

Proboj ravnih ploča s posmičnom armaturom i bez takve armature

Bartolac, Marko; Damjanović, Domagoj; Duvnjak, Ivan

Source / Izvornik: **Građevinar, 2015, 67, 771 - 786**

Journal article, Published version

Rad u časopisu, Objavljena verzija rada (izdavačev PDF)

<https://doi.org/10.14256/JCE.1361.2015>

Permanent link / Trajna poveznica: <https://urn.nsk.hr/urn:nbn:hr:237:238653>

Rights / Prava: [In copyright](#)/[Zaštićeno autorskim pravom.](#)

Download date / Datum preuzimanja: **2025-02-20**

Repository / Repozitorij:

[Repository of the Faculty of Civil Engineering,
University of Zagreb](#)



Primljen / Received: 28.5.2015.

Ispravljen / Corrected: 9.7.2015.

Prihvaćen / Accepted: 4.8.2015.

Dostupno online / Available online: 10.9.2015.

Proboj ravnih ploča s posmičnom armaturom i bez takve armature

Autori:



Dr.sc. **Marko Bartolac**, dipl.ing. građ.
Sveučilište u Zagrebu
Građevinski fakultet
mbartolac@grad.hr



Doc.dr.sc. **Domagoj Damjanović**, dipl.ing. građ.
Sveučilište u Zagrebu
Građevinski fakultet
ddomagoj@grad.hr



Dr.sc. **Ivan Duvnjak**, dipl.ing. građ.
Sveučilište u Zagrebu
Građevinski fakultet
iduvnjak@grad.hr

Pregledni rad

Marko Bartolac, Domagoj Damjanović, Ivan Duvnjak

Proboj ravnih ploča s posmičnom armaturom i bez takve armature

Nosivost na posmični proboj iznimno je važan parametar pri projektiranju ravnih ploča, odnosno ploča oslonjenih neposredno na stupove, bez greda između stupova. Prikazani su proračunski modeli proboga ploča prema Eurokodu 2, ACI Codu 318 i fib Model Codu 2010. Opisana su provedena vlastita eksperimentalna istraživanja proboga ploča s posmičnom armaturom i bez nje te su dobiveni rezultati uspoređeni s predviđanjima spomenutih proračunskih modela. Uočeno je da svi proračunski modeli podcjenjuju eksperimentalno dobivenu nosivost na proboj u slučaju ploča bez posmične armature. Kod ploča s posmičnom armaturom, uočeno je precjenjivanje nosivosti na proboj prema proračunskom modelu Eurokod 2.

Ključne riječi:

ravne ploče, proboj, armirani beton, posmična armatura, propisi, eksperiment

Subject review

Marko Bartolac, Domagoj Damjanović, Ivan Duvnjak

Punching strength of flat slabs with and without shear reinforcement

The punching shear strength is an extremely significant parameter for the design of flat slabs, i.e. the slabs supported directly on columns, without beams between columns. Slab punching design models are presented according to Eurocode 2, ACI Code 318, and fib Model Code 2010. The authors' own experimental research on the punching shear of slabs with and without shear reinforcement is described, and the results are compared with predictions given in the mentioned design models. It was established that all design models underestimate the experimentally obtained shear strength in the case of slabs without shear reinforcement. As to slabs with shear reinforcement, it was observed that the shear strength determined according to Eurocode 2 is overestimated.

Key words:

flat slabs, punching, reinforced concrete, shear reinforcement, codes, experiment

VÜbersichtsarbeit

Marko Bartolac, Domagoj Damjanović, Ivan Duvnjak

Durchstanzen bei Flachdecken mit und ohne Schubbewehrung

Die Tragfähigkeit gegen Durchstanzen ist ein ausgesprochen wichtiger Parameter im Entwurf von Flachdecken, bzw. bei Platten, die direkt ohne Balkenträger auf den Stützen liegen. Berechnungsmodelle nach Eurocode 2, ACI 318, und fib Model Code 2010 sind dargestellt. Eine Beschreibung durchgeführter experimenteller Untersuchungen zum Durchstanzen bei Platten mit und ohne Schubbewehrung ist gegeben und ein Vergleich zwischen Testresultaten und auf Berechnungsmodellen beruhenden Werten ist aufgestellt. Es wurde festgestellt, dass alle Berechnungsmodelle die experimentell ermittelte Tragfähigkeit gegen Durchstanzen bei Platten ohne Schubbewehrung unterschätzen. Für Platten mit Schubbewehrung scheint das Modell nach Eurocode 2 die Tragfähigkeit zu überschätzen.

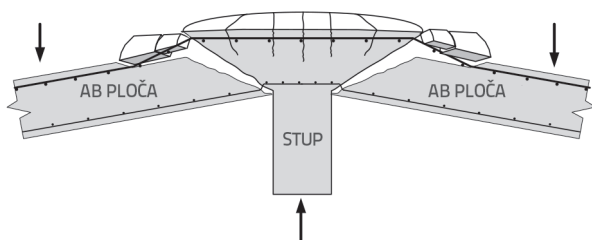
Schlüsselwörter:

Flachdecken, Durchstanzen, Stahlbeton, Schubbewehrung, Regelwerke, Versuche

1. Uvod

1.1. Općenito o probouju

Ravne ploče oslonjene neposredno na stupove, bez greda između stupova, u pravilu prenose značajna koncentrirana opterećenja koja djeluju na relativno maloj površini. Kritični element ovog sustava je spoj ploče i stupa zbog koncentracije posmičnih naprezanja koja se pojavljuje u zoni spoja te opasnosti od probouja ploče. Pod pojmom probouja (eng. *punching shear*) smatra se slom ploče na mjestu unosa koncentriranog opterećenja ili na mjestu oslanjanja (stupu) uzrokovan posmičnim naprezanjem (slika 1.).



Slika 1. Jednostavan prikaz pojave probouja kod ploče oslonjene samo na stupove

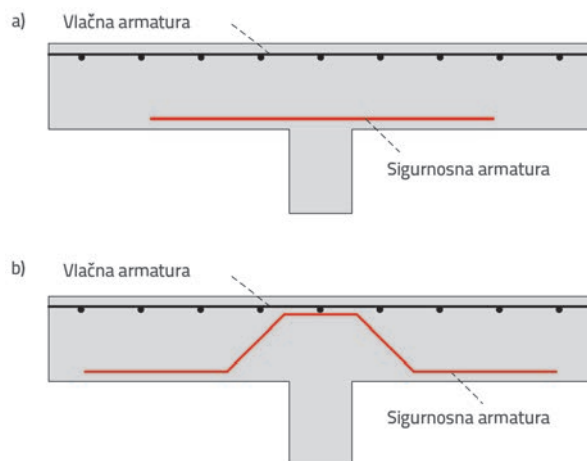
U trenutku kada nastupi probouj, stup i ploča se fizički odvoje što dovodi do značajnog poremećaja ravnoteže sustava kojeg ti elementi čine. Vrlo često takav poremećaj može dovesti do urušavanja većih razmjera uslijed preraspodjele opterećenja sustava na druge elemente koji na tako nešto nisu dimenzionirani (slika 2.). Ovaj fenomen se događa iznenada (krhki lom) i zato ga treba s posebnom pažnjom uzeti u obzir pri projektiranju ploča oslonjenih samo na stupove (npr. u garažama, poslovnim i stambenim zgradama, na mostovima itd.), ali isto tako i kod ploča koje se nalaze ispod stupova (npr. temeljne ploče ili temeljne stope). Iako je riječ o sustavu koji zahtijeva oprez pri projektiranju, oslanjanjem ploča samo na stupove dobivaju se višestruke koristi jer se ne moraju izvoditi kapiteli stupova niti grede što dovodi do jednostavnije i jeftinije gradnje (jednostavniji planovi oplata i armiranja, lakši smještaj instalacija itd.) i dodatne iskoristive visine etaže zgrade. Ipak, valja spomenuti i važan nedostatak ovog konstrukcijskog sustava, a to je mogućnost



Slika 2. Slom gornje etaže javnog parkirališta u Wolverhamptonu (Engleska) [1]

pojave velikih progiba. Kako bi se izbjegao slučaj krhkog sloma ploče proboujem, uobičajeno je armiranje zone ploče oko stupa različitim armaturnim sustavima.

Prema suvremenim propisima, čak i kada se proračunom dokaže da ploču nije potrebno armirati protiv probouja, ipak se zahtijeva postaviti armaturu u donjoj zoni ploče koja može spriječiti moguće progresivno urušavanje konstrukcije uslijed izvanrednih djelovanja (tzv. sigurnosna armatura, eng. *integrity reinforcement*). Ta armatura može biti u obliku ravnih ili koso savijenih šipki (slika 3.).



Slika 3. Sigurnosna armatura u obliku ravnih i kosih šipki

Najvažniji parametri koji utječu na otpornost ploče na probouj jesu: tlačna čvrstoća betona, koeficijent armiranja, mehaničke karakteristike i vrsta primijenjene armature, dimenzije i geometrija stupa, utjecaj veličine (eng. *size effect*), statička visina ploče.

Posmično otkazivanje betonskog elementa bez posmične armature direktno je povezano s vlačnom čvrstoćom betona koja je najčešće određena kao funkcija tlačne čvrstoće. Autor Graf je još 30-ih godina prošlog stoljeća utvrdio da ne postoji linearan odnos između otpornosti spoja ploče i stupa s tlačnom čvrstoćom betona [2]. Prema američkim propisima ACI Code 318 otpornost na probouj se izražava funkcijom koja je proporcionalna drugom korijenu tlačne čvrstoće. Međutim, izraz se koristi samo za betone čija tlačna čvrstoća ne prelazi 69 MPa, jer je

za betone visokih čvrstoća otpornost na probouj pomoću tog izraza precijenjena. U Eurokodu 2 je otpornost na probouj izražena funkcijom koja je proporcionalna trećem korijenu tlačne čvrstoće betona. Koeficijent armiranja koji je definiran kao omjer površine vlačne armature i efektivne površine ploče je parametar koji značajno utječe na otpornost na probouj. Povećanjem koeficijenta armiranja povećava se tlačna zona te se smanjuje mogućnost razvoja pukotina

uslijed savijanja što omogućava bolji prijenos poprečnih sila u području spoja ploče i stupa [3]. S većim koeficijentom armiranja onemogućuje se i razvoj vlačnih pukotina što je povoljno za prijenos sila preko mehanizma zaklinjavanja zrna agregata (eng. *aggregate interlock*). Autori Kinnunen i Nylander su na pločama debljine 150 mm mijenjali koeficijent armiranja od 0,8% do 2,1% uslijed čega su dobili povećanje otpornosti na proboj za 95% [2]. Raspodjela naprezanja u spoju ploče i stupa ovisi o dimenzijama i geometriji stupa. Koncentracija naprezanja koja se javlja u kutovima kvadratnih i pravokutnih stupova logično uzrokuje smanjenje otpornosti na proboj u usporedbi sa stupovima kružnog poprečnog presjeka.

1.2. Povijesni razvoj

Početak primjene armiranobetonskih ploča oslonjenih samo na stupove datira s početka 20. stoljeća. Razvoj ovog konstrukcijskog sustava odvijao se neovisno u Americi i Europi. U SAD-u se kao najzaslužniji za razvoj spominju inženjeri George M. Hill i C. A. P. Turner [4]. Prema Hillovim projektima u periodu od 1899. do 1901. godine izgrađene su prve građevine s pločama oslonjenim na stupove. Turner je u periodu od 1905. do 1909. godine primjenom ovog sustava na velikom broju građevina dokazao njegovu sigurnost te na taj način otvorio put širokoj primjeni u budućnosti. Sličan konstrukcijski sustav istodobno je razvijao i švicarski inženjer Robert Maillart. On je u periodu od 1900. do 1908. provodio eksperimentalna istraživanja na pločama oslonjenim na stupove, 1909. je svoj konstrukcijski sustav i patentirao, a 1910. u Zürichu je prema njegovom projektu izgrađeno skladište s AB pločama oslonjenim na stupove [5]. Ruski inženjer Arthur F. Loleit u istom je periodu projektirao veći broj građevina s pločama oslonjenim na stupove te također spada u skupinu najzaslužnijih inženjera koji su razvijali ovaj sustav gradnje [6]. Iako su postojale određene razlike u količini i rasporedu vlačne armature, svi navedeni projektanti za prijenos sila iz ploče u stup koristili su kapitule velikih dimenzija, a ploče zapravo nisu bile armirane protiv proboja. Ovaj sustav gradnje je u literaturi poznat pod nazivom "gljivaste ploče". Naziv je dobio prema obliku stupa s kapitelom, ali i brzini gradnje koja je slikovito uspoređena s rastom gljiva (slika 4.). Prvi pokušaji armiranja ploča protiv proboja bile su kose šipke savijene prema

gore iz donje zone, sustav koji je preslikan iz armiranja greda na poprečnu silu. Kasnije su razvijeni i drugi sustavi armature protiv proboja, primjerice različiti sustavi s vilicama (eng. *stirrups*) ili danas često korišteni sustavi vertikalnih šipki s sidrenim glavama (eng. *shear studs* ili *headed shear studs*).

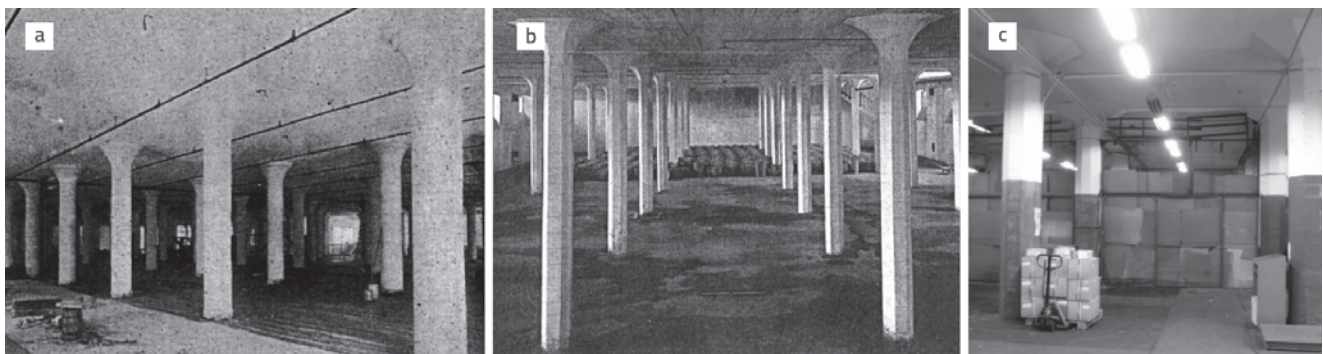
Tijekom početnih primjena sustava ravnih ploča, zbog nepoznavanja mehanizama sloma i teorijskih metoda za određivanje mjerodavnih sila, projektiranje se izvodilo na empirijskoj razini. Westergaard i Slater su 1921. godine objavili prvi cjelovit teorijski proračun unutarnjih sila ploča bez greda [5]. Oni su metodom konačnih razlika odredili unutarnje sile u ploči uzimajući u obzir različite slučajeve opterećenja i doprinose krutosti stupova i kapitela.

U američkim propisima ACI Code za projektiranje armiranobetonskih konstrukcija objavljenim 1925. godine, dane su i prve preporuke za projektiranje ravnih ploča zasnovane na eksperimentalnim istraživanjima.

Cilj istraživača u ovom području kroz idući period bio je prije svega povećati otpornost ploča na proboj. Tijekom vremena pojavili su se i neki drugi zahtjevi koje su istraživači nastojali zadovoljiti, primjerice deformacijski kapacitet ili sprječavanje potpunog odvajanja stupa i ploče nakon proboja. Sukladno pojavi novih zahtjeva, razvijali su se i sustavi armiranja protiv proboja.

Kao istraživači koji su postavili temelje današnjeg proračuna proboja ploča smatraju se Kinnunen i Nylander s Kraljevskog instituta za tehnologiju u Stockholmu (Švedska). Rezultati njihovih istraživanja objavljeni 1960. godine imali su velik utjecaj na dotadašnje spoznaje i razumijevanje odnosno modeliranje pojave proboja, što je u budućem vremenu dovelo do daljnjeg razvoja modela proboja. Bez obzira na to što je njihova teorija razvijena za ploče koje nisu armirane protiv proboja, poslužila je kao osnova mnogim istraživačima koji su razvijali modele ponašanja ploča armiranih protiv proboja. U to vrijeme, najviše korišteni oblici takve armature bile su kose šipke i vilice.

Tijekom sedamdesetih godina mnogi istraživači nastoje poboljšati spomenute postojeće sustave armiranja protiv proboja jer su shvatili da je pravilno sidrenje ove armature ključno u sprječavanju neželjene pojave otkazivanja nosivosti. Od više rješenja, kao najbolje se pokazalo ono njemačkog istraživača Andräe koji je armaturu protiv proboja osmislio kao niz od



Slika 4. Gljivaste ploče: a) C. A. P. Turner, 1909. godina; b) Robert Maillart, 1912. godina; c) A. F. Loleit, 1915. godina [6]

nekoliko vertikalnih šipki sa sidrenim glavama poredanih na zajedničkoj metalnoj traci (njem. *Dübelleisten*). Ovaj novi sustav, nalik rijetkom češlju, pokrenuo je čitav niz istraživanja koja su i danas vrlo intenzivna. Istraživači pritom nastoje osmisliti sustave armiranja koje će za razliku od sporog i složenog slaganja vilica biti moguće lako i brzo postaviti na gradilištu. Primjeri su različite konfiguracije predgotovljenih armaturnih koševa ili krutih čeličnih elemenata različite geometrije. Također, istražuju se i različita rješenja armiranja postojećih konstrukcija protiv proboja ugradnjom različite vrste armature u ploče (često korišten naziv je eng. *post installed punching shear reinforcement*) [7].

U svijetu postoji više istraživačkih grupa koje se bave fenomenom proboja ploča s posmičnom armaturom i bez nje, od kojih ćemo se ovdje osvrnuti samo na neke. Istraživačka grupa sa sveučilišta u Calgaryu (Kanada), predvođena profesorom Dilgerom koji je surađivao i s prije spomenutim istraživačem Andräom objavila je niz radova s ovom tematikom [8-11]. Istraživačka grupa Visoke tehničke škole u Aachenu (Njemačka), predvođena profesorom Heggerom, provela je tijekom posljednja dva desetljeća čitav niz eksperimentalnih istraživanja na temu proboja stropnih ploča i temelja te temeljito istražila ponašanje ovih sustava s armaturom protiv proboja i bez nje [12, 13]. Vjerojatno najaktivnija istraživačka grupa u području proboja ploča u posljednje vrijeme je ona s Federalne politehničke škole u Lausanni (Švicarska), predvođena profesorom Muttonijem [14, 15]. Zasigurno najveći znanstveni doprinos te grupe odnosi se na novi teorijski pristup probou ploča koji se bazira na teoriji kritične posmične pukotine - CSCT (eng. *Critical Shear Crack Theory*) [16, 17]. Prema toj teoriji, otpornost

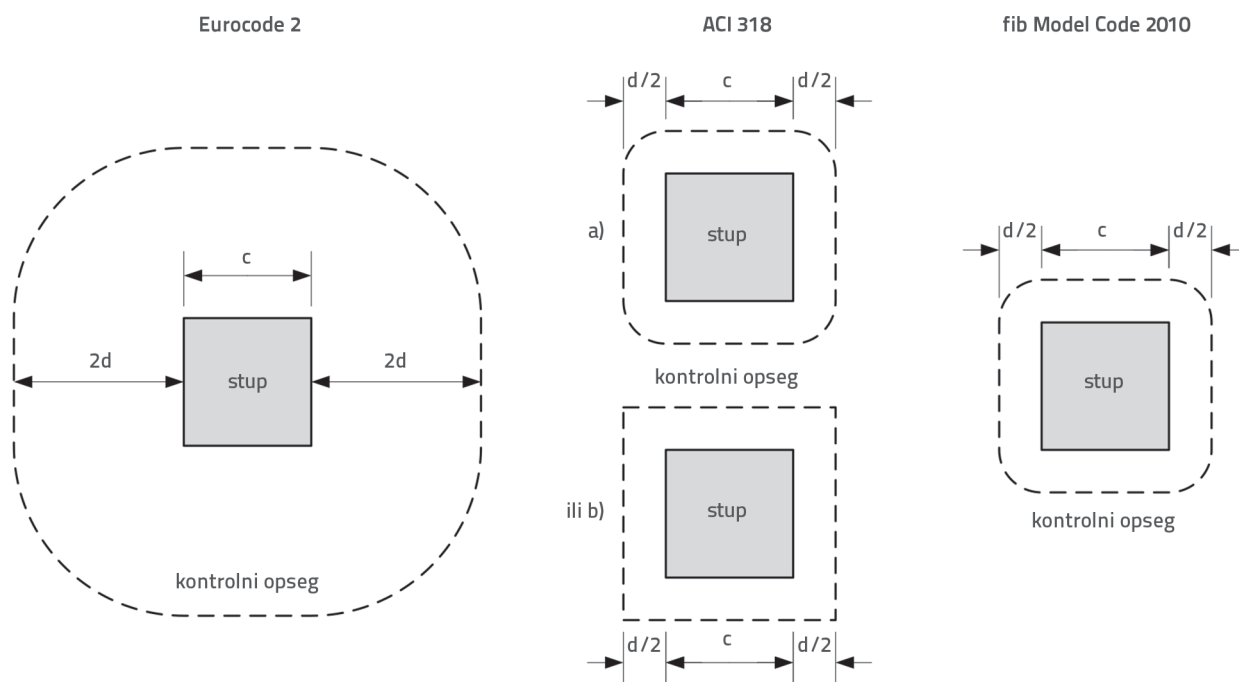
ploče na proboj ovisi o njezinom kutu nagiba (rotaciji) koji je posljedica nanesenog opterećenja i krutosti ploče definirane savojnom čvrstoćom. Teorija je temeljena na pretpostavci da se otpornost na proboj smanjuje s povećanjem kuta nagiba ploče te je uvrštena u propis Model Code 2010, što je objavila Međunarodna organizacija fib (franc. *Fédération internationale du béton*).

2. Proračunski modeli proboja

Za usporedbu s rezultatima eksperimenata provedenih u okviru ovog istraživanja odabrani su sljedeći propisi za proračun betonskih konstrukcija: Eurokod 2 [18] (u nastavku EC 2), propis Američkog instituta za beton ACI Code 318-14 [19] (u nastavku ACI 318) i fib Model Code 2010 [20] (u nastavku MC 2010). Ovdje treba napomenuti da se izrazi prikazani u ovom poglavlju mogu ponešto razlikovati od onih prikazanih u spomenutim propisima. Uzrok tome je izostavljanje različitih koeficijenata sigurnosti za djelovanja i svojstva materijala. Naime, djelovanja su u eksperimentu poznata, a za materijale su korištena prethodno eksperimentalno određena svojstva.

2.1. Kontrolni (kritični) opseg

Otpornost ploče na proboj provjerava se na kontrolnom (kritičnom) opsegu. Kontrolni opseg se nalazi na određenoj udaljenosti od lica stupa koja ovisi o pojedinom propisu i kreće se od jedne polovine do dvostruke statičke visine ploče. Kontrolni opsezi, prema propisima korištenim u ovom radu, nalaze se na slici 5. Uzimajući u obzir odredbe prikazane na slici 5., kontrolni opsezi proračunavaju se prema izrazima (1), (2) i (3):



Slika 5. Kontrolni opseg prema različitim propisima

- Eurokod 2: $u = 4 \cdot c + 4 \cdot d \cdot \pi$ (1)
- ACI 318: $u = 4 \cdot c + d \cdot \pi$ za slučaj a) ili $u = 4 \cdot c + 4 \cdot d$ za slučaj b) (2)
- fib Model Code: 2010 $u = 4 \cdot c + d \cdot \pi$ (3)

gdje je c duljina stranice stupa kvadratnog poprečnog presjeka, dok je d statička visina ploče.

Budući da se nižim vrijednostima kontrolnog opsega dobivaju niže vrijednosti sile proboja ploče, ovdje će se u slučaju propisa ACI 318 promatrati samo vrijednost dobivena izrazom (2. a).

2.2. Sile proboja ploča bez posmične armature

Prema EC 2, silu proboja ploče bez posmične armature moguće je proračunati prema izrazu:

$$V_{rc} = 0,18 \cdot k (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{1/3} \cdot u \cdot d \quad (4)$$

gdje je ρ koeficijent armiranja za savijanje, f_c tlačna čvrstoća betona određena na valjku, dok je k bezdimenzijski parametar kojim se uzima u obzir utjecaj veličine (eng. *size effect*) i zadan je izrazom:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (5)$$

Prema propisu ACI 318, sila proboja ploče bez posmične armature proračunava se prema izrazu:

$$V_{rc} = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c} \cdot u \cdot d \quad (6)$$

Prema MC 2010, sila proboja ploče bez posmične armature proračunava se prema izrazu:

$$V_{rc} = k_v \cdot \sqrt{f_c} \cdot u \cdot d \quad (7)$$

Parametar k_v ovisi o deformaciji (točnije kutu nagiba ploče) i definiran je kao

$$k_v = \frac{1}{1,5 + 0,9 \cdot k_{dg} \cdot \psi} \leq 0,6 \quad (8)$$

Parametar ψ označava kut nagiba ploče u radijanima pri maksimalnoj sili, dok k_{dg} uzima u obzir utjecaj maksimalne veličine zrna agregata u betonu i dan je izrazom:

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75 \quad (9)$$

gdje je d_g maksimalna veličina zrna agregata u betonu, u ovom slučaju 16 mm.

Kut nagiba (rotacije) ploče Ψ može se dobiti eksperimentalno ili korištenjem nekih od predloženih teorijskih izraza prema MC 2010 [20]. Upotreba određenog teorijskog izraza ovisi o složenosti konkretne situacije za koju je potrebno provesti proračun, pa se prema tome razlikuju četiri razine aproksimacije u MC 2010. U praktičnoj primjeni se u većini

slučajeva može koristiti izraz za drugu razinu aproksimacije [17], dan kao:

$$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s \cdot f_y}{d \cdot E_s} \cdot \left(\frac{V_u}{V_{flex}} \right)^{1,5} \quad (10)$$

U izrazu (10), a primjenjivo na eksperimentalna istraživanja proboja ploča, r_s predstavlja radijus izdvojenog elementa ploče u mm (udaljenost između osi stupa i ruba ploče, u ovom radu je 750 mm), f_y je granica popuštanja armature za savijanje, E_s je modul elastičnosti armaturnog čelika, V_u je maksimalna sila pri ispitivanju, a V_{flex} je sila pri kojoj dolazi do popuštanja armature za savijanje u zoni ispod (ili iznad) stupa.

Silu V_{flex} je moguće izračunati pomoću izraza:

$$V_{flex} = \frac{4 \cdot m_R}{r_q \cdot \left(\cos \frac{\pi}{8} + \sin \frac{\pi}{8} \right) - c} \cdot \frac{B^2 - B \cdot c - c^2 / 4}{B - c} \quad (11)$$

gdje je r_q radijus na kojem se pojavljuju sile reakcije na ploči u mm (u ovom radu 750 mm), c je duljina stranice kvadratnog stupa u mm, B je duljina stranice ploče u mm, a m_R je maksimalni moment savijanja ploče po metru širine u Nmm (nominalni kapacitet momenta savijanja ploče). Uz pretpostavku idealno plastičnog ponašanja armature nakon popuštanja, pravokutnog oblika dijagrama naprezanja betona u tlačnoj zoni te uz zanemarivanje armature u tlačnoj zoni, vrijednost momenta m_R može se dobiti izrazom (12):

$$m_R = \rho \cdot f_y \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_y}{2 \cdot f_c} \right) \quad (12)$$

2.3. Sile proboja ploča s posmičnom armaturom

Svi propisi predstavljeni u ovom radu podrazumijevaju zajedničko djelovanje betona i posmične armature u pločama opterećenim na proboj, a to se općenito može prikazati kao:

$$V_{rd} = V_{rc} + V_{rs} \quad (13)$$

Međutim, komponente prethodnog izraza (13) se razlikuju po pojedinim propisima, a naročito je primjetna razlika između koncepta EC 2 i ACI 318 s jedne strane te MC 2010 s druge strane. Prema EC 2, silu proboja ploče s posmičnom armaturom moguće je proračunati prema izrazu:

$$V_{rd} = 0,75 \cdot 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{1/3} \cdot u \cdot d + 1,5 \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot d}{s_r} \quad (14)$$

gdje je A_{sw} ukupna površina posmične armature duž jednog opsega oko stupa u mm², s_r je radijalni razmak između pojedinih opsega posmične armature u mm, a $f_{ywd,ef}$ je dopušteno proračunsko naprezanje posmične armature dano izrazom:

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot d \leq f_{ywd} \quad (15)$$

Prema propisu ACI 318, sila proboja ploče s posmičnom armaturom proračunava se prema izrazu:

$$V_{rd} = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c} \cdot u \cdot d + \frac{A_{sw} \cdot f_{yt} \cdot d}{s_r} \quad (16)$$

gdje parametri A_{sw} i s_r imaju jednako značenje kao i u Eurokodu 2, dok je vrijednost dopuštenog proračunskog naprezanja posmične armature f_{yt} ograničena na 414 MPa (60 000 psi). Uspoređujući izraze (4) i (14) te (6) i (16), mogu se primijetiti određene sličnosti. Kao prvo, oba propisa smanjuju kapacitet nosivosti samog betona u odnosu na ploče koje nisu armirane posmičnom armaturom. Tako je ta vrijednost smanjena za 25 % kod EC 2, odnosno 50 % kod ACI 318. Smanjenje od 25 % se dopušta prema ACI 318 samo u slučaju korištenja posmične armature s sidrenim glavama (eng. *headed shear studs*). Razlog tom smanjenju su pretpostavljene šire posmične pukotine kod ploča armiranih posmičnom armaturom u odnosu na ploče koje nisu armirane posmičnom armaturom [14]. Šire pukotine dovode do smanjenja sposobnosti betona da prenosi posmik, što je u prvom redu uzrokovano smanjenjem mogućnosti efikasnog međusobnog zaklinjavanja zrna agregata koja se nalaze s dvije nasuprotne strane posmične pukotine.

Kao drugo, desni pribrojnici u izrazima (14) i (16) imaju vrlo sličan oblik, a razlikuju se u veličini dopuštenog proračunskog naprezanja posmične armature i koeficijentu kojim se pribrojnik množi (1,5 u Eurokodu 2, odnosno 1,0 u ACI 318). Tim koeficijentom se uzima u obzir efikasnost posmične armature. Prema MC 2010, doprinos posmične armature nosivosti ploče opterećene na proboj može se proračunati pomoću izraza:

$$V_{Rs} = \sum A_{sw} \cdot k_e \cdot \sigma_{sw} \quad (17)$$

gdje je $\sum A_{sw}$ ukupna površina posmične armature koju presijeca potencijalna posmična pukotina (pod kutom od 45°) unutar područja između $0,35 \cdot d$ i d (d je statička visina ploče), k_e koeficijent koji uzima u obzir položaj stupa, odnosno utjecaj eventualnog ekscentriciteta sila (0,9 za srednje, 0,7 za rubne i 0,65 za stupove u uglu), a σ_{sw} je naprezanje u posmičnoj armaturi koje se računa prema izrazu:

$$\sigma_{sw} = \frac{E_s \cdot \psi}{6} \cdot \left(1 + \frac{f_{bd}}{f_{yw}} \cdot \frac{d}{\phi_w} \right) \leq f_{yw} \quad (18)$$

U izrazu (18) ϕ_w je promjer posmične armature, a f_{yw} je granica popuštanja te armature. Parametar f_{bd} je čvrstoća prionjivosti armature koja se u praktičnoj primjeni za rebrastu armaturu može uzeti kao 3 MPa. Inače, MC 2010 sadrži i izraze za precizan proračun ovog parametra u konkretnim slučajevima. Ovdje valja primijetiti da MC 2010 ne predviđa smanjenje posmične otpornosti betona kod ploča s posmičnom armaturom u odnosu na one bez posmične armature na način na koji je to određeno propisima EC 2 i ACI 318. Naime, umjesto smanjenja definiranog konstantnom vrijednosti, MC 2010 predviđa smanjenje doprinosa betona povećanjem kuta nagiba ploče.

3. Eksperimentalno istraživanje

3.1. Mehanička svojstva materijala

U sklopu eksperimentalnih istraživanja korišten je sastav betona prikazan u tablici 1. Za spravljanje betona korištene su sljedeće frakcije riječnog agregata: 0 – 4 mm (drobljeni riječni agregat), 4 – 8 mm i 8 – 16 mm. Korišten je cement tipa CEM II/A-M 42,5 N. U svrhu postizanja bolje obradivosti, odnosno ciljanog razreda konzistencije S4, korišten je superplastifikator tipa BASF MasterGlenium 51. Izmjereno slijeganje betona u svježem stanju iznosilo je od 160 do 190 mm.

Svojstva korištene armature određena su eksperimentalno, vlačnim ispitivanjem prema normi HRN EN 15630-1 [21]. Korištena je rebrasta armatura promjera 14 mm, s granicom popuštanja $R_{p0,2} = 560$ MPa. Za posmičnu armaturu korištene su rebraste šipke promjera 6 mm, s granicom popuštanja $R_{p0,2} = 508$ MPa. Modul elastičnosti E_s armaturnog čelika iznosio je 200 GPa.

Tablica 1. Sastav mješavine betona

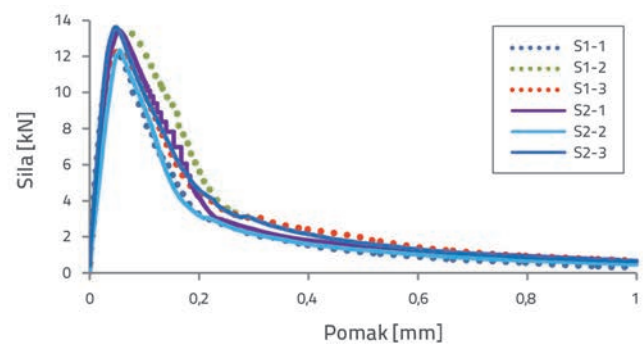
Cement [kg/m ³]	Voda [l/m ³]	Agregat ukupno [kg/m ³]	v/c omjer	Superplastifi- kator [kg/m ³]
370	170	1840	0,46	2,22

Osnovna mehanička svojstva betona određena su eksperimentalno. Tlačna čvrstoća betona (f_{ck}) ispitana je na uzorcima oblika kocke, stranice 150 mm, sukladno zahtjevima norme HRN EN 12390-3 [22]. Modul elastičnosti betona određen je na valjcima promjera 150 i visine 300 mm sukladno odredbama norme HRN EN 12390-13 [23]. Stabilizirani sekantni modul elastičnosti (E_{cs}) određen je prema metodi B navedene norme mjerenjem relativnih deformacija na tri mjesta po oplošju valjka (međusobno zatvarajući kut od 120°). Nakon ispitivanja modula elastičnosti, na istim valjcima određena je vlačna čvrstoća betona metodom cijepanja ($f_{ctm,sp}$), sukladno odredbama norme HRN EN 12390-6 [24]. Nadalje, eksperimentalno je određena i vlačna čvrstoća ($f_{ctm,fl}$) betona savijanjem u tri točke uzoraka oblika prizme, dimenzija 150 x 150 x 600 mm, s inicijalnim zarezom visine 25 mm na polovici raspona. Na slici 6. su prikazani dijagrami sila - pomak za uzorke betona svake ploče kao i fotografija ispitivanja.

U tablici 2 su prikazane tlačne čvrstoće betona određene kao srednje vrijednosti iz rezultata ispitivanja triju kocki za svaku ploču te odgovarajuća standardna devijacija (σ) i koeficijent varijacije (V). U istoj tablici su izdvojene vrijednosti vlačne čvrstoće cijepanjem, modul elastičnosti i vlačna čvrstoća pri savijanju koji su određeni iz ispitivanja po jednog uzorka za svaku ploču. Rezultati su podijeljeni u dvije grupe: S1 – beton za ploče s posmičnom armaturom i S2 – beton za ploče bez posmične armature.

Tablica 2. Rezultati ispitivanja modula elastičnosti, tlačne i vlačne čvrstoće (cijepanjem) betona

Ploča	Tlačna čvrstoća [MPa]			Vlačna čvrstoća cijepanjem [MPa]	Modul elastičnosti [GPa]	Vlačna čvrstoća savijanjem [MPa]
	f_{ck}	σ	V (%)	$f_{ctm,sp}$	$E_{c,s}^b$	$f_{ctm,fl}^b$
S1-1	49,7	1,1	2,21	3,5	33,4	3,93
S1-2	53,3	1,6	2,93	3,4	37,0	4,30
S1-3	51,0	1,4	2,72	3,0	36,6	3,96
Prosjek za ploče S1	51,3	1,4	2,62	3,3	35,7	4,1
S2-1	54,1	1,3	2,36	3,1	36,5	4,30
S2-2	50,4	0,4	0,72	3,5	35,5	3,95
S2-3	52,8	1,0	1,81	3,2	34,7	4,36
Prosjek za ploče S2	52,4	0,9	1,63	3,3	35,6	4,2



Slika 6. Vlačna čvrstoća na savijanje: a) ispitivanje uzorka prizme; b) dijagram sila - pomak

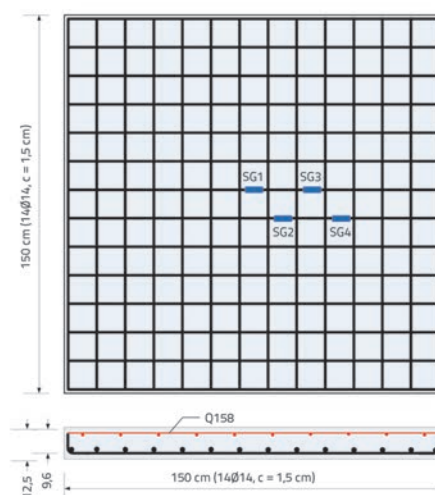
3.2. Uzorci ploča za ispitivanje

U okviru ovog istraživanja ispitano je ukupno 6 ploča, od čega su tri bile armirane protiv proboja (oznake S1), a tri su bile bez armature protiv proboja (oznake S2). Istraživanjem stanja područja pokazalo se da je uobičajena praksa ispitivanje samo jednog uzorka, što je po mišljenju autora nedovoljno za precizno tumačenje naknadnih analiza rezultata dobivenih raznim proračunskim modelima. Iz tog razloga se preporuča pri provođenju ovakvih eksperimenata ispitati barem po dva jednaka uzorka.

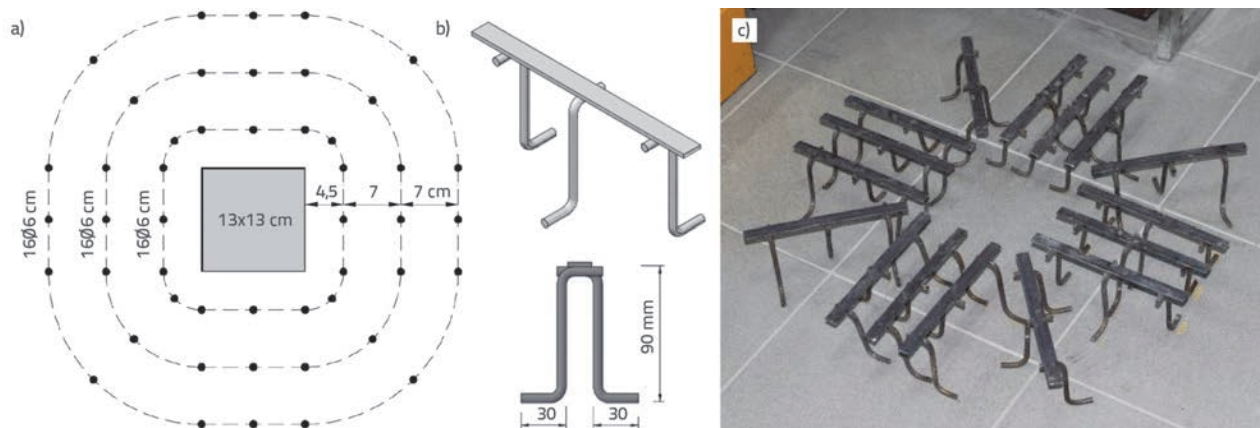
Sve ispitane ploče su bile jednakih dimenzija i izrađene iz betona jednakih sastava. Dimenzije ploča su $1,50 \times 1,50 \times 0,125$ m i predstavljaju modele u mjerilu 1:2 u odnosu na realan sustav ploče oslonjene samo na stupove. Uz pretpostavku da radijalni moment kod ploča oslonjenih samo na stupove ima nultu točku na otprilike $0,22 \cdot L$ od osi stupa (L je oznaka za duljinu raspona ploče), ispitni uzorci predstavljaju sustav ploče debljine 25 cm oslonjene na stupove na rasteru od približno 7 m za koje je odnos raspon/debljina oko 28. Čelična ploča preko koje je nanošeno koncentrirano opterećenje imala je tlocrtne dimenzije 13×13 cm, odnosno predstavljala je realan stup kvadratnog poprečnog presjeka dimenzija 26×26 cm.

Da bi se spriječilo otkazivanje nosivosti ploča uslijed savijanja i omogućilo otkazivanje nosivosti uslijed proboja, ploče je trebalo

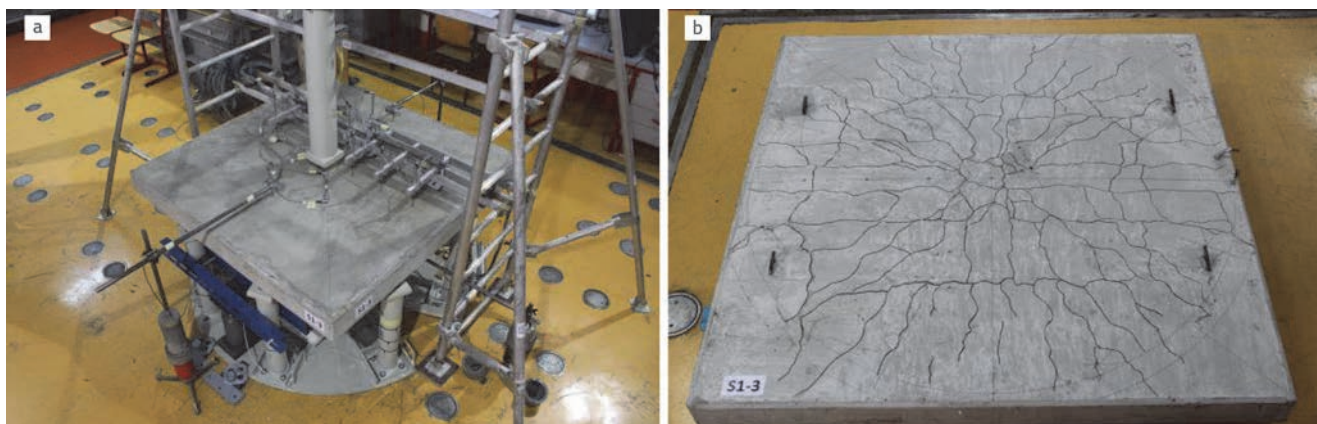
nešto više armirati nego što je uobičajeno u praksi. Koeficijent armiranja je bio 1,5 %, a odabrana je armatura promjera 14 mm na razmaku od 11 cm. Na tlačnoj strani je postavljena armaturna mreža oznake Q158 koja se sastoji od šipki promjera 5,5 mm na razmaku od 15 cm u oba smjera. Zaštitni sloj betona bio je 1,5 cm na vlačnoj strani i 2,0 cm na tlačnoj strani, dok je srednja statička visina ploče iznosila 9,6 cm. Raspored armature ploča u tlocrtu i presjeku prikazan je na slici 7.



Slika 7. Glavna armatura ploča i položaj elektrootpornih tenzometara



Slika 8. Armatura protiv proboja ploče tipa S1: a) raspored armature; b) dimenzije; c) fotografija prije ugradnje



Slika 9. Ploča S1-3: a) za vrijeme ispitivanja; b) vlačna strana nakon ispitivanja

U svrhu kontrole naprezanja u armaturi za vrijeme ispitivanja, na vlačnu su armaturu prije betoniranja u po jednu ploču svakog tipa ugrađena po četiri elektrootporna tenzometra za mjerenje relativnih deformacija (eng. *SG - strain gauges*). Naprezanja u armaturi u trenutku loma su realan pokazatelj je li ploča otkazala nosivost na savijanje ili na proboj.

Kao što je već navedeno, ploče tipa S1 su osim armature za savijanje sadržavale i armaturu protiv proboja. Prethodnim proračunom prema smjernicama Eurokoda 2 dobiveno je da armaturu protiv proboja treba osigurati u tri opsega kako je prikazano na slici 8.a.

Za armiranje protiv proboja korišten je sustav sastavljen od po tri vertikalne armaturene šipke promjera 6 mm, s kukama duljine 3 cm pod kutom od 90°. Te tri šipke su zatim zavarene preko kuka na metalnu traku dimenzija 16 x 3 mm, na međusobnom razmaku od 7 cm (slike 8.b i 8.c). Ovim sustavom armiranja nastojalo se simulirati danas najkvalitetniji oblik armature protiv proboja – vertikalne šipke s sidrenim glavama, o kojima je bilo riječi u uvodnom poglavlju, a koje se ne proizvode za ovako tanke ploče.

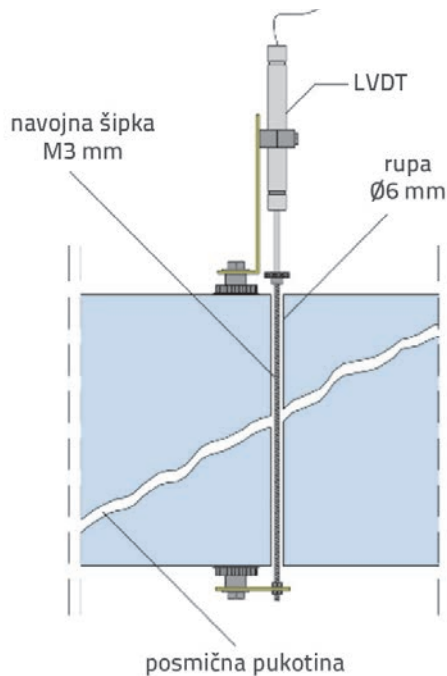
3.3. Osnovne postavke ispitivanja i mjerna mjesta

Za ispitivanje ploča izrađeno je čelično postolje koje se sastoji od osam čeličnih stupova kružnog poprečnog presjeka na koje su

se ploče diskretno oslanjale preko prostorno zglobnih oslonaca (slika 9.). Stupovi (oslonci) su postavljeni na radijusu od 75 cm od središta ploče. Opterećenje je nanošeno kontinuirano do sloma kontrolom pomaka ($v = 0,4$ mm/min) pomoću hidrauličkog statičko-dinamičkog ispitnog stroja kapaciteta 600 kN. Radi sprječavanja pojave koncentracije naprezanja u njezinim uglovima, ispod čelične ploče za prijenos opterećenja postavljena je HDF ploča (lesonit velike gustoće od približno 850 kg/m³) jednakih dimenzija (13 x 13 cm). Prije svakog ispitivanja trebalo je posebno paziti o pravilnom postavljanju uzoraka na postolje, odnosno simetričnom oslanjanju na sve oslonce postolja.

Za vrijeme ispitivanja provedena su kontinuirana mjerenja sile i više različitih parametara ponašanja ploče. Mjerna mjesta na pločama prikazana su na slikama 11.a i 11.b.

Ukupno 12 LVDT senzora (eng. *Linear Variable Differential Transformer*) za mjerenje vertikalnih pomaka postavljeno je na gornju i donju plohu ploča. S gornje strane ploča pomaci su mjereni duž dvije osi (A i B), i to na tri mjesta po svakoj osi – u osminama i četvrtinama raspona (mjerna mjesta G1A do G3A i G1B do G3B). Radi kontrole simetrije pomaka ploče, u osima C i D, pomaci su mjereni na četvrtinama raspona (mjerna mjesta G2C i G2D). S donje strane pomaci su mjereni samo duž osi A i to na četiri mjesta – u osminama, četvrtini i polovici raspona ploče (mjerna mjesta D0A do D3A).



Slika 10. Postavke senzora za mjerenje promjene debljine ploče

Nadalje, dva LVDT senzora su korištena za mjerenje promjene debljine ploča za vrijeme ispitivanja (mjerna mjesta PC i PBC). U svrhu postavljanja tih senzora, za vrijeme betoniranja u svim su pločama ostavljene po dvije rupe promjera 6 mm. Kroz te su rupe zatim provučene tanke navojne šipke (promjer 3 mm) i fiksirane na donjoj strani uzoraka. Na gornjoj strani uzoraka

su navojne šipke spojene s LVDT osjetilom fiksiranim na gornjoj strani ploče (slika 10.).

Radialne relativne deformacije mjerene su samo na tlačnoj strani ploča induktivnim osjetilima postavljenim na mjerne bazi od 100 mm. Senzori su postavljeni u dva smjera, duž osi C i AD (dijagonalno između osi A i D) prema slici 11.a. Pojava dekompresije (smanjenja tlačnih deformacija) na ovim mjernim mjestima jest pokazatelj razvoja posmične pukotine, odnosno najava proboja.

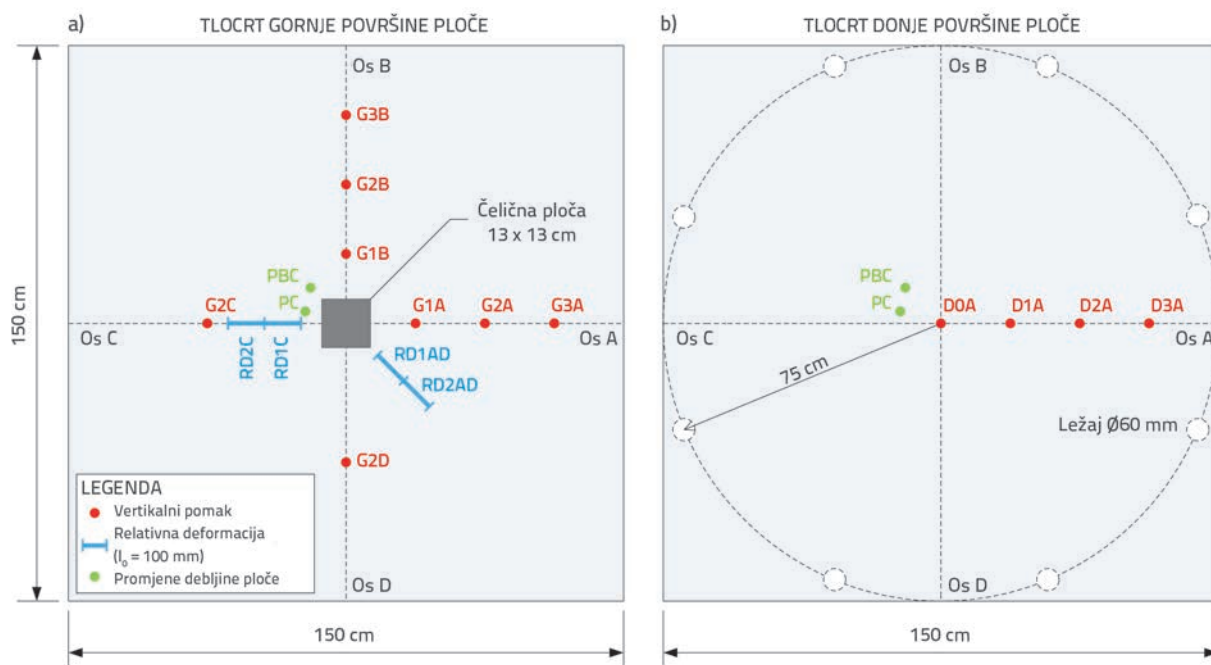
3.4. Rezultati ispitivanja

Ispitane su ukupno tri ploče tipa S1 oznaka S1-1, S1-2 i S1-3 (s posmičnom armaturom) te tri ploče oznaka S2-1, S2-2 i S2-3 (bez posmične armature). Ovdje su izdvojeni neki od rezultata mjerenja pomaka, relativnih deformacija i kutova zaokreta koji su proračunani iz izmjerenih pomaka.

U tablici 3. su prikazani rezultati izmjerenih sila proboja (maksimalna sila tijekom ispitivanja) te rezultati nekih od mjerenih pomaka i kutova nagiba u tom trenutku (neposredno prije samog proboja).

Iako je na temelju provedenih mjerenja moguće izraziti više kutova nagiba pojedine ploče, kao dva kuta nagiba od interesa odabrani su oni između točaka G2A i G3A odnosno G2B i G3B. Kao mjerodavan je odabran veći kut, a prikazan je u tablici 3. Kut nagiba predstavlja mjeru deformacijskog kapaciteta ploče.

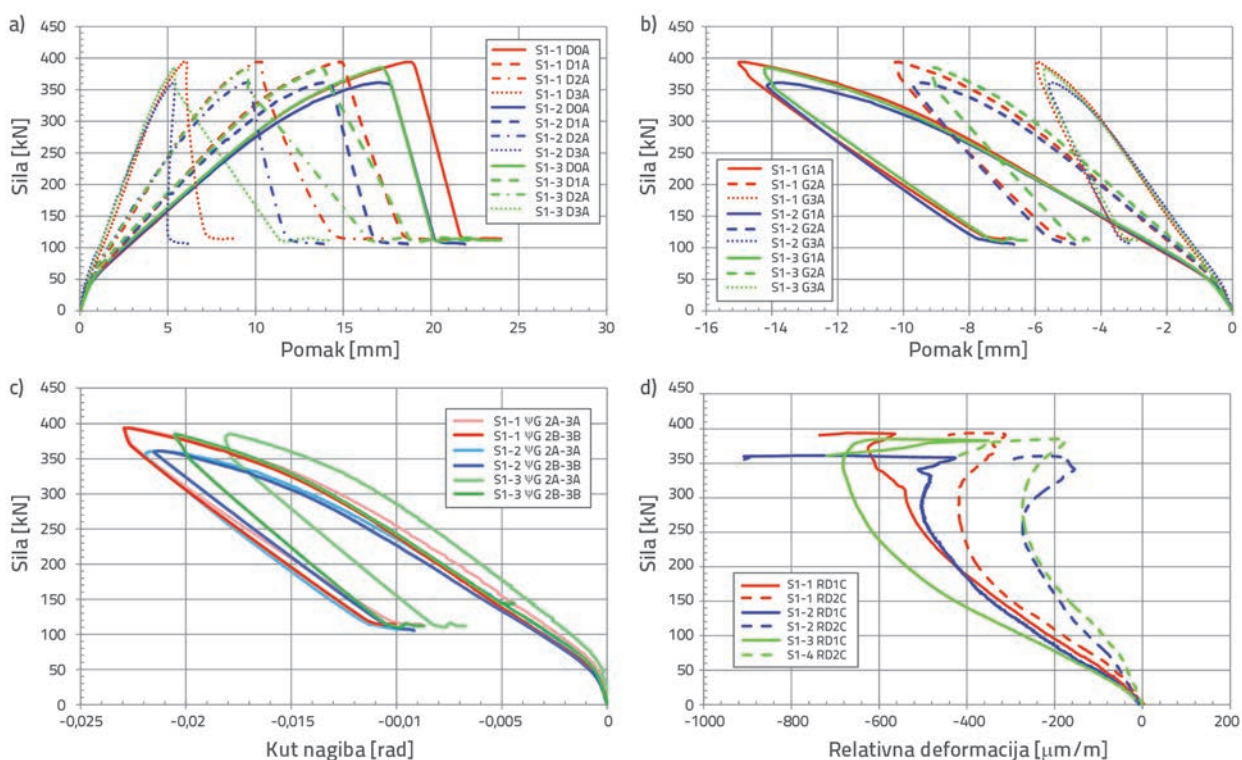
Na slici 12. prikazani su rezultati ispitivanja ploča S1, a na slici 13. rezultati ispitivanja ploča S2.



Slika 11. Tlocrti prikaz mjernih mjesta na pločama: a) gornja strana; b) donja strana

Tablica 3. Maksimalne sile te neki od pomaka i kutova nagiba u trenutku neposredno prije proboja

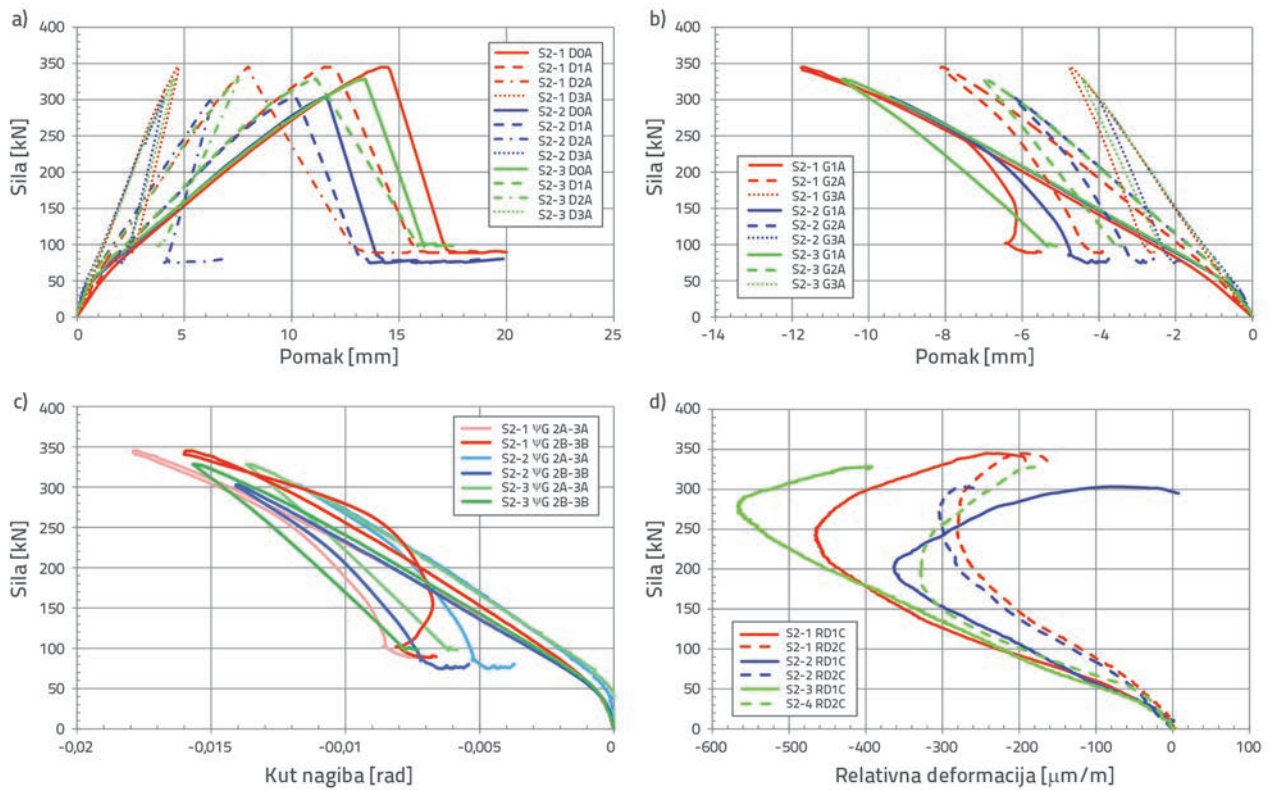
Ploča	F_{max} [kN]	Pomak DOA [mm]	Pomak G1A [mm]	Pomak G1B [mm]	$\Psi_{max, exp}$ [rad]
S1-1	393,9	18,7	14,9	14,0	-0,0227
S1-2	361,3	17,1	13,8	12,8	-0,0213
S1-3	385,2	17,2	14,2	13,4	-0,0205
Prosjeck za ploče S1	380,2	17,6	14,3	13,4	-0,0215
σ	16,9	0,9	0,5	0,6	0,0011
S2-1	345,2	14,2	11,7	11,4	-0,0178
S2-2	303,3	11,5	9,4	8,9	-0,014
S2-3	328,4	13,4	10,7	10,4	-0,0157
Prosjeck za ploče S2	325,6	13,0	10,6	10,2	-0,0158
σ	21,1	1,4	1,1	1,2	0,0019



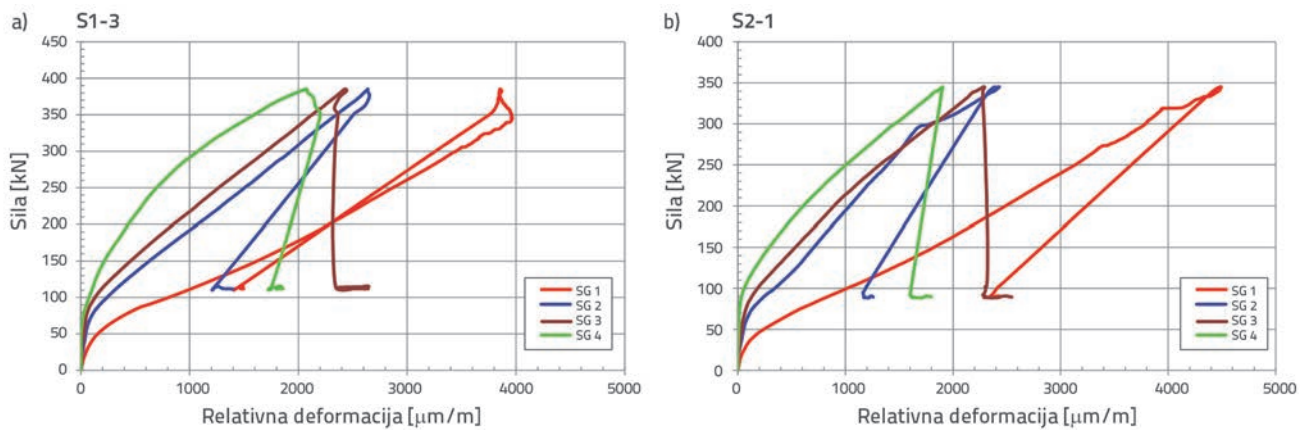
Slika 12. Ploče S1: a) sila – pomak (linija A dolje); b) sila – pomak (linija A gore); c) sila – kut nagiba (linije A i B gore); d) sila – relativna deformacija (linija C gore)

Ukupno gledano, ponašanje uzoraka oba tipa ploča može se smatrati prilično ujednačenim, uz nešto veća odstupanja kod ploča bez posmične armature, što je i očekivano. Iz svih prikazanih dijagrama jasno je vidljivo da je do otkazivanja nosivosti došlo krhkim lomom - probojem. Također, moguće je razlikovati dva područja u dijagramima: linearno područje s početnom krutosti koje odgovara pretputkutinskom stanju i područje u kojem je krutost ploče smanjena uslijed pojave pukotina. Dijagrami sila – pomak (slike 12.a i 12.b te 13.a

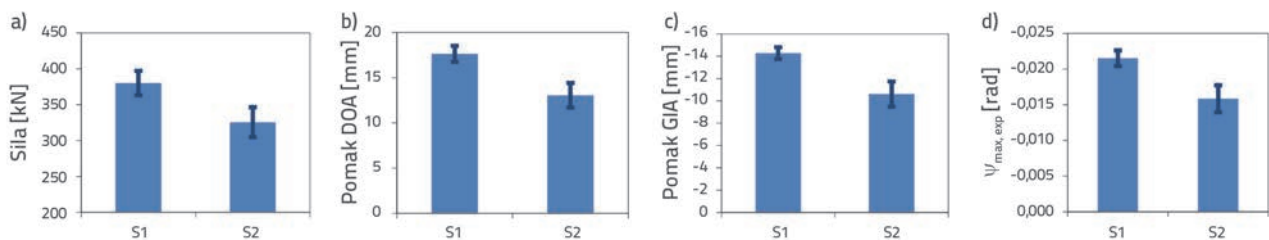
i 13.b) prikazuju jasnu raspodjelu pomaka duž pojedinih osi. Dijagrami sila – kut nagiba (slike 12.c i 13.c) prikazuju razlike između odabranih kutova nagiba. U dijagramima sila – relativna deformacija (slike 12.d i 13.d) može se primijetiti smanjenje tlačnih deformacija uslijed formiranja probojnog stošca (piramide), odnosno najave proboja. Zapisi mjerenja relativnih deformacija armature na pločama S1-3 i S2-1 iz kojih je vidljivo da tijekom ispitivanja nije došlo do plastifikacije vlačne armature prikazani su na slici 14.



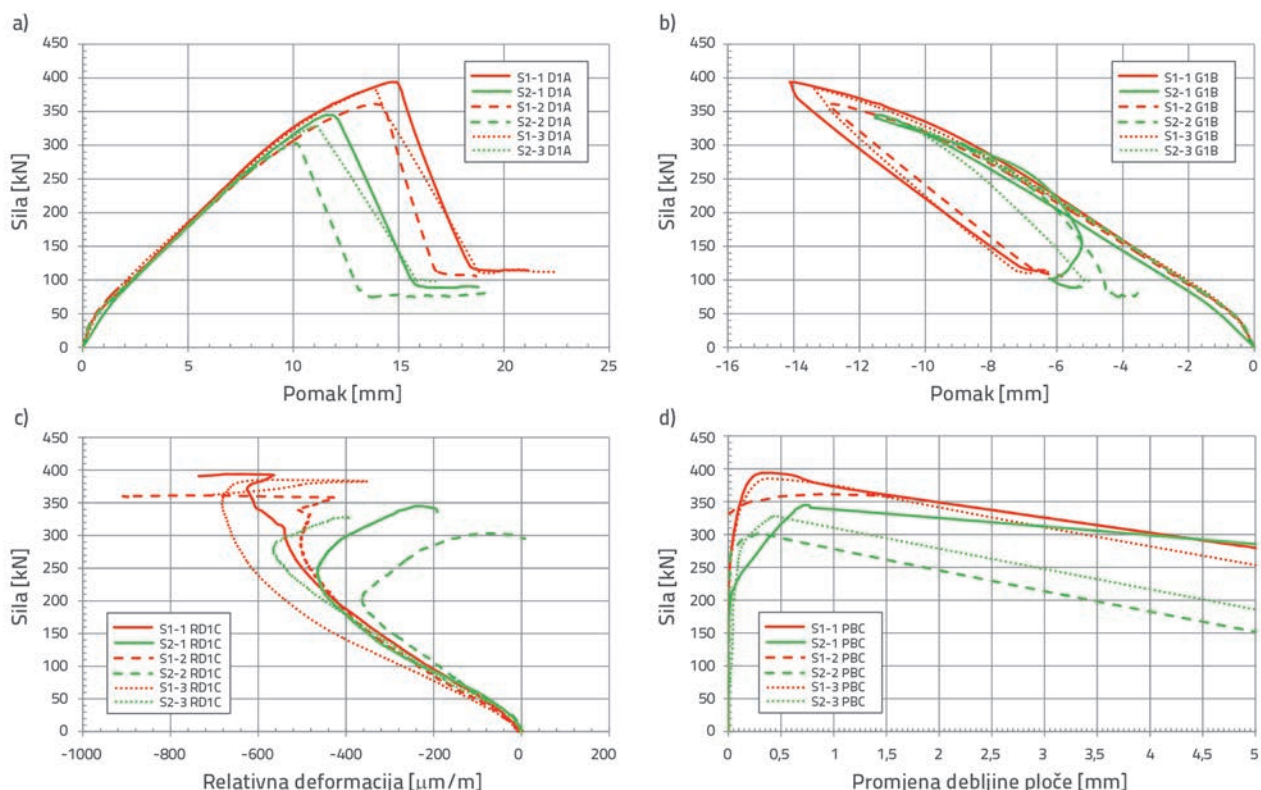
Slika 13. Ploče S2: a) sila – pomak (linija A dolje); b) sila – pomak (linija A gore); c) sila – kut nagiba (linije A i B gore); d) sila – relativna deformacija (linija C gore)



Slika 14. Relativne deformacije na vlačnoj armaturi: a) ploča S1-3; b) ploča S2-1



Slika 15. Prosječne vrijednosti: a) sile proboja; b) pomaci na liniji A dolje; c) pomaci na liniji A gore; d) maksimalni kut nagiba



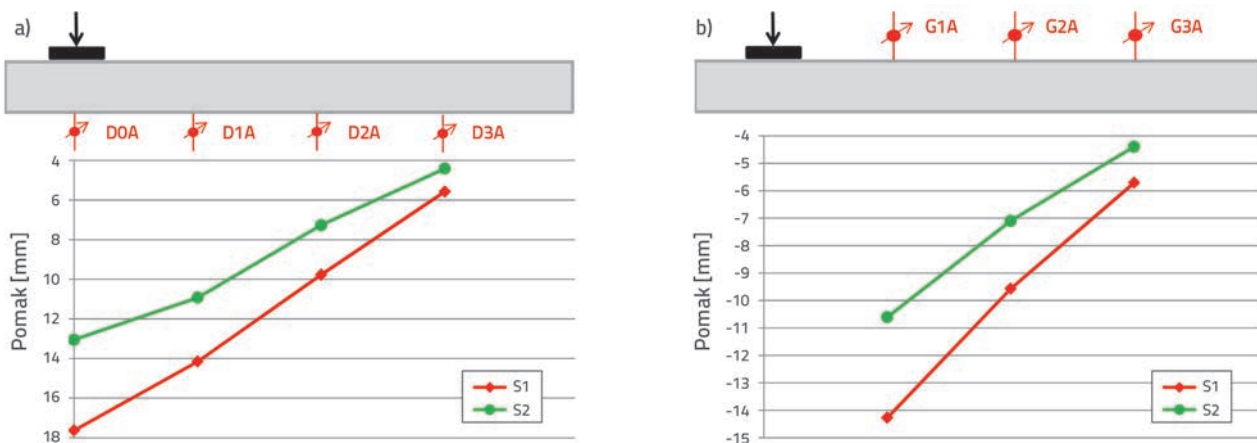
Slika 16. Ploče S1 i S2: a) sila – pomak D1A; b) sila – pomak G1B; c) sila - relativna deformacija na RD1C; d) sila - promjena debljine ploče PBC

Slika 15. prikazuje prosječne vrijednosti sila proboja te pomake DOA i G1A (donja i gornja strana ploča) i maksimalne kutove nagiba neposredno prije proboja. Iz prikazanog se može zaključiti o porastu nosivosti na proboj i porastu deformacijskog kapaciteta ploča s posmičnom armaturom u odnosu na ploče bez posmične armature. Prosječni porast nosivosti na proboj (sile proboja) iznosi 17 %, dok prosječni porast deformacijskog kapaciteta (kuta nagiba) iznosi 36 %.

Dijagrami na slici 16. prikazuju zapise mjerenja pomaka na mjernim mjestima D1A i G1B, relativnih deformacija na mjernom mjestu RD1C te promjenu debljine ploča na mjernom mjestu

PBC u odnosu na silu za sve ispitivane ploče. Iz dijagrama sila – pomak na slici 16.a je vidljivo da se krutost ploče na savijanje ugradnjom posmične armature ne mijenja kao i da ploče s posmičnom armaturom nakon loma zadržavaju veće vrijednosti kapaciteta nosivosti.

Na dijagramu sila – relativna deformacija na slici 16.c može se primijetiti da dekompresija tlačne zone (odnosno stvaranje probojnog stošca) kod ploča bez posmične armature počinje mnogo prije samog loma. Za ploče s posmičnom armaturom to je ponešto drugačije jer armatura sprječava (ograničava) stvaranje probojnog stošca u obliku u kojem se on pojavljuje kod ploča bez posmične armature.



Slika 17. Prosječni pomaci duž linije A (dolje i gore) za oba tipa ploča neposredno prije proboja

Mjerenje promjene debljine ploče može se protumačiti i kao indirektno mjerenje širine posmične pukotine. Na dijagramu sila – promjena debljine ploče na slici 16.d može se primijetiti razlika u ovom parametru između ploča s posmičnom armaturom i bez nje. Naime, kod uzoraka bez posmične armature odmah nakon pojave prve posmične pukotine dolazi do nagle promjene debljine ploče. S druge strane, kod ploča s posmičnom armaturom ona omogućava kontrolirano širenje posmične pukotine u području prije i neposredno nakon dostizanja sile proboja.

Na slici 17. dan je grafički prikaz prosječnih pomaka duž linije A (dolje i gore) za oba tipa ploča neposredno prije proboja.

Nakon ispitivanja je po jedna ploča svakog tipa prerezana na dva dijela kako bi se vidjela razlika u obliku probojnog stošca (slika 18.). Može se primijetiti da je posmična armatura kod ploče S1-1 uzrokovala smanjenje kuta posmične pukotine u odnosu na ploču S2-2 (sa $\approx 45^\circ$ na $\approx 15^\circ$), odnosno da je aktivirala puno veću površinu ploče za otpor koncentriranom djelovanju u sredini ploče.



Slika 18. Prerezane ploče S1-1 i S2-2 nakon ispitivanja

4. Usporedba rezultata ispitivanja i proračunskih modela

4.1. Ulazni podaci proračuna

Da bi se rezultati dobiveni ispitivanjem ploča mogli usporediti s rezultatima proračunskih modela, svi koeficijenti sigurnosti za svojstva materijala i djelovanja uzeti su u proračunskim modelima s vrijednosti jedan. To je uobičajen postupak u slučaju kada su svi ulazni parametri poznati, odnosno eksperimentalno potvrđeni vlastitim ispitivanjima.

Kako je ranije objašnjeno u poglavlju 3, tlačna čvrstoća betona pojedine ploče određena je na temelju ispitivanja tlačne čvrstoće triju kocki 28 dana nakon betoniranja. Kako ploče nisu ispitivane na isti dan kao i spomenute kocke, provedena je procjena prirasta tlačne čvrstoće betona do dana ispitivanja ploče prema izrazu u EC 2 [18]. Proračunane vrijednosti tlačnih čvrstoća betona koje su korištene u proračunskim modelima prikazane su u tablici 4. Valja napomenuti da se te vrijednosti odnose na tlačnu čvrstoću valjka koja se koristi u svim proračunskim modelima, a određena je kao osamdeset postotna vrijednost tlačne čvrstoće kocke.

Tablica 4. Starost ploča na dan ispitivanja i procijenjena tlačna čvrstoća

Ploča	Datum ispitivanja ploče	Starost ploče na dan ispitivanja* [dani]	Procijenjena tlačna čvrstoća na dan ispitivanja [MPa]
S1-1	27.4.2015.	60	43,1
S1-2	15.4.2015.	48	45,2
S1-3	9.4.2015.	42	42,7
S2-1	8.4.2015.	41	45,2
S2-2	30.4.2015.	63	43,8
S2-3	13.4.2015.	46	44,6

* Ploče su betonirane 26. veljače 2015.

Prethodno je objašnjen pojam kritičnog (kontrolnog) opsega i prikazani su izrazi za proračun ovog parametra po pojedinim propisima. Uz srednju statičku visinu ploča od 96 mm i duljinu stranice stupa od 130 mm dobivaju se sljedeće vrijednosti za kontrolne opsege:

- Eurokod 2, izraz (1): 1726 mm
- ACI 318, izraz (2.a): 822 mm
- fib Model Code 2010, izraz (3): 822 mm

Ovdje se valja osvrnuti i na doprinos vlastite težine ploče eksperimentalno određenim silama proboja. Dio ploče koji sudjeluje u prijenosu posmika može se smatrati krnjim stošcem ili piramidom čiji je volumen moguće izračunati. U literaturi se uglavnom govori o krnjem stošcu bez obzira na to što je baza na mjestu nanošenja sile (na tlačnoj strani) zapravo kvadratnog oblika, dok je na vlačnoj strani nepravilnog, približno kružnog oblika. Uobičajeno se pretpostavlja da se oplošje stošca (piramide) nalazi pod kutom od $\approx 30^\circ$ u odnosu na ravninu ploče, te se nakon množenja proračunanog volumena sa specifičnom težinom betona dobivena vrijednost dodaje onoj dobivenoj eksperimentom čime se dobiva stvarna sila proboja [13]. Međutim, zbog ploča male debljine u ovom istraživanju, utjecaj vlastite težine zanemaren je pri iskazivanju rezultata sila proboja.

4.2. Ploče bez posmične armature

Usporedba eksperimentalno određenih i različitim proračunskim modelima proračunanih sila proboja ploča bez posmične armature prikazana je u tablici 5. Tlačne čvrstoće betona prikazane u toj tablici odgovaraju onima prikazanim u tablici 4, odnosno radi se o procijenjenim tlačnim čvrstoćama betona ploča na dan ispitivanja. Može se primijetiti da su svi promatrani proračunski modeli poprilično konzervativni u procjeni sile proboja, odnosno podcjenjuju realan kapacitet nosivosti ploča. Kao najkonzervativniji pokazao se proračunski model ACI 318, slijedi MC 2010, dok se proračunskim modelom EC 2 dobiva

Tablica 5. Usporedba eksperimentalnih rezultata i vrijednosti proračunanih prema različitim propisima (ploče bez posmične armature)

Oznaka ploče	f_c [MPa]	$\Psi_{exp, max}$ [rad]	V_{exp} [kN]	V_{EC2} [kN]	V_{ACI} [kN]	V_{MC} [kN]	V_{exp}/V_{EC2}	V_{exp}/V_{ACI}	V_{exp}/V_{MC}
S2-1	45,2	0,0178	345,2	243,3	176,8	174,6	1,42	1,95	1,98
S2-2	43,8	0,0140	303,3	240,8	174,0	192,5	1,26	1,74	1,58
S2-3	44,6	0,0157	328,4	242,2	175,6	184,4	1,36	1,87	1,78
Prosječna vrijednost:							1,35	1,85	1,78

Tablica 6. Usporedba eksperimentalnih rezultata i vrijednosti proračunanih prema različitim propisima (ploče s posmičnom armaturom)

Oznaka ploče	f_c [MPa]	$\Psi_{exp, max}$ [rad]	V_{exp} [kN]	V_{EC2} [kN]	V_{ACI} [kN]	V_{MC} [kN]	V_{exp}/V_{EC2}	V_{exp}/V_{ACI}	V_{exp}/V_{MC}
S2-1	43,1	0,02274	393,9	432,1	340,7	377,2	0,91	1,16	1,04
S2-2	45,2	0,02128	361,3	435,0	342,7	386,3	0,83	1,05	0,94
S2-3	42,7	0,02053	385,2	431,6	340,3	385,1	0,89	1,13	1,00
Prosječna vrijednost:							0,88	1,11	0,99

rezultat koji je najbliži eksperimentalno dobivenom. Valja napomenuti da kada bi se koeficijent k iz izraza (5) kojim se uzima u obzir utjecaj veličine uzorka, u proračun uvrstio sa stvarnom vrijednosti (a ne s graničnom - maksimalno 2,0), rezultati dobiveni s EC 2 bili bi još i točniji te bi se omjeri eksperimentalnih i proračunskih veličina sasvim približili vrijednosti jedan. Prilikom projektiranja se u proračunu koriste i koeficijenti sigurnosti za materijale kojima se proračunske vrijednosti dodatno pomiču na stranu sigurnosti.

4.3. Ploče s posmičnom armaturom

Prvi od tri opsega posmične armature postavljen je na udaljenosti 4,5 cm od lica stupa, dok je međusobna udaljenost između pojedinih opsega bila 7,0 cm, kao što je prikazano na slici 8. Dakle, ukupna površina posmične armature koja se koristi u izrazima (14), (16) i (17) jednaka je za sva tri proračunska modela i iznosi 4,48 cm².

Tablica 6 prikazuje usporedbu eksperimentalno i proračunom dobivenih sila probija ploča s posmičnom armaturom. Može se primijetiti da proračunski modeli MC 2010 i ACI 318 relativno dobro predviđaju sile probija ploča. Pritom je rezultat ACI 318 za prosječno 11 % pomaknut na stranu sigurnosti, dok MC 2010 minimalno precjenjuje kapacitet nosivosti ploča – za 1 %. Veća pogreška na strani sigurnosti za ACI 318 proizlazi iz činjenice da se prema ovom modelu posmična otpornost betona u pločama s posmičnom armaturom mora smanjiti na 50 % u odnosu na tu otpornost kod ploča bez posmične armature. U slučaju EC 2 ovo smanjenje iznosi 25 %, dok je u slučaju MC 2010 ono uključeno u proračunski model preko povećanja kuta nagiba ploče.

Usporedbom rezultata eksperimenata i proračunskog modela EC 2, može se primijetiti da taj model precjenjuje posmičnu

otpornost ploča s posmičnom armaturom uz prosječnu pogrešku od 12 %. Iako je ovaj rezultat nepovoljan, korištenjem koeficijentata sigurnosti za materijale u standardnom projektiranju, postigla bi se zadovoljavajuća razina sigurnosti i u ovom slučaju.

5. Zaključak

U radu je opisan povijesni razvoj konstrukcijskog sustava ploče oslonjene samo na stupove, kao i problematika probija ploče, važnog aspekta pri projektiranju takvog sustava. Prikazana su i tri različita modela za proračun probija ploča: Eurokod 2, ACI Code 318 i fib Model Code 2010. Nadalje, opisano je provedeno eksperimentalno istraživanje na pločama s ugrađenom posmičnom armaturom i bez nje. Ispitano je ukupno šest relativno tankih ploča (debljina 12,5 cm), po tri posmičnom armaturom i bez posmične armature. Cilj istraživanja je bio proširiti postojeću bazu eksperimentalnih istraživanja probija ploča s obzirom da u pregledanoj literaturi nisu pronađena ispitivanja ploča sličnih debljina s ugrađenom posmičnom armaturom. Dodatni cilj je bio na temelju rezultata eksperimentalnog istraživanja ocijeniti i usporediti prije spomenute modele za proračun probija ploča.

Svi promatrani proračunski modeli za ploče bez posmične armature pokazali su se kao konzervativni, odnosno podcjenjuju realnu nosivost ploča opterećenih na proboj. Najtočnije predviđanje sile loma postiže se korištenjem izraza prema EC 2. Uzgred rečeno, ako bi se zanemarilo propisano ograničenje koeficijenta kojim se uzima u obzir utjecaj veličine uzorka ($k \leq 2,0$), postigla bi se još bolja predviđanja ovog modela. Primjenom proračunskog modela ACI 318 dobivaju se najkonzervativniji rezultati, što je i očekivano jer

taj model uključuje samo jedan parametar – tlačnu čvrstoću betona, dok parametre poput koeficijenta armiranja i utjecaja veličine zanemaruje. Modelom MC 2010 dobivaju se tek nešto manje konzervativne vrijednosti u odnosu na ACI 318. Ovdje valja napomenuti da se od promatranih modela jedino MC 2010 temelji na promatranju mehanike (kinematike) ploče. Preciznije, radi se o širini kritične posmične pukotine koju se smatra ovisnom o kutu nagiba (rotaciji) ploče [17]. Ipak, u kontekstu relativno tankih ploča korištenih u ovom istraživanju treba imati na umu da su rezultati sile proboja vrlo osjetljivi na utjecaj veličine uzorka (eng. *size effect*). Drugim riječima, smanjenjem debljine ploče dobivaju se relativno veće sile pri kojima dolazi do proboja što za posljedicu ima i veću konzervativnost proračunskih modela.

Ploče armirane posmičnom armaturom imale su prosječno 17 % veće sile proboja u odnosu na ploče bez posmične armature. Nadalje, povećanje od 36 % može se primijetiti kod deformacijskog kapaciteta ploča, odnosno progiba i kutova nagiba. Kod predviđanja nosivosti na proboj ploča s ugrađenom posmičnom armaturom ponovno se kao najkonzervativniji pokazao proračunski model ACI 318, dok je model EC 2 pak precijenio kapacitet tih ploča. Ovakav rezultat modela ACI 318 ne čudi jer se prema njemu, kod ploča s posmičnom armaturom doprinos betona ukupnoj otpornosti smanjuje na 50 % u odnosu na tu otpornost kod ploča bez posmične armature. Kod modela EC 2 to smanjenje iznosi 25 %, što je u konačnici

dovelo do prosječne pogreške od 12 % u procjeni sile loma uzoraka (na strani nesigurnosti). Proračunski model MC 2010 ne uključuje smanjenje doprinosa betona ukupnoj posmičnoj otpornosti ploča s posmičnom armaturom na način kao što to čine modeli EC 2 i ACI 318. Doprinos betona se u ovom slučaju smanjuje s povećanjem širine kritične posmične pukotine, odnosno s povećanjem kuta nagiba ploče. Prema modelu MC 2010, u ovom je istraživanju dobiveno najbolje podudaranje s eksperimentalnim rezultatima. Od tri ispitana uzorka s posmičnom armaturom, taj model je precijenio nosivost samo jednog uzorka, što je dovelo do prosječne pogreške od 1 % na strani nesigurnosti. Valja istaknuti da je u ispitivanim pločama zbog njihove male debljine upitna efikasnost sidrenja korištene posmične armature. Provođenjem sličnih eksperimenata na pločama veće debljine s ovim tipom posmične armature, kao i s ostalim uobičajenim tipovima armature, omogućila bi se točnija validacija dobivenih eksperimentalnih rezultata.

Zahvala

Autori zahvaljuju na financijskoj potpori iz sedmog okvirnog programa Europske unije, projekta "Innovative Reuse of All Tyre Components in Concrete" pod oznakom 603722. Autori srdačno zahvaljuju svim suradnicima na spomenutom projektu, a posebno kolegama sa Zavoda za materijale Građevinskog fakulteta u Zagrebu i tvrtki *Gradmont* d. o. o.

LITERATURA

- [1] Wood, J.G.M.: *Pipers Row Car Park Wolverhampton: Quantitative Study of the Causes of the Partial Collapse on 20th March 1997*, 1997.
- [2] Sacramento, P.V.P., Ferreira, M.P., Oliveira, D.R.C., Melo, G.S.S.A.: Punching strength of reinforced concrete flat slabs without shear reinforcement, *Ibracon Structures and Materials Journal*, 5 (2012) 5, pp. 659–674.
- [3] Regan, P.E.: *Behaviour Of Reinforced Concrete Flat Slabs*, CIRIA Report No. 89, Construction Industry Research and Information Association, London, 1981.
- [4] Gasparini, D.A.: Contributions of C. A. P. Turner to Development of Reinforced Concrete Flat Slabs 1905. - 1909., *Journal of Structural Engineering*, 128 (2002) 10, pp. 1243–1252, doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:10(1243),
- [5] Furst, A., Marti, D.: Robert Maillart's Design Approach for Flat Slabs, *Journal of Structural Engineering*, 123 (1997) 8, pp. 1102–1110.
- [6] Kierdorf, A.: Early Mushroom Slab Construction in Switzerland, Russia and the U.S.A. – A Study in Parallel Technological Development, Proceedings of the Second International Congress on Construction History, 2006: pp. 1793–1807.
- [7] Kunz, J., Fernández Ruiz, M., Muttoni, A.: Enhanced safety with post-installed punching shear reinforcement, Walraven, J.C., Stoelhorst, D. (Eds.), *Tailor Made Concrete Structures - New Solutions for Our Society*, Taylor and Francis Group, 2008: pp. 679–684.
- [8] Birkle, G., Dilger, W.H.: Shear Strength of Slabs with Double-Headed Shear Studs in Radial and Orthogonal Layouts, *ACI Special Publication 265-23*, American Concrete Institute, 2009: pp. 499–510.
- [9] Birkle, G., Dilger, W.H.: Influence of slab thickness on punching shear strength, *ACI Structural Journal*, 105 (2008) 2, pp. 180–188.
- [10] Stein, T., Ghali, A., Dilger, W.: Distinction between Punching and Flexural Failure Modes of Flat Plates, *ACI Structural Journal*, 104 (2007) 3, pp. 357–365.
- [11] Dilger, W., Birkle, G., Mitchell, D.: Effect of Flexural Reinforcement on Punching Shear Resistance, *ACI Special Publication 232-4*, American Concrete Institute, 2005: pp. 57–74.
- [12] Hegger, J., Ricker, M., Sherif, A.G.: Punching strength of reinforced concrete footings, *ACI Structural Journal*, 106 (2009) 5, pp. 706–716.

- [13] Beutel, R., Hegger, J.: The effect of anchorage on the effectiveness of the shear reinforcement in the punching zone, *Cement and Concrete Composites*, 24 (2002) 6, pp. 539–549, doi:10.1016/S0958-9465(01)00070-1.
- [14] Fernández Ruiz, M., Muttoni, A.: Applications of critical shear crack theory to punching of reinforced concrete slabs with transverse reinforcement, *ACI Structural Journal*, 106 (2009) 4, pp. 485–494.
- [15] Lips, S., Fernández Ruiz, M., Muttoni, A.: Experimental Investigation on Punching Strength and Deformation Capacity of Shear-Reinforced Slabs, *ACI Structural Journal*, 109 (2012) pp. 889–900.
- [16] Muttoni, A., Schwartz, J.: Behaviour of beams and punching in slabs without shear reinforcement, IABSE Colloquium, Zurich, 1991: pp. 703–708.
- [17] Muttoni, A.: Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement, *ACI Structural Journal*, 105 (2008) 4, pp. 440–450.
- [18] European Committee for Standardization: Eurokod 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, (2004) pp. 225.
- [19] ACI Committee 318: Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 318-14), (2014) pp. 525.
- [20] Federation internationale du beton: Model Code for Concrete Structures 2010, (2013) pp. 410.
- [21] HZN: HRN EN ISO 15630-1:2010. Čelik za armiranje i prednapinjanje betona - Metode ispitivanja - 1. dio: Armaturene šipke, valjana žica i žica, (2010).
- [22] HZN: HRN EN 12390-3:2012. Ispitivanje očvrsluologa betona - 3. dio: Tlačna čvrstoća ispitnih uzoraka., (2012).
- [23] HZN: HRN EN 12390-13:2013. Ispitivanje očvrsluologa betona - 13. dio: Određivanje sekantnog modula elastičnosti pri tlaku, (2013).
- [24] HZN: HRN EN 12390-6:2010. Ispitivanje očvrsluologa betona - 6. dio: Vlačna čvrstoća cijepanjem, (2010).