitve [$d_{dg} = 16$ mm, glede na 7.2.3(2) in EC8-1-1]; $z = 0,9 d$; b_w je širina prečnega prereza; A_c je ploščina prečnega prereza; $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ je tlačna napetost, ki jo določimo kot razmerje med projektno osno silo in ploščino prereza; M_{Ed} in V_{Ed} sta projektni upogibni moment in projektna prečna sila; f_{yd} je projektna vrednost meje elastičnosti jekla upogibne armature.

Projektno vrednost strižne nosilnosti stremen $\tau_{Rd,sy}$ določimo kot:

$$\tau_{Rd,sy} = \rho_w f_{ywd} \cot \theta \quad (8)$$

Pri tem je ρ_w delež strižne armature; f_{ywd} je projektna vrednost meje elastičnosti jekla strižne armature. Projektne napetosti σ_{cd} v betonskih tlačnih diagonalah so lahko največ enake njeni projektni tlačni nosilnosti $v_{f,cd}$:

$$\sigma_{cd} = \tau_{Ed} (\cot \theta + \tan \theta) \leq v_{f,cd} \quad (9)$$

$$\tau_{Ed} = \frac{V_d}{z b_w} \quad (10)$$

V zgornjih enačbah je τ_{Ed} projektna strižna napetost; V_d projektna strižna sila, določena po metodi načrtovanja nosilnosti; z je ročica notranjih sil ($z = 0,9d$, d je statična višina prečnega prereza); b_w je širina prečnega prereza. Pri projektiranju za vpliv potresa, se nosilnost betonskih tlačnih diagonal določi tako, kot zahteva EC8-1-1, in sicer kot $v f_{cd} = 0,5/1,6 f_{cd}$, pri čemer je f_{cd} projektna vrednost tlačne nosilnosti betona.

2.5 Armatura za objetje in dolžina plastičnega členka

Dolžina plastičnega členka l_{cr} se oceni kot:

$$l_{cr} = \max\{2b_{max}; 1,0 m\} \quad (11)$$

kjer je b_{max} večja dimenzija prečnega prereza stebra.

V področju plastičnega členka mora mehanski volumski delež prečne armature ω_{wd} znašati vsaj 0,08. Določi se kot:

$$\omega_{wd} = \frac{vol_{wd} f_{ywd}}{vol_{oc} f_{cd}} \quad (12)$$

Pri tem je vol_{wd} volumen armature za objetje; vol_{oc} je volumen objetega betonskega jedra na dolžini plastičnega členka; f_{ywd} projektna vrednost meje elastičnosti prečne armature in f_{cd} projektna tlačna trdnost betona.

Ko upoštevamo razred duktilnosti DC3, sta lahko dve vzdolžni armaturni palici, ki sta podprti s stremeni, medsebojno oddaljeni največ 20 cm. Maksimalna razdalja med stremeni vzdolž stebra s_{max} je lahko največ:

$$s \leq \min\left\{\frac{b_{oc}}{2}; 175 mm; 8d_{bl,min}\right\} \quad (13)$$

Pri tem je b_{oc} manjša dimenzija objetega betonskega jedra; $d_{bl,min}$ je minimalni premer vzdolžne armature.

2.6 Nelinearna analiza in največji povprečni zasuk stebrov

Spremenjena sta postopka, s katerima določamo povprečni zasuk stebra na meji elastičnosti θ_y in mejno vrednost povprečnega zasuka θ_u [Enačbe (7.1), (7.4) in (7.5) v EC8-1-1]. Povprečni zasuk na meji elastičnosti θ_y določimo kot:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + \frac{\phi_y d_{bl} f_y}{8 \sqrt{f_c}} + 0,0019 \left(1 + \frac{h}{1,6 L_v}\right) \quad (14)$$

Pri tem je ϕ_y ukrivljenost na meji elastičnosti; L_v je strižni razpon; d_{bl} je povprečen premer natezne vzdolžne armature; f_y je povprečna napetost na meji elastičnosti vzdolžne armature; f_c je povprečna tlačna trdnost betona; h je višina prečnega prereza.

Mejni povprečni zasuk θ_u se izračuna kot:

$$\theta_u = \theta_y + \theta_u^{pl} \quad (15)$$

V stebrih pravokotnega prečnega prereza se plastični del mejnega povprečnega zasuka θ_u^{pl} določi kot:

$$\theta_u^{pl} = \kappa_{conform} \kappa_{axial} \kappa_{rein} \kappa_{concrete} \kappa_{shear} \kappa_{span} \kappa_{confinement} \theta_{u0}^{pl} \quad (16)$$

Pri tem je $\theta_{u0}^{pl} = 0,039$ osnovna vrednost plastičnega dela mejnega povprečnega zasuka v pravokotnih prerezi; $\kappa_{conform} = 1$ za razred duktilnosti DC3; $\kappa_{axial} = 0,2 v$; $v = N/(A f_c)$ je normirana osna sila; $\kappa_{rein} = [\max(0,01; \omega')/\max(0,01; \omega_{tot} \omega')^{0,25}]$; $\omega_{tot} = \rho_{tot} f_y / f_c$ je mehanski delež vzdolžne armature; $\omega' = \rho' f_y / f_c$ je mehanski delež tlačne armature; $\kappa_{concrete} = [\min(2; f_c (MPa)/25)]^{0,1}$, korekcijski faktor za beton, katerega tlačna trdnost je različna od 25 MPa; $\kappa_{shear} = [1/2,5 \min(9; L_w/h)]^{0,35}$, korekcijski faktor za strižni razpon, ki je različen od 2,5; $\kappa_{confinement} = 24(\alpha \rho_{sw} f_{yw})/(f_c (MPa))$, faktor, s katerim upoštevamo objetje betonskega jedra s prečno armaturo; α je faktor učinkovitosti objetja betonskega jedra, tako kot je definiran v novem EC2; ρ_{sw} je delež prečne armature v smeri strižne sile; f_{yw} je napetost na meji elastičnosti prečne armature (v MPa).

Mejni zasuk je treba zmanjšati z varnostnim faktorjem, ki je odvisen od tega, kakšno mejno stanje obravnavamo, mejno stanje velikih poškodb SD ali mejno stanje blizu porušitve NC (angl. near collapse limit state). Mejni povprečni zasuk, ki ustreza NC-stanju, določimo tako, da vrednost θ_u iz enačbe (15) delimo z varnostnim faktorjem $\gamma_{Rd} = 1,55$ (glej preglednico 10.2 v EC8-1-2). Mejni povprečni zasuk, ki ustreza SD-stanju določimo kot $\theta_{SD} = (\theta_y + 0,5 \theta_u^{pl})/\gamma_{Rd}$, pri tem je $\gamma_{Rd} = 1,35$.

V prikazani študiji smo ukrivljenost na meji elastičnosti ϕ_y določili z analizo prereзов, pri čemer smo upoštevali povprečne vrednosti za mejo elastičnosti jekla in tlačne trdnosti betona. Lastnosti betona objetega betonskega jedra smo določili v skladu z novim EC2. Pri tem smo tudi upoštevali povprečne vrednosti tlačne trdnosti betona. Postopek, s katerim smo določili lastnosti betona objetega betonskega jedra, je povzet v nadaljevanju.

Učinkovitost prečne armature v področju plastičnega členka smo ocenili na standarden način s faktorjem $k_{conf} = k_{conf,b} k_{conf,s}$. Pri tem s koeficientom $k_{conf,b}$ upoštevamo učinkovitost stremen v ravnini prereza, s koeficientom $k_{conf,s}$ pa njihovo učinkovitost vzdolž stebra. Povprečno vrednost tlačne trdnosti objetega betona $f_{cm,e}$ smo določili kot:

$$f_{cm,e} = f_{cm} + k_{conf} \Delta f_{cm}; \Delta f_{cm} = 4 \sigma_{c2m} d_{dg}/32 \quad (17)$$

$$\sigma_{c2m} = \frac{\Sigma A_{s,conf} f_{ym}}{b_{cs} s} \quad (18)$$

Pri tem je f_{cm} povprečna tlačna trdnost betona; d_{dg} je parameter, ki opisuje hrapavost v območju porušitve (glej poglavje 2.4); $A_{s,conf}$ je ploščina enega kraka stremen; f_{ym} je povprečna vrednost meje elastičnosti jekla stremen; b_{cs} je dimenzija objetega betonskega jedra; s je razdalja med stremeni vzdolž stebra.

Deformacijo ε_{c2} pri doseženem $f_{cm,e}$ smo določili kot:

$$\varepsilon_{c2} = 0,002 \left(1 + 5 \frac{\Delta f_{cm}}{f_{cm}}\right) \quad (19)$$

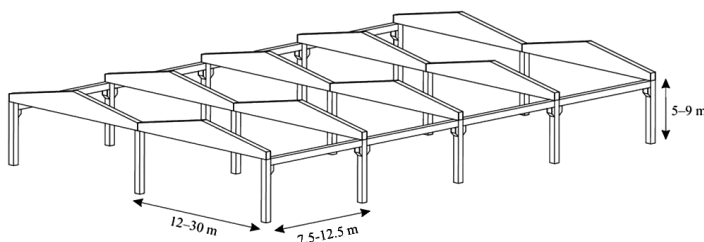
Mejno deformacijo za objeti beton ε_{cu} smo izračunali kot:

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035 + 0,2 \frac{\Delta f_{cm}}{f_{cm}} \quad (20)$$

3 PARAMETRIČNA ŠTUDIJA MONTAŽNIH ARMIRANOBETONSKIH HAL, PROJEKTIRANIH PO METODI SIL V SKLADU Z DRUGO GENERACIJO EVOKODA 8

3.1 Opis konstrukcij, potresni vpliv in faktor obnašanja

Analizirali smo širok nabor armiranobetonskih enoetažnih montažnih hal (slika 2). Tipične razpone, višine stavb in mase smo povzeli po doktorski disertaciji Blaža Zoubka [Zoubek, 2015].



Slika 2. Analizirane stavbe (povzeto po Zoubek, 2015).

Ker je obravnavani konstrukcijski sistem sestavljen iz enakih konzolnih stebrov, povezanih s togo diafragmo, smo namesto celotnih stavb analizirali le značilne stebre, upoštevajoč njihovo pripadajočo maso.

Analizirali smo vse kombinacije mas $m = 40, 60$ in 80 t in višin stebrov $H = 5, 7$ in 9 m. Vsako analizirano stavbo smo označili glede na pripadajočo maso in višino stebra. Na primer »m60H9« označuje stavbo s stebrom višine $H = 9$ m in pripadajočo maso $m = 60$ t. V vseh primerih smo upoštevali beton C 40/50 in jeklo B500 C.

V vseh analiziranih stebrih so normirane projektne osne sile v_d bile mnogo manjše od mejne vrednosti 0,3. Zato je bil povod upoštevan faktor obnašanja $q = 3$. Treba je opomniti, da se duktilnost konstrukcij bistveno zmanjša in da je potresni odziv bistveno drugačen, kot je prikazano v članku, če je meja $v_d = 0,3$ presežena.

V vseh primerih smo pri projektiranju upoštevali razred duktilnosti DC3, ki je eden izmed naslednjih treh razredov duktilnosti, predvidenih v novem standardu EC8:

a) DC1, ki ga lahko približno primerjamo z razredom DCL v trenutnem EC8 [SIST 2005a], pri katerem predpostavimo, da konstrukcija razpolaga z dodatno nosilnostjo (angl. overstrength) in da je njena sposobnost, da se plastično deformira in sipa potresna energija, majhna, zato jo zanemarimo.

b) DC3, ki je podoben razredu DCM v trenutnem EC8, pri katerem upošteevamo, da se lahko pri SD-stanju ustvari globalni mehanizem porušitve konstrukcije, hkrati pa upošteevamo tudi njeno dodatno nosilnost, sposobnost, da se plastično deformira in sipa energija na lokalnem nivoju oziroma v posameznih konstrukcijskih elementih.

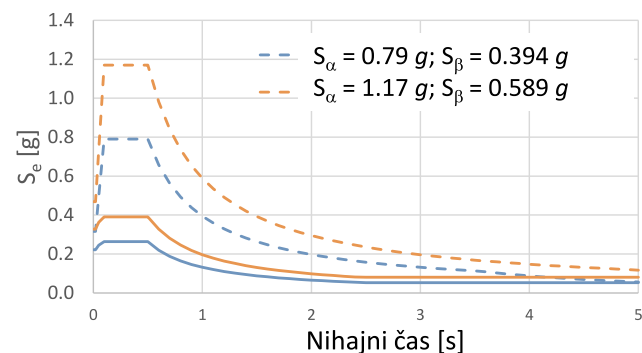
c) DC2 je vmesni razred med DC1 in DC3, pri katerem predvsem upoštevamo dodatno nosilnost konstrukcije in njeno sposobnost, da se plastično deformira in sipa energija na lokalnem nivoju, medtem ko globalni mehanizem porušitve kontroliramo le v omejenem obsegu.

V študiji smo upoštevali dve intenziteti potresnega vpliva in temeljna tla tipa B. Šibkejši intenziteti potresa približno ustreza pospešek temeljnih tal $0,31$ g, močnejši pa $0,47$ g.

Potresni vpliv smo upoštevali z reduciranimi spektri pospeškov. Elastična in ustrezna reducirana (projektna) spektra pospeškov sta za obe obravnavni intenziteti potresnega vpliva prikazana na sliki 3. Šibkejši intenziteti pri nihajnem času $T_\beta = 1$ s ustreza spektralni pospešek $S_\beta = 0,394$ g. Pri močnejši intenziteti je ta vrednost $S_\beta = 0,589$ g.

Obe vrednosti S_β smo določili na osnovi pospeška $S_{\beta,475} = f_h S_{\alpha,475}$ (glej poglavje 2.2), kjer je $S_{\alpha,475}$ spektralni pospešek v resonančnem področju spektra pospeškov, ki ustreza tlom tipa A. Pri šibkejši intenziteti smo upoštevali, da ta znaša $0,65$ g, pri močnejši $1,0$ g. Upoštevali smo, da je faktor $f_h = 0,4$ (glejte člen 5.2.1(4) v EC8-1-1). Navpična komponenta potresa je imela zanemarljiv vpliv na odziv analiziranih stebrov, zato smo jo zanemarili.

Elastična in reducirana spektra pospeškov za tla tipa B



Slika 3. Elastična (črtkani črti) in ustrezna reducirana (projektna) spektra pospeškov (polni črti) za dve intenziteti potresnega vpliva (upoštevana je največja vrednost faktorja obnašanja $q = 3$).

3.2 Dimenzije stebrov

Večina enoetažnih montažnih hal ima visoke in podajne stebre. Posledično so ustrezni nihajni časi T večinoma v delu spektra, ki mu ustrezajo konstantne hitrosti. V takšnih primerih je običajno omejitev njihovega maksimalnega pomika na 2% njihove višine (glej poglavje 2.1) merodajni kriterij za določitev potrebnih dimenzij njihovega prečnega prereza. Potrebne dimenzije stebrov h lahko določimo na osnovi 2% ciljnega povprečnega zasuka $\Delta T = D_T/H$ kot (izpeljave enačb, ki sledijo, so prikazane v spremljajočem članku Isaković, 2025):

$$h = \sqrt[4]{\frac{S_\beta^2 T_\beta^2 m H}{R S \pi^2 E_c \Delta_T^2}} \quad (21)$$

V zgornji enačbi je S_β pospešek v elastičnem spektru pospeškov pri $T_\beta = 1$ s; H je višina stebra; m je pripadajoča masa tipič-

nega stebra; E_c modul elastičnosti betona; RS je razmerje med efektivno in togostjo, ki ustreza bruto prečnemu prerezu, D_T je ciljni pomik na vrhu stebra.

V splošnem so stebri v armiranobetonskih halah zelo podajni. Zato je pri njihovi analizi in projektiranju treba upoštevati tudi učinke teorije 2. reda (P- Δ učinke). To zahteva EC8-1-2 v vseh primerih, ko koeficient θ (glejte enačbo 1) preseže vrednost 0,1. Dokler ta koeficient ne preseže vrednosti 0,2, lahko učinke teorije 2. reda upoštevamo približno tako, da upogibne momente in prečne sile v konstrukciji pomnožimo s faktorjem $1/(1-\theta)$. Ko je $\theta > 0,2$ je treba te učinke določiti bolj natančno.

Potrebno dolžino stranice kvadratnega prečnega prereza stebrov h , s katero dosežemo določeno vrednost θ , lahko izračunamo kot (bolj splošna formula je izpeljana v spremljajočem članku):

$$h = \sqrt[4]{\frac{4mgH^2}{RS E_c \theta} \cdot \frac{q}{q_R q_S}} \quad (22)$$

Kot smo že omenili, je v vseh stavbah narekovala dimenzijo prečnega prereza omejitev maksimalnega pomika $d_m = 0,02 H$ (člen 10.4.4 v EC8-1-2). V vseh primerih smo pri računu potrebnega h upoštevali $RS = 0,5$ (razmerje med efektivno in togostjo, ki ustreza bruto prečnemu prerezu). Tako določene dimenzije stebrov so prikazane v preglednici 1, in sicer pri obeh upoštevanih intenzitetah potresnega vpliva. Za primerjavo so v isti preglednici podane tudi dimenzije prečnega prereza, ki ustrezajo različnim vrednostim faktorja θ (0,05, 0,1, 0,2, 0,3). V zadnji vrstici so prikazane tudi absolutno minimalne dimenzije stebrov, ki jih predpisuje standard EC8-1-2 v členu 10.14.3.3(2) z namenom, da pokažemo, da so te dimenzije nedopustno majhne, saj so manjše od tistih, ki ustrezajo maksimalni dovoljeni vrednosti $\theta = 0,3$.

ti, kot je običajna praksa, in sicer zato, da bi se izognili različnim stopnjam dodatne nosilnosti stebrov (angl. overstrength), in zato, da bi čim bolj jasno prikazali določene ugotovitve, ki bi jih ta dodatna nosilnost lahko do določene mere zameglila.

3.3 Upogibna, strižna in armatura za objetje

3.3.1 Upogibna armatura in upogibna nosilnost

V preglednicah 2 in 3 so prikazane osnovne lastnosti analiziranih stavb, in sicer pri dveh različnih intenzitetah potresnega vpliva ($S_\beta = 0,394$ in $0,589$ g). Prikazani so: višina prečnega prereza stebra h , višina stebra H , pripadajoča masa m , osnovni nihajni čas konstrukcije T , ustrezna togost k_T , reduciran (projektni) spektralni pospešek S_r , ustrezna računsko prečna sila V_r , maksimalni pomik stebra D_{max} , ustrezen povprečni zasuk Δ določen kot razmerje D_{max}/H , koeficient θ , ki se nanaša na P- Δ učinke.

Za stavbe v preglednici 2 smo računsko prečne sile V_r korigirali s faktorjem $1/(1-\theta)$ zaradi pomembnih P- Δ učinkov (sile V_θ). V vseh primerih smo projektne upogibne momente M_d določili tako, da smo prečne sile pomnožili z višino stebrov H . Pri računu potrebne upogibne armature FR smo upoštevali projektno osno silo N_d in dvoosni upogib, pri čemer smo upoštevali sočasno delovanje 100% in 30% upogibnega momenta M_d v dveh medsebojno pravokotnih smereh.

V večini primerov smo za upogibno armaturo izbrali palice različnih premerov, zato da smo zagotovili upogibno nosilnost, ki je čim bolj podobna zahtevani nosilnosti, predvsem da se izognemo različnim stopnjam dodatne nosilnosti stebrov (angl. overstrength), ki bi lahko zmanjšale jasnost posameznih trendov in ugotovitev, ki so prikazani v nadaljevanju. Zato smo

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
$S_\beta = 0,394$ g	46	50	53	50	55	58	54	59	63
$S_\beta = 0,589$ g	56	61	65	62	67	71	66	72	77
$\theta = 0,05$	55	66	74	61	73	82	66	78	88
$\theta = 0,10$	47	55	62	52	61	69	55	66	74
$\theta = 0,20$	39	46	53	43	51	58	47	55	62
$\theta = 0,30$	35	42	47	39	46	53	42	50	56
H/20	25	35	45	25	35	45	25	35	45

Preglednica 1. Dimenzije prečnega prereza stebrov h [cm], ki ustrezajo maksimalnemu pomiku 2% H za dve različni intenziteti potresnega vpliva ($S_\beta = 0,394$ in $0,589$ g), in dimenzije h , ki ustrezajo različnim vrednostim θ .

Pri močnejšem potresnem vplivu ($S_\beta = 0,589$ g) lahko vplive teorije 2. reda zanemarimo, saj so ustrezne vrednosti θ v vseh stebrih manjše od 0,1. Pri šibkejšem potresnem vplivu so ti učinki bolj pomembni in so bili upoštevani na približen način, kot je bilo že razloženo.

Treba je tudi poudariti, da smo v nadaljnji analizi upoštevali natanko takšne dimenzije stebrov, ki so prikazane v prvih dveh vrsticah preglednice 1. Nismo jih zaokrožali na 5 cm natančnos-

v vseh primerih upoštevali tudi enak razpored vzdolžnih palic, ki so omogočale tudi enako oblikovanje prečne armature, ki vpliva na objetje betonskega prereza (glejte sliko 4). V tabelah 2 in 3 sta prikazana tudi delež vzdolžne armature μ in ustrezna upogibna nosilnost M_{Rd} .

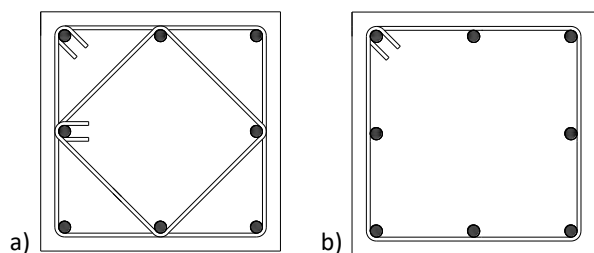
V vseh primerih smo upoštevali beton C 40/50 in jeklo B500 C. Ko smo določali projektno upogibno nosilnost stebrov, smo upoštevali delni varnostni faktor za beton $\gamma_c = 1,5$ in za jeklo

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
H [m]	5	7	9	5	7	9	5	7	9
m [t]	40	40	40	60	60	60	80	80	80
h [cm]	46	50	53	50	55	58	54	59	63
k_T [kN/m]	1514	772	467	2271	1158	701	3027	1545	934
T [s]	1,02	1,43	1,84	1,02	1,43	1,84	1,02	1,43	1,84
S_r [m/s ²]	1,26	0,90	0,70	1,26	0,90	0,70	1,26	0,90	0,70
V_r [kN]	50,5	36,0	28,0	75,7	54,1	42,0	100,9	72,1	56,1
D_{max} [cm]	10	14	18	10	14	18	10	14	18
$\Delta=D_{max}/H$	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
θ	0,109	0,152	0,196	0,109	0,152	0,196	0,109	0,152	0,196
V_θ [kN]	56,6	42,5	34,9	84,9	63,8	52,3	113,2	85,0	69,7
M_d [kNm]	283	298	314	425	446	471	566	595	627
N_d [kN]	392	392	392	589	589	589	785	785	785
$v_d = N_d/(Af_{cd})$	0,070	0,059	0,052	0,088	0,073	0,066	0,101	0,085	0,074
FR-palice	12ø8	4ø18+ 8ø16	4ø18+ 8ø16	4ø22+8ø20	12ø20	4ø20+8ø18	4ø25+8ø22	12ø22	4ø22+8ø20
FR [cm ²]	30,5	26,2	26,2	40,3	37,7	32,9	50,0	45,6	40,3
μ [%]	1,47	1,07	0,94	1,58	1,25	0,96	1,70	1,31	1,02
M_{Rd} [kNm]	310	315	340	450	495	495	615	660	670

Preglednica 2. Dimenzioniranje na upogib; $S_\beta = 0,394$ g.

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
H [m]	5	7	9	5	7	9	5	7	9
m [t]	40	40	40	60	60	60	80	80	80
h [cm]	56	61	65	62	67	71	66	72	77
k_T [kN/m]	3383	1726	1044	5074	2589	1566	6765	3452	2088
T [s]	0,68	0,96	1,23	0,68	0,96	1,23	0,68	0,96	1,23
S_r [m/s ²]	2,82	2,01	1,57	2,82	2,01	1,57	2,82	2,01	1,57
V_r [kN]	112,8	80,5	62,6	169,1	120,8	94,0	225,5	161,2	125,3
D_{max} [cm]	10	14	18	10	14	18	10	14	18
$\Delta=D_{max}/H$	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
θ	0,049	0,068	0,088	0,049	0,068	0,088	0,049	0,068	0,088
M_d [kNm]	564	564	564	846	846	846	1128	1128	1128
N_d [kN]	392	392	392	589	589	589	785	785	785
$v_d = N_d/(Af_{cd})$	0,047	0,040	0,035	0,057	0,049	0,044	0,068	0,057	0,050
FR-bars	4ø22+8ø25	12ø22	4ø22+8ø20	12ø28	4ø28+8ø25	4ø22+8ø25	12ø32	12ø28	4ø28+8ø25
FR [cm ²]	54,5	45,6	40,3	73,9	63,9	54,5	96,5	73,9	63,9
μ [%]	1,75	1,24	0,97	1,94	1,42	1,07	2,19	1,42	1,08
M_{Rd} [kNm]	620	600	600	940	940	900	1280	1200	1190

Preglednica 3. Dimenzioniranje na upogib; $S_\beta = 0,589$ g.



Slika 4. Razpored vzdolžne in prečne armature v stebrih: a) v področju plastičnega členka, b) v preostalem delu stebra.

$\gamma_s = 1,15$. V vseh obravnavanih stebrih smo upoštevali enak ciljni povprečni zasuk $\Delta_T = 0,02$. Ta je definiran kot razmerje ciljnega pomika D_T in višine stebra H ($\Delta_T = D_T/H$).

Ko so bili učinki teorije drugega reda zanemarljivi, je bilo razmerje prečnih sil v različnih stebrih z enako pripadajočo maso obratno sorazmerno z njihovo višino, upogibni momenti ob vpetju pa enaki. To lahko preverimo z naslednjima dvema enačbama, ki jih lahko uporabimo za račun upogibnih momentov M_d in računskih prečnih sil V_r :

$$V_r = \frac{S_\beta^2 T_\beta^2 m}{4\pi^2 \Delta_T H q} \quad (23)$$

$$M_d = \frac{S_\beta^2 T_\beta^2 m}{4\pi^2 \Delta_T q} \quad (24)$$

Pri šibkejšem potresnem vplivu ($S_\beta = 0,394$ g) upogibni momenti v stebrih z enako pripadajočo maso niso bili povsem enaki, ker smo jih zaradi P- Δ učinkov povečali s faktorjem $1/(1-\theta)$, ki v vseh stebrih ni bil enak. Pri močnejšem potresnem vplivu ($S_\beta = 0,589$ g) smo lahko te učinke zanemarili, saj so bile vrednosti θ pod kritično mejo ($\theta < 0,1$).

V najvišjih stebrih je bila potrebna količina vzdolžne armature tako v absolutnem (v cm^2) kot tudi v relativnem smislu (%) najmanjša, zato ker je 2 % omejitev povprečne rotacije stebra terjala večje prečne prereze kot v krajših stebrih.

3.3.2 Strizna armatura in strizna nosilnost

Pri dimenzioniranju na strig smo upoštevali projektne prečne sile V_d , ki smo jih določili z metodo načrtovanja nosilnosti:

$$V_d = \gamma_{Rd} M_{Rd} / H = 1,1 M_{Rd} / H \quad (25)$$

Pri tem je M_{Rd} projektna upogibna nosilnost stebra ob vpetju; $\gamma_{Rd} = 1,1$ je faktor povečane nosilnosti. V novi generaciji Evrokodov pri dimenzioniranju na strig kontroliramo strizne napetosti. Zato je treba tudi strizne zahteve izraziti z ustreznimi napetostmi τ_{Ed} [glej enačbe (5)–(7)]. Povzetek dimenzioniranja na strig je prikazan v preglednicah 4 in 5.

V večini analiziranih stebrov je nosilnost betona brez strizne armature (glej poglavje 2.4) zadoščala za prevzem striznih zahtev. Zato je večina stebrov armirana z minimalno strizno armaturo, in sicer z dvostriznimi stremeni $\varnothing 8$ mm/30 cm. Izjema so posamezni kratki stebri. V teh stebrih so strizne zahteve presegle nosilnost betona brez strizne armature, zato smo jih v celoti prevzeli s strizno armaturo.

Ena izmed možnosti, ki je v teh primerih predvideva novi EC2, je, da pri dimenzioniranju na strig upoštevamo, da se hkrati, ko steče strizna armatura, doseže tudi porušitev betonske tlačne diagonale. V zelo vitkih in podajnih stebrih v montažnih halah takšna predpostavka pripelje do nerealističnih rešitev, ker porušitev betonskih tlačnih diagonal težko dosežemo. Zato smo v obravnavanih stebrih količino potrebne strizne armature SR oziroma A_{sw}/s (A_{sw} je ploščina vseh krakov stremen, s pa razdalja med stremeni vzdolž stebra) določili tako, da smo izbrali naklon tlačne diagonale $\theta = 21,8^\circ$, ki mu ustreza maksimalno dovoljen $\cot\theta = 2,5$. Pri tem smo upoštevali tudi člen 7.2.3 v EC8-1-1, ki določa, da je vrednost parametra, ki opisuje hrupavost v območju porušitve $d_{dg} = 16$ mm, vrednost parametra, ki določa nosilnost betonske tlačne diagonale pa $v = 0,5/1,6$.

Strizne zahteve so tudi v teh stebrih le rahlo presegle kapaciteto, zato je tudi v njih zadoščala minimalna strizna armatura.

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
h [cm]	46	50	53	50	55	58	54	59	63
M_{Rd} [kNm]	310	315	340	450	495	495	615	660	670
V_d [kN]	68	50	42	99	78	61	135	104	82
τ_{Ed} [MPa]	0,402	0,244	0,181	0,489	0,314	0,219	0,568	0,362	0,249
$\tau_{Rd,c}$ [MPa]	0,480	0,415	0,385	0,500	0,425	0,383	0,508	0,428	0,381
$\tau_{Rd,c,min}$ [MPa]	0,471	0,449	0,435	0,449	0,426	0,414	0,431	0,410	0,396
SR [mm/cm]	2 $\varnothing$ 8/30	2 $\varnothing$ 8/30	2 $\varnothing$ 8/30	2 $\varnothing$ 8/30	2 $\varnothing$ 8/30	2 $\varnothing$ 8/30	2 $\varnothing$ 8/30	2 $\varnothing$ 8/30	2 $\varnothing$ 8/30
A_{sw}/s	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033
ρ_w [%]	0,072	0,067	0,063	0,067	0,061	0,057	0,062	0,056	0,053
$\tau_{Rd,sv}$	–	–	–	–	–	–	0,671	–	–

Preglednica 4. Dimenzioniranje na strig; $S_\beta = 0,394$ g.

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
h [cm]	56	61	65	62	67	71	66	72	77
M_{Rd} [kNm]	620	600	600	940	940	900	1280	1200	1190
V_d [kN]	136	94	73	207	148	110	282	189	145
τ_{Ed} [MPa]	0,531	0,307	0,209	0,650	0,395	0,261	0,777	0,434	0,291
$\tau_{Rd,c}$ [MPa]	0,460	0,395	0,355	0,473	0,411	0,354	0,492	0,402	0,356
$\tau_{Rd,c,min}$ [MPa]	0,422	0,403	0,389	0,399	0,383	0,371	0,386	0,368	0,355
SR [mm/cm]	2ø8/30	2ø8/30	2ø8/30	2ø8/27	2ø8/30	2ø8/30	2ø8/21	2ø8/30	2ø8/30
A_{sw}/s	0,033	0,033	0,033	0,037	0,033	0,033	0,048	0,033	0,033
ρ_w [%]	0,060	0,055	0,051	0,060	0,050	0,047	0,159	0,046	0,043
$\tau_{Rd,sv}$	0,647	–	–	0,650	–	–	0,785	0,503	–

Preglednica 5. Dimenzioniranje na strig; $S_{\beta} = 0,589$ g.

Izjemi sta stavbi m60H5 in m80H5, kjer je bila potrebna nekoliko večja strižna armatura. V vseh analiziranih primerih so bile obremenitve tlačnih diagonal σ_{cd} (vrednosti med 1,26-2,25 MPa) mnogo manjše od nosilnosti νf_{cd} (8,33 MPa).

3.3.3 Objetje

S ciljem, da se izognemo vplivu različnih armaturnih detajlov na ugotovitve in sklepe, smo v vseh stebrih prečno armaturo v področju plastičnih členkov oblikovali na enak način (glejte sliko 4). V stebrih z manjšo pripadajočo maso, ki so bili

izpostavljeni šibkejšemu izmed dveh upoštevanih potresnih vplivov (glejte preglednico 6), so stremena, postavljena na maksimalni dovoljeni razdalji ($s_{req} = s_{max}$), zagotavljala zadostno objetje betonskih prereзов. V stebrih z večjo pripadajočo maso smo to razdaljo morali zmanjšati. Ko smo stebre obremenili z močnejšim izmed upoštevanih potresnih vplivov, je bilo treba razdaljo med stremeni zmanjšati v vseh stebrih (glejte preglednico 7).

Kratika CR pomeni: armatura za objetje, za razlago ostalih oznak glejte 2. poglavje.

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
b_o	41,2	45,2	48,2	45,2	50,2	53,2	49,2	54,2	58,2
s_{max} [cm]	14	13	13	16	16	16	18	18	18
s_{req} [cm]	14	13	13	16	15	14	15	13	12
ω_{wd}	0,10	0,10	0,09	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08
CR[mm/cm]	ø8/14	ø8/13	ø8/13	ø8/16	ø8/15	ø8/14	ø8/15	ø8/13	ø8/12
l_{cr} [cm]	100	100	106	100	110	116	108	118	126

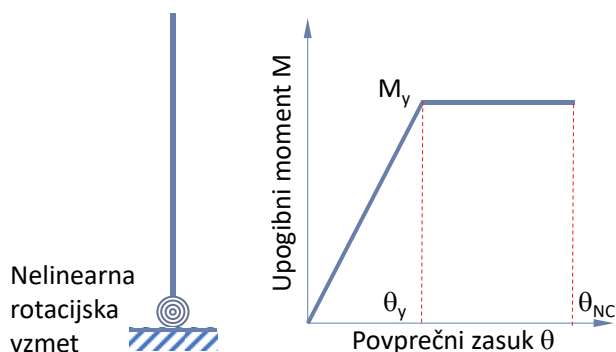
Preglednica 6. Armatura za objetje v področju plastičnih členkov stebrov; $S_{\beta} = 0,394$ g.

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
b_o	51,2	56,2	60,2	57,2	62,2	66,2	61,2	67,2	72,2
s_{max} [cm]	18	18	16	18	18	18	18	18	18
s_{req} [cm]	14	13	12	13	12	11	12	11	10
ω_{wd}	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08
CR[mm/cm]	ø8/14	ø8/13	ø8/12	ø8/13	ø8/12	ø8/11	ø8/12	ø8/11	ø8/10
l_{cr} [cm]	112	122	130	124	134	142	132	144	154

Preglednica 7. Armatura za objetje v področju plastičnih členkov stebrov; $S_{\beta} = 0,589$ g.

4 OCENA POTRESNEGA ODZIVA HAL, PROJEKTIRANIH NA OSNOVI METODE SIL, Z NELINEARNO POTISNO ANALIZO; DEJANSKI POMIKI

Potresni odziv hal, ki so prikazane v predhodnih poglavjih, smo ocenili z N2-metodo [Fajfar, 2021]. Stebre smo modelirali z Gibersonovim modelom s koncentrirano plastifikacijo [Giberson, 1967]. Nelinearni odziv plastičnega člena ob vpetju stebra v temelj smo modelirali z bilinearnim odnosom upogibni moment – povprečni zasuk stebra (glej sliko 5). Za ta model sta značilni dve točki, s katerima definiramo odziv na meji elastičnosti (Y) in mejno stanje blizu porušitve NC. Ustrezne povprečne zasuke stebrov smo določili tako, kot je opisano v poglavju 2.6.



Slika 5. Gibersonov model in ustrezna ovojnica upogibni moment – povprečni zasuk v področju plastičnega člena.

Povprečne zasuke na meji elastičnosti θ_y smo določili na osnovi ocenjenih ukrivljenosti na meji elastičnosti ϕ_y . Slednje smo izračunali s programom OpenSees [Mazzoni, McKenna, Scott, Fenves, 2006], in sicer s standardnim numeričnim modelom, kjer smo prerez razdelili na betonska in jeklena vlakna. Na ta način smo določili teoretično vrednost za povprečni zasuk na meji elastičnosti, ki smo ga potem povečali zaradi prispevkov izvleka vzdolžne armature in strižnih deformacij, kot to zahteva EC8-1-1 (glejte enačbo 14).

V vseh teh računih smo upoštevali povprečno vrednost meje elastičnosti jekla $f_{ym} = 1,15 f_{yk} = 1,15 \times 500 = 575$ MPa. Lastnosti objetege betona smo določili tako, kot je opisano v poglavju 2.6. Osnovne lastnosti objetege betona so povzete v preglednicah 8 in 9. Prikazane so tlačna trdnost objetege betona $f_{cm,c}$, ustrežna deformacija ϵ_{c2} in mejna deformacija ϵ_{cu} .

V preglednicah 10 in 11 so prikazane osnovne lastnosti nelinearnega odziva stebrov: povprečni zasuk na meji elastičnosti θ_y , mejni povprečni zasuk θ_u in upogibni moment na meji elastičnosti M_y .

V potisni analizi smo upoštevali vplive teorije 2. reda (P-Δ učinki), vendar smo za primerjavo naredili tudi analizo, kjer smo te vplive zanemarili. V nelinearni analizi smo obravnavali tri mejna stanja: SD-stanje velikih poškodb (angl. »significant damage«), NC-stanje blizu porušitve (angl. »near collapse«) in DL-stanje omejitve poškodb (angl. »damage limitation«). V primeru NC-stanja smo potresni vpliv, ki je opisan v predhodnih poglavjih, pomnožili s faktorjem 1,5 in v primeru DL-stanja s faktorjem 0,6. Za več informacij in razlago glejte preglednico 4.4 v EC8-1-2.

Rezultati potisne analize so za dve upoštevani intenziteti potresnega vpliva prikazani na sliki 6 ($S_\beta = 0,394$ g) in sliki 7 ($S_\beta = 0,589$ g). S polnimi črtami so predstavljeni rezultati analiz, v katerih so upoštevani vplivi teorije 2. reda, s črtkanimi pa rezultati analiz, kjer so ti vplivi zanemarjeni. S kvadrati so predstavljene potresne zahteve, in sicer rumen kvadrat ustreza SD, zelen NC in moder DL mejnemu stanju. Z rdečim kvadratom so prikazane potresne zahteve, kjer so zanemarjeni vplivi teorije 2. reda. S križi sta prikazani kapaciteti. Rumeni križ predstavlja kapaciteto, ki ustreza SD mejnemu stanju, zeleni pa NC mejnemu stanju. Pri računu kapacitet smo upoštevali delna varnostna faktorja 1,55 za NC in 1,35 za SD-stanje, in sicer tako, kot je pojasnjeno v poglavju 2.6.

V vseh analiziranih primerih je maksimalni pomik na vrhu stebra precej presegel omejitev, ki smo jo upoštevali pri projektiranju. Čeprav smo pri projektiranju upoštevali, da ta pomik ne sme preseči 2 % višine stebra, je bil maksimalni pomik pri SD mejnem stanju v razponu 3,3–4,6 % višine

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
$f_{cm,c}$ [MPa]	49,5	49,6	49,6	49,2	49,3	49,4	49,3	49,5	49,6
ϵ_{c2}	0,0027	0,0027	0,0027	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026
ϵ_{cu}	0,0110	0,0109	0,0104	0,0095	0,0092	0,0093	0,0094	0,0096	0,0097

Preglednica 8. Lastnosti objetege betona; $S_\beta = 0,394$ g.

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
$f_{cm,c}$ [MPa]	49,4	49,5	49,6	49,5	49,5	49,6	49,5	49,6	49,7
ϵ_{c2}	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026
ϵ_{cu}	0,0095	0,0094	0,0095	0,0093	0,0093	0,0094	0,0094	0,0093	0,0095

Preglednica 9. Lastnosti objetege betona; $S_\beta = 0,589$ g.

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
θ_y	0,031	0,035	0,042	0,029	0,032	0,037	0,027	0,031	0,035
θ_u	0,095	0,100	0,107	0,091	0,096	0,101	0,088	0,095	0,099
M_y [kNm]	423	418	448	625	667	643	854	886	878

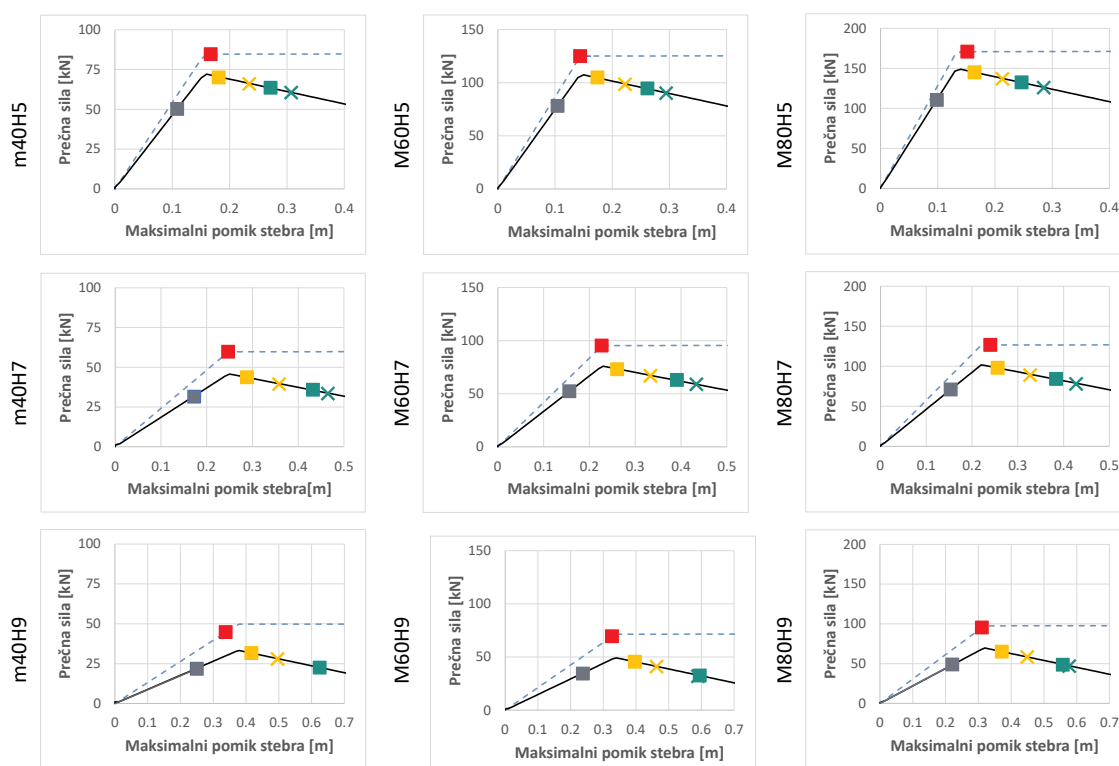
Preglednica 10. Lastnosti plastičnih členkov; $S_\beta = 0,394$ g.

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
θ_y	0,027	0,031	0,034	0,025	0,029	0,033	0,023	0,027	0,031
θ_u	0,092	0,097	0,100	0,087	0,094	0,099	0,084	0,093	0,097
M_y [kNm]	864	826	804	1320	1288	1205	1832	1635	1579

Preglednica 11. Lastnosti plastičnih členkov; $S_\beta = 0,589$ g.

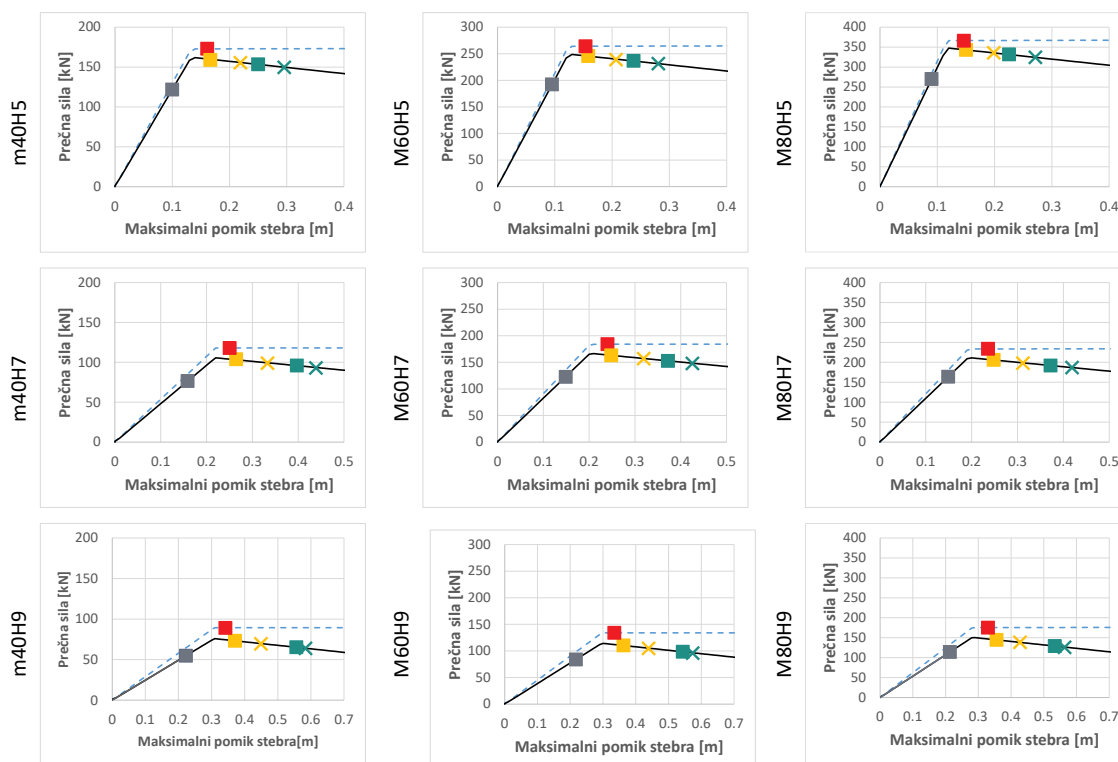
stebra pri manjši upoštevanju intenziteti potresnega vpliva ($S_\beta = 0,394$ g) in med 3,0–4,6 % pri močnejšem potresnem vplivu ($S_\beta = 0,589$ g). Maksimalni pomiki stebrov pri NC mejnem stanju so bili med 4,5–6,9 % višine stebrov (velja za obe intenziteti potresnega vpliva). Celo pomiki na meji elastičnosti D_{yNA} oziroma ustrezni povprečni zasuki $\Delta_{yNA} = D_{yNA}/H$ so presegli maksimalno dovoljena 2 % H, upoštevana pri projektiranju. Pri manjši intenziteti potresnega vpliva so bili ti pomiki v mejah 2,7–4,2 % višine stebrov, pri močnejšem potresnem vplivu pa med 2,3–3,4 %.

O tako velikih pomikih in posledično tudi velikih povprečnih zasukih stebrov v montažnih halah so že poročali v literaturi [npr. v člankih Fischinger, Zoubek, Isaković, 2010; Kramar, Isaković, Fischinger, 2010], kjer so opazili, da lahko maksimalni povprečni zasuki dosežejo tudi 10 % višine stebra in da takšni stebri stečejo šele pri povprečnem zasuku 3 % višine stebra. Glede na tako veliko deformacijsko kapaciteto tudi v analiziranih stebrih maksimalni pomiki niso v nobenem primeru presegli kapacitete.



Legenda. Zahteve: ■ DL, ■ SD, ■ NC, ■ P-Δ zanemarjeno. Kapaciteta: ✕ SD, ✕ NC

Slika 6. Rezultati N2-metode za šibkejši od dveh upoštevanih potresnih vplivov ($S_\beta = 0,394$ g): polna črta – upoštevani P-Δ učinki; črtkana črta – zanemareni P-Δ učinki.



Legenda. Zahteve: ■ DL, ■ SD, ■ NC, ■ P-Δ zanemarjeno. Kapaciteta: × SD, × NC

Slika 7. Rezultati N2-metode za močnejšega od dveh upoštevanih potresnih vplivov ($S_b = 0,589$ g): polna črta – upoštevani P-Δ učinki; črtkana črta – zanemarjeni P-Δ učinki.

Nelinearna analiza je pokazala, da tudi efektivna (začetna) togost ni bila takšna kot tista, ki smo jo upoštevali pri projektiranju. Namesto da ta zanaša 50% togosti, ki ustreza bruto prečnemu prerezu, je bila približno pol manjša oziroma je znašala med 10–25% teoretične togosti. Nelinearna analiza je pokazala, da so bile tudi zahtevane duktilnosti za pomike precej manjše od vrednosti $\mu = q_D = 2,1$, ki je bila upoštevana pri projektiranju. Zahtevane duktilnosti za pomike so bile v mejah 1,1 - 1,3.

Po drugi strani so bili P-Δ učinki v nelinearni analizi nepričakovano veliki, še zlasti pri šibkejšem potresnem vplivu ($S_b = 0,394$ g). V 9 m visokih stebrih je bil koeficient θ v mejah 0,5–0,57 in je krepko presegel maksimalno dovoljeno mejo 0,3. V 7 m visokih stebrih je bil ta koeficient tudi velik in je presegel vrednost 0,2, kar pomeni, da bi morali P-Δ učinke pri elastični analizi upoštevati na bolj natančen način.

Veliki P-Δ vplivi, ki lahko povzročijo nestabilnost stebrov in njihovo porušitev zaradi navpične obtežbe, so bili predvsem posledica neustrezno ocenjenih efektivnih togosti in potrebnih nosilnosti v fazi projektiranja. Kot je bilo že omenjeno, je bila »dejanska« efektivna togost mnogo manjša od projektne vrednosti, kar je privedlo do mnogo večjih maksimalnih pomikov, kot je bilo upoštevano pri projektiranju. Močno podcenjena vrednost potrebne nosilnosti je pripeljala do razmeroma majhne strižne kapacitete v primerjavi z zahtevami. Veliki pomiki in razmeroma majhna strižna

kapaciteta so še povečali P-Δ učinke, ki so bili še posebej neugodni v vitkih visokih stebrih, obremenjenih s šibkejšim potresnim vplivom.

S ciljem, da natančno pojasnimo trende, ki smo jih opazili v nelinearni analizi, in da tudi ovrednotimo razlike med elastično in nelinearno analizo, smo izpeljali zveze med ključnimi parametri odziva (efektivno togostjo, faktorjem obnašanja oziroma zahtevano nosilnostjo, P-Δ vplivi) in ugotovili, da sta efektivna togost in faktor obnašanja močno med sabo povezana in ju ne moremo izbirati neodvisno enega od drugega. Če ju izberemo neodvisno (kar običajno naredimo), moramo njune vrednosti iterirati toliko časa, da efektivna togost ustreza maksimalnim pomikom konstrukcije in zagotovljeni nosilnosti. Ugotovili smo tudi, kako se lahko takšnim iteracijam izognemo, in predlagali nov postopek projektiranja, katerega rezultati so primerljivi z nelinearno analizo. Natančna analiza zvez med ključnimi parametri odziva, nov postopek projektiranja in primerjava njegovih rezultatov z nelinearno analizo so podani in opisani v spremljajočem članku [Isaković, 2025].

5 SKLEPI

Priprava novih Evrokod standardov se bliža sklepnemu dejanju. Veljavnost trenutnih Evrokodov bo predvidoma prenehala marca 2028. Novi Evrokod 8 uvaja številne spremembe za

projektiranje konstrukcij na potresnih območjih. V članku smo prikazali analizo enoetažnih armiranobetonskih montažnih hal po novem standardu.

Najprej smo naredili pregled najbolj pomembnih določil, ki se nanašajo na projektiranje teh konstrukcij po metodi sil, in predstavili najbolj značilne spremembe glede na trenutno veljavno različico standarda. Potem smo predstavili rezultate projektiranja po metodi sil širokega nabora najbolj značilnih enoetažnih hal. Njihov potresni odziv smo ocenili z N2-metodo (nelinearno analizo), ki je osnova za projektiranje po metodi pomikov, alternativni projektiranja po metodi sil.

Ugotovili smo velike razlike med rezultati elastične in nelinearne analize. Pomiki stebrov, določeni z nelinearno analizo, so bili približno dvakrat večji od tistih, ki so upoštevani pri projektiranju. Efektivna togost je bila približno dvakrat manjša, potrebna nosilnost pa približno dvakrat večja, kot je bilo ugotovljeno z elastično analizo. Učinki teorije 2. reda so bili nepričakovano veliki, še zlasti v najvišjih stebrih, kjer so v posameznih primerih občutno presegli dovoljene meje.

Podrobna analiza vzrokov za takšna odstopanja med elastično in nelinearno analizo je predstavljena v spremljajočem članku. Najpomembnejši zaključek je, da so odstopanja velika zaradi neustrezno izbrane efektivne togosti (50 % togosti, ki ustreza bruto prečnemu prerezu) in faktorja obnašanja oziroma redukcije potresnega vpliva ($q = 3$, ki je največja dovoljena vrednost v obravnavnih konstrukcijah). Ta dva ključna podatka sta medsebojno močno povezana in ju ne moremo izbirati neodvisno enega od drugega. V nasprotnem primeru je treba račun ponavljati toliko časa, da efektivna togost ustreza pomikom konstrukcije in njeni nosilnosti. Kako se lahko izognemo iteracijam, je pokazano v spremljajočem članku, kjer je predstavljen nov postopek za projektiranje enoetažnih armiranobetonskih hal, ki upošteva določila nove generacije Evrokoda 8.

6 LITERATURA

Biskins D, Fardis M. Cyclic shear resistance model for Eurocode 8 consistent with the second-generation Eurocode 2. Bull. Earthq. Eng. 2020;18(6):2891-2915.

CEN 2022 FprEN 1992-1-1:2022. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures. European Committee for Standardization (CEN); 2002.

CEN 2024a FprEN 1998-1-1:2024. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules and seismic action 1. European Committee for Standardization (CEN); 2024.

CEN 2024b prEN1998-1-2_draft_post-ENQ_48th_meeting:2024. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-2: Buildings. European Committee for Standardization (CEN); 2024.

Fajfar P. The Story of the N2 Method. CSI, IAEE; 2021.

Fischinger M, Zoubek B, Isakovic T. Seismic response of precast industrial buildings. In: Ansal A, ed. Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology. Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering. Springer; 2014;131-177.

Giberson M. The Response of Nonlinear Multi-Story Structures Subjected to Earthquake Excitation. PhD dissertation. Caltech; 1967.

Isaković T. Projektiranje enoetažnih armiranobetonskih montažnih hal po novem Evrokodu 8: 2. Del – Novi postopek za projektiranje po metodi sil; Gradbeni vestnik; 2025

Kramar M, Isakovic T, Fischinger M. Seismic collapse risk of precast industrial buildings with strong connections. Earthq Eng Struct Dyn. 2010;39(8):847-868.

Mazzoni S, McKenna F, Scott MH, Fenves GL. OpenSees Command Language Manual. UC Berkeley; 2006.

<https://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/OpenSeesCommandLanguageManualJune2006.pdf>.

SIST 2005a EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresno-odpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, 2005.

SIST 2005b EN 1992-1-1:2005. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization (CEN); 2004.

Vecchio FJ, Collins MP. The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. ACI Journal. 1986;83(2):219-231.

Zoubek B. The Influence of Joints on the Seismic Response of Precast Reinforced Concrete Structures. Doktorska disertacija. Univerza v Ljubljani; 2015.

prof. dr. Tatjana Isaković, univ. dipl. inž. grad.
tatjana.isakovic@fgg.uni-lj.si
Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo
Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo (IKPIR),
Jamova 2, Ljubljana



Znanstveni članek
UDK/UDC: 624.04:531.2

PROJEKTIRANJE ENOETAŽNIH ARMIRANOBETONSKIH MONTAŽNIH HAL PO NOVM EVROKODU 8: 2. DEL – NOVI POSTOPEK ZA PROJEKTIRANJE PO METODI SIL DESIGN OF SINGLE-STORY REINFORCED CONCRETE PRECAST BUILDINGS ACCORDING TO NEW EUROCODE 8: PART 2 – NEW FORCE-BASED DESIGN PROCEDURE

Povzetek

V spremljajočem članku smo pokazali, da se lahko pri potresnem projektiranju montažnih enoetažnih armiranobetonskih hal rezultati ocene ključnih parametrov potresnega odziva, določenih z elastično in nelinearno analizo, razlikujejo tudi za več kot dvakrat. V tem nadaljevalnem članku smo naredili podrobno analizo teh razlik in izpeljali povezave med ključnimi količinami odziva.

Na osnovi izpeljanih relacij smo predlagali nov postopek za potresno projektiranje enoetažnih armiranobetonskih montažnih hal po metodi sil, katerega rezultati so primerljivi z nelinearno analizo. Predlagani postopek ustrezno korelira efektivno togost konstrukcij, zahtevano duktilnost, nosilnost in učinke teorije 2. reda ter odpravlja iteracije, ki so potrebne v metodi sil, takrat ko za te količine izberemo standardne vrednosti (50 % togosti, ki ustreza bruto prečnemu prerezu, in faktor obnašanja $q = 3$).

Ključne besede: Evrokod 8 druge generacije, novi postopek za potresno projektiranje po metodi sil, projektiranje za vpliv potresne obtežbe, enoetažne armiranobetonske montažne hale, nelinearna potresna analiza.

Summary

The accompanying article demonstrated that, in the seismic design of single-story precast reinforced concrete buildings, the key seismic response parameters, assessed by elastic and nonlinear analyses, can differ by more than a factor of two. This follow-up article delves into these discrepancies, providing a comprehensive analysis and establishing relationships between the critical response quantities.

Using these derived relationships, a new force-based procedure for the seismic design of single-story precast reinforced concrete buildings is proposed, yielding results comparable to those from nonlinear analysis. This method effectively integrates the effective stiffness of the structure, the required strength/ductility, and second-order effects, while eliminating the need for iterative calculations typically required in the force-based approach when standard parameter values are used (e.g., 50 % stiffness of the gross cross-section and a behaviour factor $q=3$).

Key words: second generation of Eurocode 8, new force-based seismic design procedure, seismic design, single-story precast reinforced concrete buildings, nonlinear seismic analysis.

1 UVOD

V spremljajočem članku (Isaković, 2025), kjer smo podali povzetek najpomembnejših zahtev pri potresnem projektiranju enoetažnih armiranobetonskih montažnih hal po novem standardu Evrokod 8 (EC8) [CEN 2024a, CEN 2024b], in sicer po metodi sil, smo s pomočjo nelinearne analize pokazali, da je lahko potresni odziv analiziranih konstrukcij bistveno drugačen od načrtovanega. Ugotovili smo, da so bili v večini analiziranih primerov (glejte opis konstrukcij v 3. poglavju spremljajočega članka Isaković, 2025) maksimalni pomiki približno dvakrat večji od tistih, ki so bili upoštevani pri projektiranju. Navkljub temu stabilnost konstrukcij ni bila ogrožena zaradi potresne obtežbe, saj smo ugotovili, da je tudi deformacijska kapaciteta analiziranih stebrov velika. Vendar se je izkazalo, da je lahko njihova stabilnost ogrožena pri navpični obtežbi, saj so bili v določenih primerih učinki teorije 2. reda nedopustno veliki.

V tem članku podrobno analiziramo razloge za velike razlike med elastično in nelinearno analizo. V ta namen smo najprej v 2. poglavju naredili pregled in analizirali povezave med osnovnimi količinami potresnega odziva enoetažnih montažnih hal, kot so efektivna togost, pomik na meji elastičnosti, faktor obnašanja (nosilnost), učinki teorije 2. reda. Izpeljave prikazanih enačbe smo predstavili v Dodatku.

V 3. poglavju smo te enačbe uporabili za oceno odziva konstrukcij, ki so bile projektirane po metodi sil, tako kot je prikazano v spremljajočem članku [Isaković, 2025], in jih primerjali z rezultati nelinearne analize.

V 4. poglavju predlagamo nov postopek projektiranja, ki omogoča projektiranje po metodi sil brez iteracij, saj temelji na enačbah, predstavljenih v 2. poglavju, s katerimi so osnovni parametri odziva že ustrezno korelirani. S ciljem, da pokažemo, da se tudi z metodo sil lahko dobro predvidi odziv, smo ponovno sprojektirali hale, ki so bile prikazane v spremljajočem članku in ki so bile originalno sprojektirane na tradicionalni način s poljubno izbranim faktorjem obnašanja $q = 3$ in poljubno določeno efektivno togostjo (50 % togosti, ki ustreza bruto porečenemu prerezu). Za bolj nazorno primerjavo smo tudi v ponovljenem računu upoštevali enako geometrijo stebrov (vključno s dimenzijami prečnih prevezov) kot v prvi verziji (glej Isaković, 2025). V 4. poglavju podajamo tudi oceno odziva ponovno sprojektiranih hal, in sicer s pomočjo nelinearne potisne analize (N2-metode).

2 ZVEZE MED OSNOVNIMI KOLIČINAMI POTRESNEGA ODZIVA IN PRAVILO O ENAKOSTI POMIKOV

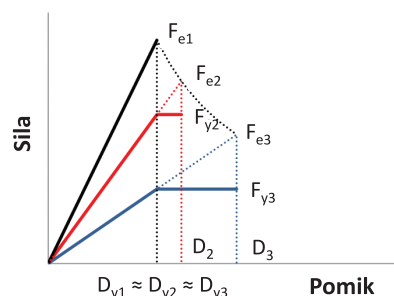
V nadaljevanju podajamo povzetek zvez med naslednjimi osnovnimi parametri potresnega odziva armiranobetonskih stebrov v enonadstropnih montažnih halah: ciljni pomik D_T (maksimalni pomik), projektni/ciljni povprečni zasuk stebra Δ_T , določen kot razmerje med D_T in višino stebra H , ustrezna ciljna togost k_T , pomik na meji elastičnosti D_y , del faktorja obnašanja, ki upošteva sposobnost konstrukcije, da se plastično deformira in sipa potresna energija q_d , del faktorja obnašanja, ki upošteva dodatno nosilnost (angl. overstrength) iz različnih virov

q_o ($q_o = q_s \cdot q_R = 1.5$), efektivna togost izražena z redukcijo RS teoretične togosti, ki ustreza bruto prečnemu prerezu, koeficient θ [glej enačbo (7)], s katerim izrazimo P- Δ učinke, ter višina/širina h kvadratnega prečnega prereza stebra.

Vse prikazane enačbe in zveze ustrezajo konstrukcijam z daljšimi nihajnimi časi oziroma veljajo za konstrukcije, katerih nihajni časi so v področju spektra pospeškov, za katerega so značilne konstantne hitrosti. To velja za večino montažnih industrijskih hal, ki vsebujejo visoke in dokaj podajne stebre. Enačbe, ki jih prikazujemo in analiziramo v tem poglavju, so izpeljane v Dodatku.

2.1 Princip enakosti pomikov

Osnovni princip, ki ga običajno upoštevamo pri potresnem projektiranju na osnovi sil, je aksiom o enakosti pomikov konstrukcij, ki se odzivajo na potres nelinearno in elastičnega oscilatorja z enako efektivno togostjo in enakim nihajnim časom. V tej študiji smo ta princip upoštevali na standardni način tako, da smo predpostavili, da sta duktilnost za pomike μ_d in del faktorja obnašanja q_d enaka. Vendar smo to dopolnili s spoznanji iz literature [Priestley, Calvi, Kowalsky, 2007]. Upoštevali smo, da konstrukcijam z enakimi dimenzijami in različno upogibno nosilnostjo (upogibno armaturo) ustrezajo podobni pomiki na meji elastičnosti D_y in različne efektivne (začetne) togosti. Ta koncept je pojasnjen na sliki 1, na kateri prikazujemo princip o enakosti pomikov za eno in isto konstrukcijo pri treh različnih nosilnostih. V vseh primerih je D_y približno enak, zato se efektivna (začetna) togost zmanjšuje proporcionalno redukciji nosilnosti. Drugače povedano, efektivna (začetna) togost je odvisna od nosilnosti – manjša je nosilnost, manjša je tudi efektivna togost.



Slika 1. Princip enakosti pomikov pri enaki geometriji konstrukcije in pri različnih nosilnostih.

Iz tega sledi, da sta efektivna togost in nosilnost med sabo povezani in ju ne moremo naključno izbirati, kot to običajno počnemo pri postopku projektiranja po metodi sil, ko izberemo redukcijo teoretične togosti in faktor obnašanja. Takrat ko potresne sile bolj reduciramo, bo imela konstrukcija manjšo efektivno togost in bodo posledično njeni pomiki večji.

To seveda ne pomeni, da princip o enakosti pomikov ne velja. Še vedno bodo nelinearni pomiki konstrukcije enaki pomikom nekega elastičnega oscilatorja, ki ima enako efektivno togost. To je razvidno tudi s slike 1, kjer so maksimalni pomiki prikazani s polno in črtno rdečo ali modro črto enaki. Glede na to lahko tudi predpostavimo, da bosta del faktorja obnašanja q_d in duktilnost za pomike μ_d približno enaka oziroma da je

$$RS = \frac{H}{h^4 E_c \Delta_T^2} \frac{S_\beta^2 T_\beta^2 m}{\pi^2} \quad (4)$$

$$RS = \left(\frac{3}{2,9\epsilon_y} \right)^4 \frac{\Delta_T^2}{H^3 q_d^4 E_c} \frac{S_\beta^2 T_\beta^2 m}{\pi^2} \quad (5)$$

Pri tem je E_c modul elastičnosti betona. Iz enačbe (4) je razvidno, da držijo predhodne trditve. Redukcija teoretične togosti je večja pri večjih dimenzijah prereza stebra h .

Enačbi (4) in (5) lahko uporabimo v primeru kvadratnih stebrov. Ko so stebri pravokotni, je treba h^4 v enačbi (4) nadomestiti z $c \cdot h^4$, kjer je $c = b/h$ razmerje med širino b in višino h prečnega prereza. Izraz v enačbi (5) je treba v primeru pravokotnih prerezov deliti s c . Bolj splošne enačbe za pravokotne stebre so izpeljane v dodatku.

2.4 Projektni upogibni moment in P-Δ učinki

Upogibni moment M_y , ki ustreza pomiku na meji elastičnosti D_y , lahko določimo kot:

$$M_y = \frac{2,9\epsilon_y}{12h\Delta_T^2} \frac{S_\beta^2 T_\beta^2 m}{\pi^2} H \quad (6)$$

Iz enačbe je razvidno, da je pri večjem ciljnem povprečnem zasuku Δ_T in večjem prečnem prerezu stebra h upogibni moment M_y manjši. To tudi pomeni, da je zahtevana nosilnost manjša. To naprej pomeni, da bo v stebrih večjih prerezov treba zagotoviti manj upogibne armature. To tudi pomeni, da bodo upogibni momenti v stebrih z manjšimi dimenzijami večji, kar določa minimalne dimenzije stebra, saj se z večanjem upogibnih obremenitev povečuje tudi količina vzdolžne armature. Pri premajhnih dimenzijah bo ta količina preseгла zgornjo dovoljeno mejo, ki zagotavlja potrebno duktilnost prereza ali pa bo to armaturo težko vgraditi.

V splošnem imajo vse konstrukcije določeno dodatno nosilnost (angl. overstrength), ki jo pri projektiranju upoštevamo z ustreznim delom faktorja obnašanja $q_o = q_R q_s$, za katerega smo pri projektiranju obravnavanih stebrov po metodi sil (glejte Isaković, 2025) upoštevali vrednost 1,43, ki je določena v standardu EC8-1-2 [CEN 2024b]. V nadaljnjih analizah, prikazanih v tem članku, smo ta koeficient nekoliko povečali na vrednost 1,5, saj se je to bolj ujemalo z rezultati nelinearne analize, ujem pa se bolje tudi z ostalimi zahtevami standarda EC8-1-1 [CEN 2024a] in EC8-1-2, ki ravno tako predpisujeta 1,5 kot minimalno vrednost produkta $q_R q_s$.

Stebri v montažnih armiranobetonskih halah so običajno visoki in vitki. Posledično so pogosto podvrženi pomembnim učinkom teorije 2. reda (P-Δ učinki). Ti učinki so pri projektiranju omejeni s pomočjo koeficienta θ :

$$\theta = \frac{P_{tot} d_{r,SD}}{q_R q_s V_{tot} H} \quad (7)$$

V zgornji enačbi sta P_{tot} in V_{tot} navpična sila zaradi stalne obtežbe in vodoravna sila zaradi potresnega vpliva (ko obravnavamo tipičen steber v armiranobetonskih halah, sta ti dve sili osna in strižna sila v stebru); $d_{r,SD}$ je projektna vrednost maksimalnega pomika na vrhu stebra pri mejnem stanju velikih poškodb SD (angl. significant damage limit state); ostale količine so bile opisane na začetku 2. poglavja.

Ko je koeficient θ manjši od 0,2, lahko P-Δ učinke upoštevamo na poenostavljen način, tako da upogibne momente pomnožimo s faktorjem $1/(1-\theta)$. Ko pri tem upoštevamo še dodatno nosilnost s faktorjem q_o , dobimo vrednost projektnega upogibnega momenta, s katerim določimo potrebno upogibno armaturo:

$$M_d = \frac{M_y}{q_o(1-\theta)} \quad (8)$$

Za analizirani tip stavb lahko koeficient θ določimo kot:

$$\theta = \frac{\Delta_T^3 H^2}{\min(D_y; D_T)^g} \frac{4\pi^2}{S_\beta^2 T_\beta^2} \quad (9)$$

Pri tem je g gravitacijski pospešek; $\min(D_y; D_T)$ je manjši izmed pomika na meji elastičnosti D_y in ciljnega (maksimalnega) pomika D_T . Slednji je lahko manjši od D_y , takrat ko je odziv pretežno elastičen in se ne doseže meja elastičnosti.

3 OCENA ODZIVA NA OSNOVI IZPELJANIH ZVEZ MED OSNOVNIMI PARAMETRI ODZIVA IN PRIMERJAVA Z NELINEARNO POTISNO ANALIZO

Enačbe, ki smo jih predstavili v 2. poglavju, smo uporabili za oceno osnovnih parametrov odziva stavb, predstavljenih v spremljajočem članku [Isaković, 2024]. Na osnovi dimenzij stebrov, podanih v preglednicah 2 in 3 spremljajočega članka, smo ocenili vrednosti maksimalnega pomika D_{EST} , maksimalnega povprečnega zasuka Δ_{EST} , pomika na meji elastičnosti $D_{y,EST}$, povprečnega zasuka na meji elastičnosti $\Delta_{y,EST}$, dela faktorja obnašanja q_{DEST} , ki je približno enak zahtevani duktilnosti za pomike μ_{EST} , redukcijski faktor RS za efektivno togost in koeficient θ_{EST} , ki opisuje P-Δ učinke. Te smo primerjali z enakovrednimi količinami, določenimi z nelinearno potisno analizo (N2-metodo [Fajfar, 2021]), ki imajo namesto oznake EST v indeksu oznako NA. Primerjava je za dve intenziteti potresnega vpliva ($S_\beta = 0,394$ in $0,589$ g) prikazana v preglednicah 1 in 2.

Vse zgoraj naštetne količine smo primerjali tudi z vrednostmi, upoštevanimi pri projektiranju (glejte spremljajoči članek Isaković, 2025). Te vrednosti so bile naslednje: maksimalni pomiki D_T so bili omejeni na 2% višine stebra (vrednosti so prikazane v prvi vrstici preglednic 1 in 2), del faktorja obnašanja q_o je znašal 2,1, pomik na meji elastičnosti D_{yd} , ki ustreza q_d , je prikazan v preglednicah 1 in 2, redukcijski faktor RS je v vseh primerih znašal 0,5, koeficient θ je znašal 0,109, 0,152 in 0,196 v 5, 7 in 9 m stebrih pri manjši intenziteti potresnega vpliva, pri večji intenziteti pa je bil 0,049, 0,068, 0,088. Vsi stebri so bili sprojektirani tako, kot dopušča standard, in sicer tako, da osnovni parametri odziva niso bili med sabo ustrezno korelirani. To bi sicer lahko dosegli z iteracijami, a standard tega ne zahteva.

Iteracijam se lahko izognemo, če pri projektiranju po metodi sil uporabimo enačbe iz 2. poglavja. To dokazuje tudi preglednica 1 in 2, kjer se vse analizirane količine potresnega odziva (indeks EST) dokaj dobro ujemajo z rezultati nelinearne analize (indeks NA).

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
D_T [cm]	10,0	14,0	18,0	10,0	14,0	18,0	10,0	14,0	18,0
D_{NA} [cm]	18,1	28,8	41,7	17,4	26,1	39,7	16,4	25,6	37,2
D_{EST} [cm]	17,8	28,3	40,1	17,1	27,0	38,3	16,4	26,0	36,8
Δ_{NA}	0,036	0,041	0,046	0,035	0,037	0,044	0,033	0,037	0,041
Δ_{EST}	0,036	0,040	0,045	0,034	0,039	0,043	0,033	0,037	0,041
D_{yd} [cm]	4,8	6,7	8,6	4,8	6,7	8,6	4,8	6,7	8,6
D_{yNA} [cm]	15,6	24,7	37,6	14,4	22,7	33,6	13,3	22,0	31,8
D_{yEST} [cm]	15,1	27,2	42,5	13,9	24,8	38,8	12,9	23,1	35,7
Δ_{yNA}	0,031	0,035	0,042	0,029	0,032	0,037	0,027	0,031	0,035
Δ_{yEST}	0,030	0,039	0,047	0,028	0,035	0,043	0,026	0,033	0,040
μ_{NA}	1,16	1,17	1,11	1,21	1,15	1,18	1,23	1,16	1,17
$q_{DEST} = \mu_{EST}$	1,18	1,04	0,94	1,23	1,09	0,99	1,28	1,13	1,03
RS_{NA}	0,147	0,114	0,092	0,171	0,143	0,106	0,188	0,150	0,116
RS_{EST}	0,152	0,119	0,100	0,178	0,134	0,114	0,188	0,144	0,119
θ_{NA}	0,20	0,37	0,57	0,20	0,30	0,57	0,18	0,29	0,50
θ_{EST}	0,19	0,31	0,46	0,19	0,29	0,42	0,18	0,28	0,40

Preglednica 1. Primerjava osnovnih parametrov odziva, določenih pri projektiranju z nelinearno analizo in enačbami, prikazanimi v 2. poglavju ($S_\beta = 0,394$ g).

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
D_T [cm]	10,0	14,0	18,0	10,0	14,0	18,0	10,0	14,0	18,0
D_{NA} [cm]	16,7	26,5	37,1	15,8	24,8	36,2	15,0	24,8	35,6
D_{EST} [cm]	16,1	25,6	36,2	15,3	24,4	34,6	14,9	23,6	33,2
Δ_{NA}	0,033	0,038	0,041	0,032	0,035	0,040	0,030	0,035	0,040
Δ_{EST}	0,032	0,037	0,040	0,031	0,035	0,038	0,030	0,034	0,037
D_{yd} [cm]	4,8	6,7	8,6	4,8	6,7	8,6	4,8	6,7	8,6
D_{yNA} [cm]	13,3	21,9	30,8	12,3	20,2	29,6	11,6	19,2	28,1
D_{yEST} [cm]	12,4	22,3	34,6	11,2	20,3	31,7	10,5	18,9	29,2
Δ_{yNA}	0,027	0,031	0,034	0,025	0,029	0,033	0,023	0,027	0,031
Δ_{yEST}	0,025	0,032	0,038	0,022	0,029	0,035	0,021	0,027	0,032
μ_{NA}	1,26	1,21	1,20	1,28	1,23	1,22	1,29	1,29	1,27
$q_{DEST} = \mu_{EST}$	1,30	1,15	1,04	1,37	1,20	1,09	1,41	1,25	1,14
RS_{NA}	0,177	0,137	0,115	0,196	0,160	0,126	0,226	0,160	0,127
RS_{EST}	0,189	0,146	0,121	0,208	0,165	0,139	0,230	0,177	0,145
θ_{NA}	0,08	0,14	0,22	0,08	0,13	0,22	0,07	0,14	0,21
θ_{EST}	0,08	0,12	0,18	0,07	0,12	0,17	0,07	0,11	0,16

Preglednica 2. Primerjava osnovnih parametrov odziva, določenih pri projektiranju z nelinearno analizo in enačbami, prikazanimi v 2. poglavju ($S_\beta = 0,589$ g).

To pa ne velja za rezultate originalnega postopka projektiranja. Opazimo, da so (kot je bilo že ugotovljeno v spremljajo-

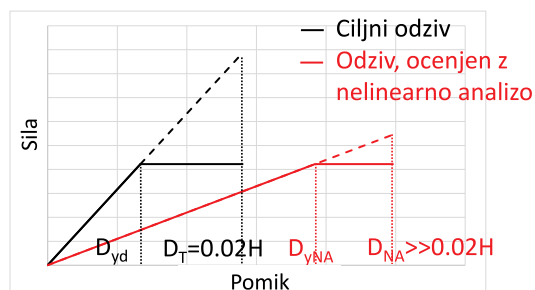
čem članku) maksimalni pomiki D_T približno dvakrat manjši od »dejanskih« (D_{NA} in D_{EST}), faktor obnašanja $q_D = 2,1$ pa približno

dvakrat večji od »dejanskih« vrednosti (μ_{NA} in q_{DEST}), določenih z nelinearno analizo in enačbami iz 2. poglavja. S primerjavo vrednosti RS v preglednicah 1 in 2 (RS_{NA} in RS_{EST}) z $RS = 0,5$, upoštevane pri projektiranju, ugotovimo, da so »dejanske« vrednosti približno pol manjše, kar pomeni, da je efektivna togost bistveno manjša od tiste, upoštevane pri projektiranju.

Po drugi strani so »dejanski« P- Δ učinki (θ_{NA} in θ_{EST}) približno dvakrat večji kot tisti, upoštevani pri projektiranju. V 7 in 9 m visokih stebrih, obremenjenih s šibkejšim od dveh upoštevanih potresnih vplivov, ti učinki celo presežejo dovoljene vrednosti (koeficient θ preseže maksimalno dovoljeno vrednost 0,3). Šibkejši potresni vpliv je glede P- Δ učinkov bolj neugoden, ker je nosilnost stebrov manjša kot v primeru močnejšega potresa, navpična obtežba in ciljni pomik pa enaka.

Ker je bil pri projektiranju faktor obnašanja q_D precej precenjen, je bil pomik D_{yd} na meji elastičnosti zelo podcenjen v primerjavi z »dejanskim« pomikom na meji elastičnosti D_{yNA} . Zato je tudi »dejanska« efektivna togost bila bistveno manjša od ciljne togosti, upoštevane pri projektiranju. Posledično je maksimalni pomik D_{NA} in ustrezen povprečni zasuk Δ_{NA} bil približno dvakrat večji od ciljnega (maksimalno dovoljenega).

Te ugotovitve so prikazane na sliki 3. Ciljni odziv je prikazan s črno, »dejanski« odziv, ocenjen z nelinearno analizo, pa z rdečo. Vidimo, da je »dejanski pomik D_{yNA} bistveno večji od D_{yd} , efektivna togost pa bistveno manjša (rdeča črta je bistveno bolj položna kot črna). S slike 3 je razvidno, da je tudi redukcija potresnih sil bistveno manjša od načrtovane.



Slika 3. Ciljni in »dejanski« odziv.

V vseh primerih, ko poznamo dimenzije stebrov, pri njihovem projektiranju pa poljubno izberemo faktor obnašanja q_D in ciljni pomik D_T , maksimalni pomik, ki ga v takšnem stebri lahko pričakujemo, lahko določimo z naslednjo enačbo (izpeljana je v Dodatku):

$$D = \sqrt{D_T \mu_D D_{y,act}} = \sqrt{D_T q_D D_{y,act}} \quad (10)$$

Zgornjo enačbo lahko uporabljamo na splošno tudi za druge vrste konstrukcijskih elementov in konstrukcij. Pri tem je q_D del faktorja obnašanja, ki je enak μ_D duktilnosti za pomike, $D_{y,act}$ je dejanski pomik na meji elastičnosti, ki ustreza izbrani geometriji konstrukcijskega elementa ali konstrukcije. Za obravnavne vrste stebrov $D_{y,act}$ lahko ocenimo z enačbo (1). Za ostale vrste konstrukcijskih elementov in konstrukcije najdemo priporočila v [Priestley, Calvi, Kowalsky, 2007].

V zgornji enačbi bo maksimalni pomik D enak ciljnemu pomiku D_T le takrat, ko bo produkt $q_D \cdot D_{y,act}$ enak D_T . To bo izpolnjeno

le, če sta pri projektiranju q_D in D_y ustrezno korelirana (glejte enačbi (1) in (3)). Ko v enačbi (10) upoštevamo podatke, ki smo jih upoštevali pri projektiranju obravnavnih stebrov ($q_D = 2,1$, $D_T = 0,02 H$) in D_y ocenimo z enačbo (1) (glejte D_{yEST} v preglednicah 1 in 2), dobimo vrednost maksimalnega pomika stebrov D_{EST} , ki je podobna tisti, določeni z nelinearno analizo D_{NA} (glejte preglednici 1 in 2). Pri tem je treba omeniti, da smo pri računu količin, predstavljenih v preglednicah 1 in 2, upoštevali povprečno vrednost za mejo elastičnosti jekla B500 $f_{ysm} = 1,15 f_{ys} = 1,15 \cdot 500 \text{ MPa} = 575 \text{ MPa}$, ki ji ustreza deformacija na meji elastičnosti $\epsilon_{sy} = f_{ysm}/E_s = 575 \text{ MPa}/200.000 \text{ MPa} = 0,288 \%$ (E_s je modul elastičnosti jekla).

Če povzamemo prikazane rezultate, lahko sklepamo, da je razlika med odzivom, ki smo ga predpostavili pri projektiranju, in »dejanskim« odzivom, ocenjenim z nelinearno analizo, predvsem posledica neustrezno koreliranih osnovnih parametrov odziva pri projektiranju. Zato je dejanska togost bistveno manjša od ciljne togosti, upoštevane pri projektiranju, nosilnost stebrov pa premajhna. Posledično so »dejanski« maksimalni pomiki bistveno večji od ciljnih pomikov, upoštevanih pri projektiranju. Zaradi velikih pomikov so tudi P- Δ učinki mnogo večji od načrtovanih.

Treba pa je poudariti, da je že v spremljajočem članku bilo ugotovljeno, da navkljub nepričakovano velikim pomikom stabilnost analiziranih stavb zaradi same potresne obtežbe ni bila ogrožena, saj je njihova deformacijska kapaciteta dokaj velika, kar je že bilo poročano v literaturi [npr. v člankih Fischinger, Zoubek, Isaković, 2014; Kramar, Isaković, Fischinger, 2010]. Vendar je lahko stabilnost ogrožena zaradi navpične obtežbe pri velikih P- Δ učinkih.

Glede na dokaj veliko deformacijsko kapaciteto bi lahko dovoljene maksimalne pomike analiziranega tipa stebrov tudi povečali, saj je že v prej omenjeni literaturi bilo ugotovljeno, da takšni stebri stečejo pri 3% povprečnem zasuku. Pri tem pa je treba opozoriti, da so lahko pri takšnih pomikih ogroženi fasadni paneli, še zlasti navpični, predvsem zaradi razmeroma majhne deformacijske kapacitete najpogostejše uporabljenih stikov z nosilno konstrukcijo [Zoubek, Fischinger, Isaković, 2016]. Za takšne stike je lahko že 2% povprečni zasuk velik izziv. Ko je deformacijska kapaciteta stikov presežena, fasadni paneli padejo in lahko zaradi razmeroma velike mase povzročijo poleg velike materialne škode tudi človeške žrtve. Zato jih je treba pred padcem zavarovati. Rešitvi sta lahko dve: a) uporaba stikov z večjo deformacijsko kapaciteto [na primer stiki, predstavljeni v Menichini, Del Monte, Orlando, Vignoli, 2020] ali b) namestitev posebej projektiranih varoval, ki preprečijo padce in se aktivirajo šele po tem, ko primarni stiki z nosilno konstrukcijo odpovedo [Zoubek, Fischinger, Isaković, 2018].

4 NOVI POSTOPEK ZA POTRESNO PROJEKTIRANJE ENOETAŽNIH ARMIRANOBETONSKIH MONTAŽNIH HAL PO METODI SIL

S ciljem, da odpravimo velike razlike med potresnim odzivom, ocenjenim pri projektiranju, in »dejanskim«, določenim z nelinearno analizo, smo določili nov postopek za projektiranje enoetažnih armiranobetonskih montažnih hal na osnovi sil

in pri tem uporabili enačbe, predstavljene v 2. poglavju, ki so izpeljane v Dodatku. Korake predlaganega postopka projektiranja povzemamo v poglavju 4.1. Projektiranje stavb, ki so bile prvotno obravnavne na tradicionalni način v spremljajočem članku [Isaković, 2025], smo ponovili, upoštevajoč novi postopek projektiranja. Rezultati so prikazani v poglavju 4.2. Tudi v tem primeru smo upoštevali dve intenziteti potresnega vpliva. Glede na ugotovitve predhodnega odstavka smo pri projektiranju upoštevali maksimalni pomik med 3 in 4 % višine stebrov. Potresni odziv tako sprojeektiranih hal smo v poglavju 4.3 ocenili z nelinearno analizo (N2-metodo).

4.1 Opis postopka

Korak 1: Prečne prereze stebrov izberemo tako, da upoštevamo določen ciljni pomik D_T (ciljni povprečni zasuk Δ_T), in redukcijo togosti, ki ustreza bruto prerezu RS . Priporočene vrednosti RS so v razponu od 0,1 do 0,25 [glejte enačbo (4)]. Treba je upoštevati, da manjša vrednost RS pomeni večje dimenzije stebra in manjši delež upogibne armature.

Korak 2: Za izbrani prerez z enačbo (1) določimo pomik na meji elastičnosti D_y . Pri tem upoštevamo deformacijo jekla na meji elastičnosti $\varepsilon_{sy} = f_{sm}/E_s$, kjer je f_{sm} povprečna vrednost napetosti jekla na meji elastičnosti in E_s modul elastičnosti jekla.

Korak 3: Določimo zahtevano duktilnost za pomike $\mu_D = D_T/D_y$, kjer je D_T ciljni pomik in D_y pomik na meji elastičnosti, določen v 2. koraku. Določimo del faktorja obnašanja q_D , s katerim upoštevamo sposobnost konstrukcije, da se plastično deformira in sipa potresna energija, in sicer kot $q_D = \mu_D$, in pri tem upoštevamo princip enakosti pomikov.

Korak 4: Določimo koeficient θ z enačbo (9), s katerim ocenimo P- Δ učinke, in z enačbo (5) dodatno preverimo vrednost RS .

Korak 5: Projektni moment M_d lahko izračunamo neposredno z enačbami (6), (8) in (9) in pri tem upoštevamo, da znaša del faktorja obnašanja, ki se nanaša na dodatno nosilnost $q_o = 1,5$. Alternativno lahko najprej z enačbo (2) določimo ciljno togost k_T . Nato izračunamo ustrežni nihajni čas T in pospešek $S_r(T)$ v projektnem/reduciranem spektru pospeškov (elastični spekter pospeškov reduciramo s faktorjem $q = q_D \cdot q_o$). V naslednjem koraku določimo reducirano prečno silo $V_r = S_r(T) \cdot m$, kjer je m pripadajoča masa stebra. Potem izračunamo projektni upogibni moment kot $M_d = V_r H / (1 - \theta)$, kjer je H višina stebra in θ koeficient, s katerim upoštevamo P- Δ učinke po enačbi (9). Pri tem upoštevamo, da takšen postopek lahko uporabljamo le, dokler je $\theta \leq 0,2$. Če je ta koeficient večji, je treba učinke teorije 2. reda določiti bolj natančno.

4.2 Osnovni parametri odziva hal, projektiranih po novem postopku

Hale, ki smo jih predstavili v spremljajočem članku [Isaković, 2025], smo ponovno sprojektirali s postopkom, prikazanim v poglavju 4.1, in sicer za isti dve intenziteti potresnega vpliva ($S_\beta = 0,394$ in $0,589$ g) kot pri prvotnem projektiranju. Za primerjavo smo v vseh primerih upoštevali enake dimenzije stebrov kot v [Isaković, 2024]. Glede na to, da analizirane konstrukcije stečejo pri dokaj velikih pomikih, ki presegajo mejo 2 % višine stebra H , smo pri ponovnem projektiranju upoštevali ciljni pomik, ki je enak 3 % H . Pri večji intenziteti potresa smo vse stebre sprojektirali tudi tako, da smo upoštevali tudi ciljni pomik 4 % H . Rezultati projektiranja z novim postopkom so predstavljeni v preglednicah 3-5.

Ko povečamo ciljni pomik, se pričakovano zmanjšata ciljna togost in zahtevana nosilnost. To je razvidno iz primerjave preglednic 4 in 5. Ko je ciljni pomik povečan s 3 % H na 4 % H , je povečan q_D in zmanjšan RS (manjša efektivna togost). Posledično je

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
m [t]	40	40	40	60	60	60	80	80	80
D_y [cm]	15,1	27,2	42,5	13,9	24,8	38,8	12,9	23,1	35,7
D [cm]	15,0	21,0	27,0	15,0	21,0	27,0	15,0	21,0	27,0
q_D	0,99	0,77	0,64	1,08	0,85	0,70	1,17	0,91	0,76
q_o	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
q	1,49	1,16	0,95	1,62	1,27	1,04	1,75	1,36	1,13
RS	0,215	0,215	0,219	0,231	0,221	0,229	0,226	0,222	0,220
θ	0,117	0,163	0,210	0,126	0,163	0,210	0,136	0,163	0,210
M_d [kNm]	383	521	670	535	711	918	668	884	1127
N_d [kN]	392	392	392	589	589	589	785	785	785
k_T [kN/m]	673	343	208	1009	515	311	1345	686	415
T [s]	1,53	2,14	2,76	1,53	2,14	2,76	1,53	2,14	2,76
V_r [kN]	68	62	59	93	85	81	115	106	99
μ [%]	2,36	2,36	2,80	2,36	2,45	2,78	2,45	2,40	2,48

Preglednica 3. Projektiranje na upogib po predlaganem postopku pri ciljnem pomiku 3 % H in manjšo intenziteto potresnega vpliva ($S_\beta = 0,394$ g).

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
m [t]	40	40	40	60	60	60	80	80	80
D_y [cm]	12,4	22,3	34,6	11,2	20,3	31,7	10,5	18,9	29,2
D [cm]	15,0	21,0	27,0	15,0	21,0	27,0	15,0	21,0	27,0
q_D	1,21	0,94	0,78	1,34	1,03	0,85	1,42	1,11	0,92
q_o	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
q	1,81	1,41	1,17	2,01	1,55	1,28	2,14	1,67	1,39
RS	0,218	0,217	0,217	0,218	0,224	0,228	0,226	0,224	0,220
θ	0,063	0,073	0,094	0,070	0,076	0,094	0,074	0,081	0,094
M_d [kNm]	664	862	1064	906	1180	1461	1140	1474	1797
N_d [kN]	392	392	392	589	589	589	785	785	785
k_T [kN/m]	1503	767	464	2255	1151	696	3007	1534	928
T [s]	1,02	1,43	1,84	1,02	1,43	1,84	1,02	1,43	1,84
V_r [kN]	124	114	107	168	156	147	211	193	181
μ [%]	2,08	2,11	2,21	2,04	2,20	2,44	2,26	2,28	2,08

Preglednica 4. Projektiranje na upogib po predlaganem postopku pri ciljnem pomiku 3 % H in večjo intenziteto potresnega vpliva ($S_\beta = 0,589$ g).

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
m [t]	40	40	40	60	60	60	80	80	80
D_y [cm]	12,4	22,3	34,6	11,2	20,3	31,7	10,5	18,9	29,2
D [cm]	20,0	28,0	36,0	20,0	28,0	36,0	20,0	28,0	36,0
q_D	1,61	1,25	1,04	1,78	1,38	1,14	1,90	1,48	1,23
q_o	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
q	2,42	1,88	1,56	2,68	2,07	1,70	2,85	2,22	1,85
RS	0,123	0,122	0,122	0,123	0,126	0,128	0,127	0,126	0,124
θ	0,150	0,163	0,174	0,166	0,179	0,190	0,176	0,192	0,206
M_d [kNm]	411	537	656	568	748	919	721	943	1153
N_d [kN]	392	392	392	589	589	589	785	785	785
k_T [kN/m]	846	431	261	1269	647	392	1691	863	522
T [s]	1,37	1,91	2,46	1,37	1,91	2,46	1,37	1,91	2,46
V_r [kN]	70	64	60	95	88	83	119	109	102
μ [%]	1,05	1,08	1,18	0,98	1,11	1,17	1,05	1,14	1,08

Preglednica 5. Projektiranje na upogib po predlaganem postopku pri ciljnem pomiku 4 % H in večjo intenziteto potresnega vpliva ($S_\beta = 0,589$ g).

zmanjšani zahtevani procent armiranja z upogibno armaturo μ . Ta je pol manjši kot v primeru ciljnega pomika enakega 3 % H .

Treba je tudi pripomniti, da je pri določenem ciljnem pomiku zahtevani odstotek armiranja μ v vseh stebrih praktično enak ne glede na njihove dimenzije. Manjše razlike nastopijo predvsem zaradi P- Δ učinkov. Pri ciljnem pomiku, ki je enak 3 % H , je pri manjši intenziteti potresnega vpliva μ približno 2,5 %, pri

večji intenziteti pa 2,2 %. Če pri projektiranju upoštevamo ciljni pomik enak 4 % H in močnejši potresni vpliv ($S_\beta = 0,589$ g), se potreben μ prepolovi na približno 1,1 %.

Ko primerjamo rezultate novega postopka projektiranja s tradicionalnim (glejte poglavje 3.3.1 v Isaković, 2024), opazimo, da je potreben odstotek armiranja opazno večji pri novem postopku, čeprav je ciljni pomik povečan. To je še dodaten dokaz,

da je s tradicionalnim postopkom projektiranja potrebna nosilnost bila močno podcenjena. Pri ponovljenem projektiranju se je odstotek armiranja praktično podvojil.

Del faktorja obnašanja q_d je bistveno manjši kot pri tradicionalnem postopku projektiranja, kjer smo upoštevali $q_d = 2,1$. Pri ciljnem pomiku 3% H in šibkejši izmed dveh obravnavnih potresnih intenzitet je bil q_d skoraj v vseh primerih manjši od 1. Pri močnejšem potresnem vplivu se je njegova vrednost povečala predvsem v krajših stebrih. Ko je povečan še ciljni pomik na 4% H , bil je v vseh stebrih q_d večji od 1.

Ko želimo povečati faktor q_d (redukcijo potresnih sil), je treba povečati dimenzije stebra (glejte enačbo 3). Posledično se bosta zmanjšali tako efektivna togost (RS) kot tudi potrebna armatura (upogibna nosilnost). Nasprotno, ko zmanjšamo dimenzije stebra, bodo potresne sile manj reducirane, kar pomeni, da bo treba zagotoviti večji odstotek armiranja z upogibno armaturo. Če bodo dimenzije prereza premajhne, bo zahtevana količina upogibne armature postala nesprejemljivo velika.

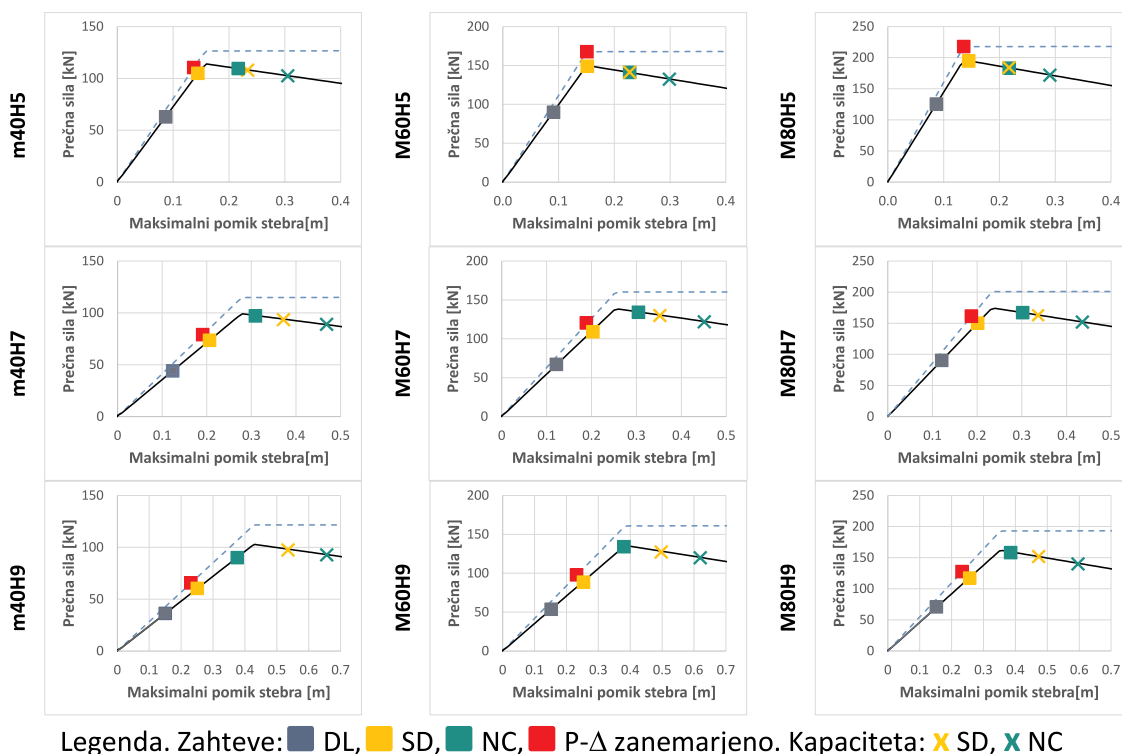
Armiranobetonske montažne hale običajno vsebujejo dokaj podajne stebre, zato je pomembno, da omejimo tudi učinke teorije 2. reda. To lahko dosežemo tako, da omejimo vrednosti koeficienta θ (enačba (9)). Kot smo že omenili, prikazani postopek lahko uporabljamo le, če ta koeficient ni večji od 0,2. Pri večjih vrednostih θ je treba narediti bolj natančno analizo. V nobenem primeru pa θ ne sme preseči vrednosti 0,3.

4.3 Evalvacija odziva z nelinearno potisno analizo

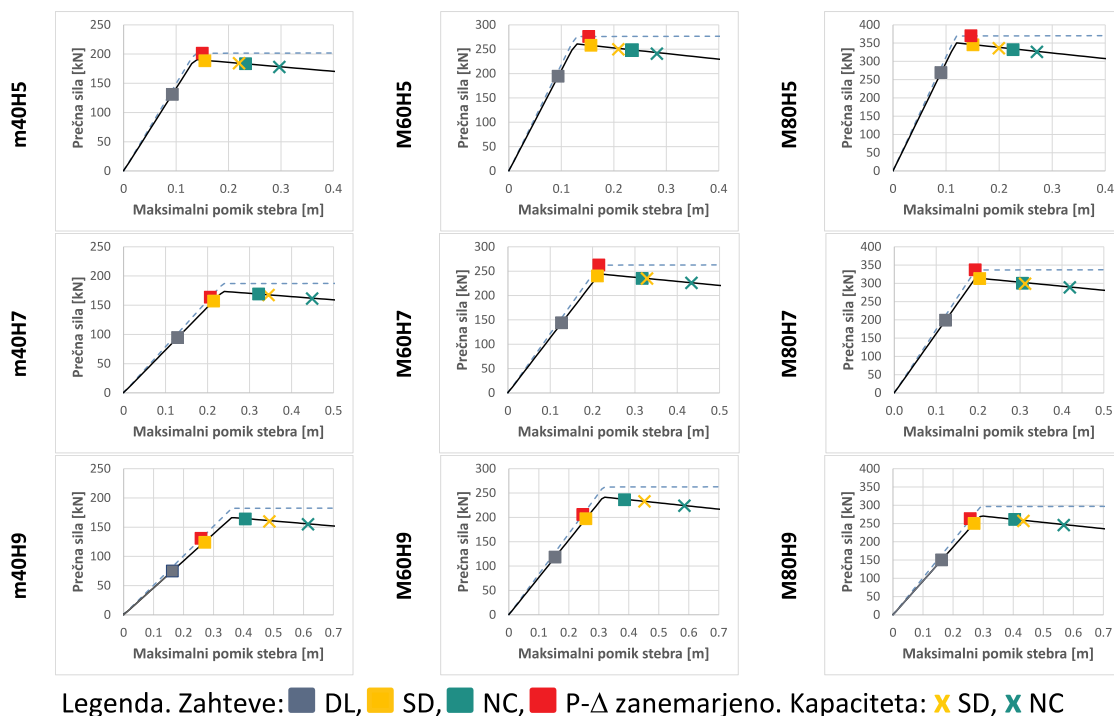
Potresni odziv stavb, katerih projektiranje je prikazano v poglavju 4.2, je bil ocenjen z N2-metodo (nelinearno statično analizo). Nelinearni odziv vseh obravnavanih stavb je prikazan na slikah 4–6. Pomen oznak in prikazanih črt je enak kot v spremljajočem članku. S polnimi črtami so predstavljeni rezultati analiz, v katerih so upoštevani vplivi teorije 2. reda, s črkanimi pa rezultati analiz, kjer so ti vplivi zanemarjeni. S kvadrati so predstavljene potresne zahteve, in sicer rumen kvadrat ustreza SD, zelen NC in moder DL mejnemu stanju. Z rdečim kvadratom so prikazane potresne zahteve, kjer so zanemarjeni vplivi teorije 2. reda. S križi sta prikazani kapaciteti. Rumeni križ predstavlja kapaciteto, ki ustreza SD mejnemu stanju, zeleni pa NC mejnemu stanju. Pri računu kapacitet smo upoštevali delna varnostna faktorja 1,55 za NC in 1,35 za SD-stanje, in sicer tako, kot je pojasnjeno v poglavju 2.6 spremljajočega članka [Isaković, 2025].

Razvidno je, da je v vseh primerih maksimalni pomik, ki ustreza SD-stanju, približno enak maksimalnemu pomiku, ki je bil upoštevan pri projektiranju. Pri projektiranju so bile upoštevane vrednosti 15, 21 in 27 cm v 5, 7 in 9 m stebrih pri ciljnem pomiku 3% H . Ko je upoštevan ciljni pomik 4% H , so bili ti pomiki 20, 28 in 36 cm.

Tudi preglednice 6–8 potrjujejo dobro ujemanje med projektiranjem in nelinearno analizo. V teh preglednicah so primerjani maksimalni povprečni zasuki Δ , ustrezne nosilnosti F_d , redukcije teoretične togosti RS in koeficienti θ . Indeks E pomeni, da je vrednost določena na osnovi elastične analize v fazi projektiranja, indeks N pa, da je vrednost določena z nelinearno analizo. Večina rezultatov se ne razlikuje za več kot 5%. Pri posameznih vrednostih so odstopanja nekoliko večja, vendar ne presegajo 15%.

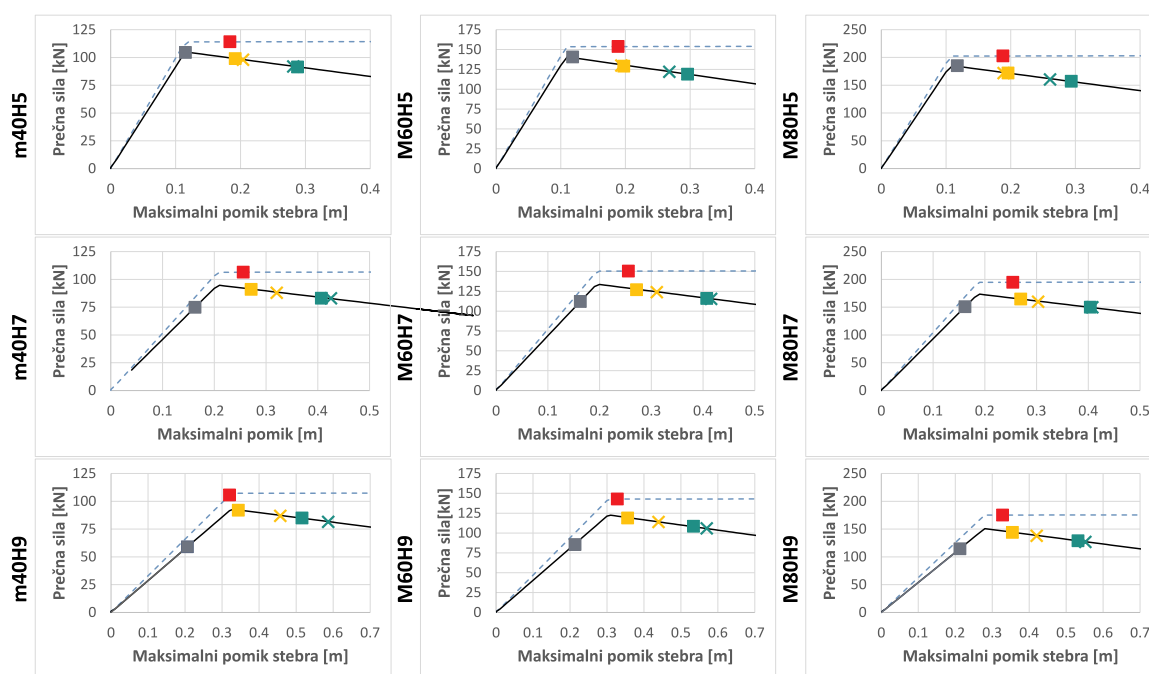


Slika 4. Rezultati N2-metode: polne črte predstavljajo odziv z upoštevanimi P-Δ učinki; črtkane črte odziv, brez teh učinkov; šibkejši potresni vpliv ($S_g = 0,394$ g) in 3% ciljni povprečni zasuk.



Legenda. Zahteve: ■ DL, ■ SD, ■ NC, ■ P-Δ zanemarjeno. Kapaciteta: ✕ SD, ✕ NC

Slika 5. Rezultati N2-metode: polne črte predstavljajo odziv z upoštevanimi P-Δ učinki; črtkane črte odziv, brez teh učinkov; močnejši potresni vpliv ($S_B = 0,589$ g) in 3% ciljni povprečni zasuk.



Legenda. Zahteve: ■ DL, ■ SD, ■ NC, ■ P-Δ zanemarjeno. Kapaciteta: ✕ SD, ✕ NC

Slika 6. Rezultati N2-metode: polne črte predstavljajo odziv z upoštevanimi P-Δ učinki; črtkane črte odziv, brez teh učinkov; močnejši potresni vpliv ($S_B = 0,589$ g) in 4% ciljni povprečni zasuk.

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
Δ_E	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030
Δ_N	0,029	0,029	0,028	0,030	0,029	0,028	0,029	0,029	0,029
$F_{\Delta E}$ [kN]	101	72	56	140	108	84	173	144	112
$F_{\Delta N}$ [kN]	105	73	60	149	109	89	195	150	117
RS_E	0,215	0,215	0,219	0,231	0,221	0,229	0,226	0,222	0,220
RS_N	0,230	0,223	0,219	0,225	0,236	0,227	0,225	0,226	0,214
θ_E	0,117	0,163	0,210	0,126	0,163	0,210	0,136	0,163	0,210
θ_N	0,108	0,157	0,181	0,120	0,157	0,188	0,117	0,151	0,191

Preglednica 6. Osnovni parametri odziva: primerjava med nelinearno analizo in novim postopkom projektiranja pri šibkejšem izmed dveh upoštevanih potresnih vplivov ($S_\beta = 0,394$ g) in ciljnem pomiku 3 % H.

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
Δ_E	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030
Δ_N	0,031	0,031	0,030	0,031	0,030	0,029	0,030	0,029	0,030
$F_{\Delta E}$ [kN]	187	161	125	253	234	188	317	290	251
$F_{\Delta N}$ [kN]	189	157	124	258	240	197	345	313	250
RS_E	0,218	0,217	0,217	0,218	0,224	0,228	0,226	0,224	0,220
RS_N	0,200	0,208	0,215	0,200	0,220	0,252	0,224	0,237	0,220
θ_E	0,063	0,073	0,094	0,070	0,076	0,094	0,074	0,081	0,094
θ_N	0,065	0,076	0,095	0,071	0,074	0,085	0,069	0,073	0,094

Preglednica 7. Osnovni parametri odziva: primerjava med nelinearno analizo in novim postopkom projektiranja pri močnejšem izmed dveh upoštevanih potresnih vplivov ($S_\beta = 0,589$ g) in ciljnem pomiku 3 % H.

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
Δ_E	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040
Δ_N	0,038	0,039	0,038	0,040	0,039	0,040	0,039	0,039	0,039
$F_{\Delta E}$ [kN]	105	96	90	142	132	124	178	163	153
$F_{\Delta N}$ [kN]	99	91	92	129	127	119	172	165	144
RS_E	0,123	0,122	0,122	0,123	0,126	0,128	0,127	0,126	0,124
RS_N	0,133	0,130	0,133	0,126	0,134	0,131	0,133	0,136	0,127
θ_E	0,150	0,163	0,174	0,166	0,179	0,190	0,176	0,192	0,206
θ_N	0,152	0,167	0,163	0,180	0,180	0,196	0,179	0,184	0,215

Preglednica 8. Osnovni parametri odziva: primerjava med nelinearno analizo in novim postopkom projektiranja pri močnejšem izmed dveh upoštevanih potresnih vplivov ($S_\beta = 0,589$ g) in ciljnem pomiku 4 % H.

5 SKLEPI

V spremljajočem članku smo pokazali, da se lahko potresni odziv enoetažnih armiranobetonskih montažnih stavb, ki so bile projektirane s standardnim postopkom po metodi sil, kjer upoštevamo faktor obnašanja $q = 3$ in efektivno togost enako polovični teoretični togosti, bistveno razlikuje od načrtovane-

ga. V splošnem bi v takšnih primerih morali pri projektiranju na osnovi sil narediti več iteracij, s katerimi bi ustrezno korelirali osnovne parametre odziva, kot so maksimalni pomiki, nosilnost, efektivna togost, P- Δ učinki.

Iteracijam se lahko izognemo, če pri projektiranju uporabimo novi postopek projektiranja na osnovi ciljnega pomika po me-

todi sil, ki smo ga predlagali v članku. Ta postopek temelji na enačbah, s katerimi smo ustrezno povezali osnovne parametre odziva. V 2. poglavju članka podajamo pregled teh enačb, njihovo izpeljavo pa prikazujemo v dodatku. Potresni odziv stavb, projektiranih po novem postopku, smo ocenili z nelinearno potresno analizo, in ugotovili, da se rezultati obeh metod dobro ujemajo.

Predlagani postopek projektiranja lahko uporabimo tudi pri projektiranju z računalniškimi programi, in sicer za oceno potresnih dimenzij stebrov, in jih ustrezno prilagodimo s faktorjem obnašanja, učinkovito togostjo in $P-\Delta$ učinki.

Z analizo pomembnih parametrov odziva smo ugotovili, da je pomik na meji elastičnosti eden ključnih parametrov, ki vplivajo na razmerje med nosilnostjo in učinkovito togostjo. Ta pomik lahko ocenimo na osnovi priporočil iz literature, ki smo jih v obravnavanih konstrukcijah nekoliko prilagodili zahtevam novega EC8. Ugotovili smo, da bo običajna vrednost učinkovite togosti (50% togosti, ki ustreza bruto prerezu), ki jo upoštevamo pri projektiranju, primerna le v zelo omejenem številu primerov. Glede na to, da so osne sile v obravnavanih stebrih običajno majhne, bo pri njihovem projektiranju bolj primer- na učinkovita togost, ki znaša 10 – 25% togosti, ki ustreza bruto prerezu. Tudi faktor obnašanja bo velikokrat manjši od maksimalno dovoljenega.

Ugotovili smo tudi, da bi lahko bil maksimalni dovoljeni pomik obravnavnega tipa stebrov tudi večji od 2% njihove višine, saj je njihova deformacijska kapaciteta dokaj velika. Pri tem pa je treba poudariti, da lahko to negativno vpliva na odziv fasad- nih panelov in njihovih stikov z glavno konstrukcijo. Namreč že trenutna omejitev maksimalnih pomikov stebrov predstavlja pogosto izziv za običajne vrste stikov, s katerimi pritrjujemo panele, še zlasti v primeru navpičnih panelov.

6 LITERATURA

CEN 2024a FprEN 1998-1-1:2024. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules and seismic action 1. European Committee for Standardization (CEN); 2024.

CEN 2024b prEN1998-1-2_draft_post-ENQ_48th_mee- ting:2024. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-2: Buildings. European Committee for Stan- dardization (CEN); 2024.

Fajfar P. The Story of the N2 Method. CSI, IAEE; 2021.

Fischinger M, Zoubek B, Isakovic T. Seismic response of precast industrial buildings. In: Ansal A, ed. Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology. Geotechnical, Geo- logical and Earthquake Engineering. Springer; 2014:131-177.

Isaković T. Projektiranje enoetažnih armiranobetonskih montažnih hal po novem Evrokodu 8: 1. Del - povzetek projektiranja po metodi sil in njegova ocena z N2 metodo; Gradbeni vestnik; 2025.

Kramar M, Isakovic T, Fischinger M. Seismic collapse risk of pre- cast industrial buildings with strong connections. Earthq Eng Struct Dyn. 2010;39(8):847-868.

Menichini G, Del Monte E, Orlando M, Vignoli A. Out-of-pla- ne capacity of cladding panel-to-structure connections in one-story R/C precast structures. Bull Earthquake Eng. 2020;18:6849-6882.

Priestley MJN, Calvi GM, Kowalsky MJ. Displacement-Based Se-ismic Design of Structures. IUSS Press; 2007.

Zoubek B, Fischinger M, Isaković T. Cyclic response of hammer- head strap cladding-to-structure connections used in RC pre- cast building. Engineering structures. 2016, 119:135-148.

Zoubek B, Fischinger M, Isakovic T. Seismic response of short restrainers used to protect cladding panels in RC precast build- ings. J Vib Control. 2018;24(4):645-658.

DODATEK: ZVEZE MED RAZLIČNIMI PARAMETRI POTRESNEGA ODZIVA

Zveza med ciljno togostjo k_T in ciljnim pomikom D_T oziroma ciljnim povprečnim zasukom Δ_T [enačba (2)]

$$k_T = \omega^2 m; D_T = \frac{S_e(T)}{\omega^2}; k_T^2 = \frac{S_e(T)^2}{D_T^2} m^2 = \frac{S_{\beta}^2 T_{\beta}^2 m^2}{T^2 D_T^2} = \frac{S_{\beta}^2 T_{\beta}^2 m^2}{4\pi^2 \frac{m}{k_T} D_T^2} = \frac{S_{\beta}^2 T_{\beta}^2 k_T m}{4\pi^2 D_T^2}$$

$$k_T = \frac{S_{\beta}^2 T_{\beta}^2 m}{4\pi^2 D_T^2} = \frac{S_{\beta}^2 T_{\beta}^2 m}{4\pi^2 \Delta_T^2 H^2}$$

Zveza med dimenzijami stebra, redukcijo togosti, ki ustreza bruto prečnemu prerezu RS , in ciljnim povprečnim zasukom Δ_T [enačba (21) v Isaković, 2025 in (4)]

$$k_T = \frac{3E_c RS I_c}{H^3} = \frac{S_{\beta}^2 T_{\beta}^2 m}{4\pi^2 \Delta_T^2 H^2}; I_c = \frac{S_{\beta}^2 T_{\beta}^2 m H}{12\pi^2 RS E_c \Delta_T^2} = \frac{c h^4}{12}$$

$$(c = \frac{b}{h}; \text{for square columns } c = 1)$$

$$h = \sqrt[4]{\frac{S_{\beta}^2 T_{\beta}^2 m H}{c RS \pi^2 E_c \Delta_T^2}}; RS = \frac{H}{c h^4 E_c \Delta_T^2} \frac{S_{\beta}^2 T_{\beta}^2 m}{\pi^2}$$

Zveza med faktorjem obnašanja q_D , dimenzijami stebra in ciljnim povprečnim zasukom stebra Δ_T [enačba (3)]

$$D_y = \phi_y \frac{H^2}{3} = \frac{2,9\epsilon_y H^2}{h^3}; q_D = \frac{D_T}{D_y} = \Delta_T H \frac{3 h}{2,9\epsilon_y H^2}$$

$$q_D = \frac{3 \Delta_T h}{2,9\epsilon_y H}$$

Zveza med redukcijo togosti, ki ustreza bruto prečnemu prerezu RS , faktorjem obnašanja q_D in ciljnim povprečnim zasukom Δ_T [enačba (5)]

$$RS = \frac{H}{c h^4 E_c \Delta_T^2} \frac{S_{\beta}^2 T_{\beta}^2 m}{\pi^2} = \frac{1}{c \left(\frac{2,9\epsilon_y H q_D}{3 \Delta_T} \right)^4} \frac{H}{E_c \Delta_T^2} \frac{S_{\beta}^2 T_{\beta}^2 m}{\pi^2}$$

$$RS = \left(\frac{3}{2,9\epsilon_y} \right)^4 \frac{\Delta_T^2}{c q_D^4 E_c H^3} \frac{S_{\beta}^2 T_{\beta}^2 m}{\pi^2}$$

Moment na meji elastičnosti M_y [enačba (6)]

$$M_y = k_T D_y H = \frac{S_{\beta}^2 T_{\beta}^2 m}{4\pi^2 \Delta_T^2 H^2} \frac{2,9\epsilon_y H^2}{h^3} H$$

$$M_y = \frac{2,9\epsilon_y S_{\beta}^2 T_{\beta}^2 m}{12 h \Delta_T^2} \frac{H}{\pi^2}$$

Zveza med koeficientom θ , ki predstavlja učinke teorije 2. reda, pomikom na meji elastičnosti D_y in ciljnim povprečnim zasukom Δ_T [enačba (9)]

$$\theta = \frac{P_{tot} D_T}{q_R q_s V_{tot} H} = \frac{mg \Delta_T H}{V_y H} = \frac{mg \Delta_T}{D_y k_T} = \frac{mg \Delta_T}{D_y} \frac{4\pi^2 \Delta_T^2 H^2}{S_\beta^2 T_\beta^2 m}$$

$$\theta = \frac{\Delta_T^3 H^2}{D_y} g \frac{4\pi^2}{S_\beta^2 T_\beta^2}$$

Zveza med dimenzijami stebra in koeficientom θ , ki predstavlja učinke teorije 2. reda [enačba (22) v Isaković, 2025]

$$\theta = \frac{P_{tot} D_T}{q_R q_s V_{tot} H} = \frac{mg q D_y}{q_R q_s k_T D_y H} = \frac{mg}{k_T H} \frac{q}{q_R q_s} = \frac{mg}{\frac{3 RS E_c c h^4}{12 H^3} H} \frac{q}{q_R q_s} = \frac{4 mg H^2}{RS E_c c h^4} \frac{q}{q_R q_s}$$

$$h = \sqrt[4]{\frac{4 mg H^2}{RS E_c c \theta q_R q_s}} = \sqrt[4]{\frac{4 mg H^2}{RS E_c c \theta} q_d}$$

Reducirana prečna sila in projektni upogibni moment [enačbi (23) in (24) v Isaković, 2025]

$$V_r = k_T \frac{\Delta_T H}{q} = \frac{S_\beta^2 T_\beta^2 m}{4\pi^2 \Delta_T^2 H^2} \frac{\Delta_T H}{q}$$

$$V_r = \frac{S_\beta^2 T_\beta^2 m}{4\pi^2 \Delta_T H q}$$

$$M_d = V_r H = \frac{S_\beta^2 T_\beta^2 m}{4\pi^2 \Delta_T q}$$

Zveza med maksimalnim pomikom D , ciljnim pomikom D_T , dimenzijami stebra (pomikom na meji elastičnosti D_y) in poljubno izbranim faktorjem obnašanja q_D [Eq. (10)]

Sila na meji elastičnosti, ki ustreza ciljnemu pomiku D_T , ciljni togosti k_T , in poljubno izbranim q_D :

$$V_y = \frac{S_\beta^2 T_\beta^2 m}{4\pi^2 D_T q_D}$$

Dejanska togost, ki ustreza V_y , in pomik na meji elastičnosti $D_{y,act}$, ki ustreza izbranim dimenzijam stebra:

$$k_{act} = \frac{V_y}{D_{y,act}} = \frac{S_\beta^2 T_\beta^2 m}{4\pi^2 D_T q_D D_{y,act}}$$

Elastična prečna sila $V_{e,act}$, ki ustreza dejanski togosti k_{act} in ustreznemu nihajni čas T_{act} :

$$V_{e,act} = \frac{S_\beta T_\beta}{T_{act}} m = \frac{S_\beta T_\beta}{2\pi \sqrt{\frac{m}{k_{act}}}}$$

Dejanski maksimalni pomik:

$$D_{act} = \frac{V_{e,act}}{k_{act}} = \frac{S_\beta T_\beta}{2\pi \sqrt{\frac{m}{k_{act}}}} \frac{1}{k_{act}} = \frac{S_\beta T_\beta}{2\pi} \sqrt{\frac{m}{k_{act}}} = \frac{S_\beta T_\beta}{2\pi} \sqrt{\frac{m 4\pi^2 D_T q_D D_{y,act}}{S_\beta^2 T_\beta^2 m}} =$$

$$\frac{S_\beta T_\beta}{2\pi} \frac{2\pi}{S_\beta T_\beta} \sqrt{D_T q_D D_{y,act}}$$

$$D_{act} = \sqrt{D_T q_D D_{y,act}}$$

Seznam oznak v Dodatku:

c	Razmerje med širino in višino prečnega prereza stebra ($c = b/h$)
D_{act}	Dejanski maksimalni pomik, ki ustreza izbranim dimenzijam stebra/konstrukcijskega elementa (ustrezno povezanimi z $D_{y,act}$), izbranemu D_T in poljubno izbranemu q_D
D_T	Ciljni pomik (maksimalni pomik)
D_y	Pomik na meji elastičnosti ($D_y = D_T/q_D$)
$D_{y,act}$	Dejanski pomik na meji elastičnosti, ki ustreza izbranim dimenzijam stebra (ali kakšnega drugega konstrukcijskega elementa)
E_c	Modul elastičnosti betona
g	Gravitacijski pospešek
H	Višina stebra
h	Višina prečnega prereza stebra
I_c	Vztrajnostni moment prečnega prereza stebra
k_{act}	Dejanska togost, ki ustreza določeni nosilnosti (V_y) in $D_{y,act}$
k_T	Ciljna togost
M_d	Projektni upogibni moment
M_y	Upogibni moment na meji elastičnosti
m	Pripadajoča masa stebra
P_{tot}	Navpična obtežba stebra
q	Faktor obnašanja ($q = q_D q_R q_s$)
q_D	Komponenta faktorja obnašanja, ki upošteva sposobnost konstrukcije, da se plastično deformira in sipa potresno energijo.
q_R	Komponenta faktorja obnašanja, ki upošteva dodatno nosilnost (angl. »overstrength«) zaradi prerazporeditev potresnih vplivov v statično nedoločenih konstrukcijah
q_s	Komponenta faktorja obnašanja, ki upošteva dodatno nosilnost (angl. »overstrength«) pri prerazporeditvah potresnih vplivov zaradi vseh drugih vplivov, ki jih ne upošteva q_R
RS	Redukcija teoretične togosti, ki ustreza bruto prečnemu prerezu
$S_e(T)$	Pospešek v elastičnem spektru pospeškov, ki ustreza nihajnemu času T
S_β	Pospešek v elastičnem spektru pospeškov, ki ustreza nihajnemu času T_β
T	Nihajni čas stebra
T_{act}	Dejanski nihajni čas, ki ustreza k_{act}
T_β	Karakteristični nihajni čas, ki določa obliko elastičnega spektra pospeškov v področju z daljšimi nihajnimi časi. V vseh primerih je bila upoštevana privzeta vrednost $T_\beta = 1$ s
$V_{e,act}$	Nereducirana/elastična prečna sila ob vpetju stebra
V_r	Reducirana prečna sila ob vpetju stebra
V_{tot}	Prečna obtežba stebra
V_y	Sila na meji elastičnosti, ki ustreza ciljnemu pomiku D_T , ciljni togosti k_T in poljubno izbranim q_D
ΔT	Ciljni povprečni zasuk ($\Delta T = D_T/H$)
ε_y	Deformacija jekla na meji elastičnosti
ω	Krožna frekvenca

asist. dr. Antonio Janevski, mag. inž. grad.
antonio.janevski@fgg.uni-lj.si



prof. dr. Tatjana Isaković, univ. dipl. inž. grad.
tatjana.isakovic@fgg.uni-lj.si
Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo,
Jamova 2, 1000 Ljubljana



Znanstveni članek
UDK/UDC: 624.041.6:624.012.45

POTRESNI ODZIV ARMIRANOBETONSKIH STEN, POVEZANIH S PLOŠČAMI BREZ POVEZOVALNIH GRED

SEISMIC RESPONSE OF REINFORCED CONCRETE WALLS COUPLED BY SLABS WITHOUT COUPLING BEAMS

Povzetek

V članku je predstavljena analiza potresnega odziva armiranobetonskih (AB) sten, povezanih le s ploščami brez gred, ki jih običajno obravnavamo kot konzolne stene. Raziskali smo, kdaj lahko plošče močno povežejo stene in kako to vpliva na njihov potresni odziv. Nelinearne potisne in analize časovnega odziva so pokazale, da je lahko stopnja povezanosti (CL – Coupling Level) do 50 %, zlasti pri konfiguracijah z vitkimi stenami (razmerje višina/širina > 4), kjer se lahko aktivira velika sodelujoča širina plošče. Zaradi močne povezanosti se v slopih razvijejo znatne osne sile (tudi do 80 % osnih sil zaradi navpične obtežbe), kar vodi do spremembe togosti in nosilnosti ter prerazporeditev vplivov. Strižne sile so se v posameznih slopih povečale tudi do 50 %. Na povečanje strižnih sil vplivajo tudi višje nihajne oblike. Povečanje strižnih sil zaradi okvirnega učinka narašča z večanjem CL, medtem ko vpliv višjih nihajnih oblik upada. Raziskali smo tudi, kdaj je treba korigirati strižne sile, določene z nelinearno potisno analizo, saj slednja ne zajema vpliva višjih nihajnih oblik, ter predlagali enostavne izraze za korekcijo. Odstopanje je bilo v večini primerov manj kot 20 %.

Ključne besede: AB-stene, potresni odziv, stopnja povezanosti, okvirni učinek, vpliv višjih nihajnih oblik, povečanje strižnih sil, nelinearna analiza

Summary

The article investigates the seismic response of reinforced concrete (RC) walls coupled only by slabs, without coupling beams, a configuration often considered as cantilever walls. The study investigates when slabs significantly couple walls to a significant extent and how this affects their overall seismic behaviour. Non-linear pushover and response history analyses revealed coupling level (CL) of up to 50 %, particularly in buildings featuring slender walls (aspect ratio > 4), where a significant effective slab width can be activated. A significant CL caused axial forces in the wall piers to vary by up to 80 % of the gravity loads, altering changing stiffness and strength, causing pronounced redistributions of seismic demand among wall piers and amplifying shear forces in individual piers by up to 50 %. Additionally, the study highlights that, shear demand can also increase due to higher modes of vibration. While the amplification of shear forces due to frame action increased with increasing CL, it was found that shear force amplification due to higher modes was found to decreased. To address the limitations of non-linear pushover analysis in capturing higher-mode effects, simple correction expressions are proposed, with deviations in most cases under below 20 %.

Key words: RC walls, seismic response, coupling level, frame action, higher mode effects, shear amplification, non-linear analysis

1 UVOD

AB-stene sodijo med najučinkovitejše in najpogostejše konstrukcijske sisteme različnih vrst stavb. Evrokod 8 [CEN, 2004a] jih razvršča v dve skupini: konzolne in povezane stene, in sicer glede na vrsto njihovega potresnega odziva. V splošnem prevladuje mnenje, da se stene, ki so povezane le s ploščami brez povezovalnih gred, obnašajo kot konzole oziroma da plošče zaradi svoje relativno majhne upogibne nosilnosti stene povezujejo le kot toge šipe, ne morejo pa ustvariti omembe vrednega okvirnega učinka.

Takšno mnenje postavlja pod vprašaj vedno več analitičnih in eksperimentalnih študij, ki so na voljo v novejši literaturi. Npr. v študijah ([Aktan, 1984], [Encina, 2017], [Ramos, 2020], [Ramos, 2021]; [Rojas, 2024]) so opazili, da lahko plošče pomembno vplivajo na stopnjo povezanosti sten in da lahko spremenijo mehanizem njihovega odziva. Opazili so, da lahko plošče povzročajo znatno stopnjo interakcije med slopi sten, ki se povečuje s količino armature plošče, kar lahko v določenih primerih povzroči pomembno povečanje potresnih zahtev v stenah. V študiji [Rojas, 2024] so ugotovili, da lahko potresni vpliv v stenah, povezanih le s ploščami, povzroči znatne osne obremenitve, ki vplivajo na mejo elastičnosti sten in dolžino njihovih plastičnih členkov.

Omenjene študije so podale zanimive ugotovitve, vendar so bile narejene na majhnem številu stavb, za njihovo analizo pa so uporabili le elastične in poenostavljene nelinearne metode, ki ravno v kritičnih primerih ne moreta dati celostnega vpogleda v njihov potresni odziv. V članku predstavljamo pomanjkljivosti takšnih analiz in potrebne korekcije njihovih rezultatov.

Eksperimentalne raziskave ([Panagiotou, 2011], [Nagae, 2011]) in pretekli potresi potrjujejo, da potresnega odziva sten, ki so povezane le s ploščami, ne poznamo dovolj. To se je pokazalo tudi v nedavnih potresih v Čilu leta 2010 ([Massone, 2013], [Boroschek, 2014]) in na Novi Zelandiji leta 2011 ([Kam, 2010], [Elwood, 2014]), kjer so bile opažene številne nepričakovane krhke strižne poškodbe sten ali poškodbe zaradi uklona vzdolžne armature in presežene tlačne trdnosti betona v robnih območjih prečnih prereзов, še zlasti v visokih stavbah. To pomanjkljivo znanje se odraža tudi v sodobnih standardih, kot so Evrokod 8 [CEN, 2004a], ACI 318-19 [ACI 318-19, 2019] in NZS 3101 [NZS 3101, 2006], katerih določila je treba revidirati.

Za boljše razumevanje interakcije med stenami in medetažnim sistemom se že nekaj časa tudi na UL FGG ukvarjamo s sistematičnimi eksperimentalnimi in analitičnimi študijami. V podporo analitičnim študijam smo naredili dva nabora eksperimentov na potresni mizi v velikem merilu. V prvih eksperimentih, s katerimi smo analizirali določila prve generacije standarda Evrokod 8, smo testirali povezane stene s prirobnicami (prečni prerez je bil T-oblike) [Fischinger, 2017]. V teh testih so bile stene povezane s ploščami in gredami. V drugem naboru eksperimentov smo testirali potresni odziv trietažnega preizkušanca, sestavljenega iz štirih pravokotnih sten, povezanih le s ploščami [Isaković, 2020].

Z analizo obeh testov ([Fischinger, 2017], [Isaković, 2024]) smo ugotovili, da: a) tudi razmeroma tanka plošča brez povezovalnih gred lahko ustvari znatno povezavo med stenami, b) dodatna nosilnost stropnega sistema je lahko velika zaradi

sodelovanja gred in plošč, c) interakcija med stenami in ploščami je zelo odvisna od upogibne nosilnosti plošč in njihove sodelujoče širine, d) stopnja interakcije narašča sorazmerno z večanjem intenzitete potresne obtežbe in zasukom, e) mehanizem potresnega odziva vitkih sten, povezanih le s ploščami, je lahko bistveno različen od tistega, ki je značilen za konzolne stene, f) zaradi okvirnega učinka se lahko v njih znatno povečajo potresne zahteve, pri tem je še posebno kritično povečanje strižnih in osnih sil, g) potresni odziv sten s prirobnicami je lahko v določenih primerih drugačen od odziva pravokotnih sten.

Glede na ugotovitve lastnih in tujih eksperimentalnih in analitičnih študij smo se odločili za sistematično analitično študijo potresnega odziva sten, povezanih le s ploščami. Namen te študije je bil, da sistematično analiziramo pomen povezave, ki jo zagotavljajo zgolj plošče brez gred, vpliv interakcije med stenami in ploščami na globalni potresni odziv, ter da določimo kriterije, s katerimi lahko identificiramo stavbe, pri katerih je ta interakcija pomembna.

Nabor analiziranih stavb smo izbrali glede na najnovejšo gradbeno prakso v Sloveniji, kjer je uporaba standardov Evrokod obvezna od leta 2008. Vse stavbe smo sprojektirali, upoštevajoč trenutno veljavni standard Evrokod 8 [CEN, 2004a]. Obravnavali smo več kot 400 stavb, ki so omogočile analizo širokega nabora parametrov, ki lahko vplivajo na stopnjo povezanosti sten. Vse stavbe smo analizirali s poenostavljenimi nelinearnimi analizami in nelinearnimi analizami časovnega odziva in primerjali rezultate teh analiz.

V študiji smo upoštevali in spreminjali naslednje parametre, ki lahko vplivajo na potresni odziv, analiziranega tipa sten: dimenzije, armaturo in obliko prečnih prereзов sten (analizirali smo pravokotne in stene s prirobnicami), razmerje med površino sten in pripadajočo površino tlora etaže, število etaž, ter parametre, ki vplivajo na upogibno nosilnost plošč, kot je njihova sodelujoča širina – EW (angl. effective width) in upogibna armatura.

Upoštevali smo dve intenziteti potresnega vpliva, ki ustrežata območjem zmerne in visoke seizmičnosti. V obeh primerih smo analizirali dve mejni stanji – stanje velikih poškodb – SD (angl. significant damage) in stanje blizu porušitve – NC (angl. near collapse). S tem smo dobili vpogled v to, kako se stopnja povezanosti spreminja v odvisnosti od intenzitete potresne obtežbe. Celotna študija je obsegala približno 20.000 analiz.

Parametrična študija je podrobno opisana v poglavju 2. Rezultati obsežnih nelinearnih statičnih analiz in analiz časovnega odziva so predstavljeni v poglavju 3. Učinek povezanosti na osnovni mehanizem odziva je na primeru značilne stavbe podrobno prikazan v poglavju 3.1. Pomembni parametri, ki vplivajo na CL, so analizirani v poglavju 3.2. Poglavje 3.3 prikazuje učinke povezanosti na različne odzivne parametre stavb z različnimi lastnostmi.

Predhodne raziskave, ki smo jih naredili na UL FGG ([Fischinger, 2012], [Rejec, 2012]), so pokazale, da okvirni učinek ni edini razlog, zaradi katerega se lahko povečajo strižne sile v stenah. Slednje se lahko v nelinearnem območju povečajo tudi zaradi vpliva višjih nihajnih oblik. To so ugotavljali tudi drugi raziskovalci ([Blakeley, 1975], [Keintzel, 1990], [Pennucci, 2015], [Rivard, 2022]). Večina teh študij je bila osredotočena na pot-

rebne korekcije strižnih sil, določenih z elastičnimi potresnimi analizami, v primerjavi z nelinearnimi analizami časovnega odziva.

Doslej je v Evrokodu 8 bilo dovoljeno le projektiranje na osnovi elastičnih metod analize. Druga generacija Evrokoda 8 [CEN/TC 250/SC 8, 2021] dovoljuje tudi projektiranje na osnovi poenostavljenih nelinearnih potisnih analiz (N2-metoda [Fajfar, 2000]). Vendar so tudi pri takšnih analizah potrebne določene korekcije strižnih sil, saj s potisno analizo lahko dobro ocenimo okvirne učinke, ne moremo pa upoštevati povečanja potresnih zahtev zaradi višjih nihajnih oblik v nelinearnem območju. Slednje analiziramo v 4. poglavju.

Vpliv povezanosti sten in okvirnega učinka ter vpliv višjih nihajnih oblik na povečanje strižnih sil v nelinearnem območju podrobno obravnavamo v poglavjih 4.1 in 4.2. V poglavju 4.3 predlagamo enostavne izraze za korekcijo strižnih sil v stenah, določenih s približno nelinearno potisno analizo, ki smo jih določili s primerjavo nelinearne potisne analize in nelinearne analize časovnega odziva. Vse ključne ugotovitve in zaključki študije o potresnem obnašanju AB-sten, povezanih s ploščami brez gred, smo povzeli v 5., zaključnem poglavju.

2 OPIS PARAMETRIČNE ŠTUDIJE

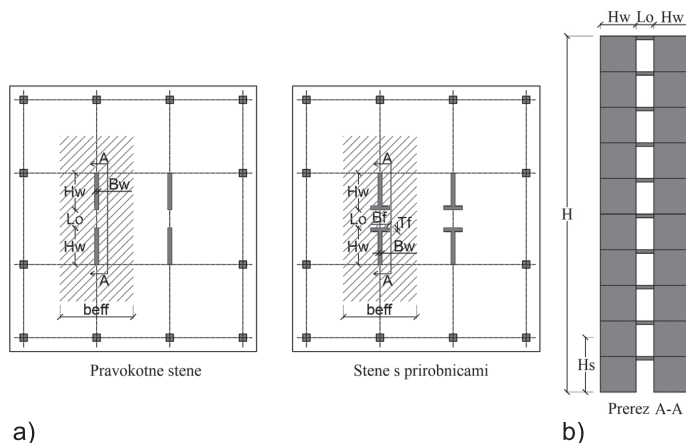
Mehanizme potresnega odziva AB-sten, povezanih s ploščami brez gred, smo analizirali z obsežno parametrično študijo. Izbrali smo enostavno pravokotno tlorisno zasnovo stavbe in pri tem upoštevali tipično novejšo gradbeno prakso v Sloveniji. Vse stavbe smo najprej sprojektirali, upoštevajoč standard Evrokod 8 [CEN, 2004a]. Potem smo njihov odziv ocenili z N2-metodo [Fajfar, 2000] (poenostavljeno nelinearno analizo) in z nelinearno analizo časovnega odziva. To poglavje vsebuje podroben opis analiziranih stavb in postopka njihovega projektiranja (poglavje 2.1). Natančno opisujemo tudi model, ki smo ga uporabili za obe vrsti nelinearnih analiz (poglavje 2.2).

2.1 Lastnosti obravnavanih konstrukcij in potresna obremenitev, upoštevana med projektiranjem

V parametrično študijo smo vključili stavbe z enostavno pravokotno tlorisno zasnovo s štirimi AB-stenami, stebri in obodnimi nosilci (slika 1). Analizirali smo dve steni in pri tem upoštevali pripadajočo maso (osenčeno območje na sliki 1). Pri tem sta bili pripadajoča površina za vertikalno in potresno obtežbo enaki. Največji nivo osnih sil ni presegel 0,4, kar je omejitev standarda EC8 [CEN, 2004a].

Skrbno smo izbrali nabor parametrov (geometrijo stavb, geometrijo in armaturo sten in plošč, intenziteto potresnega vpliva), katerih vrednosti smo spreminjali v mejah, ki so značilne za vsakdanjo prakso, in sicer z namenom, da dobimo celovit vpogled v značilnosti potresnega odziva AB-sten, povezanih s ploščami brez gred. Lastnosti analiziranih stavb in potresnega vpliva so podrobno predstavljene v preglednici 1.

V študiji smo obravnavali pravokotne in stene s prečnim prere- zom v obliki črke T. Upoštevali smo dve različni višini prečnega prereza sten H_w , in sicer 4 m in 6 m. Predpostavili smo, da znaša debelina sten B_w 200 mm. Pri stenah s prirobnicami je širina



Slika 1. Geometrija obravnavane stavbe: a) značilna tlorisa in b) prerez obravnavanih sten.

Parameter	Vrednost/Razpon
Oblika prečnega prereza	Pravokoten ali T-prerez
Projektni pospešek tal (PGA)	0,29 g in 0,46 g
Intenziteta potresne obtežbe (T_r)	475 (SD) in 2,475 (NC) let
Število etaž (N)	5, 10 in 15
Etažna višina (H_s)	3 m
Višina prečnega prereza sten (H_w)	4 in 6 m
Širina prečnega prereza sten (B_w)	0,2 m
Razmerje med površino sten in pripadajočo površino tlorisa etaže (A_w/A_f)	1,5%, 2,0% in 2,5%
Razdalja odprtine med stenami (L_o)	2 m
Sodelujoča širina plošče (b_{eff})	1,0 m do 6,5 m
Debelina plošče (t)	0,2 m
Armatura plošče ($A_{s,slab}$)	2,75 cm ² /m in 3,85 cm ² /m

Preglednica 1. Glavne lastnosti analiziranih konstrukcij.

prirobnice B_f znašala polovico višine prečnega prereza. Upoštevali smo tri različne vrednosti za število etaž stavb N , in sicer 5, 10 in 15 etaž. Upoštevali smo, da znaša etažna višina $H_s = 3$ m.

Razmerje med površino sten A_w in pripadajočo površino tlorisa etaže A_f smo postopoma povečevali od 1,5% do 2,5%. Upoštevali smo, da znaša razdalja med stenami 2 m, kar je skladno s tipičnimi velikostmi odprtini za vrata.

Sodelujočo širino plošče b_{eff} smo spreminjali od 1 m do 6,5 m. Pri tem smo upoštevali tri možne sodelujoče širine: minimalno sodelujočo širino, predpisano v standardu Evrokod 2 (EWEC; poenotena za vse obravnavane primere), ki večinoma ustreza navpični obtežbi; sodelujočo širino, ki je enaka polovici širine razpona (EWS); maksimalno možno sodelujočo širino, ki sovпада s celotno širino razpona (EWTs), v skladu z ugotovitva-

mi tujih ([Pantazopoulou, 2001], [Kabeyasawa, 2017]) in naših raziskav ([Isaković, 2020], [Isaković, 2024]). Predpostavili smo, da znaša debelina plošče $t = 20$ cm. Upoštevali smo dve različni količini armature v ploščah: minimalno armaturo $A_{s,slab}$, predpisano v EC2 [CEN, 2004b], in 1,5-kratnik minimalne armature.

Obnavljane stavbe smo sprojektirali, upoštevajoč standard Evrokod 8 [CEN, 2004a]. Glede na določila standarda smo vse stene obravnavali kot konzolne. Potresne obremenitve smo določili z elastično analizo, in sicer z modalno analizo s spektri odziva – RSA (angl. response spectrum analysis) in pri tem upoštevali Evrokodov spekter tipa 1 za tla tipa B. Upoštevali smo dve vrednosti maksimalnega pospeška tal – PGA (angl. peak ground acceleration) – 0,29 g in 0,46 g, ki ustrezata območjem zmerne in visoke seizmičnosti. Pri projektiranju sten smo upoštevali srednji razred duktilnosti – DCM (angl. medium ductility class). Potresni vpliv smo zmanjšali s faktorjem obnašanja $q = 3$.

V vseh primerih smo upoštevali beton razreda C 30/37 in jeklo za armiranje B 500 razreda duktilnosti B. Projektna vertikalna obtežba je znašala 7 kN/m^2 , kar vključuje lastno težo plošče in 2 kN/m^2 stalne obremenitve. Upoštevali smo, da znaša koristna obtežba 3 kN/m^2 , kolikor je značilno za poslovne prostore.

Nihajni časi obravnavanih sten, ki ustrezajo prvi nihajni obliki, so bili na intervalu od 0,2 do 3,64 sekunde. Krajši nihajni časi so ustrezali daljšim stenam in večjim razmerjem med površino sten in pripadajočo površino tlorisa etaže A_w/A_f . Kot smo pričakovali, so bili nihajni časi pri stenah s prečnim prežezom T krajši.

Minimalna vzdolžna armatura, predpisana v Evrokodu 8, je zadoščala za večino obravnavanih sten, sprojektiranih, upoštevajoč vrednost PGA 0,29 g. Delež vzdolžne armature je znašal med 0,35 % in 0,43 %. Delež prečne armature je znašal med 0,23 % in 0,28 %. Volumski delež prečne armature v robnih elementih v področju plastičnih členkov je znašal med 0,06 in 0,22.

Za stene, sprojektirane na vrednost PGA 0,46 g, je delež vzdolžne armature znašal med 0,35 % in 1,12 %. Delež prečne armature je bil med 0,23 % in 0,50 %. Volumski delež prečne armature v robnih elementih v področju plastičnih členkov je znašal med 0,06 in 0,31.

2.2 Nelinearna analiza

Numerični model, ki smo ga uporabili v nelinearni analizi, je prikazan na sliki 2a. Nelinearno obnašanje sten smo modelirali z dvodimenzionalno verzijo makroelementa z več navpičnimi vzmeti – MVLEM (angl. multiple-vertical-line-element model), razvitega na UL FGC ([Fischinger, 2004], [Kante, 2005]). Plošče smo modelirali z Gibersonovim modelom s koncentrirano plastičnostjo [Giberson, 1967] in pri tem nelinearno obnašanje opisali s Takedovimi histereznimi pravili [Takeda, 1970]. Upoštevali smo, da je zveza med stenami v ravnini plošče toga, pripadajoče mase smo skoncentrirali v težiščih sten. Vertikalno obtežbo smo modelirali v vsaki etaži s koncentriranimi silami v težiščih sten.

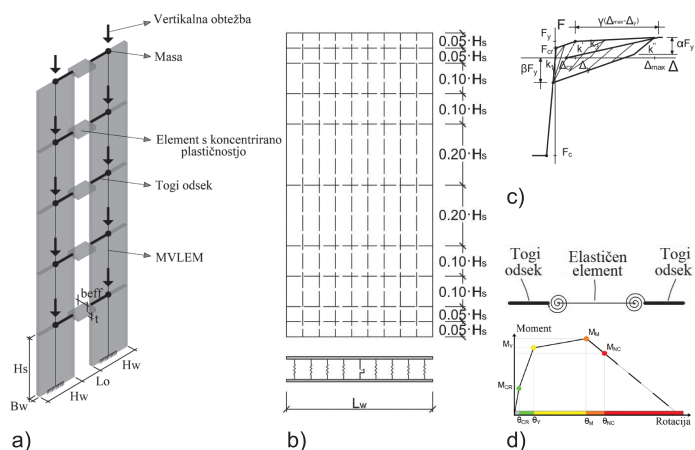
MVLEM se je izkazal za izjemno učinkovitega pri modeliranju nelinearnega odziva sten. Leta 2006 je ekipa na UL FGC pod vodstvom prof. Fischingerja osvojila prvo mesto na mednarodnem tekmovanju v slepi napovedi seizmičnega odziva

sedemnadstropne AB-stavbe [Bachman, 2006] v zelo močni mednarodni konkurenci. Tudi druge slepe napovedi potresnega odziva sten ([Fischinger, 2002], [Janevski, 2024a]) so bile uspešne.

Z MVLEM smo prav tako zelo učinkovito simulirali različne preizkuse na potresnih mizah po zaključenih eksperimentih. Nedavno smo ga uspešno uporabili za simulacijo potresnega odziva desetetažne stavbe, ki je bila eksperimentalno preizkušena v naravnem merilu na največji potresni mizi v centru E-Defense na Japonskem [Janevski, 2023]. Poleg tega je bil MVLEM uspešno uporabljen tudi za simulacijo lastnega preizkusa trietažnega preizkušanca v merilu 1 : 2 na potresni mizi ([Isaković, 2020], kjer smo preizkusili potresni odziv štirih pravokotnih sten, povezanih le s ploščami, in sicer v podporo študiji, prikazani v tem članku.

Stene smo modelirali z več MVLEM elementi različnih dolžin. Krajše elemente smo uporabili za modeliranje potencialnih plastičnih členkov ob vpetju sten in na stikih med stenami in ploščami, medtem ko smo ostale dele sten modelirali z daljšimi elementi (slika 2b). Prečni prežez sten smo razdelili na lamele tako, kot je prikazano na sliki 2b. Vsaki lameli ustreza ena navpična vzmet. Vertikalne vzmeti simulirajo osnovpogibno obnašanje, pri čemer so v vozliščih elementa med sabo toga povezane (s tem se upošteva Bernoullijeva predpostavka o ravnih prerežih). Nelinearni odziv vzmeti je bil definiran tako, kot je prikazano na sliki 2c (uporabili smo material VertSpringType1, tako kot je definiran v programu OpenSees).

Natezni odziv smo opisali s trilinearno zvezo sila-pomik, ki je določena s tremi značilnimi točkami, ki ustrezajo stanjem pri: pojavu prvih razpok (CR), tečenju armature (Y) in blizu porušitve (NC). Tlačni odziv smo določili s tlačno silo in pripadajočim pomikom, ki ustrezata povprečni tlačni trdnosti betona. Ovojnico histereznega odziva smo definirali z upoštevanjem kombiniranih lastnosti betona in upogibne armature. Podrobnosti so predstavljene na sliki 2c. Na tej sliki so prikazani tudi štirje parametri – α , β , γ in δ – ki opredeljujejo obliko histerezne zanke. Upoštevali smo priporočene vrednosti teh parametrov, in sicer $\alpha = 1,0$, $\beta = 1,5$, $\gamma = 1,05$ in $\delta = 0,5$.



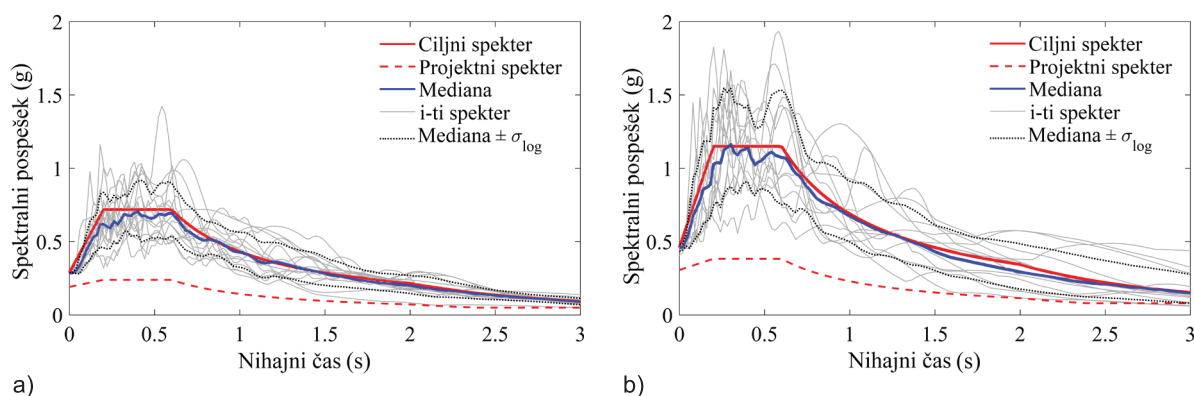
Slika 2. Numerični model AB-sten in plošč: a) konstrukcijski elementi, mase in shema navpične obtežbe, b) etažni segmenti sten, c) ciklični odziv sila-raztezek vertikalnih vzmeti, d) numerični model plošče.

Strižni odziv v dvodimenzionalnem MVLEM elementu je predstavljen z vodoravno vzmetjo, nameščeno v težišču prečnega prereza elementa. Pri modeliranju smo predpostavili, da je strižni odziv elastičen.

Nelinearni odziv plošč je bil modeliran z uporabo Gibersonovega modela s koncentrirano plastičnostjo, ki je sestavljen iz dveh nelinearnih rotacijskih vzmeti, nameščenih v vozliščih elementa, povezanih z neskončno togim elastičnim elementom (slika 2d). Odziv nelinearnih vzmeti je bil definiran s pril-

rabili dodatni nabor umetnih akceleroگرامov. Te smo generirali na osnovi akceleroگرامov, izbranih v prvi fazi, in pri tem kot ciljni spekter upoštevali elastični EC8-spekter.

Nelinearne dinamične analize smo izvedli za dve intenziteti gibanja tal. Poleg projektne, ki ustreza mejnemu stanju velikih poškodb (SD) in povratni dobi 475 let, smo upoštevali tudi večjo povratno dobo 2475 let, ki ustreza mejnemu stanju blizu porušitve (NC). Pri vseh analizah smo upoštevali 5% viskozno dušenje.



Slika 3. Spektri pospeškov izbranih akceleroگرامov, vključno z medianami spektrov in standardnim odklonom, so predstavljeni skupaj s ciljnimi (elastičnim) in zmanjšanim (projektnim) spektrom po EC8 za vrednosti PGA: a) 0,29 g in b) 0,46 g.

gojenimi Takedinimi histereznimi pravili [Takeda, 1970], ki so vključevala tudi pravila za zmanjšanje nosilnosti. Histereza je bila definirana s pomočjo štirilinerne ovojnice, ki je določena s štirimi značilnimi točkami, ki ustrezajo stanjem pri pojavu prvih razpok (CR), tečenju armature (Y), maksimalni nosilnosti (M) in blizu porušitve (NC).

Zvezo med upogibnimi momenti in zasuki smo določili na podlagi analize moment-ukrivljenost prečnega prereza v OpenSees [McKenna, 2000]. Analizo moment-ukrivljenost smo naredili ob upoštevanju geometrije prečnega prereza, vzdolžne armature, neobjetega in objetega betona ter pripadajoče osne sile. Prečni prerez nosilcev je vključeval sodelujočo širino plošče, ki smo jo spreminjali v mejah od 1 do 6,5 m (glej preglednico 1 in razlago v poglavju 2.1). Lastnosti objetega betona smo določili z uporabo Manderjevega modela [Mander, 1988], pri čemer smo uporabili material Concrete01 [Mazzoni, 2006]. Armaturo smo modelirali z materialom Steel02 [Mazzoni, 2006], ki sta ga predlagala Menegotto in Pinto [Menegotto, 1973].

Potresni odziv vseh obravnavanih stavb smo najprej ocenili z N2-metodo [Fajfar, 2000]. V drugem delu študije smo vsako stavbo analizirali tudi z nelinearno analizo časovnega odziva. Akceleroگرامe, s katerimi smo modelirali potresni vpliv, smo izbrali v skladu s potresnimi zahtevami, ki smo jih upoštevali pri projektiranju (slika 3). Upoštevali smo dva nabora akceleroگرامov. Nabor 15 akceleroگرامov, ki smo jih uporabili za analizo objektov v območjih zmerne seizmičnosti (PGA = 0,29 g), je prikazan na sliki 3a, nabor 12 akceleroگرامov, ki smo jih uporabili za analizo v območjih visoke seizmičnosti (PGA = 0,46 g), pa na sliki 3b.

Za zmanjšanje razpršenosti in boljše razumevanje dinamičnega odziva AB-sten, povezanih s ploščami brez gred, smo upo-

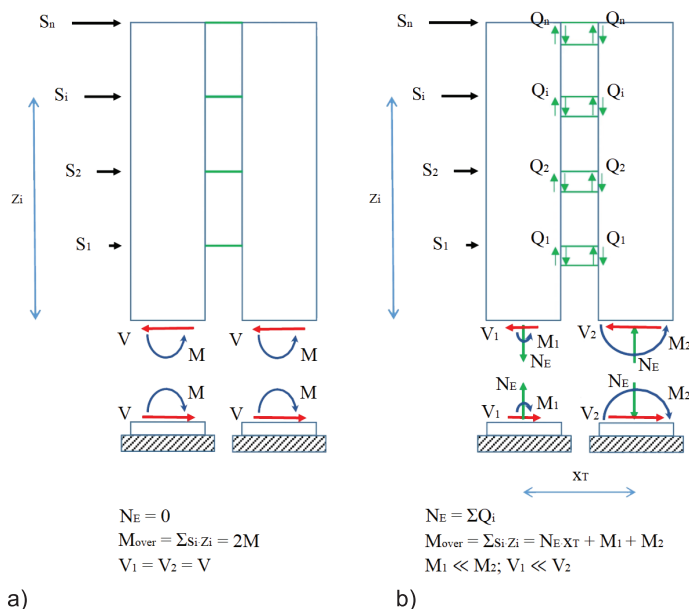
3 Rezultati parametrične študije

3.1 Stopnja povezanosti in njeni učinki na osnovni mehanizem odziva

Čeprav so bile stene povezane samo s ploščami, smo v več primerih opazili, da so stene razmeroma močno povezane in da je odziv bolj podoben tistemu, ki je značilen za povezane stene in ne konzolne. Posledično je bil njihov seizmični odziv bistveno bolj kompleksen. Za ponazoritev tega so na sliki 4 prikazane ključne značilnosti potresnega odziva obeh vrst sten, konzolnih na sliki 4a in povezanih na sliki 4b.

Prevladujoči mehanizem, s katerim konzolne stene prevzamejo prevrtni moment zaradi potresnega vpliva, je njihova upogibna nosilnost. Ko sta med sabo povezani dve enaki steni, je njihov odziv enak. V povezanih stenah se del prevrtnenega momenta prevzame tudi z momentom, ki je posledica okvirnega učinka. V takšnih stenah potresni vpliv povzroča v stenah tudi osne sile N_e (glej sliko 4b), in sicer na eni strani natezno, na drugi tlačno. Pri tem se ustvari moment $N_e \cdot x_T$, s katerim se prevzame del prevrtnenega momenta. Drugi del prevrtnenega momenta tako kot pri konzolnih prevzamejo povezane stene svojo upogibno nosilnostjo.

Bolj so stene povezane med sabo, večji je okvirni učinek, ki ga lahko kvantitativno izrazimo s stopnjo povezanosti – CL (angl. coupling level). CL predstavlja razmerje med momentom M_{Rframe} zaradi osnih sil N_e v stenah, in skupnim prevrtnim momentom M_{over} :



Slika 4. Mehanizem potresnega odziva AB-sten: a) konzolne stene in b) povezane stene.

$$CL = \frac{M_{R,frame}}{M_{over}} = \frac{x_T \cdot N_E}{M_{over}}, \quad (1)$$

kjer je x_T razdalja med osmi sten; N_E osne sile v stenah zaradi potresnega vpliva; in M_{over} prevrtni moment.

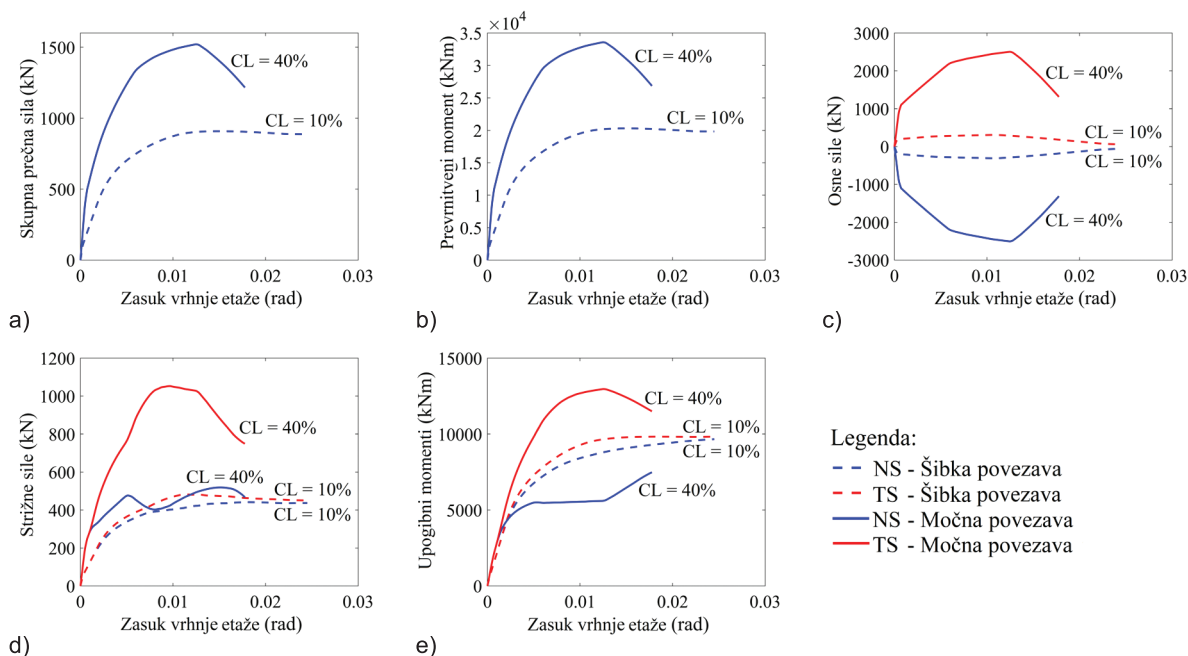
Vpliv CL na potresni odziv sten bomo analizirali v nadaljevanju, in sicer s primerjavo odzivov dveh podobnih stavb (slika 5), ki se razlikujeta le glede velikosti sodelujoče širine plošče. V enem primeru je ta širina minimalna (1,0 m), in sicer takšna, kot je določena s standardom Evrokod 2 (EWEK), kar ustreza pred-

vsem vplivu navpične obtežbe. V drugem je sodelujoča širina maksimalna možna oziroma enaka širini celotnega razpona (EWTS) 5,5 m. CL je bila v prvem primeru 10%, v drugem pa 40%. Pomemben vpliv EW na CL smo opazili že v študiji sten, ki smo jih preizkusili na potresni mizi [Isaković, 2024].

V primeru, kjer so bile stene močno povezane, je bila togost konstrukcije večja. Posledično so bile večje tudi prečne sile. Na primer skupna prečna sila ob vpetju je bila večja za približno 70% (slika 5a). Zaradi večjega okvirnega učinka se je povečal tudi prevrtni moment (slika 5b). Hkrati se je zmanjšala duktilnost konstrukcije (primerjaj pomik/zasuk pri NC v primeru šibke in močne povezanosti, prikazano na sliki 5b). Ta ugotovitev je skladna z rezultati iz literature ([Zhang, 2017], [Ramos, 2021], [Rojas, 2024]).

Kot smo že ugotovili, je stopnja CL odvisna od osnih sil, ki jih v stenah povzroča potresni vpliv. Te sile so v funkciji zasuka na vrhu obravnavanih konstrukcij prikazane na sliki 5c. V primeru, ko so bile stene močno povezane, je potresni vpliv v njih ustvaril znatne osne sile N_E . Slednje so znašale približno 70% osnih sil zaradi vertikalne obtežbe. Posledično je bil del prevrtnega momenta, ki ga stene prevzamejo z okvirnim učinkom, pomemben. Nasprotno potresni vpliv v šibko povezanih stenah ni povzročil omembe vrednih osnih sil, ki so znašale le približno 10% osnih sil zaradi vertikalne obtežbe. Zato je moment zaradi okvirnega učinka bil zelo majhen in posledično tudi CL.

Znatna sprememba osnih sil zaradi potresnega vpliva ni edina pomembna posledica okvirnega učinka. V močno povezanih stenah (glej sliko 4b) potresni vpliv na eni strani močno zmanjša na drugi pa močno poveča osne sile. Ker so osne sile v posameznih slopih sten različne, bo različna tudi njihova nosilnost in togost. V steni, kjer potresni vpliv povzroča tlačne sile, se bo skupna osna sila povečala. Posledično se bosta povečali njena

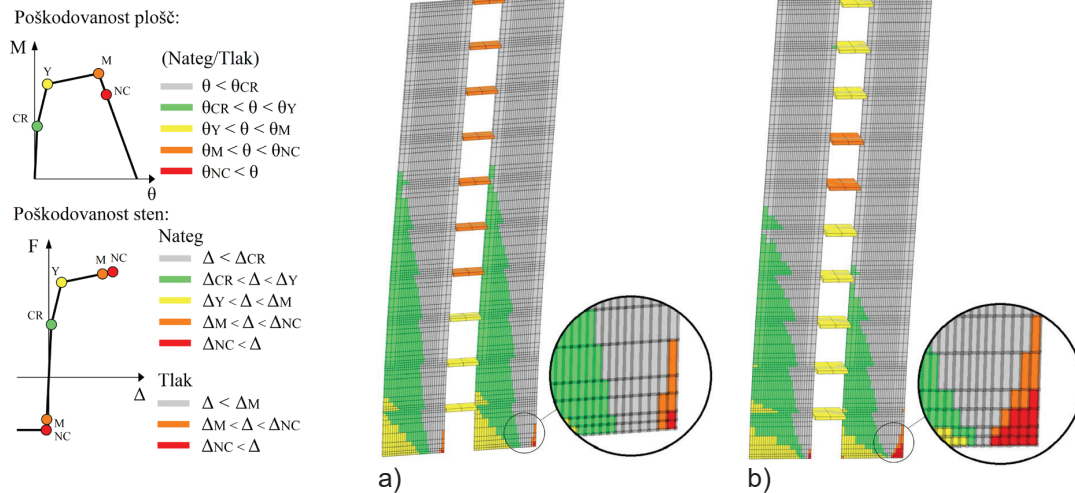


Slika 5. Zveza med a) skupno prečno silo, b) prevrtnim momentom, c) osnimi silami v stenah ki so posledica potresne obtežbe, d) prečnimi silami v stenah ter e) upogibnimi momenti v stenah in zasukom vrhnje etaže.

nosilnost in togost. V steni, kjer potresni vpliv povzroča natezne osne sile, pa se nosilnost in togost zmanjšata. Zaradi različnih osnih sil in posledično različne togosti in nosilnosti bo odziv dveh sten različni tudi, če imata povsem enako geometrijo in armaturo. Posledično se med njima vplivi prerazporedijo. Te ugotovitve so prikazane na slikah 5d in 5e. Prikazane so prečne sile in upogibni momenti v slopih sten v odvisnosti od zasuka na vrhu konstrukcij v močno ($CL = 40\%$) in šibko ($CL = 10\%$)

prečno armaturo za objetje, lahko pride do uklona vzdolžne armature ali krhko porušitev betona zaradi preseženih tlačnih napetosti.

Treba je tudi omeniti, da so bile v primeru šibko povezanih sten plošče bolj poškodovane v primerjavi z močno povezanimi stenami. To je posledica manjše upogibne nosilnosti plošč v primeru šibke povezave.



Slika 6. Vzorec poškodb značilne 10-etažne konfiguracije, ki ustreza a) šibki povezanosti in b) močni povezanosti pri 1,25% zasukom vrhnje etaže.

povezanih stenah. V prvem primeru so znašale prečne sile v slopu, kjer je potres povzročal tlačne sile N_e , 70% skupne prečne sile, v natezno obremenjenem slopu pa 30%. V drugem primeru, ko sta steni bili šibko povezani, razlika v prečnih silah obeh slopov ni bila omembe vredna. Ko stene projektiramo kot konzolne, v močno povezanih stenah podcenimo prečne sile iz dveh razlogov: a) podcenimo skupno prečno silo in b) ne upoštevamo prerazporeditev vplivov med posameznimi slopi. To lahko povzroči njihovo krhko strižno porušitev.

Tudi ko v analizah stene med sabo povežemo in upoštevamo povečanje skupne prečne sile in okvirni učinek, vendar izvedemo elastično potresno analizo, še vedno lahko prečne sile v posameznih slopih močno podcenimo, saj s takšno vrsto analize ne moremo zajeti spremembe togosti in nosilnosti posameznih sklopov zaradi sprememb osnih sil.

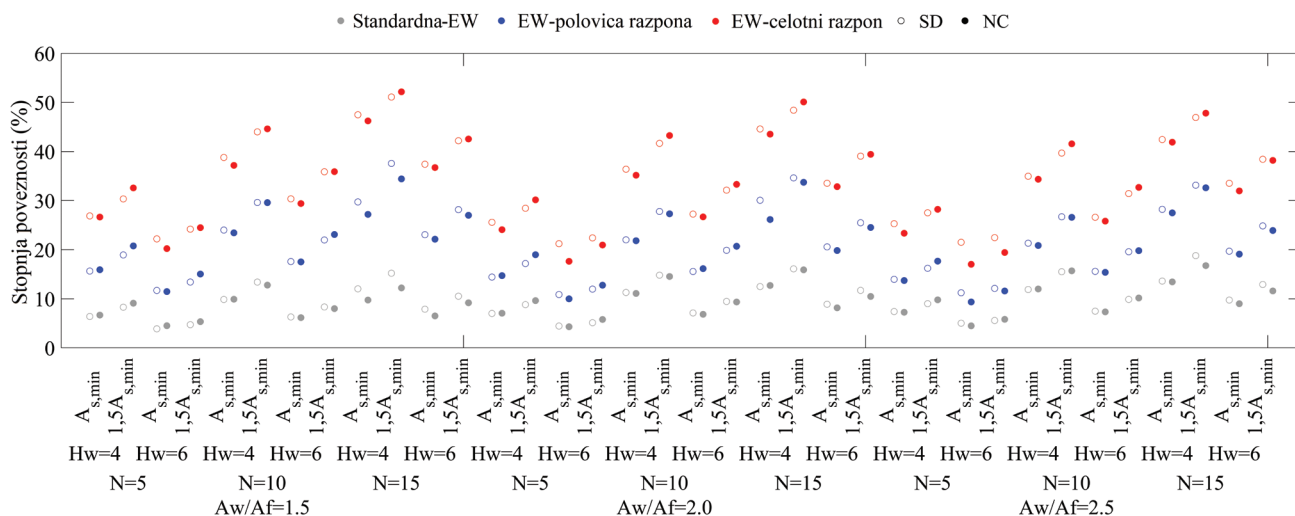
Ugotovitve glede upogibnih momentov so podobne tistim, ki se nanašajo na prečne sile (slika 5e). V močno povezanih stenah se lahko tudi upogibni momenti pomembno prerazporedijo. Ta ugotovitev se ujema z rezultati iz literature ([Aktan, 1984], [Ramos, 2021]).

Posledično se tudi upogibne poškodbe močno in šibko povezanih sten vidno razlikujejo (glej sliko 6). V primeru, ko sta bili steni šibko povezani, so bile njune poškodbe podobne (slika 6a). V nasprotnem primeru pa sta steni bili različno poškodovani. V steni, kjer je potres povzročal tlačne sile, so bile tlačne deformacije izrazito večje in približno štirikrat večje kot v šibko povezanih stenah (glej rdeče obarvana področja na slikah 6a in 6b). Posledično, če stena ni primerno armirana s primerno

3.2 Pomembni parametri, ki vplivajo na CL

Rezultati nelinearnih analiz so potrdili, da lahko plošča brez povezovalnih gred ustvari znatno povezavo med stenami. V nekaterih primerih je bila stopnja povezanosti nepričakovano visoka (CL do 50%). Slednja je bila odvisna od aktivirane sodelujoče širine plošče (EW), ki pomembno vpliva na nosilnost in togost plošč ter njuno razmerje v primerjavi s stenami. To je prikazano na sliki 7, kjer siva, modra in rdeča barva označujejo CL , ki ustreza plošči EWEC, EWHS in EWTS. Na sliki 7 je CL prikazana glede na različne dolžine sten H_w , število nadstropij N , razmerjem med površino sten in pripadajočo površino tlorisa etaže A_w/A_f ter različne količine armature v ploščah A_{slab} . Zaradi omejenega prostora so v nadaljevanju predstavljeni rezultati za izbran nabor stavb, in sicer za pravokotne stene, projektirane za PGA 0,29 g. Diskusija in ugotovitve pa veljajo tudi za ostale stavbe, analizirane v okviru parametrične študije. Podrobni rezultati, ki jih ne prikazujemo v članku, so na voljo v [Janevski, 2024b].

Sodelujoča širina plošče (EW) je najbolj pomemben parameter, ki vpliva na stopnjo povezanosti (CL). V vseh obravnavanih primerih je standardni EW plošče ustrezala CL , ki je bila manjša od 25%. Upogibna nosilnost plošč je bila bistveno večja pri večjih EW ploščah. Posledično so bile osne sile v slopih sten in CL bistveno večje. V primerih, ko je bil EW plošče enak EWHS, je CL znašala tudi do 35%. Pri še večji sodelujoči širini EWTS, enaki celotni širini razpona, pa se je CL povečala tudi do 50%. Upogibna armatura plošče je imela nekoliko manjši vpliv na CL kot EW plošče. Ko smo minimalno upogibno armaturo plošče povečali za 50%, se je CL povečala za 30%.



Slika 7. Stopnja povezanosti, ki ustreza sodelujoči širini plošče, ki jo običajno upoštevamo pri projektiranju (siva), polovici širine razpona (modra) in celotni širini razpona (rdeča).

Na CL je vplivala tudi upogibna nosilnost slopov sten. Z večanjem upogibne nosilnosti sten se je zmanjševal del prevrnitvenega momenta, ki se je prevzel z okvirnim učinkom in se je posledično zmanjšala tudi CL. Na upogibno nosilnost sten so vplivale predvsem dolžina in oblika prečnega prereza sten ter količina armature, ki je bila odvisna tudi od intenzitete potresnega vpliva. Rezultati analiz so pokazali, da je bilo razmerje CL, ki ustreza 6 m stenam, in tiste, ki ustreza 4 m stenam, med 50 in 70%. V stenah s prirobnicami je bila CL manjša zaradi njihove nekoliko večje upogibne nosilnosti. Znašala je približno 70% vrednosti, ki ustreza pravokotnim stenam. Tudi intenziteta potresnega vpliva je vplivala na CL. V stavbah, projektiranih za območja visoke seizmičnosti, je CL znašala približno 80% tiste, ki ustreza srednje seizmičnim območjem.

Na CL je pomembno vplivala tudi višina sten oziroma število nadstropij. CL je bila večja pri višjih stavbah. V 10- in 15-etažnih stavbah je CL imela vrednosti tudi do 50%. V 5-etažnih stavbah je bila v večini primerov manjša od 25%. V 5-etažnih stavbah je bila CL med 10% in 30%, odvisno od sodelujoče širine plošče. V 10- je bila med 18% in 45%, v 15-etažnih pa med 20 in 50%. V splošnem v višjih stavbah potresni vpliv ob vpetju sten povzroča večje osne sile, saj so te enake vsoti prečnih sil v ploščah, ki se povečuje s številom etaž. Posledično se poveča delež prevrnitvenega momenta, ki se prevzame z okvirnim učinkom, kar povzroči večjo CL.

Razmerje med površino stene in pripadajočo površino tlorisa etaže ni bistveno vplivalo na CL.

Na podlagi prejšnjih analiz smo opredelili dva ključna parametra, ki pomembno vplivata na CL: 1) razmerje med upogibno nosilnostjo plošče in stene – SWS (angl. slab-to-wall-strength ratio) ter 2) togost sistema, določena s parametrom A, podobno kot v [Rosman, 1964].

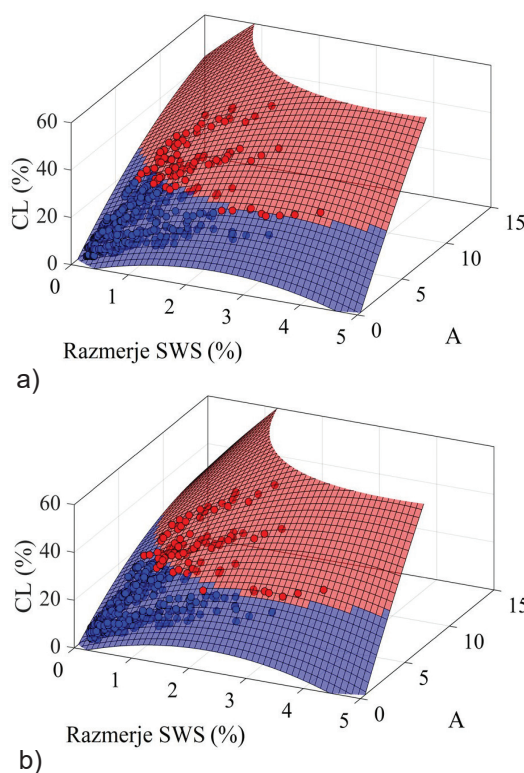
$$A = H\sqrt{a \cdot S} \quad (2)$$

kjer je H višina sten, a in S sta togost sten in plošč:

$$a = \frac{I^2}{K} + \frac{1}{D_1} + \frac{1}{D_2}, S = \frac{E_p \cdot b_p \cdot h_p^3}{1 + 2.88 \left(\frac{h_p}{l_p}\right)^2 h_e \cdot l_p^3} \quad (3)$$

kjer je $K = \sum E_s J_s$ vsota upogibne togosti sten; D_1 in D_2 osna togost slopov sten; L razdalja med osmi slopov stene; b_p in h_p efektivna širina in debelina plošč; h_e višina etaže; in l_p dolžina odprtine med stenami.

Ko je togost plošče bistveno manjša od togosti sten, se steni obnašata kot dve samostojni konzoli. Takrat je parameter $A = 0$. Z naraščanjem togosti plošč vrednost A narašča in do-



Slika 8. Zveza med CL, razmerjem SWS in parametrom A za mejni stanji a) SD in b) NC. Modra in rdeča sta bili uporabljene za razlikovanje med primeri, kjer je bil CL manjši oziroma večji od 25%.

seže neskončno vrednost, ko so plošče bistveno bolj toge od steni jih povežejo v močen okvir.

Torej v splošnem lahko rečemo, da je potresni odziv sten predvsem odvisen od razmerja med nosilnostjo in togostjo plošč in sten. Osnova predpostavka, da plošče ne morejo ustvariti pomembne povezave med stenami, je bila potrjena v vseh primerih, kjer je bil parameter A manjši od 3 in razmerje SWS manjše od 3,0%.

S povečevanjem vrednosti parametra A je bila meja 25%, pri kateri Evrokod 8 loči konzolne od povezanih sten, presežena pri razmerju SWS 1,0%, ko je bil A med 3 in 5, in pri razmerju SWS 0,5% za vrednosti A večjo od 5. To je prikazano na sliki 8, kjer so prikazana razmerja med SWS, CL in parametrom A.

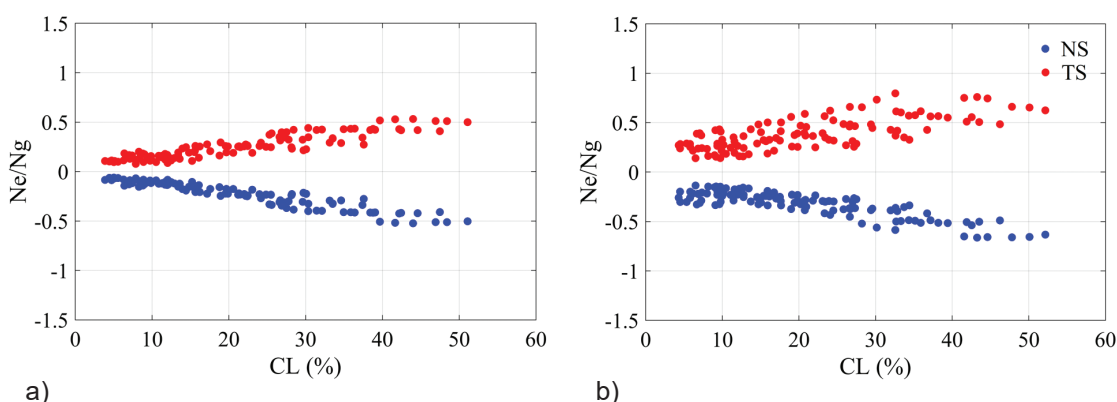
3.3 Vpliv CL na različne parametre odziva

V poglavju 3.1 smo pokazali, da lahko potresni vpliv povzroči v posameznih slopih sten znatne osne sile N_e , ki vplivajo na njihovo nosilnost in togost. V močno povezanih stenah je nosilnost in togost slopa, ki je izpostavljen natezni sili N_e , lahko bistveno manjša od tiste, v slopu izpostavljenem tlačni sili N_e . Zaradi različne togosti in nosilnosti slopov lahko pride med njimi do pomembne prerazporeditve obremenitev. Zaradi tega se lahko pomembno povečajo strižne sile v slopih sten, izpostavljenih

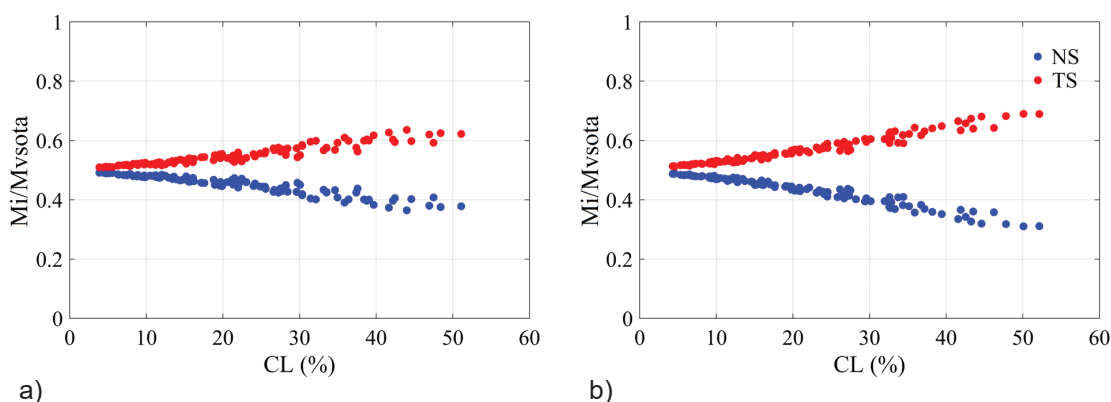
tlačnim silam N_e . V tem poglavju predstavljamo vpliv interakcije med stenami in ploščami na prerazporeditev potresnih vplivov med slopi sten.

Vpliv CL na razmerje med osnimi silami N_e in osnimi silami zaradi navpične obtežbe N_g je prikazano na sliki 9. Razmerja v stenah, izpostavljenih nateznim silam (NS), so prikazana z modro, v stenah, izpostavljenih tlačnim osnim silam (TS), pa z rdečo barvo. V šibko povezanih stenah (kjer je CL manjši od 25%) je bilo razmerje osnih sil zaradi potresne obtežbe in vertikalne obtežbe manjše od 50%. Pri CL, večjem od 25%, se je razmerje povečalo tudi na 80%. Pri mejnem stanju NC so bila razmerja N_e/N_g večja kot pri SD-stanju.

Prerazporeditve vplivov v posameznih slopih sten zaradi okvirnega učinka so za različne CL dokumentirane na slikah 10 in 11. Na sliki 10 je prikazano razmerje upogibnih momentov ob vpetju posameznih slopov sten v primerjavi z njuno vsoto. Razmerje v nateznih slopih je prikazano z modro, v tlačnih pa z rdečo barvo. Pri majhnih CL sta obe razmerji približno enaki, kar pomeni, da sta upogibna momenta v obeh stenah približno enaka. To je značilno za enake konzolne stene. Z večanjem CL se razlika upogibnih momentov v posameznih stenah povečuje. Pri CL = 50% je upogibni moment v tlačnem slopu 70%, v nateznem pa 30% skupnega upogibnega momenta. To pomeni, da je upogibni moment v tlačnem slopu več kot



Slika 9. Razmerje med osnimi silami zaradi potresne obtežbe N_e in osnimi silami zaradi gravitacijske obtežbe N_g pri različnih stopnjah povezanosti za mejni stanji a) SD in b) NC.



Slika 10. Razmerje upogibnih momentov v stenah M_i z vsoto upogibnih momentov v stenah M_{vsota} pri različnih stopnjah povezanosti za mejni stanji a) SD in b) NC.

2-krat večji kot v nateznem in 40% večji kot v konzolnih stenah. Enake ugotovitve veljajo tudi glede strižnih sil ob vpetju posameznih sten (glej sliko 11). Tudi te so lahko v stenah, obremenjenih s tlačnimi N_e , podvojene v primerjavi s stenami, obremenjenimi z nateznimi N_e in 40%, večje kot v konzolnih stenah.

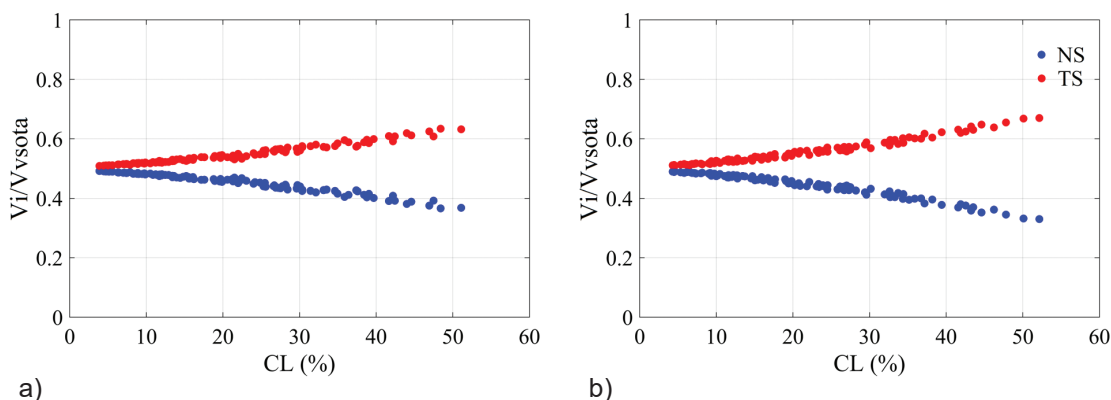
Takšnih prerazporeditev vplivov ni možno upoštevati z nikakršno elastično analizo, tudi ko pri tem uporabimo numerične modele, kjer so stene med sabo upogibno povezane. Pri tem je treba poudariti, da prerazporejanje upogibnih momentov med duktilnimi stenami običajno ni zelo kritično, saj se z naraščanjem osne sile, dokler je ta v mejah, ki jih predpisuje Evrokod 8, povečuje tudi upogibna nosilnost. Vsekakor je bolj kritično prerazporejanje prečnih sil, zaradi katerega lahko pričakujemo v močno povezanih stenah, obremenjenih z močnimi potresi resne poškodbe, oziroma krhko in neduktilno strižno porušitev. Pri tem je treba poudariti, da se strižne sile v stenah ne povečujejo le zaradi okvirnega učinka, pač pa se lahko v nelinearnem območju povečajo tudi zaradi vpliva višjih nihajnih oblik. Oba vpliva sta podrobneje analizirana v naslednjem poglavju.

tudi učinek višjih nihajnih oblik, in sicer s primerjavo rezultatov N2-metode in nelinearne analize časovnega odziva (poglavje 4.2).

4.1 Povečanje strižnih sil zaradi učinka okvirjev

Povečanje strižnih sil zaradi okvirnega učinka smo analizirali s primerjavo odzivov konzolnih in sten, ki so bile tudi upogibno povezane s ploščami. Mehanizem odziva teh dveh sistemov je v primeru močno povezanih sten, kjer je CL velika, bistveno različen (glejte poglavje 3.1). V prejšnjih poglavjih smo pokazali, da se lahko v močno povezanih stenah bistveno poveča tako skupna prečna sila ob njihovem vpetju, v stenah, kjer potresni vpliv povzroča tlačne osne sile, pa se lahko prečne sile še dodatno povečajo zaradi prerazporeditev vplivov med posameznimi sloji sten.

Povečanje skupne prečne sile v povezanih stenah v primerjavi s konzolnimi je odvisno od stopnje CL. S slike 12a, kjer je prikazano razmerje med celotno prečno silo ob vpetju povezanih in konzolnih sten v funkciji CL, je razvidno, da se lahko celotna



Slika 11. Razmerje strižnih sil v stenah V_i in skupne strižne sile V_{vstota} pri različnih stopnjah povezanosti za mejni stanji a) SD in b) NC.

4 POVEČANJE STRIŽNIH SIL V AB-STENAH, POVEZANIH S PLOŠČAMI BREZ POVEZOVALNIH GRED V NELINEARNEM OBMOČJU

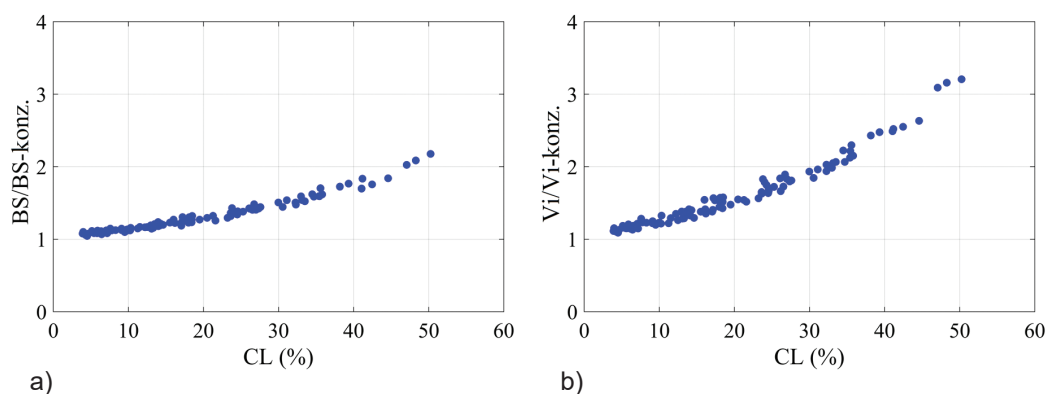
V predhodnem poglavju smo pokazali, da se lahko zaradi okvirnega učinka strižne sile opazno povečajo in prerazporedijo med posameznimi sloji močno povezanih sten. Omenili smo tudi, da to ni edini razlog, zaradi katerega se lahko povečajo prečne sile v posameznih stenah. V določenih primerih se te lahko povečajo tudi zaradi vpliva višjih nihajnih oblik [Rejec, 2012]. V tem poglavju bolj podrobno analiziramo ta dva vpliva.

Amplifikacijo zaradi okvirnega učinka smo raziskali z dodatnimi numeričnimi analizami, v katerih smo primerjali odziv konzolnih sten in sten, ki smo jih povezali s ploščami. Najprej smo za analizo uporabili N2-metodo, saj s to metodo brez ustreznih korekcij ne moremo upoštevati vpliva višjih nihajnih oblik. Tako smo lahko preučili le okvirne učinke brez primesi vplivov višjih nihajnih oblik (poglavje 4.1). Nato smo analizirali

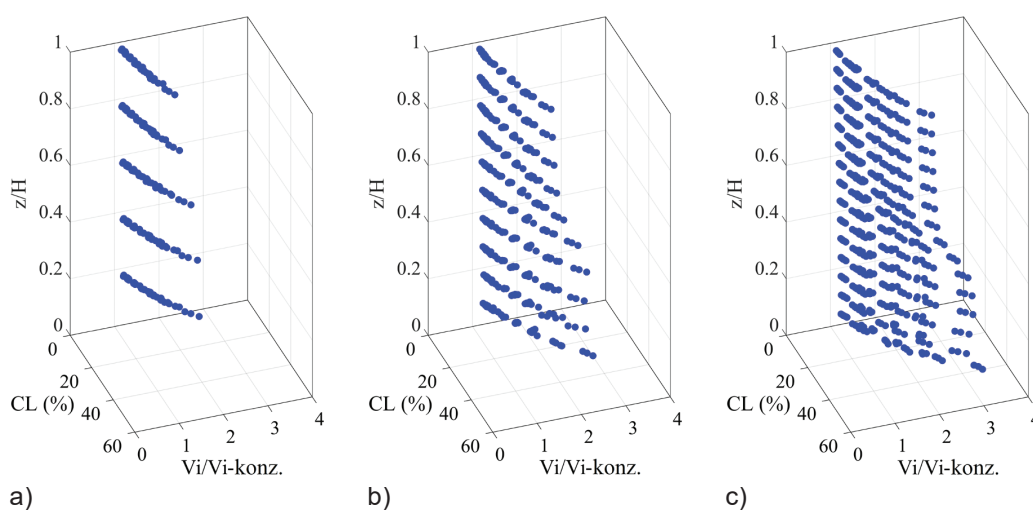
prečna sila ob vpetju pri velikih CL celo podvoji. Kot smo že omenili, se ta sila ne razdeli enako na obe steni navkljub temu, da sta enaki (glej predhodna poglavja). Zato je lahko prečna sila ob vpetju stene, kjer potresni vpliv povzroča tlačne osne sile, še bistveno večja v primerjavi s konzolnimi stenami. Pri velikih CL je lahko večja tudi za več kot trikrat od tiste v konzolnih stenah (glej sliko 12b). V šibko povezanih stenah, kjer je CL manjše od 25%, je razlika med prečnimi silami v povezanih in konzolnih stenah bistveno manjša in ne preseže vrednosti 1,5.

Povečanje strižnih sil zaradi okvirnega učinka je bilo podobno tudi, ko smo analizirali mejno stanje SD in tudi v stenah v območju visoke seizmičnosti ($PGA = 0,46$ g).

Analizirali smo tudi, kako se okvirni učinek odraža na prečne sile vzdolž sten (glejte sliko 13). Ugotovili smo, da je amplifikacija strižnih sil bolj izrazita v spodnjih delih sten. Pri močno povezanih stenah ($CL > 25\%$) je razmerje med etažnimi prečnimi silami povezanih in konzolnih sten doseglo vrednosti do 2,8 v petetažni, 3,0 v desetetažni in 3,2 v petnajsetetažnih stavbah. V zgornjih delih sten to razmerje ni preseglo vrednosti 2,0.



Slika 12. Največja razmerja med a) skupnimi prečnimi silami BS in b) prečnimi silami ob vpetju V_i povezanih in konzolnih sten pri različnih stopnjah povezanosti, pridobljeni iz nelinearnih statičnih analiz, za mejno stanje NC.



Slika 13. Naraščanje strižnih sil zaradi učinka okvirjev za: a) 5-etažne stavbe, b) 10-etažne stavbe, in c) 15-etažne stavbe za mejno stanje NC.

4.2 Povečanje strižnih sil zaradi vpliva višjih nihajnih oblik

V stenah, ki so projektirane po modernih standardih, se v nelinearnem območju ob vpetju tvori plastični členek. Razmerje med prispevkoma višjih nihajnih oblik in prve nihajne oblike se lahko zato bistveno spremeni. Prvi nihajni čas se lahko bistveno podaljša, pri tem pa nihajni časi višjih nihajnih oblik ostanejo praktično enaki. Ker mehčanje stene vpliva samo na prvi nihajni čas, se ustrezni spektralni pospešek zmanjša, medtem ko se spektralni pospeški višjih nihajnih oblik ne spremenijo. Zato se v nelinearnem območju poveča vpliv višjih nihajnih oblik. Za podrobnejšo razlago glejte [Rejec, 2012]. Zato vsi moderni standardi zahtevajo, da se strižne sile, določene z elastično analizo, korigirajo. V trenutno veljavnem EC8 je za razred duktilnosti DCM določen korekcijski faktor 1,5 ne glede na to, ali so stene konzolne ali povezane.

Rezultati nelinearnih dinamičnih analiz so pokazali, da se amplifikacija prečnih sil v konzolnih in močno povezanih stenah bistveno razlikuje. V splošnem se vpliv višjih nihajnih oblik zmanjšuje z naraščanjem CL. To je prikazano na sliki 14, kjer je

prikazano razmerje med povprečno strižno silo iz nelinearne dinamične analize $BS_{povp.}$ (izračunano kot povprečna vrednost na podlagi celotnega nabora akcelerogramov) in strižno silo, določeno z N2-metodo $BS_{poti.}$, v odvisnosti od CL in začetnega nihajnega časa idealiziranega ekvivalentnega SDOF (angl. single degree of freedom) sistema T_{eff} [Fajfar, 2000].

Povečanje strižnih sil zaradi vpliva višjih nihajnih oblik, definirano kot razmerje skupne prečne sile ob vpetju iz nelinearne dinamične in potisne analize, je znašalo od 1 do 3,5, pri čemer je bilo povečanje izrazitejše pri nižji stopnji povezanosti (manjše CL). Povečanje zaradi višjih nihajnih oblik je bilo pričakovano bolj izrazito v višjih stavbah (10- in 15-etažnih stavbah).

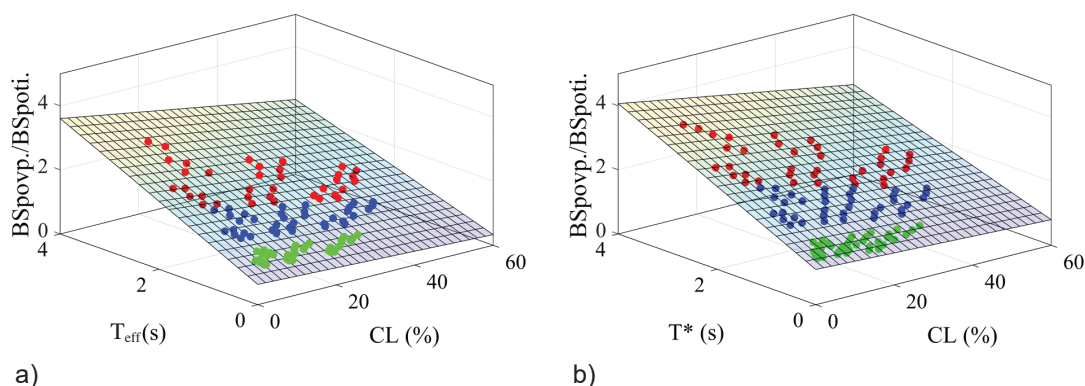
Amplifikacija strižnih sil se je nekoliko razlikovala za NC in SD mejno stanje. Pri NC-stanju je v 5-etažnih stavbah znašalo maksimalno povečanje 1,5 (glejte zelene točke na sliki 14b). V 10- in 15-etažnih stavbah je to povečanje znašalo maksimalno 2,5 oziroma 3,5 (glejte modre in rdeče točke na sliki 14b). Pri SD-stanju je povečanje strižnih sil bilo nekoliko manjše (glejte sliko 14a). Maksimalna vrednost je bila 1,2, 2,0 oziroma 3,0 za 5-, 10- oziroma 15-etažne stavbe. Te ugotovitve so skladne z rezultati iz literature [Fischinger, 2012], [Rivard, 2022].

Poleg povečanja skupne prečne sile ob vpetju smo analizirali tudi, kako se strižne sile povečajo vzdolž sten (glejte sliko 15). Na sliki 15 je prikazana amplifikacija, ki ustreza mejnemu stanju NC. Ugotovili smo, da je ta bolj izrazita v zgornjih delih sten. Pri deset- in petnajstetažnih stavbah je amplifikacija dosegla vrednosti do 3,0 oziroma 5,0, medtem ko je bila pri petetažnih stavbah skoraj konstantna po celotni višini sten z največjo vrednostjo 1,5.

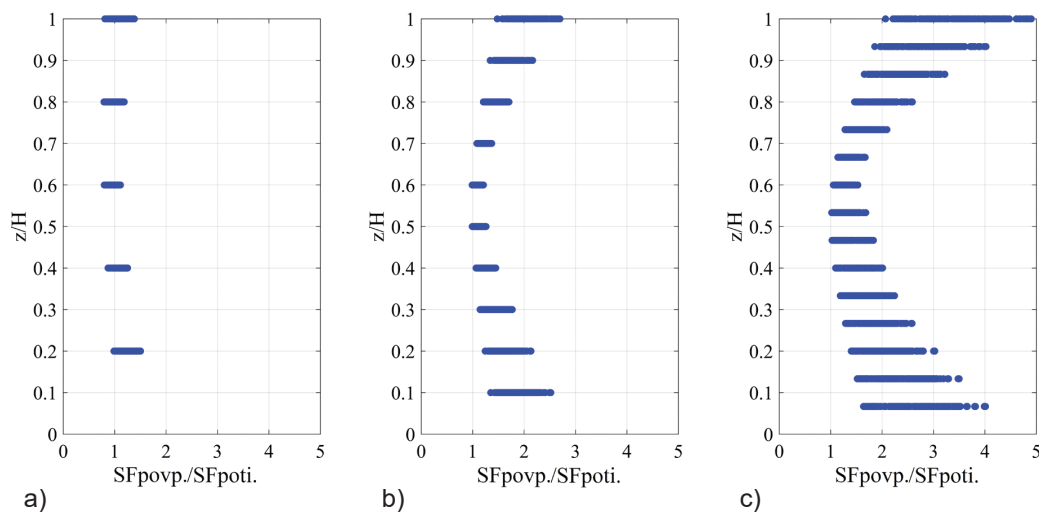
Povečanje strižnih sil, ki ustreza SD mejnemu stanju je bilo nekoliko manjše in je znašalo 1,2, 2,0 in 4,5 v pet-, deset- in petnajstetažnih stavbah. Podobne vrednosti smo dobili tudi v stenah v visokoseizmičnih področjih ($PGA = 0,46$ g).

nihajnega časa konstrukcije in redukcije potresnih sil. Ti faktorji so različni tudi vzdolž sten. Predpisani korekcijski faktorji se lahko uporabijo pri elastični analizi. Novi Evrokod 8 dopušča tudi projektiranje konstrukcij na osnovi N2-metode [Fajfar, 2000]. Pri takšnem načinu projektiranja predpisani korekcijski faktorji za prečne sile niso ustrezni. Zato smo predlagali postopek, s katerim korigiramo prečne sile v primeru projektiranja na osnovi N2-metode.

Najprej smo določili faktor, s katerim povečamo skupno prečno silo ob vpetju BS_{poti} , določeno z N2-metodo. Z enačbo (4) smo določili koeficient ε_{cw} , s katerim pomnožimo BS_{poti} . Nato smo s pomočjo izrazov (6) in (7) določili etažne strižne sile SF_i .



Slika 14. Razmerje med povprečno skupno prečno silo ob vpetju iz nelinearne analize časovnega odziva $BS_{povp.}$ in statične analize BS_{poti} za mejni stanji a) SD in b) NC.



Slika 15. Naraščanje strižnih sil zaradi vpliva višjih nihajnih oblik za: a) 5-etažne stavbe, b) 10-etažne stavbe in c) 15-etažne stavbe za mejno stanje NC.

4.3 Korekcijski faktorji za prečne sile zaradi vpliva višjih nihajnih oblik

Novi Evrokod 8 [CEN/TC 250/SC 8, 2021], ki je v pripravi, pomembno spreminja projektiranje sten. Med drugim za stopnjo duktilnosti DCM namesto enega samega faktorja 1,5 predpisuje različne korekcijske faktorje, in sicer v funkciji efektivnega

Nazadnje smo s pomočjo izrazov (8) in (9) določili strižne sile posameznih slopov sten V_i .

$$BS = BS_{poti} \cdot \varepsilon_{cw} \quad (4)$$

$$\varepsilon_{cw} = 1.1/\gamma_I - 0.005 \cdot CL + 0.75 \cdot T_{eff} - 0.004 \cdot CL \cdot T_{eff} - 0.02 \cdot T_{eff}^2 \quad (5)$$

kjer je CL stopnja povezanosti v odstotkih; T_{eff} začetni nihajni čas idealiziranega ekvivalentnega SDOF-sistema v sekundah;

in faktor γ_i , ki je odvisen od intenzitete potresnega vpliva. Pri intenziteti s povratno dobo 2475 let je faktor γ_i enak 1, medtem ko je za povratno dobo 475 let, ki se običajno upošteva pri projektiranju novih stavb, njegova vrednost 1,7. Vrednost ε_{cw} ne sme biti manjša od 1.

$$SF_i = BS \cdot m_z \quad (6)$$

$$m_z = 1 + 0,01 \cdot N + 0,7 \cdot \frac{z}{h_w} - 0,2 \cdot N \cdot \frac{z}{h_w} - 2,14 \cdot \left(\frac{z}{h_w}\right)^2 + 0,23 \cdot N \cdot \left(\frac{z}{h_w}\right)^2 + 1,11 \cdot \left(\frac{z}{h_w}\right)^3 \quad (7)$$

kjer je z razdalja prereza od vpetja stene; h_w višina stene; in N število etaž.

$$V_i = SF_i \cdot m_s \quad (8)$$

$$m_s = \frac{M_{Rd,i}}{\sum M_{Rd,i}} + 0,027 \cdot CL \quad (9)$$

kjer je $M_{Rd,i}$ upogibna nosilnost posameznih slopov sten. Korekcijski faktor m_s je odvisen od upogibne nosilnosti sten in je tako neodvisen od oblike prečnega prereza stene (upogibna nosilnost sten s prečnim prerezom T se razlikuje glede na smer obremenitve).

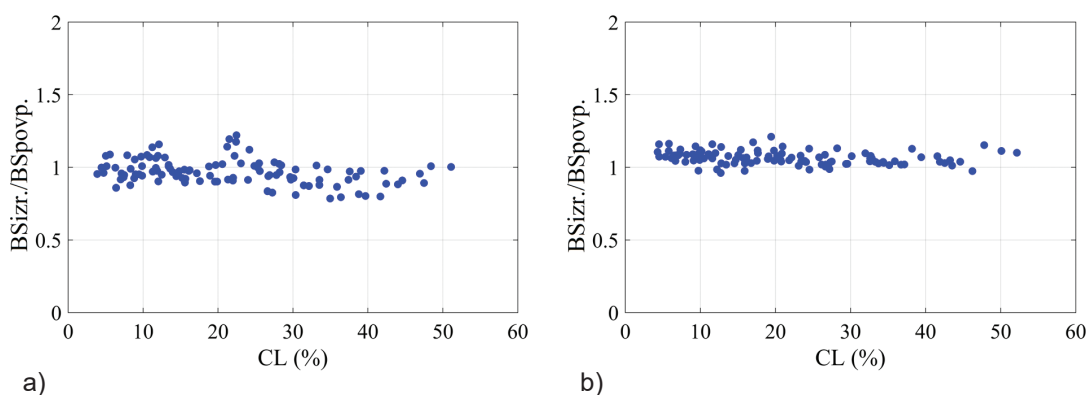
Primernost predlaganih izrazov smo ocenili s primerjavo popravljenih rezultatov N2-metode in rezultatov nelinearne analize časovnega odziva, kot je prikazano na slikah 16 do 18.

Slika 16 prikazuje razmerje med skupno prečno silo ob vpetju $BS_{izr.}$, določeno z N2-metodo $BS_{poti.}$, popravljen s faktorjem ε_{cw} , in povprečno skupno prečno silo ob vpetju $BS_{povp.}$ iz nelinearne

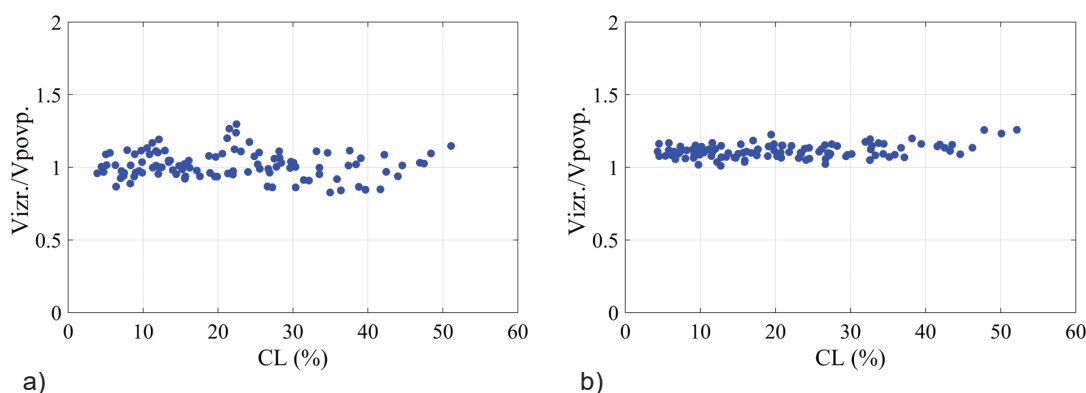
analize časovnega odziva. Dosegli smo zadovoljivo natančnost pri vseh stopnjah povezanosti. Pri mejnem stanju NC so bile vrednosti $BS_{izr.}$ nekoliko večje od $BS_{povp.}$. Največja razlika znaša približno 15 %. Pri mejnem stanju SD so bile razlike med $BS_{izr.}$ in $BS_{povp.}$ nekoliko bolj izrazite. Največja razlika je znašala približno 20 %. Večja odstopanja pri mejnem stanju SD je mogoče pripisati temu, da smo pri izpeljavi faktorja povečanja ε_{cw} upoštevali NC mejno stanje. Za SD-stanje bi lahko določili poseben faktor, vendar tega nismo naredili, ker so bile razlike med $BS_{izr.}$ in $BS_{povp.}$ sprejemljive.

Slika 17 prikazuje razmerje med ocenjenimi prečnimi silami ob vpetju posameznih slopov sten $V_{izr.}$ in ustreznimi vrednostmi iz nelinearne analize časovnega odziva $V_{povp.}$. Največja odstopanja med $V_{izr.}$ in $V_{povp.}$ so znašala 25 % oziroma 20 % za mejni stanji SD in NC. Ta nekoliko večja razlika v primerjavi s skupnimi strižnimi silami je posledica nabiranja napak. Ker se $V_{izr.}$ določa na podlagi $BS_{izr.}$, se morebitna odstopanja v $BS_{izr.}$ prenesejo na $V_{izr.}$, kar vodi do nekoliko večjih razlik.

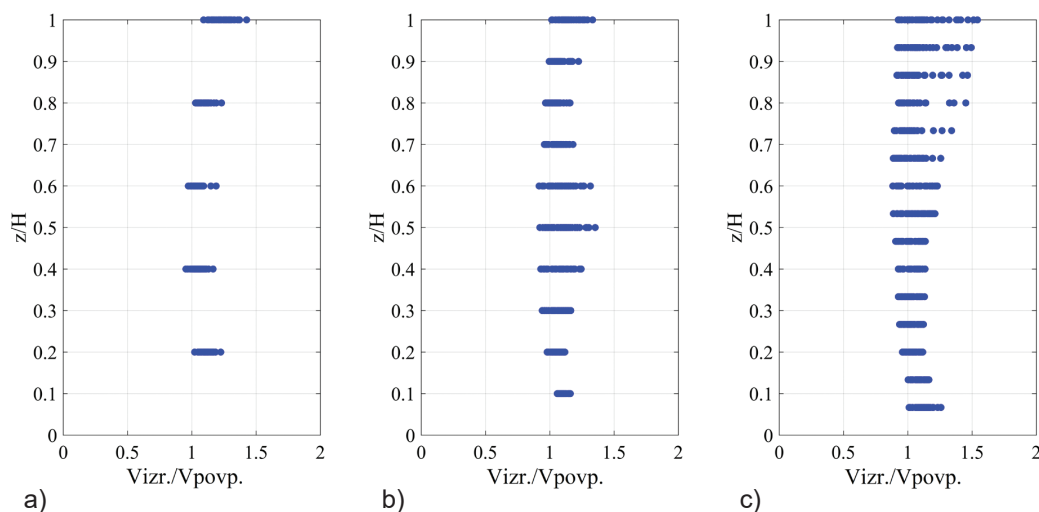
Nazadnje, na sliki 18 primerjamo ocenjene strižne sile vzdolž posameznih sten $V_{izr.}$ s povprečnimi strižnimi silami iz nelinearne analize časovnega odziva $V_{povp.}$. Razlike med ocenjenimi in dejanskimi strižnimi silami so bile bolj izrazite pri višjih stavbah, zlasti v zgornjih etažah. Največja razlika je znašala približno 50 %. Podobno kot pri strižnih silah ob vpetju posameznih sten so manj natančne ocene posledica nabiranja napak, ki izhajajo iz uporabljenega postopka izračuna. Natančnost bi bilo mogoče izboljšati z uvedbo korekcijskih faktorjev, prilagojenih različnim razmerjem vitkosti sten.



Slika 16. Vrednosti $BS_{izr.}/BS_{povp.}$ v odvisnosti od stopnje povezanosti za mejni stanji a) SD in b) NC.



Slika 17. Vrednosti $V_{izr.}/V_{povp.}$ ob vpetju sten v odvisnosti od stopnje povezanosti za mejni stanji a) SD in b) NC.



Slika 18. Vrednosti $V_{izr.}/V_{povp.}$ za a) 5-etažne stavbe, b) 10-etažne stavbe in c) 15-etažne stavbe za mejno stanje NC.

5 ZAKLJUČKI

V članku je predstavljena analiza potresnega odziva AB-sten, povezanih s ploščami brez gred. Raziskali smo zelo kompleksen mehanizem odziva AB-sten in njegovo odvisnost od zapletene interakcije med posameznimi stenami in stropnim sistemom. V ta namen smo naredili obsežno in sistematično parametrično študijo sten, povezanih le s ploščami brez povezovalnih gred, ki smo jih analizirali tako z poenostavljeno nelinearno statično kot tudi z bolj sofisticirano nelinearno analizo časovnega odziva.

Analize so potrdile opažanja iz eksperimentov, da je lahko pri določenih konfiguracijah sten povezanost, ki jo zagotavljajo le plošče brez gred, razmeroma velika. V določenih primerih je bila stopnja povezanosti CL definirana kot razmerje med momentom, ki ustreza osnim silam, ki jih v stenah povzroča potresni vpliv, in skupnim prevrnitvenim momentom, razmeroma in nepričakovano visoka (do 50%).

Identificirali smo stavbe, pri katerih je mogoče pričakovati velike CL. To so stavbe z vitkimi stenami z razmerjem med višino in širino, večjim od 4, kjer se lahko aktivira pomembna sodelujoča širina plošče. Stopnja povezanosti sten CL in mehanizem njihovega odziva sta bila predvsem odvisna od razmerja upogibne nosilnosti sten in plošč SWS. Z večanjem upogibne nosilnosti plošč se je povezanost CL oziroma okvirni učinek povečal. Vpliv upogibne nosilnosti sten na CL je bil obratno sorazmeren.

Na upogibno nosilnost plošč sta vplivali predvsem sodelujoča širina plošče – EW in količina armature. V vseh obravnavanih primerih je standardnemu EW plošče ustrezal CL, ki je bil manjši od 25%, kar predstavlja mejo, pri kateri Evrokod 8 loči konzolne od povezanih sten. CL je bil bistveno večji pri večjih EW ploščah. V primerih, ko je bila EW plošče enaka polovici širine razpona in celotni širini razpona, je bila CL bistveno večja in je znašala do 35% v prvem in 50% v drugem primeru. Upogibna armatura plošče je imela manjši vpliv na CL v primerjavi z EW ploščah, vendar je bila pomembna. Ko smo minimalno armaturo plošče povečali za 50%, se je CL povečal za približno 30%.

Na upogibno nosilnost sten so vplivale predvsem višina in oblika prečnega prereza sten ter količina upogibne armature, ki je bila odvisna od intenzitete potresnega vpliva. V 6 m stenah je bila CL med 50 in 70% tiste 4 m stenah (odvisno od sodelujoče širine plošče). V stenah s prirobnicami je CL znašala približno 70% tiste v pravokotnih stenah. CL so bile manjše pri stavbah na močno potresno ogroženih področjih (PGA = 0,46g). Vrednosti CL so znašale 80% tistih v stavbah v zmerno potresno ogroženimi območji (PGA = 0,29 g).

Z višino sten (številom etaž) se povečuje njihova stopnja povezanosti. Pri večjem številu etaž je število plošč večje in vsota njihovih prečnih sil je večja. To povečuje osne sile, ki jih v stenah povzroča potresni vpliv, na ta način pa se povečuje okvirni učinek in stopnja povezanosti sten CL. V večini petetažnih stavb je bila CL manjša od 25%, v deset- in 15-etažnih stavbah pa je dosegala tudi vrednosti 50%.

Ugotovili smo, katera sta najbolj pomembna parametra, ki vplivata na potresni odziv obravnavanih stavb. To sta razmerje nosilnosti plošč in sten SWS in togost sistema A. Slednja se približuje 0, ko je togost plošč bistveno manjša od togosti sten, in neskončnosti, ko je togost plošč bistveno večja od togosti sten. Osnova predpostavka, ki jo običajno upoštevamo pri projektiranju, da plošče brez gred, ne morejo ustvariti pomembne povezave med stenami – ne velja v primerih, ko je parameter A večji od 3 in razmerje SWS večje od 3,0%; pri vrednostih parametra A med 3 in 5, kadar je razmerje SWS večje od 1,0%; ter pri A večjem od 5, kadar je razmerje SWS večje od 0,5%.

Rezultati nelinearni analiz so potrdili, da lahko potresni vpliv v močno povezanih stenah povzroči znatne osne sile. Na eni strani povzroča natezne, na drugi tlačne osne sile. Zaradi tega se lahko bistveno spremeni razmerje togosti in nosilnosti posameznih sten, kar nadalje lahko povzroči, da se vplivi med posameznimi stenami močno prerazporedijo. Teh prerazporeditev ne moremo upoštevati z elastičnimi metodami za analizo.

Pri velikih CL so znašale osne sile, ki jih je v stenah povzročal potresni vpliv tudi do 80% osnih sil zaradi navpične obtežbe. V močno povezanih stenah so bili upogibni momenti in prečne sile v stenah, kjer je potresni vpliv povzročal tlačne sile, tudi do dvakrat večji od tistih, kjer je potres povzročal natege.

Prerazporeditve vplivov med posameznimi slopi sten so torej posledica okvirnega učinka. Vendar ta učinek ne vpliva le na prerazporeditve vplivov med stenami, pač pa tudi na skupno vrednost obremenitev v stavbi. Ko je okvirni učinek pomemben (večje vrednosti CL), je celoten nosilni sistem bolj tog. Zato se povečajo skupne obremenitve vseh sten. Tako so npr. pri močno povezanih stenah ($CL > 25\%$) bile prečne sile ob vpetju tudi do 2,5-krat večje od tistih v konzolnih stenah. V šibko povezanih stenah ($CL < 25\%$) to razmerje ni preseglo vrednosti 1,5-krat. Amplifikacija strižnih sil zaradi okvirnega učinka je bila bolj izrazita v spodnjih delih sten.

Analize so potrdile ugotovitve iz literature, da na amplifikacijo prečnih sil lahko v nelinearnem območju poleg okvirnega učinka vplivajo tudi višje nihajne oblike. Ugotovili smo, da se lahko zaradi višjih nihajnih oblik strižne sile povečajo tudi do 3,5-krat. Vpliv višjih nihajnih oblik je bil pričakovano večji v zgornjih delih stavb. Njihov vpliv se je zmanjševal z naraščanjem CL.

Druga generacija Evrokoda [CEN/TC 250/SC 8, 2021], ki je v zaključni fazi razvoja, pomembno spreminja projektiranje sten. Med drugim za stopnjo duktilnosti DCM namesto enega samega faktorja 1,5, s katerim upoštevamo povečanje prečnih sil zaradi višjih nihajnih oblik, predpisuje različne korekcijske faktorje, in sicer v funkciji efektivnega nihajnega časa konstrukcije in redukcije potresnih sil. Slednji se spreminjajo vzdolž stene. Predpisani korekcijski faktorji se lahko uporabijo pri elastični analizi.

Novi Evrokod 8 dopušča tudi projektiranje konstrukcij na osnovi rezultatov nelinearne N2-metode. Pri takšnem načinu projektiranja predpisani korekcijski faktorji za prečne sile niso ustrezni. Zato smo predlagali postopek, s katerim korigiramo prečne sile, ko stene projektiramo z N2-metodo. Izraze smo izvednotili z rezultati nelinearne analize časovnega odziva. Odstopanja niso bila večja od 20%.

Rezultati predstavljene študije so podali odgovore na številna vprašanja glede potresnega odziva sten, povezanih le s ploščami. Vendar je še vedno nekaj odprtih vprašanj, na katera je treba odgovoriti. Izpostavili smo sodelujočo širino plošče kot enega med najpomembnejšimi parametri, ki vplivajo na stopnjo povezanosti sten oziroma na okvirni učinek. V prihodnjih študijah bi bilo smiselno sistematično raziskati ta parameter, vključno z eksperimenti v velikem merilu. Poleg tega je treba dodatno raziskati vpliv plošč na potresni odziv AB-sten, povezanih z gredami in ploščami. Pokazali smo, da so za projektiranje močno povezanih sten potrebni postopki za projektiranje, ki temeljijo na nelinearnih metodah analize, kar dopušča tudi novi standard Evrokod 8. Te postopke je treba podrobno opredeliti, kar je ena izmed osrednjih nalog, s katerimi se trenutno ukvarjamo na UL FGG.

6 ZAHVALA

Predstavljeno raziskavo je podprla Javna agencija za znanstveno-raziskovalno in inovacijsko dejavnost Republike Slovenije.

7 LITERATURA

ACI 318-19 (2019) Building Code Requirements for Structural Concrete

Aktan AE, Bertero V V. (1984) Seismic Response of R/C Frame-Wall Structures. *Journal of Structural Engineering* 110:1803–1821. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1984\)110:8\(1803\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1984)110:8(1803))

Bachman R (2006) UCSD, PCA & NEES BLIND PREDICTION CONTEST. PowerPoint slides. REBachman Consulting Structural Engineers. https://slideplayer.com/slide/1614213/#google_vignette

Blakeley R, Cooney R, Megger L (1975) Seismic shear loading at flexural capacity in cantilever wall structures. *BULLETIN OF THE NEW ZEALAND NATIONAL SOCIETY FOR EARTHQUAKE ENGINEERING* 8:278–290

Boroschek R, Bonelli P, Restrepo JI, et al (2014) Lessons from the 2010 Chile Earthquake for Performance Based Design and Code Development. In: Fischinger M (ed) *Performance-Based Seismic Engineering: Vision for an Earthquake Resilient Society*. Springer Netherlands, Dordrecht, pp 143–157

CEN (2004) EN 1998-1: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardisation, Brussels

CEN/TC 250/SC 8 (2021) Eurocode 8: Earthquake resistance design of structures

Elwood KJ, Pampanin S, Kam WY, Priestley N (2014) Performance-Based Issues from the 22 February 2011 Christchurch Earthquake. In: *Performance-Based Seismic Engineering: Vision for an Earthquake Resilient Society*. pp 159–175

Encina ER, Henry RS (2017) Wall-to-floor interaction in RC buildings: Modelling case study. In: 16th World Conference on Earthquake Engineering. Santiago, Chile

Fajfar P (2000) A nonlinear analysis method for performance based seismic design. *Earthquake Spectra* 16:573–592

Fischinger M, Isakovic T, Kante P (2004) Implementation of a macro model to predict seismic response of RC structural walls. *Computers and Concrete* 1(2). <https://doi.org/10.12989/cac.2004.1.2.211>

Fischinger M, Isaković T, Kante P (2002) Inelastic response of the "Camus 3" structural wall-prediction and post-experiment calibration. In: *The twelfth European conference on earthquake engineering: 9-3 September 2002, London*. Amsterdam Elsevier, pp 1–10. pp 1–10

Fischinger M, Kante P, Isakovic T (2017) Shake-Table Response of a Coupled RC Wall with Thin T-Shaped Piers. *Journal of Structural Engineering* 143:04017004. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001718](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001718)

Fischinger M, Morariu E (2012) Inelastic shear force in RC coupled walls. Unpublished manuscript

Giberson M (1967) The response of nonlinear multi-story structures subjected to earthquake excitation. Dissertation (Ph.D.). California Institute of Technology. Pasadena, California <https://thesis.library.caltech.edu/3604/>

Isaković T, Gams M, Janevski A, et al (2020) Large scale shake table test of slab-to-piers interaction in RC coupled walls. In:

Proceedings of the 17th WCEE, September 13th to 18th 2020, Sendai, Japan

Isaković T, Janevski A (2024) Analysis of interaction between reinforced concrete walls and slabs tested on a shaking table. *Bulletin of Earthquake Engineering*. <https://doi.org/10.1007/s10518-024-01862-8>

Janevski A, Isaković T (2024a) Blind prediction and post experimental analysis of RC core wall's cyclic flexural response using MVLEM-FD. *Bulletin of Earthquake Engineering*. <https://doi.org/https://doi.org/10.1007/s10518-024-02006-8>

Janevski A (2024b) Potresni odziv armiranobetonskih povezanih sten. Doktorska disertacija. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. <https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=164383>

Janevski A, Kang J-D, Isaković T (2023) Simulation of the E-Defense 2015 test on a 10-storey building using macro-models. *Bulletin of Earthquake Engineering*. <https://doi.org/10.1007/s10518-023-01734-7>

Kabeyasawa T, Kabeyasawa T, Fukuyama H (2017) Effects of floor slabs on the flexural strength of beams in reinforced concrete buildings. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 50:517-526. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.50.4.517-526>

Kam WY, Pampanin S, Dhakal R, et al (2010) Seismic performance of reinforced concrete buildings in the September 2010 Darfield (Canterbury) earthquake. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 43:340-350. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.43.4.340-350>

Kante P (2005) Potresna ranljivost armiranobetonskih sten. Doktorska disertacija. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. <https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=1461>

Keintzel E (1990) Seismic Design Shear Forces in Reinforced Concrete Cantilever Shear Wall Structures. *Eur J Earthq Eng* 3:7-16

Mander JB, Priestley MJN, Park R (1988) Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering* 114:1804-1826. [https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))

Massone LM (2013) Fundamental principles of the reinforced concrete design code changes in Chile following the Mw 8.8 earthquake in 2010. *Eng Struct* 56:1335-1345. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.07.013>

Mazzoni S, McKenna F, Scott MH, Fenves GL (2006) OpenSees Command Language Manual. In: University of California, Berkeley. Accessed 8 Apr 2024 <https://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/OpenSeesCommandLanguageManualJune2006.pdf>

McKenna F, Fenves GL, Scott MH (2000) Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). In: University of California, Berkeley. Accessed 8 Apr 2024 <https://opensees.berkeley.edu/>

Menegotto M, Pinto PE (1973) Method of Analysis for Cyclically Loaded R. C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending. proceedings of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Loads 15-22. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.5169/seals-13741>

Nagae T, Tahara K, Matsumori T, et al (2011) Design and instrumentation of the 2010 e-defense four story reinforced concrete and post-tensioned concrete buildings NZS 3101 (2006) Concrete structures standard - Part 1 (Code) and Part 2 (Commentary)

Panagiotou M, Restrepo JI, Conte JP (2011) Shake-Table Test of a Full-Scale 7-Story Building Slice. Phase I: Rectangular Wall. *Journal of Structural Engineering* 137:691-704. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000332](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000332)

Pantazopoulou SJ, French CW (2001) Slab Participation in Practical Earthquake Design of Reinforced Concrete Frames. *ACI Struct J* 98:. <https://doi.org/10.14359/10291>

Pennucci D, Sullivan TJ, Calvi GM (2015) Inelastic Higher-Mode Response in Reinforced Concrete Wall Structures. *Earthquake Spectra* 31:1493-1514. <https://doi.org/10.1193/051213EQS123M>

Ramos L, Hube M (2020) Contribution of coupling elements to the seismic demand of walls in reinforced concrete buildings. *Latin American Journal of Solids and Structures* 17:. <https://doi.org/10.1590/1679-78255931>

Ramos L, Hube MA (2021) Seismic response of reinforced concrete wall buildings with nonlinear coupling slabs. *Eng Struct* 234:111888. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.111888>

Rejec K, Isaković T, Fischinger M (2012) Seismic shear force magnification in RC cantilever structural walls, designed according to Eurocode 8. *Bulletin of Earthquake Engineering* 10:567-586. <https://doi.org/10.1007/s10518-011-9294-y>

Rivard G, Ambroise S, Paultre P (2022) Inelastic seismic shear amplification due to higher mode effects in reinforced concrete coupled walls. *Earthquake Spectra* 38:1357-1381. <https://doi.org/10.1177/87552930211053347>

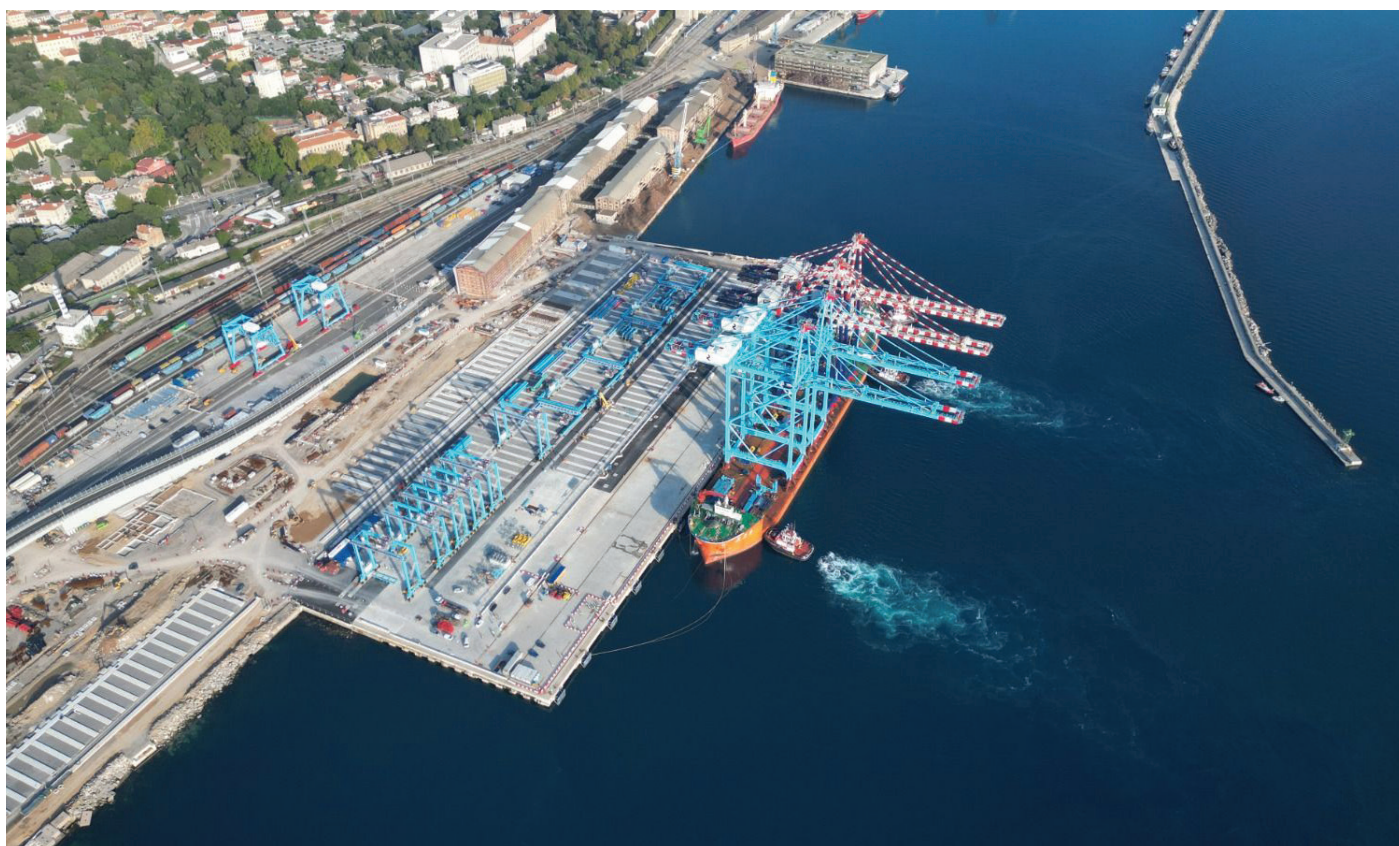
Rojas F, Suquillo B, Segura N, et al (2024) Experimental and Numerical Study of the Response of Rectangular Wall Systems Coupled with Reinforced Concrete Beams and Slabs, 18th World Conference on Earthquake Engineering

Rosman R (1964) Approximate Analysis of Shear Walls Subject to Lateral Loads. *ACI Journal Proceedings* 61:717-733. <https://doi.org/10.14359/7804>

Takeda T, Sozen MA, Nielsen NN (1970) Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the Structural Division* 96:2557-2573

Zhang P, Restrepo JI, Conte JP, Ou J (2017) Nonlinear finite element modeling and response analysis of the collapsed Alto Rio building in the 2010 Chile Maule earthquake. *The Structural Design of Tall and Special Buildings* 26:. <https://doi.org/10.1002/tal.1364>

FOTOREPORTAŽA SIDRANJE »TIE-DOWN« PRIVEZOV ZA PRISTANIŠKE ŽERJAVE NA KONTEJNERSKEM TERMINALU V LUKI REKA



Slika 1. Novi pomol kontejnerskega terminala v luki Reka – dostava pristaniških žerjavov (Foto: Lučka uprava Rijeka).

Lokacija: Novi pomol na kontejnerskem terminalu luke Reka (Hrvaška)

Investitor: Lučka uprava Rijeka, Riva 1, 51000 Rijeka, Hrvatska

Projektant gradbenih konstrukcij: IVICOM Consulting, d. o. o., Ulica D.T. Gavrana 11, 10000 Zagreb, Hrvatska

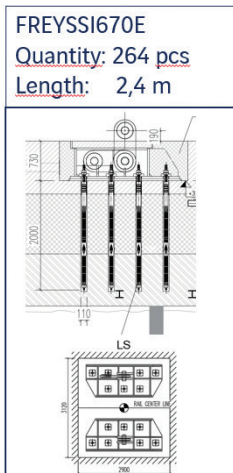
Naročnik in glavni izvajalec: Kolektor Koling, d. o. o., Podružnica v Republiki Hrvaški Kolektor Koling, d. o. o., Glavna podružnica Matulji; Trtni 69, 51211 Matulji, Hrvatska

Izvajalec: Freyssinet Adria SI, d. o. o., Žnidarčičeva 37, 5290 Šempeter pri Gorici, Slovenija

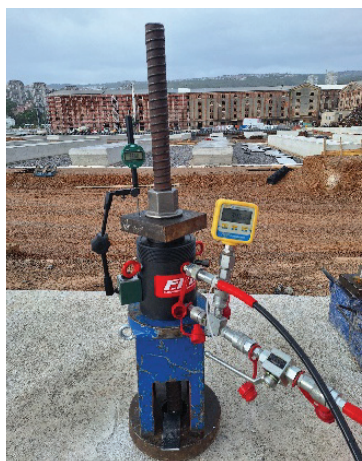
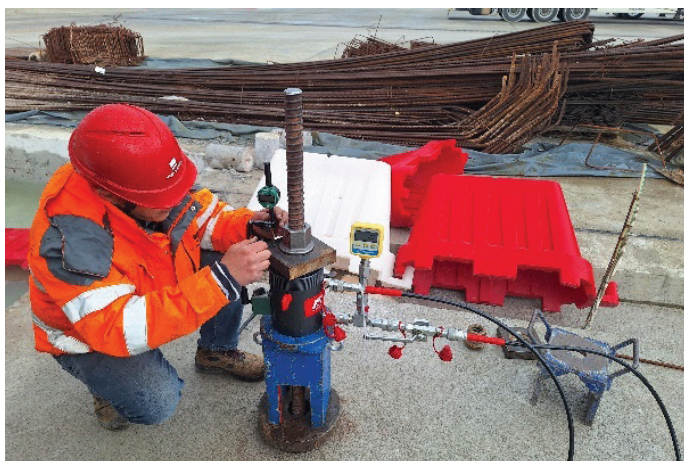
V okviru izvedbe novega pomola na kontejnerskem terminalu Zagrebačka obala v luki Reka je bilo treba vzdolž žerjavne proge vgraditi jeklene priveze – t. i. »tie-down« elemente, ki jih je treba sidrati v betonsko konstrukcijo pomola. Za sidranje privezov so bila izbrana palična sidra FREYSSI670E, ki smo jih za naročnika izdelali, vgradili, injektirali in napeli ter testirali v Freyssinet Adria SI, d. o. o. Skupno je bilo vgrajenih 264 sider dolžine 1,6 do 2,4 m. Predhodno je bil na testnem sidru izveden test ustreznosti/sprejemljivosti – t. i. »acceptance test« ali »pullout test«. Po vgradnji sider in jeklenih elementov smo izvedli podlivanje slednjih s podlivno malto Sikagrout-800. Po doseženi ustrezni tlačni trdnosti podlitja so se sidra napela in testirala po predpisanem protokolu. Prosti konci sider so se zaščitili s pokrovi in injektirali z voskom.



Slika 2. Sestava sidra v delavnici: levo – nameščanje distančnika za centriranje, desno – nameščanje zaščitne rebraste HDPE-cevi z oddušniki za injektiranje s cementno injekcijsko maso.



Slika 3. Območje vgradnje sider na pomolu (označeno z rdečo) in shema sidranega priveza (Foto: Lučka uprava Rijeka).



Slika 4. Izvedba testa ustreznosti – t. i. »acceptance test« na testnem sidru.



Slika 5. Kronsko vrtanje lukenj za sidra (levo), nameščanje sider in nastavljanje višin s pomočjo šablon in geodeta (desno) na privezu tipa WS – »water side« (tir ob robu pomola).



Slika 6. Priprava na injektiranje sider v izvrtinah, notranja kontrola injekcijske mase, odvzem vzorcev.



Slika 7. Injektiranje sider na privezu LS – »land side« (levo); nameščanje jeklenih elementov na vgrajena sidra (desno).



Slika 8. Podlivanje jeklenih elementov s podlivno malto sikagrout-800.



Slika 9. Napenjanje in testiranje sider.



Slika 10. Zaključevanje sider z nameščanjem pokrov in injektiranjem prostih delov sidra z voskom (levo); preizkus funkcije priveza žerjava pred končno obdelavo površine območja tira (desno).

Fotografije: Foto arhiv Freyssinet Adria, SI, d. o. o.
Avtor fotoreportaže: Miha MARAŽ, univ. dipl. inž. grad.

FOTOREPORTAŽA POTNIŠKI TERMINAL LUKE KOPER



Slika 1. Lesena konstrukcija z integriranimi jeklenimi elementi objekta potniški terminal Luke Koper je bila od sredine decembra 2024 do konca januarja 2025 sestavljena v 20 delovnih dneh (foto: arhiv CBD, d. o. o.).

Lokacija: Vojkovo nabrežje Koper

Investitor: LUKA KOPER, d. d.

Projektant arhitekture: AA KULTURA, d. o. o.

Projektant gradbenih konstrukcij: Geoportal, d. o. o.

Izvajalec: glavni izvajalec Marko 5 gradnje, d. o. o., izvajalec lesene konstrukcije CBD, d. o. o.

V Kopru na obali ob Vojkovem nabrežju v neposredni bližini starega mestnega jedra poteka gradnja novega potniškega terminala Luke Koper. Objekt naj bi bil dokončan maja 2025, zanjo pa bo Luka Koper odštela skoraj 3 milijone evrov brez DDV. V Kopru letno sprejmejo iz turističnih ladij preko 125 tisoč turistov ter več kot 60 tisoč članov posadke.

Luka Koper je avgusta 2024 pridobila gradbeno dovoljenje za nov potniški terminal, katerega gradnja se je pričela novembra 2024. Izvedbo objekta je prevzelo koprsko podjetje Makro 5 gradnje, d. o. o., ki kot glavni izvajalec v posamezne faze izvedbe objekta vključuje podizvajalce. Leseno konstrukcijo izvaja podjetje CBD, d. o. o., ki je specializirano za projektiranje, konstruiranje in izvedbo lesenih masivnih konstrukcij iz križno lepljenih (X-Lam) ploskovnih CLT-elementov.

Luka Koper je do sedaj sprejemala turiste pri začasnem vstopu iz mednarodnih potniških ladij na ozemlje Republike Slovenije preko šotora, ki je bil nameščen na pomolu, kjer se sedaj gradi nov potniški terminal (slika 2). Cilj Luke Koper je, da bi turiste že letos poleti pričakal nov in pokrit potniški terminal, ki bo zgrajen po trajnostnih načelih. S tem bi zaznamovali tudi 20 let od prihoda prve križarke v Koper.



Slika 2. Za potniški terminal so ob sprejemu turistov iz križark do sedaj uporabljali začasne šotorske prostore, nameščene na pomolu Vojkovega nabrežja.

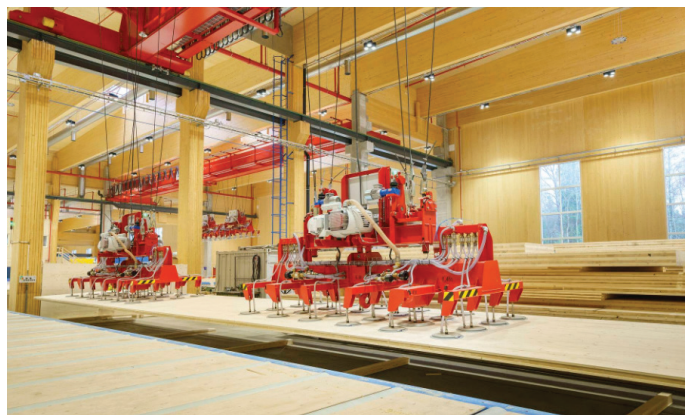
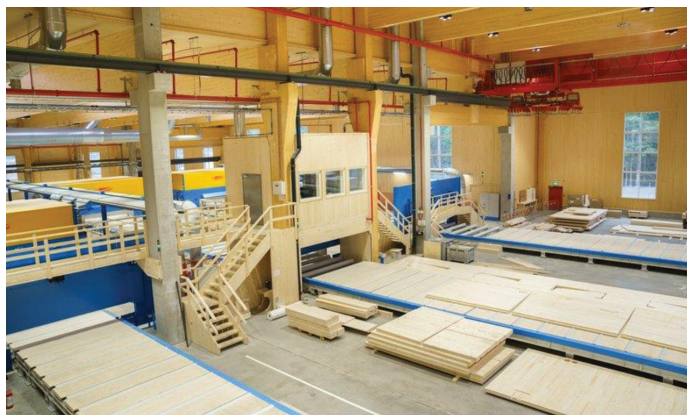


Slika 3. Pogled na delovišče v času prisotnosti križarke, ki s svojo veličino razbline višino prve etaže objekta, ki je visoka okoli 5 m, skupna višina objekta pa skoraj 9 m.

Sodobno in trajnostno stičišče poti, ki Slovenijo povezuje s svetom, bo izvedeno v leseni konstrukciji, kjer bo konstrukcija v notranjosti večinoma vidna. Osnovno konstrukcijo objekta predstavlja lesena masivna konstrukcija iz ploskovnih elementov (stene, medetažne in strešne plošče) v kombinaciji z lesenimi lepljenimi nosilci ter z integriranimi jeklenimi stebri in nosilci. Celotna konstrukcija je temeljena na AB-plošči, ki je lokalno podprta z AB-piloti. Z zunanje strani bo lesena konstrukcija obdana z izolacijo in fasadnimi ALU-elementi (slika 11).

Zelo pomembno za trajnost lesene konstrukcije je, da ni izpostavljena atmosferskim vplivom ter da je v času eksploatacije objekta suha, kar pa pomeni, da morajo biti vsi detajli na zunanjem ovoju objekta ustrezno načrtovani in tudi izvedeni. Enako velja za strojne inštalacije in za vse »mokre« prostore v objektu. Samo suha lesena konstrukcija bo trajna in bo uporabniku nudila vse prednosti, ki jih ima les kot naravni gradbeni material.

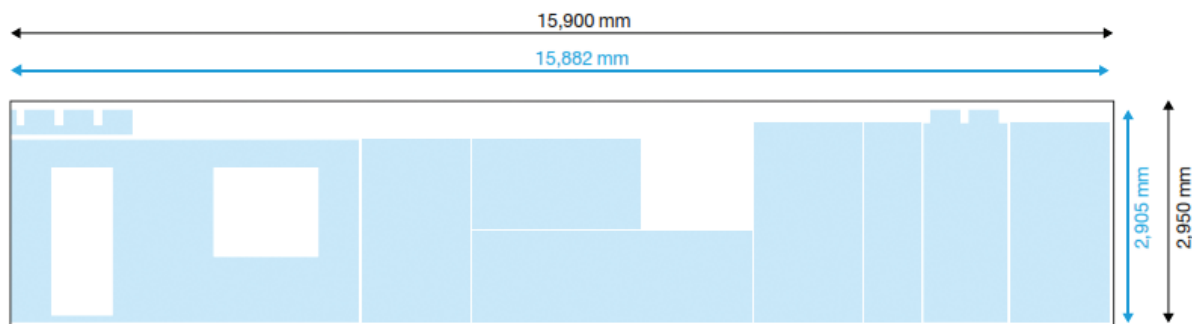
Sodobna arhitektura posega po X-Lam CLT-elementih tudi v zahtevnejših arhitekturnih konstrukcijskih izvedbah. Leseni konstrukcijski X-Lam sistem z uporabo lesenih masivnih križno lepljenih CLT-elementov (CLT = Cross Laminated Timber) je ploskovni sistem, kjer so X-Lam CLT-stene in medetažne plošče izdelane od 6 pa tudi preko 32 cm debelih večslojnih panelov (slika 4). Ploskovni elementi so večinoma standardne širine in poljubne dolžine s korakom po 10 cm do največje dolžine, ki jo predstavlja dolžina stiskalnice, kar pa je odvisno od posameznega proizvajalca.



Slika 4. Proizvodnja velikoploskovnih X-Lam CLT-elementov standardnih širin in potrebnih dolžin, iz katerih se s CNC-tehnologijo izrežejo konstrukcijski elementi, ki sestavljajo leseno masivno X-Lam CLT-konstrukcijo.

Ker tehnologija proizvodnje X-Lam CLT-elementov zahteva pravokotne oblike proizvodnih površin, je treba pri popisih za X-Lam elemente, ki sestavljajo konstrukcijo objekta, ločiti pravokotne površine in površine, ki niso pravokotnih oblik. Cena za izdelavo ploskovnega materiala, iz katerega se izrežejo sestavni elementi konstrukcije, je namreč odvisna od proizvedene površine, zato je treba nepravilne oblike, ki jih v proizvodnem procesu ni mogoče optimizirati in pri katerih nastanejo določeni odrezi, ki jih proizvajalec obračuna, pravilno upoštevati. Spodaj (slika 5) je prikaz primera sestave stenske kompozicije elementov, kjer je prikazana neto površina konstrukcije in dejansko potrebna proizvodna površina. Iz tega primera izhaja, da lahko pride tudi več kot 20 % odreza v primeru specifične konstrukcijske sestave, ki precej odstopa od proizvodnih zahtev.

- Charged dimensions: rectangle circumscribed by the production widths
- Charged lengths: from minimum production length of 8.00 m per charged production width up to max. 16.00 m (in 10 cm increments)
- Production widths: 2.25 m, 2.45 m, 2.75 m, 2.95 m, 3.25 m & 3.45 m (3.25 m & 3.45 m only available from Gruvön mill)

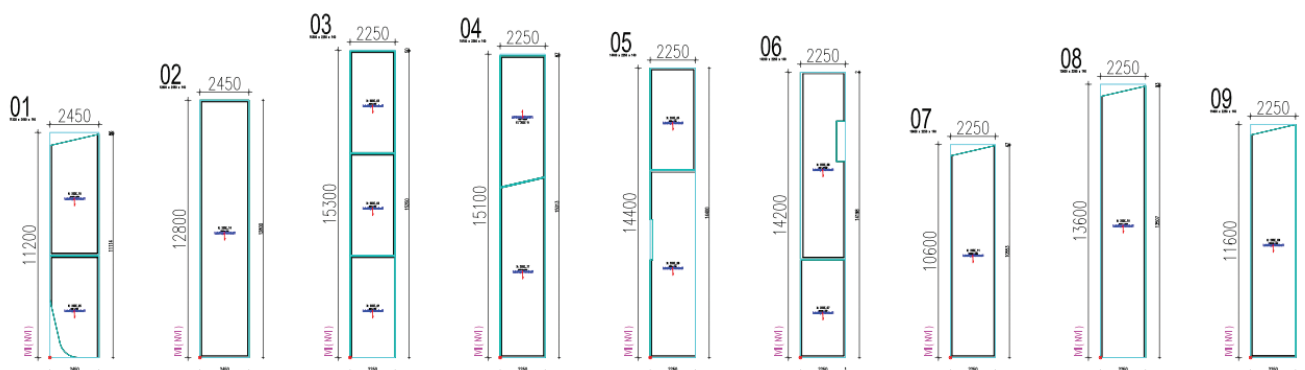


Example: 15,900 × 2,950 mm

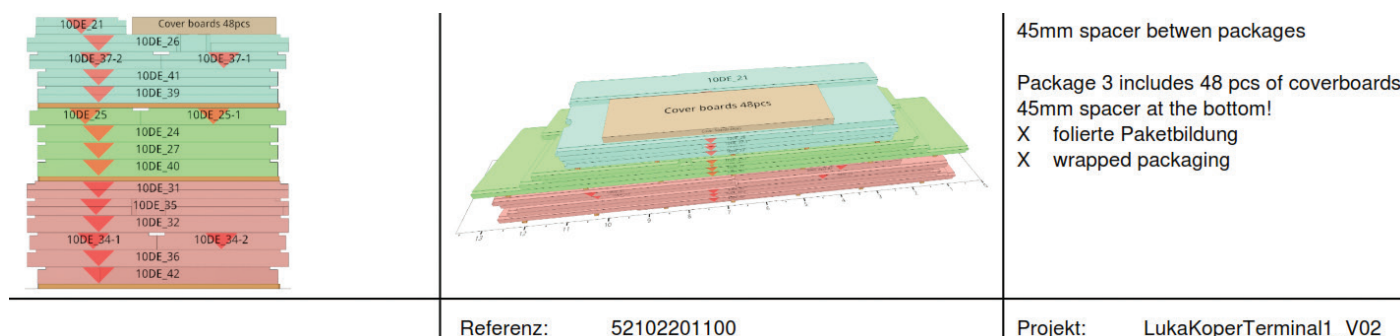
Charged dimensions: 2.95 × 15.90 m	46.91 m ²
Area of panel (net):	38.59 m ²
Nesting waste:	8.32 m ²
Charged dimensions:	46.91 m ²

Slika 5. Prikaz proizvodne površine, ki je potrebna za neto izrez sestavnice X-Lam CLT elementov.

Pri optimizaciji proizvodnih površin sta pomembni tudi vidnost površin in usmerjenost lesenih vlaken. Tako je treba pri popisu površin X-Lam CLT-elementov pri nepravilnih oblikah predvideti tudi odrez proizvodnih površin (slika 6, proizvodni panel 01, 07 in 08).



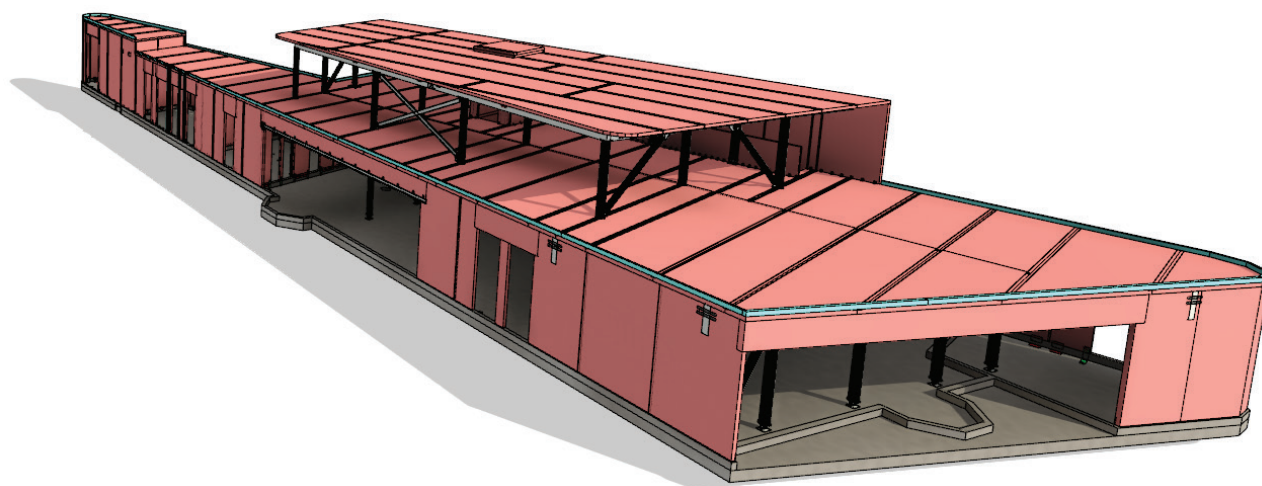
Slika 6. Prikaz proizvodnih površin velikoploskovnih X-Lam CLT-elementov, ki sestavljajo strešno konstrukcijo objekta potniški terminal Luke Koper. Zaradi maksimalnih proizvodnih dolžin in zahtev po nepravilnih oblikah ter enostransko vidni površini pri proizvodnji nastanejo določeni odrezi, kar je treba pri obračunu potrebne proizvodne površine upoštevati.



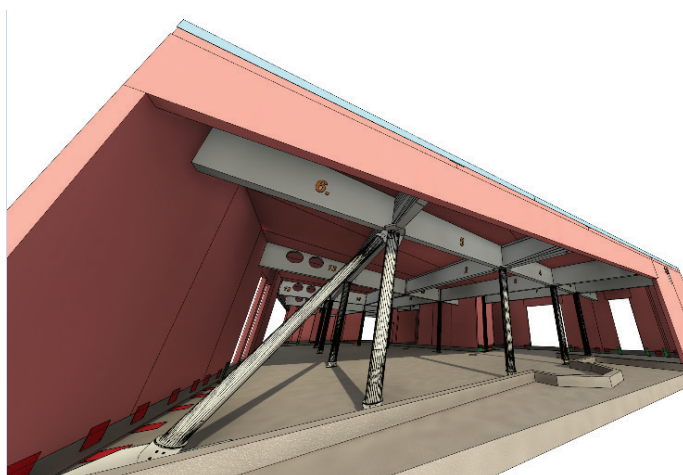
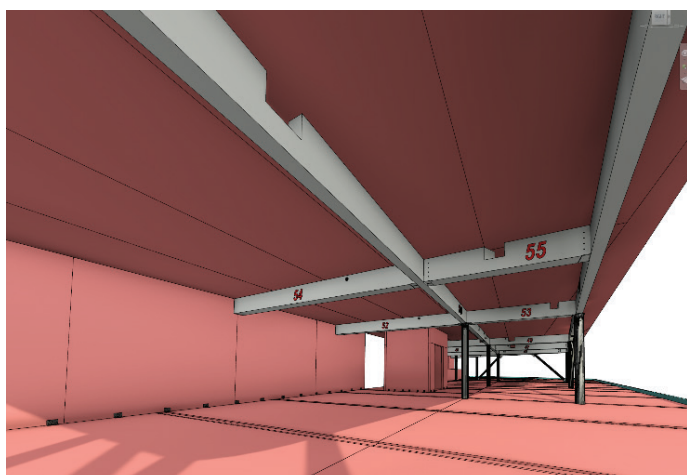
Referenz: 52102201100

Projekt: LukaKoperTerminal1_V02

Slika 7. Prikaz tovarne liste X-Lam CLT-elementov enega izmed kamionov. Potek proizvodnje, sestavnica konstrukcije, logistika in potek montaže zahtevajo dobavo X-Lam CLT-elementov v optimalnem vrstnem redu.



Slika 8. Na osnovi delavniške dokumentacije posameznih lesenih in jeklenih konstrukcijskih elementov izdelana 3D-sestavnica hibridne leseno-jeklene konstrukcije, na osnovi česar se izdelajo montažni načrti.



Slika 9. Lokalni 3D-pogled na sestavo konstrukcije iz lesenih masivnih X-Lam CLT-elementov, lesenih lepjenih nosilcev in integriranih jeklenih elementov.

Velika količina različnih sestavnih elementov (X-Lam CLT, Glue-Lam in jekleni elementi) zahteva skrbno načrtovanje dobav in poteka montaže. Skupaj s sestavnico in montažnimi načrti se pripravijo specifikacije elementov po tovarnih listah skupaj z veznim materialom, kjer je glede na potek montaže pomembna časovna sinhronizacija vseh dobav.





Slika 10. Prikaz sestave hibridne leseno-jeklene konstrukcije.



Slika 11. Vizualizacije objekta, projektant arhitekture AA KULTURA, d. o. o.

Končni videz avtor in projektant arhitekture AA Kultura, d. o. o., prikaže z vizualizacijami objekta, ki glede oblik in zunanjega ovoja povzemajo elemente, ki so prisotni v ladjedelništvu in navtiki.

Avtor fotoreportaže: dr. Bruno Dujič, univ. dipl. inž. grad.

FOTOREPORTAŽA LESENI PAVILJON NA GOLF IGRIŠČU ARBORETUM



Slika 1. Montaža lesene konstrukcije iQwood, ki je bile izdelane v proizvodnji v Topolah pri Mengšu.

Lokacija: Golf igrišče Arboretum, Radomlje

Investitor: Golf Arboretum, d. o. o.

Projektant arhitekture: Maja Štefula, Standard, d. o. o.

Projektant gradbenih konstrukcij: Ciril in Miha Bogataj, Ekoart, d. o. o.

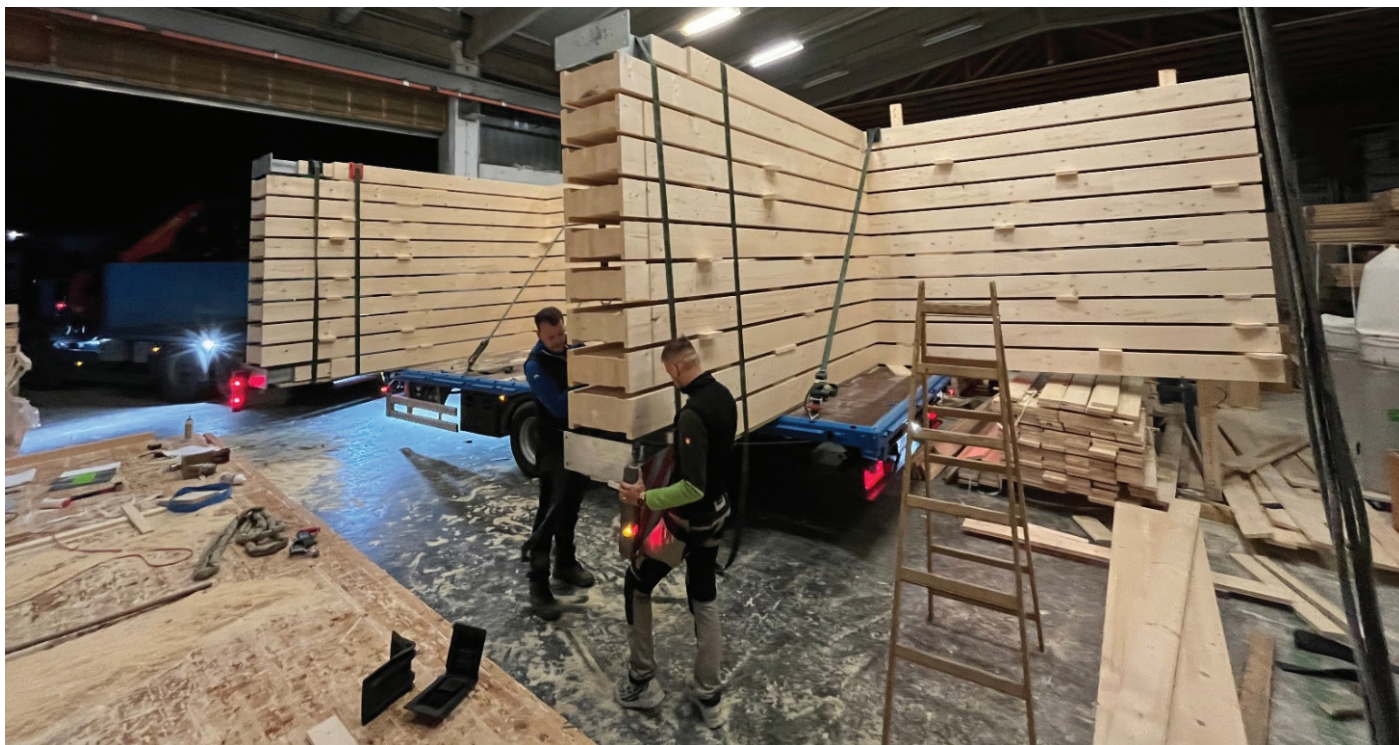
Izvajalec: Ekoart, d. o. o.

Vse fotografije: arhiv Ekoarta

Predstavljamo vam projekt izvedbe lesenega paviljona dveh objektov skupno 700 m² površine, ki bosta služila za golf trgovino in golf akademijo z nadkritim delom za izvedbo t. i. »drive« vadb. Posebnost objektov je, da so izvedeni v križnomoznični masivni leseni konstrukciji iQwood, kjer so masivne deske brez lepila spojene s podsušenimi mozniki, ki tako tvorijo trajno in statično odporno konstrukcijo. Lesena ekološka gradnja predstavlja trajno in hitro gradnjo, ki lahko z uporabo vidnega lesa v notranjosti arhitekturno priča posebej lepe ambience.

Posebej je treba poudariti, da je koncept gradnje vseh ploskovnih elementov ovoja in notranjih sten brez lepil s stenskim križnomozničnimi elementi iQwood kot tudi t. i. tramovni stropni oz. strešni elementi iQwood.

Ves les za leseno konstrukcijo iQwood vključno z lepljenimi okvirji je slovenskega izvora kontrolirane PFC-sečnje.

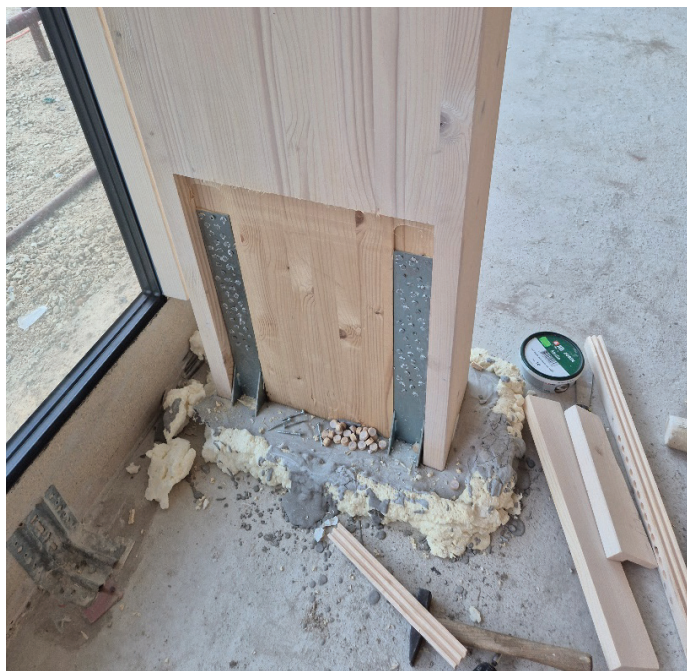


Slika 2. Sestavljanje lesenih okvirjev v proizvodnji.

Prečna nosilnost objektov se je izvedla z lesnimi lepljenimi okvirji lepljencev dim 20/48 cm, ki so izvedeni z momentno odpornimi stiki s posebno tehnologijo veznih sredstev »idefix«. Ker so bili leseni okvirji, ki so bili sestavljeni v proizvodnji, visoki 406 cm, se je zaradi hitre montaže na terenu kot najbolj racionalen izkazal izredni transport v ležečem položaju na lokacijo v nočnem času.



Slika 3. Nočni transport lesenih okvirjev iz proizvodnje na gradbišče.



Slika 4. Momentni stik – sidranje lesenih okvirjev v AB-ploščo z nateznimi sidrnimi elementi nosilnosti preko 100 kN/sidro, naknadno spdlito z nabrekajočo malto z dodatkom Kema Expand.



Slika 5. Detajl lesenega stebra okvirja zunaj.

Za trajnost lesene konstrukcije je pomembno, da se leseni konstrukcijski elementi izvedeni tako, da so zaščiteni pred vremenskim vplivi. To smo izvedli tako, da je zunanost stebra, ki je, dvignjena od tal na kovinskem podnožju, oblečena v troslojno leseno ploščo debeline 25 mm, ki se po dotrajanosti zamenja. Na ta način je lesena konstrukcija trajna in zaščitena ter dvignjena od nivoja tal, estetsko pa deluje kot enovit lesen steber.



Slika 6. Montaža lesene konstrukcije okvirjev in sten.

Lesena gradnja je zanimiva tudi zaradi hitrosti gradnje, saj se konstrukcija objekta velikosti 350 m² lahko izvede že v 3 do 6 delovnih dneh. Poleg tega je tu celotna konstrukcija v vidni kvaliteti in znotraj, razen obdelave z zaščitnim premazom UV, ni potrebnih nikakršnih suhomontažnih del, ki časovno dodatno podaljšajo termin izvedbe.



Slika 7. Montaža lesene konstrukcije strešnih elementov.



Slika 8. Izvedba prezračevane ALU-fasade in čelne ALU-obloge.



Slika 9. Panel ALU-fasade pripravljen za montažo.



Slika 10. Podkonstrukcija prezračevane fasade.



Slika 11. Notranjost trgovinskega objekta, pripravljena za izvedbo estriha.

Največje prednosti lesene gradnje so hitrost, natančnost izvedbe ter bistveno večje udobje bivanja v primerjavi z masivnimi zidanimi ali betonskimi objekti.



Slika 12. Ekipa Ekoarta je kos najzahtevnejšim lesenim projektom.

Avtor fotoreportaže: Miha Bogataj, univ. dipl. inž. grad., Ekoart, d. o. o.

FOTOREPORTAŽA DOM STAREJŠIH KOZJE



Slika 1. Zaobljena struktura objekta z betonskimi in opečnimi elementi.

Lokacija: Kozje

Investitor: Dom upokojencev Šmarje pri Jelšah

Projektant: TIP inženiring, d. o. o.

Izvajalec: GIC GRADNJE, d. o. o.

Dom starejših Kozje predstavlja sodoben koncept zagotavljanja kakovostnega bivanja in oskrbe starejših, ki združuje funkcionalno arhitekturo, energetska učinkovitost in premišljeno umeščenost v naravno okolje. Objekt, zgrajen po modelu »projektiranje-gradnja« (angl. Design-Build), je reprezentativen primer inovativne gradnje, ki izpolnjuje ne le sodobne standarde oskrbe, temveč tudi optimizira prostorsko zasnovo in energetska porabo. Z 49 bivalnimi mesti in skupno 2.526,76 m² uporabnih površin dom stanovalcem nudi udobno in varno bivanje. Skoraj ničenergijska zasnova stavbe zagotavlja minimalno porabo energije, s čimer prispeva k trajnostnemu razvoju in nižjim obratovalnim stroškom.



Slika 2. Začetna faza gradnje s pripravo terena in izkopi ob podporni steni.



Slika 3. Polaganje hidroizolacije na temeljno ploščo.



Slika 4. Zgodnja faza gradnje s pripravljenimi opaži in izvedenimi armiranobetonskimi stenami.



Slika 5. Faza betoniranja in zidanja notranjih sten.

Pritličje objekta je izvedeno v armiranobetonski konstrukciji s kombinacijo nosilnih sten in stebrov, kar zagotavlja visoko nosilnost, togost ter horizontalno in vertikalno stabilnost celotne konstrukcije. Zaobljena zasnova omogoča optimalno izrabo gradbene parcele ter učinkovito naravno osvetlitev in prezračevanje vseh notranjih prostorov. Oblika omogoča tudi enostaven dostop za gibalno ovirane osebe in nemoteno povezavo z zunanjimi površinami, vključno z urejenimi komunikacijskimi potmi. Stropna plošča pritličja je monolitna armiranobetonska plošča, dimenzionirana za prevzem obtežb zgornjih etaž in enakomerno porazdelitev sil na spodnje nosilne elemente. Talne površine so izvedene s protizdrsnimi oblogami, ki omogočajo varno gibanje, hidroizolacija temeljev, zunanjih sten in pohodnih površin pa preprečuje vdor vlage ter zagotavlja trajnost konstrukcije. Objekt vključuje sistem prisilnega prezračevanja, ki optimizira kakovost notranjega zraka in zagotavlja energetsko učinkovito izmenjavo. Skupna neto površina pritličja znaša 1.135,50 m² in omogoča bivanje za 14 oskrbovancev, skupaj z dnevnim varstvom pa do 16 oseb. Dostop je prilagojen gibalno oviranim osebam z avtomatskimi vrati, položnimi klančinami in ustrezno dimenzioniranimi prehodi.



Slika 6. Opečne stene prvega nadstropja.



Slika 7. Armiranobetonske stene prvega nadstropja.

Prvo nadstropje ohranja zasnovno pritličja in se nanj naslanja kot kompaktna volumna nadgradnja. Konstrukcijsko je izvedeno s sistemom armiranobetonskih nosilcev in plošč, ki omogočajo odprto in prilagodljivo notranjo razporeditev. Povezava s pritličjem je zagotovljena preko centralno umeščenega stopnišča in dvigala, kar omogoča nemoten dostop tudi gibalno oviranim osebam. V tem nadstropju so funkcionalno zasnovane bivalne enote s pripadajočimi sanitarnimi prostori. Skupna neto površina prvega nadstropja znaša 784,60 m². Drugo nadstropje s skupno neto površino 606,68 m² povzema koncept prvega, vendar je zaradi prilagoditve naravni konfiguraciji terena pomaknjeno proti severu in rahlo rotirano, kar omogoča optimalno umeščanje v prostor.



Slika 8. Značilna etaža objekta s skupno teraso.



Slika 9. Dom starejših Kozje.

Dom starejših Kozje predstavlja pomembno pridobitev za lokalno skupnost, saj zagotavlja kakovostno in dostopno bivanje starejšim ter prispeva k razvoju družbene infrastrukture v regiji. Njegova izvedba je rezultat premišljenega načrtovanja, naprednih gradbenih pristopov in strokovne izvedbe podjetja, ki s projektom nadaljuje svojo tradicijo gradnje inovativnih in trajnostnih objektov.

Objekt ni le funkcionalen, temveč tudi energetsko učinkovit ter zasnovan z mislijo na udobje in varnost stanovalcev. Predstavlja simbol napredka in družbene odgovornosti, saj prispeva k boljšemu življenjskemu standardu starejših ter povezanosti skupnosti.

Avtorica fotoreportaže: dr. Mateja Držečnik, univ. dipl. inž. grad., GIC GRADNJE, d. o. o.

NOVI DIPLOMANTI GRADBENIŠTVA

UNIVERZA V LJUBLJANI, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO IN GEODEZIJO

I. STOPNJA – VISOKOŠOLSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM GRADBENIŠTVO

Tilen Zupančič, Uporaba programa SOFICAD pri izdelavi gradbenih načrtov, mentor doc. dr. Jože Lopatič;
<https://repozitorij.uni-lj.si/Iskanje.php?lang=slv>

I. STOPNJA – UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI PROGRAM GRADBENIŠTVO

Luka Andjelković, Predlog energijske prenove študentskega doma v Ljubljani na podlagi študije učinkov, mentor doc. dr. Luka Pajek;
<https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=167386>

Anže Drašler, Kvantitativna analiza podatkov iz baze zgrajenih pasivnih hiš, mentor doc. dr. Luka Pajek, somentor doc. dr. Jaka Potočnik;
<https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=167334>

II. STOPNJA – MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM GRADBENIŠTVO (smeri Gradbene konstrukcije, Geotehnika-hidrotehnika, Nizke gradnje)

Elen Korenjak, Potresnoodporno projektiranje jeklenih okvirjev s povezji po EC8 druge generacije, mentor izr. prof. dr. Primož Može;
<https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=167446>

II. STOPNJA – MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM STAVBARSTVO

Mica Pagon, Uporaba kazalnikov trajnosti Level(s) na primeru enodružinske hiše, mentor doc. dr. Luka Pajek, somentor asist. David Božiček;
<https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=167074>

II. STOPNJA – MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM VODARSTVO IN OKOLJSKO INŽENIRSTVO

Tadej Dolenc, Hidravlično modeliranje erozijskih razmer na odseku Hrastnice s predlogom idejne zasnove ureditve po poplavnem dogodku avgusta 2023, mentor izr. prof. dr. Simon Rusjan;
<https://repozitorij.uni-lj.si/Iskanje.php?lang=slv>

III. STOPNJA – DOKTORSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM GRAJENO OKOLJE

David Božiček, Analiza vplivnih dejavnikov okoljskega odtisa energijsko učinkovitih enostanovanjskih stavb v Sloveniji, mentor izr. prof. dr. Roman Kunič, somentor izr. prof. dr. Mitja Košir;
<https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=167069>

UNIVERZA V MARIBORU, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO, PROMETNO INŽENIRSTVO IN ARHITEKTURO

I. STOPNJA – VISOKOŠOLSKI STROKOVNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Katja Goličnik, Problemi in priložnosti urejanja podeželskega prostora na primeru naselja Lepa Njiva v občini Mozirje, mentorica doc. dr. Melita Rozman Cafuta;
<https://dk.um.si/lzpisGradiva.php?id=91513&lang=eng>

I. STOPNJA – UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI PROGRAM GRADBENIŠTVO

Ivana Čarapič, zaključek študija brez zaključnega dela.

Iza Novak, zaključek študija brez zaključnega dela.

Rubriko ureja **Eva Okorn**, gradb.zveza@siol.net



SEJEM MEGRA

34. MEDNARODNI SEJEM
GRADITELJSTVA

26. - 29. 3. 2025, Gornja Radgona



KOLEDAR PRIREDITEV

21.3.2025

Vodni dnevi 2025: Preveč ali premalo vode?

Ljubljana, Slovenija

<https://sdzv-drustvo.si/vodni-dnevi/>

25.3.2025

Slovensko-hrvaška poslovna konferenca: Investicije v gradbeništvo

Opatija, Hrvaška

<https://dpc.delo.si/poslovna-kampanja/investicije-v-gradbenistvu/2025/>

26.-27.3.2025

8. konferenca Biznis in trendi v gradbeništvo

Portorož, Slovenija

<https://gradbena-konferenca.si/>

26.-29.3.2025

34. mednarodni sejem graditeljstva MEGRA

Gornja Radgona, Slovenija

www.megra.pomurski-sejem.si/

7.-13.4.2025

BAUMA 2025 - 34th Edition of the World's Leading Trade Fair for Construction Machinery, Building Material Machines, Mining Machines, Construction Vehicles and Construction Equipment

München, Nemčija

<https://bauma.de/en/trade-fair/>

9.-12.4.2025

17th ICOLD International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams

Sofija, Bolgarija

www.icold-cigb.org/article/GB/news/events/17th-icold-international-benchmark-workshop-on-numerical-analysis-of-dams-9th---12th-april-2025-sofia-bulgaria

10.4.2025

41. Goljevščkov spominski dan

Ljubljana, Slovenija

www.fgg.uni-lj.si/41-goljevskov-spominski-dan/

18.4.2025

Seminar DGITNM 2025

Otočec, Slovenija

www.dgitnm.si

23.-26.4.2025

49. mednarodni sejem gradbeništva

Beograd, Srbija

<https://sajamgradjevine.rs/>

16.-25.5.2025

ICOLD 28th Congress & 93rd Annual Meeting

Chengdu, Kitajska

[/www.icold-cigb2025.com/web/index/](http://www.icold-cigb2025.com/web/index/)

28.5.2025

32. slovenski kolokvij o betonih:

Struktura betona in njen vpliv

na mehanske lastnosti in obstojnost

Ljubljana, Slovenija

www.irma.si

24.-27.9.2025

21. simpozij gradbenih

konstruktorjev Severne Makedonije

Ohrid, Makedonija

<http://mase.gf.ukim.edu.mk/>

23.-27.11.2026

WLF7 - 7th World Landslide Forum

Amrita, Faridabad Campus, Indija

<https://wlf7.org>

KOLEDAR IZOBRAŽEVANJ IZS

16.4.2025

Nepredvidena nevarnost v času del pilotiranja

Videokonferenca

[www.izs.si/izobrazevanja/izs-izobrazevanja/](http://www.izs.si/izobrazevanja/izs-izobrazevanja/?education=I-0008/2025)

[?education=I-0008/2025](http://www.izs.si/izobrazevanja/izs-izobrazevanja/?education=I-0008/2025)

Rubriko ureja **Eva Okorn**, ki sprejema predloge za objavo na e-naslov: gradb.zveza@siol.net