

VPLIV MODELIRANJA OPEČNIH POLNIL V ANALIZI POTRESNEGA OBNAŠANJA ARMIRANOBETONSKIH OKVIRJEV

THE INFLUENCE OF BRICK MASONRY INFILL WALL MODELLING IN SEISMIC BEHAVIOUR ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE FRAMES

Vid Lešič, mag. inž. grad.

vid.lesic@probit-doo.si

Probit, projektiranje gradbenih objektov in inženiring, d. o. o., Partizanska cesta 3–5, 2000 Maribor

asist. Denis Imamović, univ. dipl. inž. grad.

denis.imamovic@um.si

doc dr. Izток Peruš, univ. dipl. inž. grad.

iztok.perus@um.si

izr. prof. dr. Matjaž Skrinar, univ. dipl. inž. grad.

matjaz.skrinar@um.si

Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo, prometno inženirstvo in arhitekturo, Smetanova ulica 17, 2000 Maribor

Znanstveni članek

UDK 624.042.7:692.2-047.58

Povzetek | Prispevek obravnava vpliv modeliranja polnil v analizi potresnega obnašanja armiranobetonskih okvirjev. Študije različnih avtorjev so podale drugačne modele za računsko modeliranje polnil in med njimi je najbolj pogosto uporabljen model, kjer mehanske lastnosti zidanih polnil v računskem modelu dovolj dobro zajamemo z nadomestno tlačno diagonalo, ki ji s pomočjo empiričnih enačb določimo efektivno širino in posledično ustrezno togost. Z leti je bilo predlaganih več nadgrajenih modelov z eno ali več nadomestnimi diagonalami z različnimi izrazi za določitev efektivne širine diagonale. Da bi dobili boljši vpogled v možnosti, ki jih v inženirski praksi omogoča uporaba različnih modelov zidanih polnil, smo v študiji najprej za model enostavnega okvirja naredili analizo togosti brez upoštevanja zidanega polnila in z njegovim upoštevanjem. Slednjega smo modelirali z efektivnimi širinami nadomestnih diagonal različnih avtorjev. Ker je primerjava rezultatov pokazala velike razlike med modelom brez upoštevanja polnila in modelom z upoštevanjem polnila, smo opravili dodatno linearno dinamično analizo za dvoetažni okvir, kot se izvaja v potresnem inženirstvu. Rezultati so sicer jasno potrdili ugodne učinke upoštevanja polnil v analizi, a so hkrati tudi pokazali, da se rezultati, dobljeni z različnimi vrednostmi širin nadomestnih diagonal, medsebojno lahko zelo razlikujejo, kar poraja vprašanja o izbiri ustreznega izraza za izračun širine nadomestne diagonale in s tem omejuje njihovo uporabo.

Ključne besede: zidana polnila, armiranobetonski okvirji, nadomestna diagonala, potresna obremenitev

Summary | The article studies the influence of masonry infill in the analysis of the seismic behaviour of reinforced concrete frames. Various authors have proposed different models for computational modelling of the infill, the most commonly used among them being the model where the mechanical properties of masonry infill are adequately captured in the computational model by a single equivalent compressive diagonal strut. The effective width of the strut (which consequently governs the strut's rigidity) is determined

by means of empirical equations. Over the years, several upgraded models have been proposed with one or several alternative diagonals accompanied by different expressions for determining the effective diagonal width. In order to obtain a better insight into the possibilities offered by different engineering infill models, two initial analyses of a simple frame were performed: with and without taking into account the masonry infill. In the analyses where the infill was taken into the account, the corresponding effective widths of the struts were evaluated by several expressions given by different authors. The comparison of the results exposed large differences between the models. Therefore, an additional linear dynamic analysis for the two-storey frame was carried out within the scope of seismic engineering. The results clearly confirmed the favourable effects of considering the infills in the analysis, however, the comparison also showed that the results obtained with different strut widths can vary extensively. This raises questions about selecting the appropriate expression for calculating the width of the replacement strut, consequently severely limiting their practical utilisation.

Key words: brick masonry infills, RC frames, equivalent diagonal strut, seismic load

1 • UVOD

Armiranobetonske okvirne konstrukcije z zidanimi polnili, ki se sezidajo med stebri in nosilci glavne konstrukcije, so pogost način gradnje stavb, tudi na potresno ogroženih območjih. Pri samem prenašanju navpičnih obremenitev so zidana polnila običajno obravnavana kot povsem nenosilni konstrukcijski elementi, saj se sezidajo po končani gradnji armiranobetonske okvirne konstrukcije, ki služi za primarno nosilno konstrukcijo. Zidana polnila v mehanski računski analizi tako prispevajo samo k masi oz. teži, kar povzroča dodatne obremenitve na primarno konstrukcijo.

Vloga zidanih polnil se bistveno spremeni v primeru potresa, pri katerem lahko prispevajo pomemben delež pri prenašanju horizontalne obremenitve. Čeprav je splošno znano, da je učinek zidanih polnil na potresni odziv oz. potresno odpornost okvirnih konstrukcij ugoden ter sorazmerno velik, in tudi standard Evrokod 8-1 (SIST, 2005) jasno navaja, da je treba polnila, ki pomembno povečajo vodoravno togost in nosilnost stavbe, upoštevati v računu, je njihov prispevek v praksi velikokrat zanemarljen. Njihov odziv na potresno obremenitev in posledično vpliv na primarno nosilno konstrukcijo namreč ni enostavno določljiv, saj je močno odvisen tako od geometrijsko-mehanskih lastnosti zidanega polnila kot tudi od tega, kako je zidano polnilo povezano s primarno konstrukcijo. Gre za kompleksen inženirski problem interakcije med okvirjem in polnilom, ki vsebuje veliko število parametrov, katerih vloga še ni jasno definirana, kar vodi do

tega, da je obnašanje polnila še vedno slabo razumljeno, še posebno v primerih, ko v njih nastopajo razne odprtine (okna ali vrata).

Posledica takega pomanjkljivega znanja je tudi odsotnost jasnih in splošno sprejetih inženirskih smernic za projektiranje okvirjev s polnili. V literaturi je namreč mogoče najti (pre)veliko število različnih modelov polnil ter metod za določanje parametrov njihove togosti in nosilnosti, kar ne prispeva k jasnosti izbire. Tako se v inženirski praksi zidanega polnila velikokrat upoštevajo kot nenosilni konstrukcijski elementi, ker se tak poenostavljeni pristop šteje za »pristop na varni strani«. Za okvirje, ki jih po Evrokodu 8 klasificiramo kot okvirne sisteme, standard celo navaja, da se polnila, ki so zgrajena po strditvi betona v okvirjih ali po izgradnji jeklenih okvirjev in so v stiku z okvirjem (torej brez posebnih dilatacij), vendar niso konstrukcijsko povezana z njim (z vezmi, stebrički ali mozniki), načeloma upoštevajo kot nekonstrukcijski elementi.

Pri projektiranju okvirnih konstrukcij z zidanimi polnili imamo dve skrajni možnosti, kako upoštevati obnašanje teh vrst objektov. Prva možnost je, da polnila upoštevamo in sezidamo tako, da se obnašajo kot nenosilni konstrukcijski elementi tudi pri horizontalni obremenitvi. V tem primeru moramo paziti, da polnila ustrezno ločimo od primarne nosilne konstrukcije s posebnimi detajli, da ne ovirajo gibanja primarne konstrukcije med potresom, kot je bilo predvideno pri projektiranju. Druga možnost pa je, da zidana polnila upoštevamo in tudi ustrezno uvedemo kot

sodelujoči del nosilnega konstrukcijskega sistema. V tem primeru bodo polnila prevzela del potresne obtežbe, hkrati pa bodo s svojo med potresom naraščajočo poškodovanostjo ugodno sodelovala pri sipanju energije celotne konstrukcije.

Standard Evrokod 8 tako navaja, da je treba pri konstrukcijskih sistemih (razen v primeru nizke seizmičnosti, kar po veljavni karti za Republiko Slovenijo ni zanimivo), navedenih v členu 4.3.6.1(1)P, vseh vrst duktilnosti (DCL, M ali H), s posebnimi ukrepi preprečiti krhki lom in predčasen razpad polnilnih sten (posebno v primeru zidanih polnil z odprtinami ali iz drobljivih materialov) ter tudi delen ali celoten padec vitkih zidanih polnil iz svoje ravnine. Posebno pozornost je treba nameniti zidanim panelom s količnikom vitkosti, večjim od 15. Količnik vitkosti predstavlja razmerje med dolžino ali višino (vzame se manjša od obeh v vrednosti) in debelino.

V primeru, ko želimo polnila upoštevati kot nosilni del konstrukcije, standard Evrokod 8-1 ne daje navodil za računsko modeliranje okvirnih konstrukcij z zidanimi polnili pri potresni obtežbi, ampak navaja zgolj splošna navodila in priporočila za projektiranje. Dejstvo je, da so zidana polnila izrazito heterogeni material, kar pomeni, da je razporeditev materialnih lastnosti težko napovedati. Na podlagi obsežnih eksperimentalnih raziskav, predstavljenih v strokovni literaturi, so bili razviti različni računski modeli in predlagane računske metode za upoštevovanje togosti, odpornosti in deformabilnosti armiranobetonskih okvirjev z zidanimi polnili. Metode so razdeljene v dve glavni kategoriji: mikro- in makromodeli. Z mikromodeli, ki so bolj obsežni, poskušamo simulirati odziv

armiranobetonskih okvirjev s polnili na potresno obtežbo čim bolj točno oz. s čim manj predpostavkami. Mikromodeli temeljijo na metodi končnih elementov in so sestavljeni iz matematičnega modela okvirja, polnila, malt-nih spojev in elementa, ki predstavlja povezo-vo med okvirjem in polnilom. Makromodeli pa temeljijo na modelu nadomestne ekviva-lentne diagonale, s katero se poskušajo čim bolj točno zajeti mehanske in geometrijske lastnosti polnila. Študije različnih avtorjev so pokazale, da lahko mehanske lastnosti zidanih polnil v računskih modelih dovolj dobro zajamemo z nadomestno diagonalo, ki ji s pomočjo empiričnih enačb določimo učinkovito širino in posledično ustrezno togost. Z leti se je pojavilo več predlaganih makromodelov z eno ali več nadomestnimi diagonalami. Prav tako so različni avtorji

predlagali različne izraze za določitev učinkovite širine diagonale, ki bistveno vpliva na togost le-te.

V pričujočem članku smo preučevali odziv armiranobetonskih okvirjev z zidanimi polnili na potresno obtežbo. Večina dela je posvečenega upoštevanju zidanega polnila v računskem modelu in posledično opazovanju njegovega vpliva na odziv celotne konstrukcije. Omejili smo se na osnovni makromodel polnila z eno nadomestno diagonalo in zanj primerjali več predlaganih izrazov za izračun njene učinkovite širine, ki bistveno vpliva na izračun njene togosti. Po izračunu togosti nadomestne diagonale po vseh zbranih izrazih za tipične inženirske vrednosti polnila smo izvedli izračun vodoravne togosti enostavnega okvirja, ki je pokazal velik delež polnila.

Zato smo izbrali tri različne izraze za izračun širine nadomestne diagonale ter z njimi izvedli izračun velikosti in porazdelitve potresnega vpliva dvoetažne okvirne AB-konstrukcije srednje stopnje duktilnosti (DCM) z elastično analizo v skladu s standardom Evrokod 8-1. Za konstrukcijo smo opravili tudi analizo notranjih statičnih količin na mestu vpetja stebrov spodnje etaže ter vodoravnih pomikov. Naredili smo štiri analize konstrukcije: poleg izračunov s tremi različnimi širinami nadomestne diagonale je bila za primerjavo opravljena tudi analiza čiste okvirne AB-konstrukcije.

Cilj prispevka je bil zbrati in primerjati nekatere osnovne parametre, potrebne pri izvedbi protipotresnega konstruiranja, s čimer smo želeli prispevati k razjasnitvi njihovega vpliva v tej dokaj zahtevni inženirski temi.

2 • RAČUNSKO MODELIRANJE AB-OKVIRJEV S POLNILI

2.1 Splošno o problematiki obnašanja polnil

Zidana polnila lahko bistveno vplivajo na dinamične lastnosti in odziv celotne okvirne konstrukcije. Togost okvirjev se s polnili poveča, kar povzroči krajše nihajne čase. S krajšimi nihajnimi časi pa lahko na konstrukcijo delujejo tudi večje (projektne) potresne sile. V elastičnem območju, pri majhnih nihanjih, povečane sile v celoti prevzame zidano polnilo. Če polnila niso bila projektirana, da prevzamejo vodoravne sile, se bodo poškodovale in bo vodoravna obtežba s polnil prešla na armiranobetonske okvirje. V primeru hipne celotne porušitve polnila se vsa obremenitev hipno prenese na okvirno konstrukcijo, ki ni bila nujno projektirana za prevzem tako velikih vodoravnih sil, kar lahko povzroči hude poškodbe armiranobetonskih okvirjev. V takšnih primerih lahko zidana polnila zelo neugodno delujejo na celotno konstrukcijo in povzročijo odpoved primarne nosilne konstrukcije (Tomažević, 2009).

Čeprav polnila niso vedno projektirana kot konstrukcijski elementi glavne konstrukcije, pa vseeno mnogokrat ugodno vplivajo na obnašanje okvirnih konstrukcij. Če se polnila poškodujejo, preden nastanejo velike potresne sile, delujejo kot dušilci, ki s poškodbami sipajo energijo, hkrati pa preprečujejo velike pomike glavne okvirne konstrukcije. Osnovni pogoj za ugoden vpliv polnil na konstrukcijo

je njihova simetrična porazdelitev v tlorisu stavbe in zveznost po višini. Če porazdelitev ni tlorisno simetrična, se na konstrukciji pojavijo nevarni torzijski vplivi; če pa ni izpolnjena zveznost po višini, se poškodbe v glavni okvirni konstrukciji skoncentrirajo na mestih nezveznosti (Tomažević, 2009).

Pri majhnih silah in deformacijah okvir z zidanimi polnili deluje kot monolitni konstrukcijski element. Zaradi razmerja togosti med armiranobetonskim okvirjem in zidanim polnilom je pri majhnih deformacijah prispevek okvirja k odpornosti sistema v vodoravni smeri običajno majhen. Pri povečanih vodoravnih silah in deformacijah pa se delež obtežbe, ki jo prevzame zidano polnilo, zmanjša, saj se preseže njegova nosilnost. V polnilu nastanejo razpoke, kar zmanjšuje njegovo togost. V primeru razdelitve polnil na dva ali več delov se armiranobetonski okvir deformira ločeno in konstrukcijski sistem ne deluje več kot monolitni element. Delež obtežbe, ki jo prevzame armiranobetonski okvir, pa je odvisen od deformacijske oblike in mehanizma porušitve zidanega polnila (Tomažević, 2009).

V standardu Evrokod 8-1 je za vse vrste konstrukcij zahtevano, da sta pri projektiranju konstrukcij na potresnih območjih izpolnjeni dve osnovni zahtevi: zahteva po neporušitvi in zahteva po omejitvi poškodb. Prva zahteva narekuje, da mora biti konstrukcija projektirana

na in zgrajena tako, da v predvideni življenjski dobi prenese vse projektne potresne vplive, predvidene za območje, kjer se konstrukcija gradi, ne da bi prišlo do njene porušitve. Druga zahteva pa je, da pri potresu, za katerega je velika verjetnost, da se bo zgodil v projektirani življenjski dobi konstrukcije, slednja ne utрпи tako velikih poškodb, katerih strošek sanacije bi bil večji kot cena konstrukcije same.

Standard poleg splošnih navodil za projektiranje potresno odpornih konstrukcij predpisuje še nekaj dodatnih ukrepov, ki jih moramo upoštevati pri projektiranju AB-okvirjev z zidanimi polnili, vseeno pa ne daje jasnih navodil, kako matematično modelirati zidana polnila v AB-okvirjih.

V členu 4.3.6 standarda Evrokod 8-1 so prvič omenjeni ukrepi za okvirje z zidanimi polnili. V njem so v prvem podglavju zajeta splošna določila, kdaj konstrukcija ustreza okvirni gradnji z zidanimi polnili. V nadaljevanju so zajete nepravilnosti konstrukcije zaradi zidanih polnil. Pri projektiranju moramo biti pazljivi na tlorisne nepravilnosti in nepravilnosti po višini. Izgibati se je treba močno nepravilnim, nesimetričnim ali neenakomernim razporeditvam polnil v tlorisu. Pri tem moramo upoštevati tudi količino odprtin v polnilih, in če ima polnilo več kot eno pomembno odprtino (vrata, okno ...), ga je treba v skladu s standardom pri modeliranju za analizo zanemariti.

Standard Evrokod 8-1 v tem poglavju omenja tudi veliko negotovost, povezano z obnašanjem polnil. Pri tem opozarja na spremembe mehanskih lastnosti polnil, njihove pritrditve

na sosednji okvir, potencialne možne spremembe geometrije v času uporabe konstrukcije in neenakomerno velikost poškodb med potresom. V skladu s standardom je treba s posebnimi ukrepi preprečiti krhki lom in predčasni razpad zidanih polnil.

2.2 Računski modeli opečnega polnila

Računsko modeliranje odziva armiranobetonskih okvirjev z zidanimi polnili je zahteven inženirski problem, saj se te konstrukcije med močnimi potresi obnašajo zelo nelinearno, kar je posledica tako interakcije med zidanimi polnili in primarno okvirno konstrukcijo kot tudi »krhkega« obnašanja polnil.

Pri modeliranju polnil potrebujemo informacijo o togosti polnila kot tudi računski model, s

katerim vpeljemo mehanske lastnosti polnila v analizo. V literaturi je mogoče najti sorodne izraze za efektivno togost enoladijskega in enonadstropnega okvirja z zidanim polnilom (Tomažević, 2009) ali samo za togost polnila (Iacobelli, 2010), ki so izpeljani na osnovi znanih izrazov iz mehanike.

Prvi eksperimentalni poskusi modeliranja odziva armiranobetonskih okvirjev z zidanimi polnili na potresno obtežbo so pokazali, da je mogoče togost zidanih polnil v računskih modelih modelirati s fiktivno nadomestno diagonalo z ustreznimi geometrijskimi in mehanskimi lastnostmi. Računske modele z nadomestno diagonalo imenujemo makromodeli. Njihov namen je, da v računskem modelu armiranobetonskega okvirja z zidanim

polnilom, slika 1, z nadomestno tlačno diagonalo simuliramo zidano polnilo, kot je prikazano na sliki 2.

Nadomestni diagonalni je treba določiti ustrežne geometrijske in mehanske parametre, s katerimi se definira njena togost. Pri tem so različni avtorji predstavili različne variacije dveh temeljnih parametrov tega osnovnega modela: položaja in širine nadomestne diagonale. Aktualno stanje modeliranja zidanih polnil z makromodeli je zbrano v delu Asterisa in sodelavcev (Asteris, 2011).

Zidano polnilo v armiranobetonskem okvirju zamenjamo z nadomestno diagonalo, kjer so: H – računška višina armiranobetonskega okvirja, merjena od tal do središčne osi nosilca, L – računška širina armiranobetonskega okvirja, merjena od središčne osi levega stebra do središčne osi desnega stebra,

H_n – višina zidanega polnila,

L_n – širina zidanega polnila,

b_c – širina armiranobetonskega stebra,

h_b – višina armiranobetonskega nosilca,

d_m – dolžina nadomestne diagonale

$$d_m = \sqrt{H_{in}^2 + L_{in}^2},$$

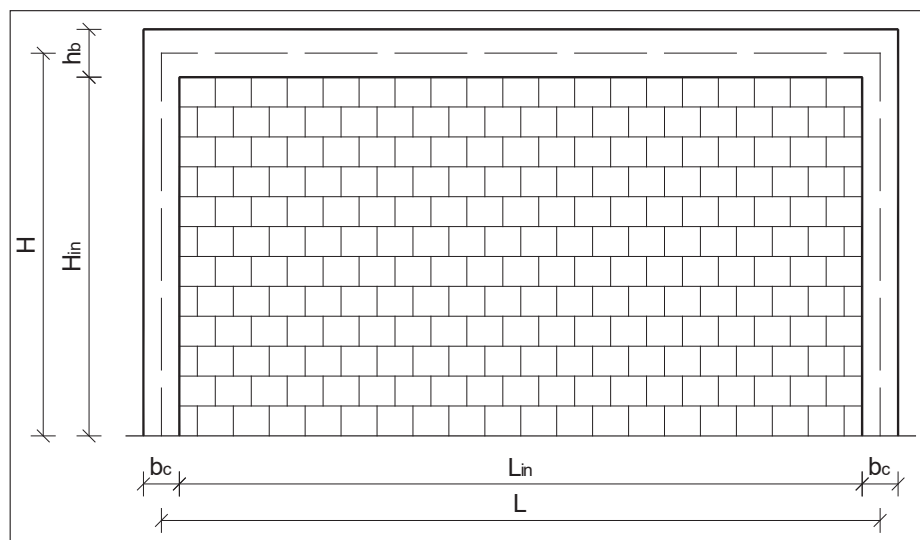
w – efektivna širina nadomestne diagonale,

θ_1 – naklon diagonale polnila

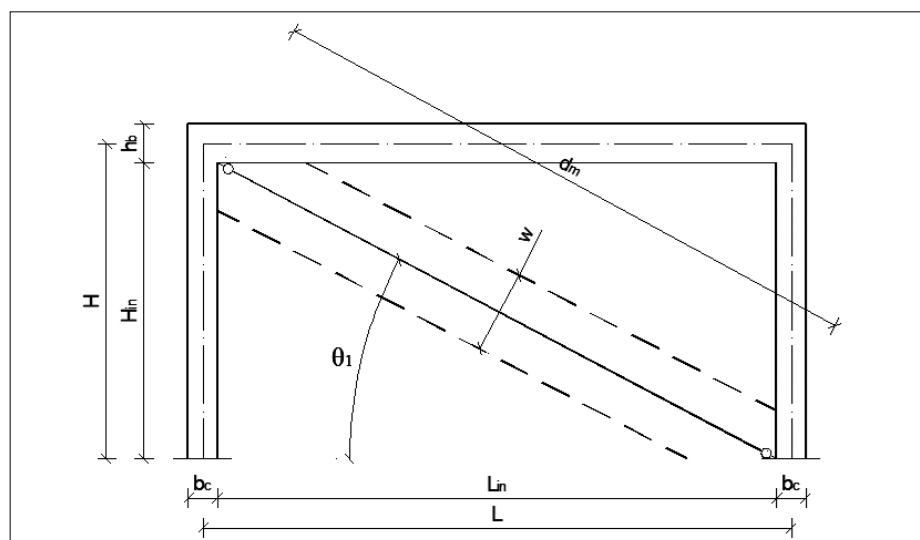
$$(\theta_1 = \tan^{-1}(\frac{H_{in}}{L_{in}})).$$

Ta računski model je v praksi tudi najpogosteje uporabljan, predvsem zaradi njegove relativne enostavnosti kot tudi zaradi dejstva, da gre za najstarejši in posledično v strokovni praksi tudi najbolj prepoznaven računski model. Čeprav ta model relativno kvalitetno opiše dejansko togost, ki je posledica zidanega polnila, je največja pomanjkljivost tega osnovnega računškega modela, ki je pomembna predvsem v potisni analizi, da ni zmožen računsko zajeti lokalnih obremenitev zidu na armiranobetonski okvir, ki se pojavijo zaradi interakcije med okvirjem in polnilom. Zato so, predvsem z namenom boljšega simuliranja interakcije med okvirjem in polnilom v potisni analizi, številni avtorji predlagali nadgradnjo tega računškega modela (Fiore, 2016).

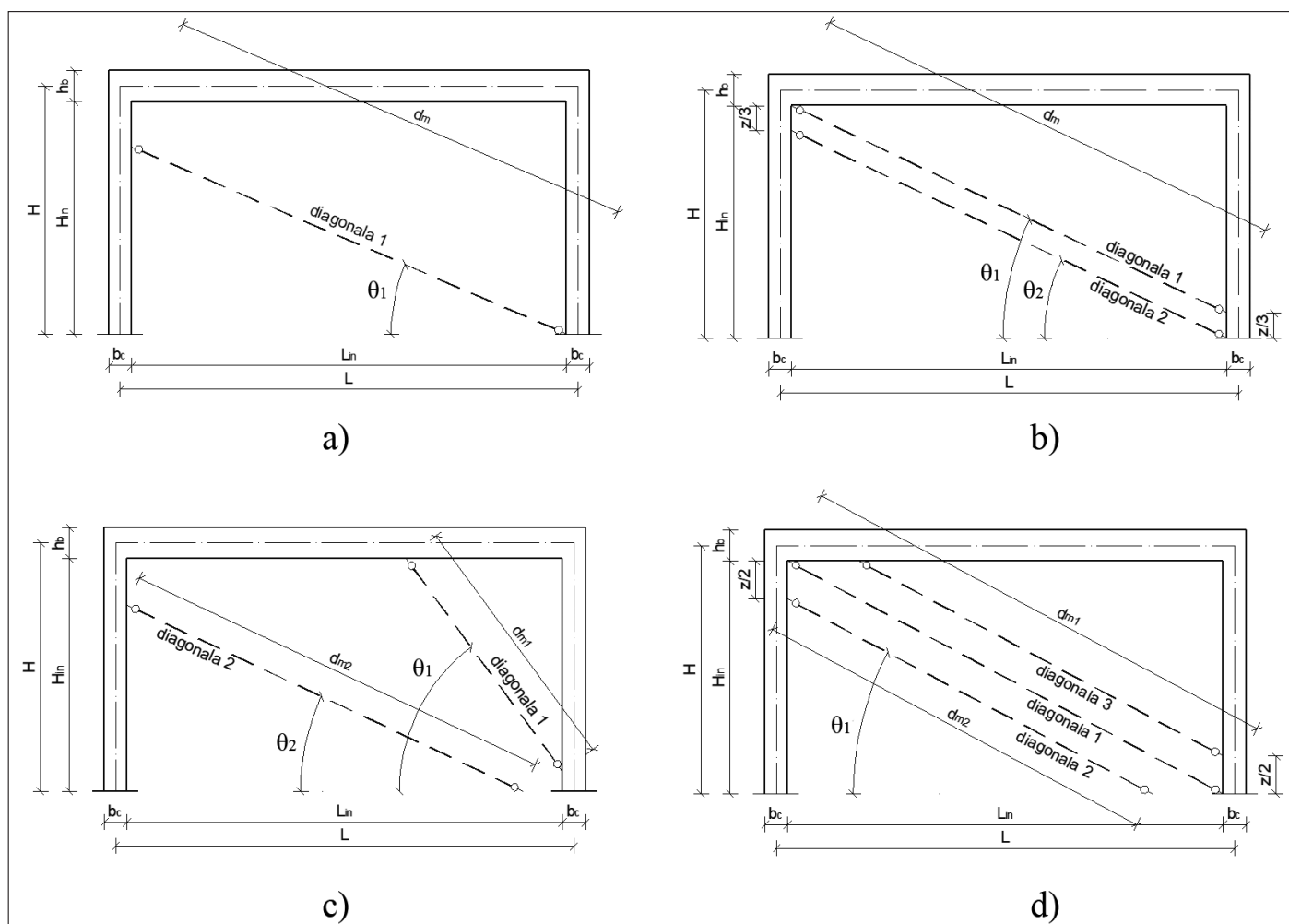
Nadgrajene različice osnovnega modela različnih avtorjev se razlikujejo tako po številu kot po položaju nadomestnih diagonal ter po načinu določitve širine nadomestne diagonale. Slika 3 prikazuje modele z nadomestnimi diagonalami, ki se razlikujejo po številu in naklonu nadomestnih diagonal ((Asteris, 2011), (Fiore, 2016), (Cavaleri, 2014)). V modelu na sliki 3.a je zidano polnilo nadomeščeno z eno diagonalo, ki ima prijemališče premaknjeno zunaj



Slika 1 • Armiranobetonski okvir z zidanim polnilom.



Slika 2 • Računski model zidanega polnila z nadomestno diagonalo.



Slika 3 • Alternativni računski modeli.

slika stebra in nosilca. Nadgradnjo osnovnega modela predstavlja tudi vpeljava dodatne diagonale: v modelu 3.b je tako dodana diagonala, pri čemer sta diagonali med seboj vzporedni; pri modelu na sliki 3.c pa sta diagonali modelirani pod različnima naklonoma. V modelu na sliki 3.d je zidano polnilo nadomeščeno s tremi vzporednimi diagonalami.

2.3 Mehanske lastnosti nadomestne diagonale

Za izračun širine nadomestne diagonale in njene togosti potrebujemo elastični modul v smeri nadomestne diagonale. Izračunamo ga po enačbi:

$$E_m = \frac{1}{\frac{1}{E_{m1}} \cos^4 \theta + \left[\frac{2\nu}{E_{m1}} + \frac{1}{G_m} \right] \cos^2 \theta \sin^2 \theta + \frac{1}{E_{m2}} \sin^4 \theta} \quad (1)$$

kjer so:

E_{m1} – modul elastičnosti zidanega polnila vzdolž vodoravnih maltnih spojev,

E_{m2} – modul elastičnosti zidanega polnila pravokotno na vodoravne maltna spoje,
 ν – Poissonov koeficient zidu vzdolž diagonale.

2.4 Geometrijske lastnosti nadomestne diagonale

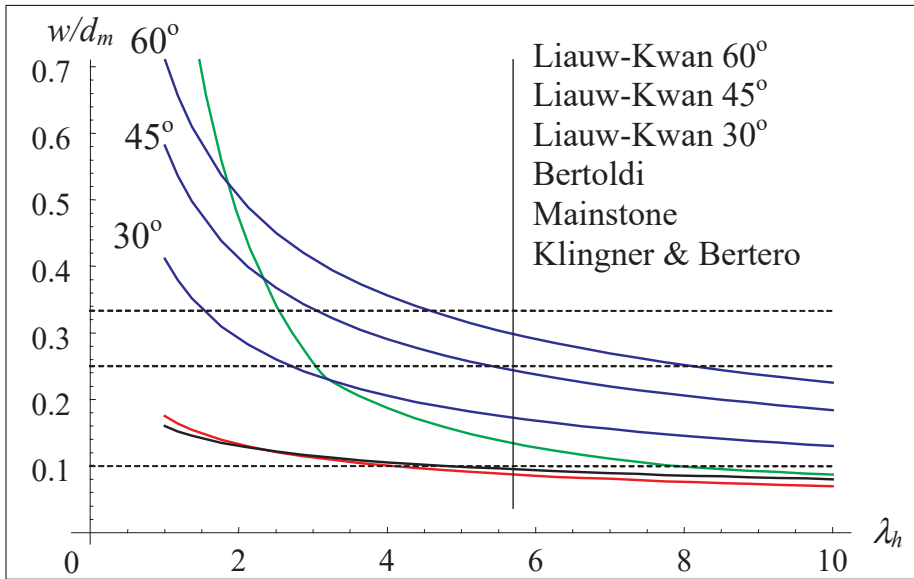
Določitev debeline in efektivne širine nadomestne diagonale w

Geometrijske lastnosti nadomestnih diagonal so njene dolžina, širina in debelina, ki pa so predmet mnogih raziskav različnih avtorjev, saj gre za fiktivne nadomestne vrednosti. Najmanj diskusije je glede izbire debeline diagonale t , saj večina avtorjev predpostavlja, da je enaka debelini zidanega polnila.

Dolžina posamezne nadomestne diagonale d_m je odvisna od mesta, kjer se diagonala stikuje z AB-okvirjem, ta pa so podana glede na predloge avtorjev posameznih modelov. Togost zidanih polnil se z večanjem horizontalne obtežbe in pomikov manjša, kar je posledica odpovedi oz. razpadanja zidanih polnil.

Zato je ni mogoče podati z enolično vrednostjo, kot je to običajno mogoče pri enostavni linearni elastični analizi. Spreminjanje togosti lahko povežemo s širimi fazami obnašanja polnila. Prva faza predstavlja začetno dominantno strižno obnašanje nerazpokanega zidanega polnila. Druga faza zajema odziv polnila po odcepitvi od okvirne konstrukcije. Tretja faza zajema upadanje nosilnosti polnila po doseženem kritičnem pomiku/obremenitvi. Zadnja definira končno preostalo nosilnost zidanega polnila.

Ena najenostavnejših možnosti upoštevanja spreminjanja togosti polnila je preko spreminjanja širine nadomestne diagonale w , ki je sicer geometrijski parameter (poleg števila in lokacij nadomestnih diagonal), vendar ima izredno velik vpliv na mehanske lastnosti (togost) modela. Teoretično se efektivna širina w med spreminjanjem obtežbe časovno spreminja in je odvisna od trenutnega stanja zidanega polnila. Efektivna širina je na začetku, ko je zidano polnilo nerazpokano, večja in



Slika 4 • Spreminjanje razmerja $\frac{w}{d_m}$ glede na koeficient λ_h

se nato z večanjem poškodovanosti zidanega polnila zmanjšuje. V računskih modelih pa togosti oziroma efektivne širine ne moremo definirati kot časovno spreminjajoče se, saj ne poznamo spreminjanja obtežbe.

Že pri določitvi začetne efektivne širine nadomestne diagonale w lahko v literaturi opazimo dva glavna pristopa. Prvi pristop definira efektivno širino w izključno kot funkcijo dolžine nadomestne diagonale d_m . Drugi pristop, ki je zagotovo realnejši in hkrati bolj kompleksen, pa efektivno širino w podaja kot funkcijo večjega števila parametrov. Tako je efektivna širina odvisna od geometrijskih in mehanskih lastnosti zidanega polnila kot tudi armiranobetonskega okvirja.

Prvi je efektivno širino nadomestne diagonale predlagal Holmes (1961) (Asteris, 2011) kot:

$$w = \frac{d_m}{3} \quad (2)$$

Paulay in Priestley (Asteris, 2011) ter Tomažević (Tomažević, 2009) navajajo izraz, s katerim se izračuna manjša vrednost efektivne širine:

$$w = \frac{d_m}{4} \quad (3)$$

Medtem pa v splošnih navodilih za projektiranje na potresnih območjih v Italiji (Fiore et al., 2016) efektivno širino računajo še z bolj konservativnim izrazom:

$$w = \frac{d_m}{10} \quad (4)$$

V vseh treh naštetih primerih je efektivna širina odvisna samo od dolžine nadomestne diagonale.

Pozneje so bili opravljeni številni eksperimentalni preizkusi, ki so omogočili kvalitetnejše ovrednotenje efektivne širine z vpeljavo dodatnih mehanskih in geometrijskih parametrov.

Tako sta Durrani in Luo (Asteris, 2011) na podlagi opazovanj rezultatov, pridobljenih z analizo z metodo končnih elementov in primerjav z drugimi modeli, predlagala naslednji izraz za efektivno širino nadomestne diagonale:

$$w = \gamma \sin(2\theta) d_m \quad (5)$$

Parametra γ in μ sta podana z naslednjima izrazoma:

$$\gamma = 0,32 \sin^{0,5}(2\theta) \left(\frac{E_m t H^4}{m E_c I_c H_{in}} \right)^{-0,1} \quad (6)$$

$$m = 6 \left(1 + \frac{6 E_b I_b H}{\pi E_c I_c L} \right) \quad (7)$$

kjer so:

$E_b E_c$ – modula elastičnosti armiranobetonskega nosilca in stebra,

$I_b I_c$ – vztrajnostna momenta nosilca in stebra.

Stafford Smith (Crisafulli, 2000) je predlagal, da je širina odvisna od geometrijskega razmerja polnila $\frac{H_{in}}{L_{in}}$ in brezdimenzijskega koeficienta λ_h , ki dodatno zajema še geometrijske in materialne karakteristike armiranobetonskega okvirja in zidanega polnila oz. upošteva, kakšno je razmerje med njunima togostma (zidanega polnila in armiranobetonskega okvirja):

$$\lambda_h = H * \sqrt[4]{\frac{E_m t \sin 2\theta}{E_c I_c H_{in}}} \quad (8)$$

Iz enačbe (8) je razvidno, da vrednost koeficienta λ_h narašča z modulom elastičnosti E_m ter naklonom diagonale polnila θ do 45°, nakar začne upadati.

V literaturi tako obstaja veliko različnih enačb, ki za določitev efektivne širine uporabljajo koeficient λ_h . Mainstone (Asteris, 2011) je

na podlagi eksperimentalnih in analitičnih raziskav predlagal empirični izraz, pri katerem je širina odvisna od koeficienta λ_h in dolžine nadomestne diagonale:

$$w = \frac{0,16}{\lambda_h^{0,3}} d_m \quad (9)$$

Podobno kot Mainstone sta tudi Liauw in Kwan (Asteris, 2011) predlagala izraz, ki temelji na eksperimentalnih in analitičnih raziskavah:

$$w = \frac{0,95 \sin 2\theta}{2 \lambda_h^{0,5}} d_m \quad (10)$$

Formula, ki sta jo na podlagi eksperimentalnih in analitičnih raziskav izpeljala Klingner in Bertero (Uva, 2012), ima obliko:

$$w = \frac{0,175}{\lambda_h^{0,4}} d_m \quad (11)$$

Izraz je ena izmed najbolj uporabljenih formul za določitev efektivne širine nadomestne diagonale, saj je vključen v standarda FEMA-274 (1997) in FEMA-306 (1998) za analizo in obnovo stavb. Bila je sprejeta tudi pri številnih raziskovalcih na področju okvirnih konstrukcij z zidanimi polnili.

Bertoldi (Uva, 2012) je svojo definicijo širine w podal v obliki:

$$w = \left(\frac{K_1}{\lambda_h} + K_2 \right) d_m \quad (12)$$

kjer sta K_1 in K_2 koeficienta, odvisna od velikosti λ_h (njune vrednosti so podane v preglednici 1). Na sliki 4 so prikazana razmerja $\frac{w}{d_m}$ različnih avtorjev kot funkcije koeficienta λ_h . Enačbe (2)–(4) so neodvisne od koeficienta

Koeficient	$\lambda_h < 3,14$	$3,14 < \lambda_h < 7,85$	$7,85 > \lambda_h$
K_1	1,3	0,707	0,47
K_2	-0,178	0,01	0,04

Preglednica 1 • Tabela za določitev koeficientov K_1 in K_2 po Bertoldiju

λ_h , zato so na sliki (zgolj zaradi celovitejših primerjav) prikazani kot konstante. Pri enačbah (9)–(12) pa lahko vidimo, da se z večanjem koeficienta λ_h razmerje $\frac{w}{d_m}$ manjša. Pri tem je smiselno pripomniti, da je izraz, ki sta ga podala Liauw in Kwan, eksplicitno odvisen še od kota θ in zato je na sliki podan za tri vrednosti kota θ (30°, 45° in 60°).

S slike 4 vidimo, da je lahko razmerje med maksimalno in minimalno vrednostjo količnika $\frac{w}{d_m}$ približno 3, kot tudi, da dajeta izraza, ki so ju podali Klingner in Bertero ter Mainstone, zelo primerljive vrednosti.

Enega izmed zadnjih izrazov za določitev efektivne širine nadomestne diagonale je objavil Papia (Fiore, 2016). Definiral je novi parame-

ter λ^* , ki hkrati zajema mehanske in dodatne geometrijske karakteristike zidanega polnila kot tudi armiranobetonskega okvirja:

$$\lambda^* = \frac{E_m}{E_c} \frac{tH}{A_c} \left(\frac{H^2}{L^2} + 0,25 \frac{A_c}{A_b} \frac{L}{H} \right) \quad (13)$$

kjer sta:

A_a, A_b – površini prereza stebra in nosilca.

Širina w pa se izračuna po naslednji enačbi:

$$w = \frac{c}{z(\lambda^*)^\beta} d_m, \quad (14)$$

kjer so parametri c , β in z podani z naslednjimi izrazi:

$$c = 0,249 - 0,0116 v + 0,567 v^2 \quad (15)$$

$$\beta = 0,146 + 0,0073 v + 0,126 v^2 \quad (16)$$

$$z = \begin{cases} 1 & \text{če je } \frac{L_{in}}{H_{in}} = 1 \\ 1,125 & \text{če je } \frac{L_{in}}{H_{in}} \geq 1,5 \end{cases} \quad (17)$$

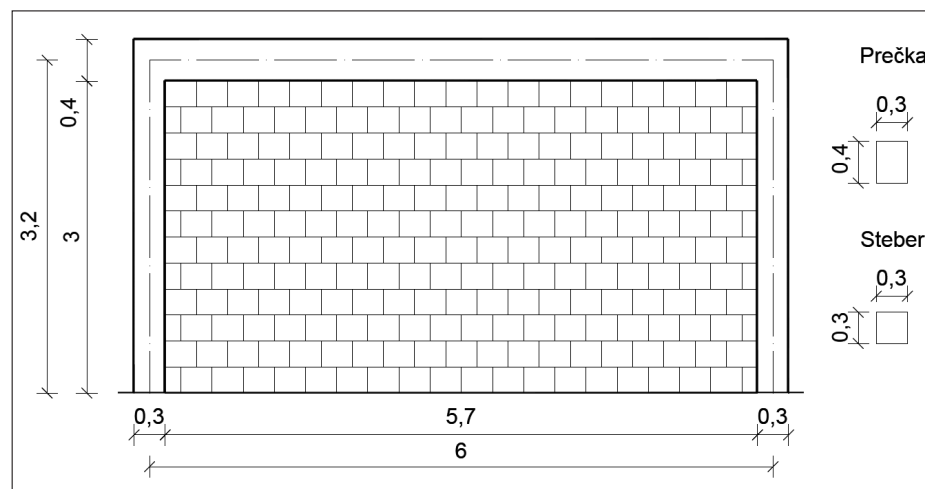
Prikazani modeli in različni načini določitve njihovih geometrijsko-mehanskih lastnosti omogočajo projektantu uporabo velikega števila različnih kombinacij za isti okvir.

2.5 Računska togost polnila, zajeta z nadomestno diagonalo

Določitev togosti ni enostavna naloga, saj je odvisna od geometrijskih in materialnih karakteristik zidanega polnila, pri čemer so parametri za geometrijske karakteristike enostavno določljivi, določitev parametrov za materialne karakteristike pa spremlja velika stopnja negotovosti.

Togost nadomestne diagonale je odvisna od elastičnega modula zidanega polnila v smeri diagonale, njenega prečnega prereza (efektivne širine in debeline polnila) ter dolžine nadomestne diagonale. Horizontalno komponento togosti polnila K_m tako izračunamo po enačbi:

$$K_m = \frac{E_m w t}{d_m} \cos^2 \theta, \quad (18)$$



Slika 5 • Analizirani armiranobetonski okvir z zidanimi polnili.

kjer je izraz za osno togost pomnožen s kvadratom kosinusa naklona nadomestne diagonale. Tako osno togost diagonale pretvorimo v horizontalno togost, ki je v analizi dejansko potrebna.

2.6 Prikaz uporabe različnega modeliranja AB-okvirja s polnilom

Za pridobitev osnovnega vpogleda v to, kako velik vpliv ima togost polnila na togost celotne konstrukcije, je bila narejena analiza togosti enostavnega AB-okvirja s polnilom običajnih geometrijskih in mehan-

L (m)	H (m)	f_k (MPa)	f_{fk} (MPa)	f_{vk} (MPa)	E_{m1} (MPa)	E_{m2} (MPa)	G_m (MPa)	ν	E_c (MPa)
6,0	3,2	4,5	0,2	0,2	5038	6401	2560,4	0,25	31000

Preglednica 2 • Geometrijske in mehanske karakteristike AB-okvirja z zidanim polnilom

skih vrednosti (Lešič, 2017). Analiza je bila narejena na tipičnem izbranem prtiličnem armiranobetonskem okvirju dolžine 6,3 m in višine 3,4 m, slika 5. Stebra okvirja imata dimenziji 30 x 30 cm, prečka pa 30 x 40 cm. Svetla dolžina zidanega polnila z debelino $t = 0,3$ m znaša $L_{in} = 5,7$ m, višina pa $H_{in} = 3,0$ m. Kot zidano polnilo je bila upoštevana glinasta opeka dimenzij 250/300/150 mm. Drugi parametri, ki se nanašajo na mehanske lastnosti zidanega polnila in armiranobetonskega okvirja, so podani v preglednici 2.

d_m (m)	t (m)	θ (°)	θ (rad)	E_m (MPa)	λ_n
6,44	0,30	27,76	0,4845	5600,55	4,90396

Preglednica 3 • Geometrijske in mehanske karakteristike nadomestne diagonale

Za uporabljene materiale so bile upoštewane tipične karakteristične vrednosti. Materialne karakteristike za beton (trdnostni razred

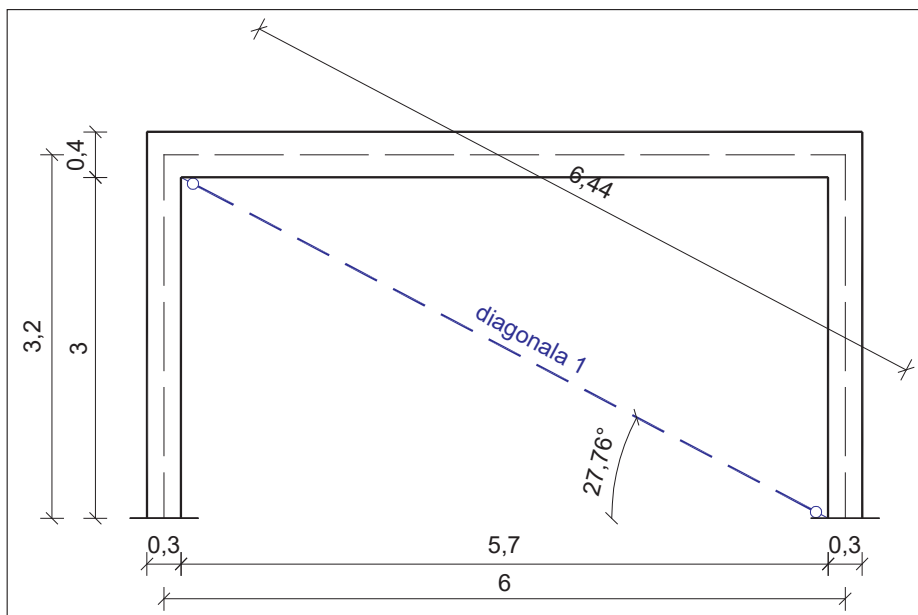
C25/30) in jeklo za armiranje (kvalitete S500) so tako bile prevzete po standardu za betonske konstrukcije. Za opečna polnila so bile tlačne, natezne in strižne trdnosti zidovja (f_k , f_{fk} in f_{vk}) prevzete po Tomaževiču (Tomaževič, 2009). Vrednosti elastičnega modula smo prevzeli po Cavaleriju in Trapaniju (Cavaleri, 2014), kjer so bile vrednosti pridobljene z opravljenimi eksperimentalnimi preizkusi, pri čemer E_{m1} predstavlja elastični modul vzdolž maltnih spojev, E_{m2} pa elastični modul pravokotno na maltne spoje. Vrednosti elastičnih

modulov E_{m1} in E_{m2} , ki imata velik vpliv na velikost togosti polnila, sta izbrani dokaj konservativno, saj Narayanan in Sirajuddin (Narayanan, 2013) navajata, da je v evropskih državah vrednost modula elastičnosti med 3500 in 34000 MPa, v Avstraliji pa med 7000 in 12000 MPa. Kaushik je s sodelavci (Kaushik, 2007) zbral rezultate 40 testov, pri katerih so bile vrednosti modula elastičnosti med 5030 MPa in 7516 MPa ter povprečna vrednost 6095 MPa, kar predstavlja vrednosti, primerljive z našimi izbranimi.

Vrednost strižnega modula G_m smo privzeli kot 0,4 E_{m2} , kot je pogosto predlagano v literaturi ((Fiore, 2016)), (Iacobelli, 2010)). Vse vrednosti so zbrane v preglednici 2.

Togosti nadomestnih diagonal smo izračunali za vsak prej predstavljeni računski model posebej. Pred določitvijo togosti smo izračunali efektivno širino nadomestne diagonale. Vsi parametri, potrebni za izračun efektivne širine in togosti, so podani na sliki 5 ter v preglednici 2.

Da smo minimizirali vpliv polnila na obnašanje nosilnega sistema, smo se odločili, da bomo obravnavali zgolj model, kjer smo zidano polnilo nadomestili z eno diagonalo, ki je potekala od stičišča levega stebra in prečke do stičišča desnega stebra s temelji, kot je prikazano na sliki 6. Širino nadomestne diagonale w za izbrani model smo izračunali po vseh prej prikazanih izrazih.



Slika 6 • Računski model obravnavanega primera z eno nadomestno diagonalo.

V preglednici 3 so prikazani parametri, ki so odvisni od lege diagonale in so potrebni za izračun njene efektivne širine in posledično togosti. Elastični modul zidanega polnila E_m je izračunan po enačbi (1) za kot θ , pod katerim je postavljena nadomestna diagonala.

V drugem stolpcu preglednice 4 so zbrane in po velikosti urejene izračunane efektivne širine diagonale različnih avtorjev. Vidimo, da se rezultati med seboj zelo razlikujejo, saj je razlika med največjo širino, ki jo dobimo z enačbo, ki jo je predlagal Holmes, in

Avtor	Efektivna širina w (m)	Togost K_m (N/m)
Klingner in Bertero	0,60	$1,2189 \cdot 10^8$
Mainstone	0,64	$1,3065 \cdot 10^8$
Italijanski predpisi (circ. 10/04/1997)	0,64	$1,3157 \cdot 10^8$
Bertoldi	0,99	$2,0284 \cdot 10^8$
Durrani in Luo	0,93	$1,9009 \cdot 10^8$
Liau Kwan	1,14	$2,3263 \cdot 10^8$
Papia	1,56	$3,1900 \cdot 10^8$
Paulay in Priestley	1,61	$3,2893 \cdot 10^8$
Holmes	2,15	$4,3857 \cdot 10^8$

Preglednica 4 • Izračunane efektivne širine in togosti nadomestnih diagonal

najmanjšo širino, ki jo dobimo po avtorjih Klingnerju in Berteru, za obravnavani primer več kot 3,58. Pri tem je treba poudariti, da prikazana razmerja med izračunanimi efektivnimi širinami niso standardna, temveč se od primera do primera razlikujejo.

Prvi razlog za tako velika razhajanja je, da enačbe Holmesa, Paulaya in Priestleyja ter italijanskih predpisov zajemajo samo geometrijske parametre zidanega polnila, medtem ko drugi avtorji s svojimi enačbami zajemajo tudi geometrijske in materialne karakteristike zidanega polnila in okvirja. Prav tako je razlog za velika razhajanja mogoče iskati v različnih pogojih, ki so bili avtorjem na voljo pri njihovih eksperimentalnih preizkusih.

Ko so bile izračunane efektivne širine diagonale po predlagani/pripadajoči enačbi za vsakega avtorja, so bile izračunane tudi pripadajoče togosti. V zadnjem stolpcu preglednice 4 so tako podane pripadajoče togosti diagonal za vsako efektivno širino, kjer so bile togosti izračunane po enačbi (18). Razmerja togosti se ujemajo z razmerji efektivnih širin w , saj so drugi parametri v izračunih togosti identični. Preglednica tako potrjuje, da ima izbira efektivne širine nadomestne diagonale odločujoč vpliv na togost polnila.

Da bi ocenili vrednost prispevka horizontalne togosti nadomestne diagonale k togosti celotne konstrukcije v horizontalni smeri, smo izračunane togosti kombinirali s togostjo čiste okvirne AB-konstrukcije.

Dobljena vrednost, izračunana z metodo končnih elementov, kjer smo upoštevali upogibno obnašanje stebrov, je znašala $1,1411617 \cdot 10^7 \frac{N}{m}$, kar je bistveno manj, kot znaša katerakoli izračunana togost zidnega polnila. Zato smo ponovili izračun togosti okvirne konstrukcije ob predpostavki, da bo, zaradi dominantnega strižnega obnašanja polnila, posledično prišlo tudi do strižnega obnašanja stebrov. S strižnim modelom izračunana togost okvirnega sistema je tako:

$$k_1 = 2 \cdot \frac{12 \cdot E_{cm} \cdot I_c}{h_i^3} = 2 \cdot \frac{12 \cdot 3,1 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2 \cdot 6,75 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4}{3,2^3 \text{ m}^3}$$

$$\frac{1 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2 \cdot 6,75 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4}{3,2^3 \text{ m}^3} = 1,53259 \cdot 10^7 \frac{N}{m}$$

V preglednici 5 so zbrane vse celotne togosti nosilnega sistema ter pripadajoči deleži togosti polnil.

Tudi iz te preglednice je razvidno, da ima togost nadomestne diagonale dominanten vpliv, saj njen delež v nobenem primeru ni manjši od 88 %.

Avtor	Togost (N/m)	delež
Klingner in Bertero	$1,3722 \cdot 10^8$	0,88831
Mainstone	$1,4596 \cdot 10^8$	0,89501
Italijanski predpisi (circ. 10/04/1997)	$1,4690 \cdot 10^8$	0,89567
Bertoldi	$2,1817 \cdot 10^8$	0,92975
Durrani in Luo	$2,0542 \cdot 10^8$	0,92539
Liau Kwan	$2,4796 \cdot 10^8$	0,93819
Papia	$3,3433 \cdot 10^8$	0,95416
Paulay in Priestley	$3,4426 \cdot 10^8$	0,95548
Holmes	$4,5390 \cdot 10^8$	0,96623

Preglednica 5 • Horizontalne togosti celotne konstrukcije za vsako efektivno širino

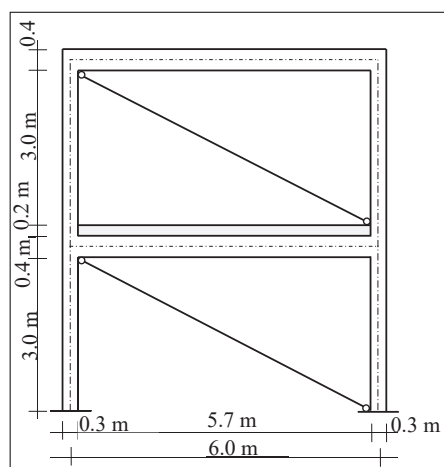
3 • DINAMIČNA ANALIZA IN POTRESNI VPLIVI DVOETAŽNEGA OKVIRA

Preliminarni primer je pokazal, da je prispevek togosti zidanega polnila k celotni horizontalni togosti velik. Da bi lahko bolje ocenili njegov vpliv na potresno obnašanje konstrukcije, smo dodatno analizirali dvoetažni okvir, za katerega smo izračun izvedli za dve stanji: s sodelovanjem zidanega polnila pri prevzemu horizontalnih sil in brez njegovega sodelovanja.

V analizah, kjer je polnilo nastopalo kot nosilni element, smo se omejili na uporabo samo treh izbranih učinkovitih širin. Enačbi avtorjev Klingnerja in Bertera ter Holmesa smo uporabili, ker smo v preliminarnem primeru zanj dobili obe ekstremni vrednosti togosti. Enačbo avtorja Papia smo uporabili zato, ker predstavlja približno srednjo vrednost znotraj vseh vrednosti preostalih avtorjev. Izbiro podkrepljuje tudi dejstvo, da se izbrane enačbe velikokrat pojavljajo v zbrani literaturi ((Fiore, 2012), (Cavaleri, 2014), (Fiore, 2016))). Da bi omejili vpliv različnih dimenzij polnila na analizo, smo uporabili identična polnila kot v osnovnem primeru. Tako smo naredili štiri analize: eno brez sodelovanja polnila pri prevzemu horizontalnih obtežb ter tri (za zgoraj omenjene avtorje) s sodelovanjem polnila pri prevzemu horizontalnih obtežb.

3.1 Predstavitev stavbe

Stavbo tvorita dva identična vzporedna ravninska okvirja, slika 7. Stebri imajo pravokotni prerez dimenzij 30/30 cm, grede pa pravokotni prerez dimenzij 30/40 cm. Zaradi minimiziranja vpliva računskega modela polnil



Slika 7 • Računski model obravnavanega primera z eno nadomestno diagonalo.

so dimenzije polnil v obeh etažah identične, pri čemer so dimenzije in mehanske lastnosti polnil identične kot v preliminarnem zgledu.

Za stavbo je bilo upoštevano, da predstavlja skladišče, in zato je kot koristna obtežba na tleh q_k upoštevana vrednost 7,5 kN/m². Pri analizi mas sta bili upoštevani vrednosti koefficientov $\psi = 0,8$ in $\varphi = 1,0$.

Obravnavan je bil le nadzemni del objekta, ki je bil upoštevan kot togo vpet v pritičju. Predpostavili smo, da so vertikalne deformacije stebrov zanemarljivo majhne in da so vse mase koncentrirane v višini prečk oz. etaž. Računski model je bil ravninski in imel dve prostostni stopnji: vodoravna pomika mas obeh etaž, oštevilčena od spodaj navzgor. Zanemarili smo tudi vpliv dušenja.

Za stavbo je bilo privzeto, da je v Mariboru (tip tal C), predvidena življenjska doba je bila 50 let, in zato smo vrednost vrhnjega pospeška tal odčitali kot 0.1 g. Izbrana stopnja duktilnosti (ki se je izražala v ustreznem faktorju obnašanja q) je bila DCM in za faktor kategorije pomembnosti γ_1 je bila upoštevana vrednost 1.

3.2 Model z upoštevanjem prispevka togosti zidanih polnil pri vodoravni togosti

Ker polnila dominantno prispevajo k skupni togosti, njihovo obnašanje pa je strižno, smo tudi za stebre upoštevali strižno obnašanje, hkrati pa smo maso polnil posamezne etaže razdelili na dva enaka dela, kot je to običaj pri stebrih. Tako je bila dobljena naslednja masna matrika konstrukcije:

$$\begin{bmatrix} 66379,87 & 0 \\ 0 & 42224,55 \end{bmatrix} \text{ kg}$$

	Klingner in Bertero	Papia	Holmes	Okvirna konstrukcija
T_1 (s)	0,1934	0,1237	0,1061	0,7526
m_1 (kg)	104149	104335	104368	89202
% m_1	95,90	96,07	96,10	87,14
F_{b1} (N)	157684	129288	122106	55716
T_2 (s)	0,0802	0,0509	0,0436	0,2944
m_2 (kg)	4456	4269	4236	13162
% m_2	4,10	3,93	3,90	12,86
F_{b2} (N)	4759	4068	3915	10312

Preglednica 6 • Nekateri dinamično potresni parametri za vse računske modele

Za ta model smo izračunali tri togostne matrike, v katerih smo uporabili različne definicije za sodelujočo širino nadomestne diagonale. Izračunane togosti AB-okvirja ter zidanih polnil smo v skladu s standardom Evrokod 8-1 reducirali na polovico. Dobljene so naslednje togostne matrike (m/N) (po Klingnerju in Bertera, Papii ter Holmesu):

$$[K_{KB}] = \begin{bmatrix} 2,6943 & -1,3222 \\ -1,3222 & 1,3222 \end{bmatrix} \cdot 10^8 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$[K_P] = \begin{bmatrix} 6,63654 & -3,2933 \\ -3,2933 & 3,2933 \end{bmatrix} \cdot 10^8 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$[K_H] = \begin{bmatrix} 9,0279 & -4,4890 \\ -4,4890 & 4,4890 \end{bmatrix} \cdot 10^8 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

Primerjava togostnih matrik pokaže velike razlike med posameznimi matrikami, kjer so največje togosti pričakovano dobljene pri modelu z največjo širino nadomestne diagonale (deleži polnila k celotni togosti pritičja so različni in znašajo 88,381 %, 95,416 % ter 96,624 % togosti pritičja).

Razmerja med posameznimi členi obeh ekstremnih matrik niso enaka za vse člene, so pa medsebojno podobna in znašajo 3,351 in 3,395. Ta razmerja so nekoliko manjša, a vseeno primerljiva z razmerjem ekstremnih širin nadomestne diagonale, ki znaša 3,583.

Za vse tri modele je bila narejena modalna analiza s spektri odziva in rezultati (nihajni časi T_1 in T_2 , efektivne modalne mase m_1 in m_2 ter njihovi odstotki glede na celotno maso so zbrani v preglednici 6). Drugi, tretji in četrti stolpec preglednice, ki pripadajo modelu z upoštevanjem togosti polnila, pokažejo, da je v skladu s standardom Evrokod 8-1 za vse tri modele mogoče upoštevati samo prvo nihajno obliko, saj sta bila izpolnjena oba pogoja standarda.

Čprav so iz drugega, tretjega in četrtega stolpca preglednice razvidne opazne razlike

med nihajnimi časi (razmerje med ekstremnima nihajnima časoma znaša 1,82), so vrednosti modalnih mas kot tudi njihovi deleži znotraj posameznih modelov dokaj podobni (razmerje med obema ekstremnima prvima modalnima masama znaša 1,002, pri drugih dveh, ki pa za nadaljnjo potresno analizo nista posebej zanimivi, pa je razmerje 1,052).

3.3 Model brez upoštevanja prispevka togosti zidanih polnil k vodoravni togosti

V tem modelu smo stebre modelirali kot upogibno deformabilne. Zaradi predpostavke ločenega gibanja stebrov in polnila smo maso polnil etaže v celoti prištelili masi v prostostni stopnji, ki pripada translacijskemu pomiku spodnjega vozlišča stebra. Tako je bila dobljena naslednja masna matrika konstrukcije:

$$\begin{bmatrix} 66379,87 & 0 \\ 0 & 35984,55 \end{bmatrix} kg,$$

ki ima za 14,78 % manjšo maso v drugi prostostni stopnji kot v prvem modelu.

Za ta model smo togostno matriko izračunali po definiciji z uporabo modela končnih elementov in dobljena je bila naslednja togostna matrika konstrukcije:

$$[K_{okv}] = \begin{bmatrix} 22,79951 & -8,56459 \\ -8,56459 & 6,54473 \end{bmatrix} \cdot 10^6 \frac{N}{m},$$

kjer so (pričakovano) bile dobljene znatno manjše vrednosti. Dodatno smo (zgolj zaradi kontrole) izračun ponovili tudi s pomočjo enačb Sigalova (Fajfar, 1984), ki je vodil do nekoliko manjših, a vseeno primerljivih vrednosti (največja razlika je znašala 3,23 % in je nastopila pri izvendagonalnih členih).

Tudi za ta model je bila narejena modalna analiza s spektri odziva (zadnji stolpec preglednice 6), ki pa je pokazala, da je v skladu s standardom Evrokod 8-1 za ta model potrebno upoštevati obe nihajni obliki, saj ni bil izpolnjen nobeden izmed pogojev standarda.

Iz preglednice je očitno, da se nihajna časa tega modela bistveno razlikujeta od vrednosti, dobljenih za prve tri modele. Pri prvem nihajnem času je razmerje med maksimalnim in minimalnim nihajnim časom vseh modelov 7,09, pri drugem pa 6,75.

3.4 Izračun celotnih prečnih sil in pripadajočih sil v etažah

Pri okvirni konstrukciji smo pri izračunu upoštevali vrednost za večetažni okvir z enim poljem $\alpha_w/\alpha_1 = 1,2$ (faktor k_w za okvirne sisteme je 1,0), kar je vodilo do faktorja obnašanja $q = 3,6$.

Okvirno konstrukcijo s polnili smo klasificirali kot stenasti sistem in pri izračunu upoštevali vrednost $\alpha_w/\alpha_1 = 1,2$. Faktor k_w smo izračunali kot $(1+3/5,7)/3 = 0,5088$, kar je vodilo do faktorja obnašanja $q = 1,832$. Izračunane vrednosti celotnih prečnih sil F_{bi} (za celo konstrukcijo) so zbrane v preglednici 6.

Iz preglednice 6 je očitno, da so vse vrednosti, ki pripadajo modelom z upoštevanjem togosti polnila, približno enakega velikostnega razreda (za prvo nihajno obliko je razmerje med ekstremnima vrednostma 1,29, pri drugi nihajni obliki pa znaša 1,22).

Pri primerjavi vrednosti modelov s polnilom z vrednostma za čisti okvir je viden očitni vpliv upoštevanja polnila na velikost celotnih prečnih sil F_{bi} (baznih sil), ki pa je različen za obe nihajni obliki. Upoštevanje togosti polnila pri prvi nihajni obliki, namreč vodi do potresne sile, ki je med 119,16 % in 183,14 % večja glede na model brez upoštevanja polnila, medtem ko je celotna prečna sila za drugo nihajno obliko nižja tudi za 62,03 %.

Te sile so bile s pomočjo pripadajočih lastnih vektorjev porazdeljene po višini posameznega okvirja, vrednosti pa so podane v preglednici 7. Posledice večjih celotnih prečnih sil F_{b1} so tudi večje sile po etažah prvih treh modelov.

Z izračunanimi silami smo obremenili računske modele konstrukcij ter naredili analizo reakcij, notranjih statičnih količin in etažnih pomikov, pri čemer smo za čisti okvir izvedli kombiniranje vrednosti po pravilu SRSS, torej korena iz vsote kvadratov. V preglednici 7 so zbrani upogibni momenti M in prečne sile V v stebrih spodnje etaže na mestu vpetja, kjer so pričakovane ekstremne vrednosti. Iz preglednice je razvidno, da polnilo prevzame večino potresne prečne sile (med 88,8 in 96,6 %, pri čemer so te vrednosti identične deležem togosti polnila v celotni togosti pritličja).

Iz preglednice je dalje očitno, da so že med vrednostmi upogibnih momentov M , ki pripadajo modelom z upoštevanjem togosti polnila in za katere je razlika med vplivi, torej celotnimi prečnimi silami, manjša od 30 %, razlike za upogibne momente bistveno večje. Tako je največja vrednost za kar 327 % večja od najmanjše. Razmerje učinkov vplivov (momentov) je tako popolnoma neperimerljivo z razmerjem vplivov (potresnih prečnih sil). Enaka ugotovitev velja tudi za prečne sile V na dnu stebra, saj je največja vrednost ponovno za 327 % večja od najmanjše.

Še opaznejše razlike nastopijo pri primerjavi vrednosti z rezultati čistega okvirja, kjer je rezultirajoči upogibni moment M pri čistem okvirju večji med 275 % in 1501 % (razmerje vrednosti je med 3,75 in 16,01). Podobno velike razlike nastopajo tudi pri primerjavi prečnih sil, kjer je prečna sila V za čisti okvir večja med 222 % in 1274 % (razmerje vrednosti je med 3,22 in 13,74). Čeprav so potresni vplivi F_{bi} bistveno večji pri konstrukcijah, kjer polnilo sodeluje pri prevzemu vodoravnih obtežb, je iz preglednice jasno viden pozitiven učinek polnila, saj je vrednost upogibnega momenta M kot tudi prečne sile V kljub temu opazno manjša. Pri primerjavi rezultatov prečnih sil in upogibnih momentov se je treba zavedati, da model z eno samo nadomestno diagonalo koncentrirano vpliv polnila v vogalno točko stika vrha stebra in grede, s čimer v analizi ne nastopajo vzdolž stebra dejansko zvezno porazdeljeni lokalni učinki polnila, ki izhajajo iz medsebojne interakcije polnila in okvirja. Negativna posledica modela z eno samo nadomestno diagonalo so tako nepravilne razporeditve upogibnih momentov ter prečnih sil vzdolž stebrov ter posledično podcenjeni upogibni momenti v okvirju (prečne sile na dnu stebrov morajo biti točne zaradi zagotovitve ravnotežja sil v vodoravni smeri).

Etaža	Klingner	Papia	Holmes	Okvir 1.n.o.	Okvir 2.n.o.	SRSS
F_{21} (N)	38603	31508	29733	14902	-4596	-
F_{11} (N)	40239	33136	31320	12956	9752	-
M (Nm)	7045	2371	1649	26089	4071	26405
V (N)	4403	1482	1031	13929	2578	14166
$d_{e,2}$ (mm)	1,733	0,578	0,401	11,882	-0,561	11,896
$d_{e,1}$ (mm)	1,149	0,387	0,267	5,600	0,645	5,637
$d_{s,2}$ (mm)	3,174	1,059	0,735	42,777	-2,018	42,824
$d_{s,1}$ (mm)	2,105	0,708	0,493	20,160	2,321	20,294

Preglednica 7 • Vodoravne etažne potresne sile na posamezni okvir

Vodoravni etažni pomiki ($d_{e,ir}$, dobljeni z linearno-elastično analizo, kot $d_{s,ir}$, ki predstavljajo pomike zaradi projektnega potresnega vpliva) so zbrani v preglednici 7. Tako kot pri upogibnih momentih in prečnih silah je tudi iz primerjave pomikov očitno, da so že med prvimi tremi vrednostmi, ki pripadajo modelom z upoštevanjem polnila in za katere je razlika med celotnimi strižnimi silami manjša od 30 %, razlike bistveno večje. Za pomik na vrhu je razmerje med

največjo in najmanjšo vrednostjo kar 4,32 (oz. je največja vrednost za 332 % večja od najmanjše), pri spodnji etaži pa sta razmerji praktično enaki. Še očitnejše razlike so opazne pri upoštevanju vrednosti za čisti okvir, kjer v vrhnji etaži nastopi razmerje pomikov zaradi projektnega potresnega vpliva med 13,49 in 58,26.

Dobljeni rezultati so pokazali, da je, velikemu številu študij različnih avtorjev navkljub,

obnašanje polnila še vedno povezano z veliko negotovostmi in zato veliko skrb vzbujajo morebitne negativne posledice, če do pri projektiranju upoštevanega sodelovanja nosilnih sistemov okvirja in polnila med delovanjem potresnega vpliva dejansko ne bi prišlo. Ravno ta negotovost opravičuje uporabo precej konservativnejše, a hkrati manj ekonomične analize čistega okvirja, ki pa je zato šteta za analizo na t. i. »varni strani«.

4 • ZAKLJUČEK

V prispevku smo analizirali vpliv modeliranja zidanih polnil na obnašanje AB-okvirjev z zidanimi polnili, kar je posebej zanimivo pri analizi potresnega obnašanja stavbe. Matematično modeliranje armiranobetonskih okvirjev z zidanimi polnili je zapleten inženirski problem, saj take konstrukcije pri potresih izkazujejo zelo nelinearni odziv, ki je posledica interakcije med krhkimi zidanimi polnili in duktilno primarno okvirno konstrukcijo. Eden izmed različnih makromodelov zidanih polnil je nadomestna tlačna diagonalna z ustreznimi geometrijskimi in mehanskimi lastnostmi. Med temi parametri ima veliko vlogo širina nadomestne diagonale, za katero so številni avtorji predlagali svoje izraze.

Da bi dobili jasnejši pregled o tem, kakšna je inženirska uporabnost zbranih izrazov, smo z devetimi izrazi, pridobljenimi iz strokovne oz. znanstvene literature, določili širine nadomestne diagonale, z njimi izračunali togosti polnila ter jih medsebojno primerjali na primeru enoetažnega okvirja. Ker je analiza pokazala velik vpliv prispevka polnila k horizontalni togosti, smo naredili analizo še za dvoetažno stavbo, ki smo jo analizirali s štirimi računskimi modeli. Za modeliranje okvirja z zidanimi

polnili smo uporabili tri različne učinkovite širine diagonal, zaradi boljšega razumevanja vpliva polnila pa smo dodatno naredili še analizo za čisti okvir. Za vsak model konstrukcije smo izračunali dinamične karakteristike (nihajne čase in nihajne oblike ter učinkovite modalne mase), rezultirajoče strižne sile ter njihove porazdelitve po višini, pripadajoče etažne pomike ter vrednosti upogibnih momentov in prečnih sil na dnu stebra pritličja.

Dobljeni rezultati so pokazali, da so razhajanja med togostmi nadomestne diagonale po posameznih avtorjih zelo velika, saj lahko opazimo tudi več kot 3,5-kratno razmerje med ekstremnimi vrednostmi. Iz prikazanih rezultatov modelov z upoštevanjem togosti polnil je dalje očitno, da so potresni vplivi oz. celotne strižne sile $F_{b,1}$ resda večji kot pri čistem okvirju, vendar so njihovi učinki (upogibni moment in prečna sila v stebri kot tudi vodoravni pomiki, ki so ključni parametri za zagotovitev obeh temeljnih zahtev standarda Evrokod 8-1) kljub temu opazno manjši. Pri tem se je treba zavedati, da dobljenih razmerij med vrednostmi modelov z upoštevanjem polnil in brez upoštevanja ne moremo posploševati za poljubno konstrukcijo. Drugačne dimenzije polnil kot tudi prisotnost

odprt in polnilih (npr. zaradi drugačne namembnosti konstrukcije) spremeni njihovo togost in posledično njihov vpliv na celotno togost konstrukcije.

Študija je tako jasno potrdila pozitivne konstruktorske učinke upoštevanja odpornosti opečnih polnil pri prevzemu potresne obtežbe, kar je brez dvoma zelo privlačno s konstruktorskega kot tudi ekonomskega vidika. Na drugi strani pa je pokazala tudi izredno velika odstopanja izračunanih togosti po izrazih različnih avtorjev, kar je velika ovira pri kvalitetni implementaciji.

Zagotovo je smotno, da se modeliranje polnila širše uporablja v vsakdanji konstruktorski praksi, vendar bi bilo treba sprejeti vsaj inženirska priporočila oz. smernice glede uporabe računskega modela. Na osnovi inženirskega konsenza bi iz velike in praktično nepregledne množice modelov ter parametrov bilo treba izbrati referenčni računski model, ki bi ga bilo smiselno vključiti tudi v predpise, s čimer bi se projektantom v praksi poenostavila izbira ustreznega modela za izvedbo konstruiranja. Tako pa velik nabor definicij za nadomestno diagonalno neodgovornemu oz. nekritičnemu projektantu posredno ponuja (na osnovi znanstvenih prispevkov) široko »izbiro« togosti ter tako omogoča nevarno manipuliranje (oz. zlorabo procesa) z rezultati analize, kar pa je za dobro inženirsko prakso seveda popolnoma nesprejemljivo.

5 • ZAHVALA

Zadnji avtor se zahvaljuje za delno finančno podporo Javne agencije za raziskovalno dejavnost Republike Slovenije (šifra programa P2-0129 (A), Razvoj, modeliranje in optimiranje objektov in procesov v gradbeništvu in prometu).

6 • LITERATURA

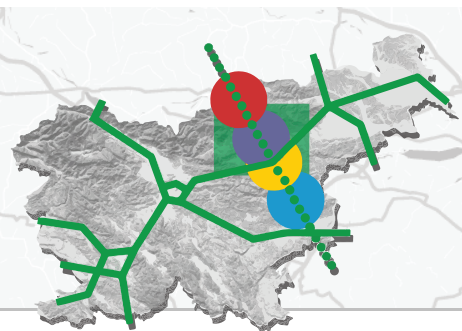
- Asteris, P. G., Antoniou, S. T., Sophianopoulos D. S., Chrysostomou, C. Z., Mathematical Macromodeling of Infilled Frames: State of the Art, American Society of Civil Engineers, 2011.
- Cavaleri, L., Trapani, F. D., Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modeling, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2014.
- Crisafulli, F. J., Carr, A. J., Park, R., Analytical modelling of infilled frame structures - A general review, Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering, 2000.
- Fajfar, P., Dinamika gradbenih konstrukcij, Univerza v Ljubljani, 1984.
- Fiore, A., Netti, A., Monaco, P., The influence of masonry infill on the seismic behaviour of RC frame buildings, Engineering Structures, 2012.
- Fiore, A., Spagnoletti G., Greco R., On the prediction of shear brittle collapse mechanisms due to the infill-frame interaction in RC buildings under pushover analysis, Engineering Structures, 2016.
- Iacobelli, F., Progetto e verifica delle costruzioni in muratura in zona sismica, EPC Editore, 2010.
- Kaushik, B. H., Rai, D. C., Jain, S. K., Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression, Journal of materials in civil engineering, 09, 2007.
- Lešič, V., Vpliv modeliranja polnil v analizi potresnega obnašanja armiranobetonskih okvirjev, Fakulteta za gradbeništvo, prometno inženirstvo in arhitekturo UM, magistrsko delo, <https://dk.um.si/IzpisGradiva.php?id=67988>, Maribor, 2017.
- Narayanan, S. P., Sirajuddin, M., Properties of Brick Masonry for FE modelling, American Journal of Engineering Research (AJER), 1, 6–11, 2013.
- SIST, Slovenski inštitut za standardizacijo, SIST EN 1998-1:2005 (sl) Evrokod 8 - Projektiranje potresno odpornih konstrukcij - 1.del: Splošna pravila, potresni vpliv in pravila za stavbe, 2005.
- Tomažević, M., Potresno odporne zidane stavbe, Ljubljana: Tehnis, d.o.o., 2009.
- Uva, G., Raffaele, D., Porco, F., Fiore, A., On the role of equivalent strut models in the seismic assessment of infilled RC buildings, Engineering Structures, 2012.

via vita
STROKOVNI POSVET DRUŠTVA ZA CESTE SEVEROVZHODNE SLOVENIJE

PETEK, 20. APRIL 2018
RAVNE NA KOROŠKEM

6. POSVET O 3. RAZVOJNI OSI ALI GRE SEDAJ KONČNO ZARES?

Načrtovanje 3. razvojne osi se je po nekaj letih mrtvila premaknilo z mrtve točke. Sprejem DPN med Šentrupertom in Velenjem, odkupi zemljišč, izdelava projektne dokumentacije na posameznih odsekih od severa do juga so priložnost za ponovni pregled trenutnega stanja vseh aktivnosti, ki jih pristojni državni organi vodijo na tem projektu.



Vpliv politike na izvajanje projekta 3. razvojne osi

mag. Gregor Ficko, Društvo za ceste SV Slovenije in Aljaž Verhovnik, Mladinska iniciativa za 3. razvojno os

Predstavitev poteka trase na odseku Šentrupert – Velenje – Slovenj Gradec

Andrej Jan, PNZ svetovanje projektiranje d.o.o.

Predstavitev variant poteka trase na odseku Slovenj Gradec – Dravograd – Holmec

mag. Dušan Ogrizek, Lineal d.o.o.

Odvijanje aktivnosti na projektu 3. razvojne osi, sever

Janez Kušnik, DARS d.d.

Odvijanje aktivnosti na projektu 3. razvojne osi jug, na odseku od avtoceste

A2 Ljubljana-Obrežje pri Novem mestu do priključka Maline
dr. Lidija Kegljavič Zagorc, DRI d.o.o.

Predstavitev variant poteka trase na odseku Maline – Metlika – Črnomelj

Tomaž Willenpart, Direkcija Republike Slovenije za infrastrukturo

Študija variant s predlogom najustreznejše variante za gradnjo državne ceste med avtocesto A1 in avtocesto A2 »tretja razvojna os – srednji del«

Rado Romih, Razvojni center Planiranje d.o.o.

Kaj pa glavna cesta G1-1 Maribor – Dravograd?

dr. Marko Renčelj, Fakulteta za gradbeništvo, prometno inženirstvo in arhitekturo UM

Čezmejna mobilnost med Koroško regijo in južno avstrijsko Koroško:

predstavitev projekta TRANS-BORDERS
mag. Peter Zajc in Uroš Rozman, RRA Koroška

MODERATOR DOGODKA: SLAVKO BOBOVNIK

www.dcm-svs.si

Kotizacija znaša 95 EUR,
za člane društva DCM 65 EUR
(DDV ni vključen).

