



UNIVERZITET U NOVOM SADU
GRAĐEVINSKI FAKULTET SUBOTICA

**NOSIVOST NA SMICANJE OD PROBIJANJA
EKSCENTRIČNO OPTEREĆENIH AB PLOČA SA
OTVOROM U BLIZINI OSLOMCA BEZ ARMATURE
ZA SMICANJE**

DOKTORSKA DISERTACIJA

Mentor: Profesor dr Miroslav Bešević

Mentor: Docent dr Martina Vojnić Purčar

Kandidat: Smilja Bursać

Subotica, 2020. godina

UNIVERZITET U NOVOM SADU
GRAĐEVINSKI FAKULTET SUBOTICA

KLJUČNA DOKUMENTACIJSKA INFORMACIJA

Redni broj, RBR:											
Identifikacioni broj, IBR:											
Tip dokumentacije, TD:	Monografska dokumentacija										
Tip zapisa, TZ:	Tekstualni štampani materijal										
Vrsta rada, VR:	Doktorska disertacija										
Ime i prezime autora, AU:	Smilja Bursać										
Mentor, MN:	dr Miroslav Bešević, dipl. ing. građ., Redovni profesor Građevinskog fakulteta u Subotici dr Martina Vojnić Purčar, dipl. ing. građ., Docent Građevinskog fakulteta u Subotici										
Naslov rada, NR:	Nosivost na smicanje od probijanja ekscentrično opterećenih AB ploča sa otvorom u blizini oslonca bez armature za smicanje										
Jezik publikacije, JP:	Srpski										
Jezik izvoda, JI:	Srpski / Engleski										
Zemlja publikovanja, ZP:	Republika Srbija										
Uže geografsko područje, UGP:	Vojvodina										
Godina, GO:	2020.g.										
Izdavač, IZ:	autorski reprint										
Mesto i adresa, MA:	Subotica, Kozaračka 2a										
Fizički opis rada, FO:	Broj poglavlja: 6; Broj stranica: 172; Broj slika: 165; Broj tabela: 71; Broj referenci: 95										
Naučna oblast, NO:	Građevinarstvo										
Naučna disciplina, ND:	Betonske konstrukcije										
Predmetna odrednica, ključne reči, PO:	nosivost AB ploče na smicanje od probijanja, ekscentrično opterećenje, položaj otvora u ploči, numerička analiza										
UDK:											
Čuva se, ČU:	U biblioteci Građevinskog fakulteta u Subotici, Subotica, Srbija, Kozaračka 2a										
Važna napomena, VN:											
Izvod, IZ:	Predmet istraživanja doktorske disertacije je nosivost na smicanje od probijanja punih AB ploča direktno oslonjenih na stubove, posebno u situacijama kada su, osim aksijalno, opterećene i sa neuravnoteženim momentom savijanja izazvanim ekscentricitetom sile u odnosu na vertikalnu osu stuba. U okviru eksperimentalne analize obuhvaćena su ispitivanja na osam ploča, od kojih je šest (S3, S4, S5, S6, S7 i S8) imalo kvadratni otvor uz lice stuba. Ploče S1 i S2 su ploče bez otvora, pri čemu je S1 centrično opterećena, a S2 ekscentrično opterećena ploča. Na osnovu ove dve ploče se vršila ocena stepena redukcije nosivosti ploče prouzrokovana postojanjem i položajem otvora uz lice stuba. Sve ploče su izvedene bez posebne armature za prihvatanje sila zatezanja od smicanja, a povećanje nosivosti na probijanje naknadnim ojačanjem visokovrednim vijcima izvršeno je na ekscentrično opterećenoj ploči S8. Numeričko modeliranje AB uzoraka sprovedeno je primenom metode konačnih elemenata. Numerički rezultati, kao i računski određeni prema PBAB, Evrokodu, <i>fib</i> Model Code 2010 i ACI-318, upoređeni su sa eksperimentalno određenim.										
Datum prihvatanja teme od strane Senata, DP:	25.06.2020.										
Datum odbrane, DO:											
Članovi komisije, KO: (ime i prezime / titula / zvanje / naziv organizacije / status)	<table border="0"> <tr> <td>predsednik:</td> <td>Prof. dr Biljana Deretić Stojanović, dipl. građ. inž</td> </tr> <tr> <td>član:</td> <td>Prof. dr Aleksandar Prokić, dipl. građ. inž</td> </tr> <tr> <td>član:</td> <td>Docent dr Ljiljana Kozarić, dipl. građ. inž</td> </tr> <tr> <td>član, mentor:</td> <td>Prof. dr Miroslav Bešević, dipl. građ. inž</td> </tr> <tr> <td>član, mentor:</td> <td>Docent dr Martina Vojnić Purčar, dipl. građ. inž</td> </tr> </table>	predsednik:	Prof. dr Biljana Deretić Stojanović, dipl. građ. inž	član:	Prof. dr Aleksandar Prokić, dipl. građ. inž	član:	Docent dr Ljiljana Kozarić, dipl. građ. inž	član, mentor:	Prof. dr Miroslav Bešević, dipl. građ. inž	član, mentor:	Docent dr Martina Vojnić Purčar, dipl. građ. inž
predsednik:	Prof. dr Biljana Deretić Stojanović, dipl. građ. inž										
član:	Prof. dr Aleksandar Prokić, dipl. građ. inž										
član:	Docent dr Ljiljana Kozarić, dipl. građ. inž										
član, mentor:	Prof. dr Miroslav Bešević, dipl. građ. inž										
član, mentor:	Docent dr Martina Vojnić Purčar, dipl. građ. inž										

UNIVERSITY OF NOVI SAD
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING SUBOTICA

KEY WORD DOCUMENTATION

Accession number, ANO :											
Identification number, INO :											
Document type, DT :	Monograph documentation										
Type of record, TR :	Textual printed material										
Contents code, CC :	PhD Thesis										
Author, AU :	Smilja Bursać										
Mentor, MN :	Miroslav Bešević, PhD, CE, Full professor at the Faculty of Civil Engineering Subotica Martina Vojnić Purčar, PhD, CE, Assistant professor at the Faculty of Civil Engineering Subotica										
Title, TI :	Punching shear strength of eccentrically loaded RC flat slabs with opening near the support without shear reinforcement										
Language of text, LT :	Serbian										
Language of abstract, LA :	English/Serbian										
Country of publication, CP :	Republic of Serbia										
Locality of publication, LP :	Vojvodina										
Publication year, PY :	2020.g.										
Publisher, PU :	Author reprint										
Publication place, PP :	Subotica, Kozaračka 2a										
Physical description, PD :	Number of chapters: 6; Number of pages: 172; Number of figures: 165; Number of tables: 71; Number of references : 95										
Scientific field, SF :	Civil Engineering										
Scientific discipline, SD :	Concrete structures										
Subject, Key words, SKW :	punching shear strength of RC flat slabs, eccentric load, opening position in the slab, numerical analysis										
UC											
Holding data, HD :	In the library of the Faculty of Civil Engineering Subotica, Subotica, Serbia, Kozaračka 2a										
Note, N :											
Abstract, AB :	The topic of the doctoral dissertation research is punching shear strength of RC flat slabs supported directly on columns, especially in situations when, in addition to axial, they are loaded with unbalanced bending moment caused by eccentricity of force in relation to the vertical axis of the column. The experimental analysis included tests on eight slabs, of which six (S3, S4, S5, S6, S7 and S8) had a square opening along the face of the column. Slabs S1 and S2 are slabs without openings, where S1 is centrally loaded and S2 is eccentrically loaded slab. Based on these two slabs, the degree of reduction of the bearing capacity of the slab caused by the existence and position of the opening along the face of the column was assessed. All slabs were made without special reinforcement to accept the tensile forces from shear, and the increase in punching shear strength by subsequent reinforcement with high-value screws was performed on the eccentrically loaded slab S8. Numerical modeling of RC samples was performed using the finite element method. Numerical results, as well as calculated according to PBAB, Eurocode, fib Model Code 2010 and ACI-318, were compared with experimentally determined.										
Accepted on Senate on, AS :	25.06.2020.										
Defended, DE :											
Thesis Defend Board, DB :	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 30%;">president:</td> <td>Prof. Biljana Deretić Stojanović, PhD, CE</td> </tr> <tr> <td>member:</td> <td>Prof. Aleksandar Prokić, PhD, CE</td> </tr> <tr> <td>member:</td> <td>Prof. Ljiljana Kozarić, PhD, CE</td> </tr> <tr> <td>member, mentor:</td> <td>Prof. Miroslav Bešević, PhD, CE</td> </tr> <tr> <td>member, mentor:</td> <td>Prof. Martina Vojnić Purčar, PhD, CE</td> </tr> </table>	president:	Prof. Biljana Deretić Stojanović, PhD, CE	member:	Prof. Aleksandar Prokić, PhD, CE	member:	Prof. Ljiljana Kozarić, PhD, CE	member, mentor:	Prof. Miroslav Bešević, PhD, CE	member, mentor:	Prof. Martina Vojnić Purčar, PhD, CE
president:	Prof. Biljana Deretić Stojanović, PhD, CE										
member:	Prof. Aleksandar Prokić, PhD, CE										
member:	Prof. Ljiljana Kozarić, PhD, CE										
member, mentor:	Prof. Miroslav Bešević, PhD, CE										
member, mentor:	Prof. Martina Vojnić Purčar, PhD, CE										

SADRŽAJ

1. UVOD.....	1
1.1. Predmet i značaj istraživanja	1
1.2. Obrazloženje o potrebama istraživanja.....	2
1.3. Cilj istraživanja.....	2
1.4. Kratak sadržaj rada	3
2. TEORIJSKE OSNOVE I PREGLED LITERATURE IZ PODRUČJA ISTRAŽIVANJA ..	5
2.1. Uvod	5
2.2. Istorijski razvoj ploča oslonjenih direktno na stubove	6
2.3. Ojačanje ravnih armiranobetonskih ploča	11
2.4. Uticaj otvora u ploči u blizini stuba.....	16
2.5. Mehanički modeli	20
2.5.1. Metoda kritičnog preseka	21
2.5.2. Kinnunen i Nylander-ova metoda	22
2.5.3. Teorija kritične smičuće prsline (Critical Shear Crack Theory - CSCT).....	24
2.6. Upporedna analiza propisa	29
2.6.1. Pravilnik za beton i armirani beton - PBAB (1987).....	29
2.6.2. Evrokod (EC) 2	32
2.6.3. ACI 318-14.....	37
2.6.4. <i>Fib</i> Model Code 2010.....	40
3. EKSPERIMENTALNO ISTRAŽIVANJE.....	44
3.1. Uvod	44
3.2. Opis modela	45
3.2.1. Plan armature za ploče	47
3.2.2. Plan armature za stubove.....	48
3.3. Izrada modela.....	50
3.4. Osobine materijala	53
3.4.1. Karakteristike betona ugrađenog u ploče	53
3.4.2. Karakteristike betona ugrađenog u stubove	55
3.4.3. Karakteristike čelika – Armatura	57
3.5. Priprema eksperimenta i instrumenti	58
3.6. Postupak eksperimentalnog ispitivanja ploče.....	63
3.7. Rezultati eksperimentalnog ispitivanja.....	65
3.7.1. Kalibracija vijaka	65
3.7.2. Određivanje sile loma usled probijanja ploče	66

3.7.3.	Vertikalno pomeranje uzorka usled opterećenja ploča.....	83
3.7.4.	Ugib ploče	91
3.7.5.	Dilatacije u armaturi	96
3.7.6.	Analiza eksperimentalnih rezultata	99
4.	NUMERIČKO MODELIRANJE AB PLOČA PRIMENOM METODE KONAČNIH ELEMENATA	103
4.1.	Uvod	103
4.2.	Concrete damaged plasticity (CDP) model	103
4.3.	Usvojeno modeliranje materijala	107
4.4.	Kalibracija usvojenog modela	111
4.5.	Rezultati numeričke analize.....	119
4.6.	Analiza numeričkih rezultata	137
5.	PRORAČUN NOSIVOSTI PLOČA NA SMICANJE OD PROBIJANJA.....	139
5.1.	Pravilnik za beton i armirani beton - PBAB (1987)	139
5.2.	Evrokod 2.....	141
5.3.	ACI 318	144
5.4.	<i>Fib</i> Model Code 2010	147
5.5.	Analiza rezultata proračuna	150
6.	REZIME I ZAKLJUČCI.....	154
6.1.	Rezime	154
6.2.	Zaključci	161
6.3.	Pravci budućih istraživanja.....	164
LITERATURA:		165

Spisak slika

Slika 1: Primeri loma usled probijanja [2,3]	6
Slika 2: Koncept AB ploče oslonjene na stubove, projekat za fabriku u Albany, Njujork [9] ..	7
Slika 3: Orlando W. Norcross-1902., konstrukcija ploče [13].....	7
Slika 4: C.A.P. Turner-1905, konstrukcija "pečurkaste ploče" [14]	8
Slika 5: C.A.P. Turner, Green & DeLaittre Grocery Warehouse [15]	9
Slika 6: Robert Maillart-ovo eksperimentalno ispitivanje 1908. i način ojačanja pečurkaste ploče [18].....	9
Slika 7:Robert Maillart 1912, Skladište za Gerhard & Hey kompaniju, St. Petersburg [11]...	10
Slika 8: Loleit, Plan armature i primena pečurkastih ploča u fabrici tekstila 1910-1912 [11]	10
Slika 9: Vojna robna kuća "Woyentorg", Moskva [10]	11
Slika 10: Primer Peikko Designer® šipki sa sidrenim glavama [20].....	12
Slika 11: Shear-head armatura [21].....	12
Slika 12: Rešetkasta smičuća armatura [22].....	13
Slika 13: Primena NLO ojačanja za ravne ploče [23]	13
Slika 14: Ojačanje postojećih armirano betonskih ploča karbonskim trakama [36].....	14
Slika 15: Raspored prslina nakon probijanja ploče [37].....	15
Slika 16: Način sidrenja karbonskih traka [42]	15
Slika 17: Određivanje obima kritičnog preseka prema: a) PBAB; b) EC2; c) ACI.....	16
Slika 18: Raspored otvora na ploči: a) Otvori paralelni sa stranicom stuba; b) Otvori upravni na stranicu stuba; c) Otvori oko ugla stuba	17
Slika 19: Redukovani obim kritičnog preseka za: a) simetričan raspored otvora; b) nesimetričan raspored otvora	18
Slika 20: Način ojačanja ploče smičućom armaturom [49]	19
Slika 21: Ojačanje ploče sa i bez otvora karbonskim vlaknima.....	19
Slika 22: Položaj karbonskih vlakana u odnosu na otvor u ploči i raspored prslina nakon opterećenja.....	20
Slika 23: Mehanički model prema Kinnunen i Nylander-u	22
Slika 24: Ploča sa i bez dodatne armature u blizini stuba	24
Slika 25: Kritična smičuća prslina i rotacija (ψ) ploče.....	25
Slika 26: Veza momenta i zakrivljenosti.....	26
Slika 27: Poređenje rezultata eksperimentalnih ispitivanja sa krivom opterećenje-rotacija i krivom loma	27
Slika 28: Doprinosa betona i armature za prihvatanje smičućih sila u funkciji rotacije ploče ..	28
Slika 29: Kritični presek prema PBAB	29
Slika 30: a) Otvor u ploči unutar kritičnog preseka, DIN 1045; b) Otvor u ploči izvan kritičnog preseka, DIN 1045;.....	30
Slika 31: Raspored poprečne armature u ploči iznad oslonca prema PBAB	32
Slika 32: Proračunski model za verifikaciju smicanja od probijanja u graničnom stanju nosivosti	32
Slika 33: Tipični osnovni kontrolni obimi oko opterećenih površina prema EC2.....	33
Slika 34: Kontrolni obim u blizini otvora u ploči prema EC2	33
Slika 35: Dijagram smicanja usled neuravnoteženog momenta na spoju ploče i unutrašnjeg stub	34
Slika 36: Preporučene vrednosti za koeficijent β	35
Slika 37:Pravila armiranja za armaturu za smicanje od probijanja prema EC2.....	36
Slika 38: Obim kritičnog preseka za opterećene površine	37
Slika 39: Uticaj otvora na obim kritičnog preseka	37
Slika 40: Raspodela napona smicanja po kritičnom preseku za unutrašnji i stub na ivici ploče	38

Slika 41: Vrednost koeficijenta β za nepravilnu opterećenu površinu	39
Slika 42: Pravila armiranja ploča ojačanih sa vertikalnim uzengijama [85,86]	40
Slika 43: Tipični osnovni kontrolni obimi oko opterećenih površina prema fib Model Code 2010	40
Slika 44: Redukcija osnovnog kontrolnog obima prema fib Model Code 2010	41
Slika 45: Položaj rezultujuće smičuće sile u odnosu na težište osnovnog kontrolnog obima..	42
Slika 46: Usvojene dimenzije i geometrija uporedne ploče S1 sa rasporedom armaturnih šipki	46
Slika 47: Šematski prikaz načina oslanjanja, položaja sile i otvora u analiziranim pločama ..	47
Slika 48: Plan armature za zategnutu i pritisnutu zonu ploče	48
Slika 49: Plan armature stuba kvadratnog poprečnog preseka	48
Slika 50: Plan armature stuba pravougaonog poprečnog preseka	50
Slika 51: Prvi korak izrade modela	50
Slika 52: Drugi korak izrade modela	51
Slika 53: Treći korak izrade modela	51
Slika 54: Četvrti korak izrade modela	51
Slika 55: Peti korak izrade modela	51
Slika 56: Šesti korak izrade modela	52
Slika 57: Sedmi korak izrade modela	52
Slika 58: Osmi korak izrade modela	52
Slika 59: Određivanje čvrstoće betona ugrađenog u ploče pri pritisku	54
Slika 60: Određivanje čvrstoće betona ugrađenog u ploče pri zatezanju	54
Slika 61: Određivanje modula elastičnosti i Poisson-ovog koeficijenta za beton ugrađen u ploče	55
Slika 62: Veza napona i dilatacije u betonu	55
Slika 63: Određivanje čvrstoće betona ugrađenog u stubove pri pritisku	56
Slika 64: Određivanje modula elastičnosti i Poisson-ovog koeficijenta za beton ugrađen u stubove	57
Slika 65: Utvrđivanje mehaničkih karakteristika armature	57
Slika 66: Veza U profila i čeličnih limova	58
Slika 67: Postavljanje vijaka i položaj mernih traka na njima	58
Slika 68: Postavljanje kutijastog okvira i hidrauličnih presa	59
Slika 69: Postupak postavljanja mernih traka na armaturu	59
Slika 70: Položaj mernih traka za ploču S1	60
Slika 71: Položaj mernih traka za ploču S2	60
Slika 72: Položaj mernih traka za ploču S4	61
Slika 73: Položaj mernih traka za ploču S5	61
Slika 74: Položaj mernih traka za ploču S7	62
Slika 75: Raspored digitalnih nonijusa	62
Slika 76: Sistemi za digitalnu akviziciju podataka	63
Slika 77: Postavljanje betonskog uzorka na hidraulične prese	63
Slika 78: Postavljanje betonskog uzorka u horizontalan položaj	64
Slika 79: Povezivanje digitalnih nonijusa i mernih traka sa akvizicionim sistemom	64
Slika 80: Bušenje rupa i prednaprezanje vijaka u ploči S8	64
Slika 81: Kalibracija vijaka	65
Slika 82: Položaj vijaka u odnosu na opterećenje ploče	66
Slika 83: Veza dilatacije vijka, vremena i opterećenja ploče S1	67
Slika 84: Raspored prslina na zategnutoj površini ploče S1	68
Slika 85: Veza dilatacije vijka, vremena i opterećenja ploče S2	69
Slika 86: Raspored prslina na zategnutoj površini ploče S2	70

Slika 87: Veza dilatacije vijka, vremena i opterećenja ploče S3.....	71
Slika 88: Raspored prslina na zategnutoj površini ploče S3	72
Slika 89: Veza dilatacije vijka, vremena i opterećenja ploče S4.....	73
Slika 90: Raspored prslina na zategnutoj površini ploče S4	74
Slika 91: Veza dilatacije vijka, vremena i opterećenja ploče S5.....	75
Slika 92: Raspored prslina na zategnutoj površini ploče S5	76
Slika 93: Veza dilatacije vijka, vremena i opterećenja ploče S6.....	77
Slika 94: Raspored prslina na zategnutoj površini ploče S6	78
Slika 95: Veza dilatacije vijka, vremena i opterećenja ploče S7.....	79
Slika 96: Intenzitet sile u vijcima usled opterećenja ploče S7	80
Slika 97: Veza dilatacije vijka, vremena i opterećenja ploče S8.....	81
Slika 98: Raspored prslina na zategnutoj površini ploče S8	82
Slika 99: Raspored nonijusa po zategnutoj površini ploče.....	83
Slika 100: Veza vertikalnog pomeranja uzorka S1 i opterećenja.....	84
Slika 101: Veza vertikalnog pomeranja uzorka S2 i opterećenja.....	85
Slika 102: Veza vertikalnog pomeranja uzorka S3 i opterećenja.....	86
Slika 103: Veza vertikalnog pomeranja uzorka S4 i opterećenja.....	87
Slika 104: Veza vertikalnog pomeranja uzorka S5 i opterećenja.....	88
Slika 105: Veza vertikalnog pomeranja uzorka S6 i opterećenja.....	89
Slika 106: Veza vertikalnog pomeranja uzorka S7 i opterećenja.....	90
Slika 107: Veza vertikalnog pomeranja uzorka i opterećenja	91
Slika 108: Određivanje ugiba ploče	91
Slika 109: Veza ugiba ploče S1 i opterećenja	92
Slika 110: Veza ugiba ploče S2 i opterećenja	92
Slika 111: Veza ugiba ploče S3 i opterećenja	93
Slika 112: Veza ugiba ploče S4 i opterećenja	93
Slika 113: Veza ugiba ploče S5 i opterećenja	94
Slika 114: Veza ugiba ploče S6 i opterećenja	94
Slika 115: Veza ugiba ploče S7 i opterećenja	95
Slika 116: Veza ugiba ploče S8 i opterećenja	95
Slika 117: Položaj mernih traka za ploču S1	96
Slika 118: Položaj mernih traka za ploču S2.....	97
Slika 119: Položaj mernih traka za ploču S4.....	97
Slika 120: Položaj mernih traka za ploču S5.....	98
Slika 121: Položaj mernih traka za ploču S7.....	98
Slika 122: Raspored prslina po zategnutim površinama analiziranih ploča.....	101
Slika 123: Veza maksimalnog ugiba ploče i opterećenja.....	102
Slika 124: Površine tečenja u ravni napona.....	104
Slika 125: Jednoaksalni ciklus opterećenja (zatezanje-pritisak-zatezanje) uz pretpostavku zadatih vrednosti koeficijenata za povratnu krutost: $w_t = 0$; $w_c = 1$	105
Slika 126: Dijagram određivanja neelastične pritisnute dilatacije ϵ_{cin}	106
Slika 127: Dijagram određivanja dilatacije ϵ_{tck}	107
Slika 128: Veza napona zatezanja i širine prslina	108
Slika 129: Veza napona zatezanja i dilatacije	108
Slika 130: Veza napona pritiska i dilatacije	109
Slika 131: Računski naponsko-deformacijski dijagram usled pritiska	110
Slika 132: Računski naponsko-deformacijski dijagram usled zatezanja.....	110
Slika 133: Izgled i uslovi oslanjanja modela ploče S1	112
Slika 134: Odnos opterećenja i deformacije u zavisnosti od veličine konačnih elemenata ...	113
Slika 135: Odnos opterećenja i deformacije u zavisnosti od čvrstoće betona na zatezanje ...	114

Slika 136: Odnos opterećenja i deformacije u zavisnosti od promene ugla dilatacije	115
Slika 137: Rasprostiranje prslina u ploči za ugao $\psi = 46^\circ$	116
Slika 138: Rasprostiranje prslina u ploči za ugao $\psi = 38^\circ$	116
Slika 139: Odnos opterećenja i deformacije u zavisnosti od promene energije loma.....	117
Slika 140: Odnos opterećenja i deformacije u zavisnosti od viskoznog parametra μ	118
Slika 141: Veza opterećenja i deformacije u ploči S1.....	119
Slika 142: Rasprostiranje prslina u ploči S1	120
Slika 143: Rasprostiranje prslina u ploči S1 usled sile loma	121
Slika 144: Veza opterećenja i deformacije u ploči S2.....	121
Slika 145: Rasprostiranje prslina u ploči S2	122
Slika 146: Rasprostiranje prslina u ploči S2 usled sile loma	123
Slika 147: Veza opterećenja i deformacije u ploči S3.....	123
Slika 148: Rasprostiranje prslina u ploči S3	124
Slika 149: Rasprostiranje prslina u ploči S3 usled sile loma	125
Slika 150: Veza opterećenja i deformacije u ploči S4.....	126
Slika 151: Rasprostiranje prslina u ploči S4	126
Slika 152: Rasprostiranje prslina u ploči S4 usled sile loma	127
Slika 153: Veza opterećenja i deformacije u ploči S5.....	128
Slika 154: Rasprostiranje prslina u ploči S5	128
Slika 155: Rasprostiranje prslina u ploči S5 usled sile loma	129
Slika 156: Veza opterećenja i deformacije u ploči S6.....	130
Slika 157: Rasprostiranje prslina u ploči S6	130
Slika 158: Rasprostiranje prslina u ploči S6 usled sile loma	131
Slika 159: Veza opterećenja i deformacije u ploči S7.....	132
Slika 160: Rasprostiranje prslina u ploči S7	133
Slika 161: Rasprostiranje prslina u ploči S7 usled sile loma	133
Slika 162: Izgled i raspored vijaka u numeričkom modelu uzorka S8.....	134
Slika 163: Veza opterećenja i deformacije u ploči S8.....	134
Slika 164: Rasprostiranje prslina u ploči S8	135
Slika 165: Rasprostiranje prslina u ploči S8 usled sile loma	135

Spisak tabela

Tabela 1: Vrednosti dopuštenih glavnih napona zatezanja	31
Tabela 2: Vrednosti koeficijenta k za pravougaone opterećene površine	34
Tabela 3: Specifikacija armature za jednu ploču.....	47
Tabela 4: Specifikacija armature za stub kvadratnog poprečnog preseka.....	49
Tabela 5: Specifikacija armature za stub pravougaonog poprečnog preseka.....	49
Tabela 6: Zapreminska masa betona ugrađenog u ploče.....	53
Tabela 7: Čvrstoća betona ugrađenog u ploče pri pritisku	54
Tabela 8: Čvrstoća betona ugrađenog u ploče pri zatezanju	54
Tabela 9: Modul elastičnosti i Poisson-ov koeficijent betona ugrađenog u ploče	55
Tabela 10: Receptura za 1m^3 samougradivog betona	56
Tabela 11: Zapreminska masa betona ugrađenog u stubove	56
Tabela 12: Čvrstoća betona ugrađenog u stubove pri pritisku	56
Tabela 13: Modul elastičnosti i Poisson-ov koeficijent betona ugrađenog u stubove	57
Tabela 14: Mehaničke karakteristike armature	57
Tabela 15: Položaj mernih traka za ploču S1	60
Tabela 16: Položaj mernih traka za ploču S2	60
Tabela 17: Položaj mernih traka za ploču S4	61
Tabela 18: Položaj mernih traka za ploču S5	61
Tabela 19: Položaj mernih traka za ploču S7	62
Tabela 20: Određivanje modula elastičnosti za vijke.....	66
Tabela 21: Intenzitet sile u vijcima usled opterećenja ploče S1.....	68
Tabela 22: Intenzitet sile u vijcima usled opterećenja ploče S2.....	69
Tabela 23: Intenzitet sile u vijcima usled opterećenja ploče S3.....	71
Tabela 24: Intenzitet sile u vijcima usled opterećenja ploče S4.....	73
Tabela 25: Intenzitet sile u vijcima usled opterećenja ploče S5.....	75
Tabela 26: Intenzitet sile u vijcima usled opterećenja ploče S6.....	77
Tabela 27: Intenzitet sile u vijcima usled opterećenja ploče S7.....	79
Tabela 28: Intenzitet sile u vijcima usled opterećenja ploče S8.....	81
Tabela 29: Izmerena vertikalna pomeranja usled opterećenja ploče S1	83
Tabela 30: Izmerena vertikalna pomeranja usled opterećenja ploče S2	84
Tabela 31: Izmerena vertikalna pomeranja usled opterećenja ploče S3	85
Tabela 32: Izmerena vertikalna pomeranja usled opterećenja ploče S4	86
Tabela 33: Izmerena vertikalna pomeranja usled opterećenja ploče S5	87
Tabela 34: Izmerena vertikalna pomeranja usled opterećenja ploče S6	88
Tabela 35: Izmerena vertikalna pomeranja usled opterećenja ploče S7	89
Tabela 36: Izmerena vertikalna pomeranja usled opterećenja ploče S8	90
Tabela 37: Ugib ploče S1	92
Tabela 38: Ugib ploče S2	92
Tabela 39: Ugib ploče S3	93
Tabela 40: Ugib ploče S4	93
Tabela 41: Ugib ploče S5	94
Tabela 42: Ugib ploče S6	94
Tabela 43: Ugib ploče S7	95
Tabela 44: Ugib ploče S8	95
Tabela 45: Dilatacija i napon u armaturi ploče S1 usled sile loma	96
Tabela 46: Dilatacija i napon u armaturi ploče S2 usled sile loma	97
Tabela 47: Dilatacija i napon u armaturi ploče S4 usled sile loma	97
Tabela 48: Dilatacija i napon u armaturi ploče S5 usled sile loma	98
Tabela 49: Dilatacija i napon u armaturi ploče S7 usled sile loma	98

Tabela 50: Rezultati ekperimentalnih ispitivanja	99
Tabela 51: Usvojene karakteristike materijala za modeliranje AB ploče	109
Tabela 52: Usvojene karakteristike materijala za modeliranje AB stuba	110
Tabela 53: Usvojene karakteristike materijala za modeliranje čelika	111
Tabela 54: Konvergencija mreže konačnih elemenata	113
Tabela 55: Sila loma i deformacija ploče S1	120
Tabela 56: Sila loma i deformacija ploče S2	122
Tabela 57: Sila loma i deformacija ploče S3	124
Tabela 58: Sila loma i deformacija ploče S4	125
Tabela 59: Sila loma i deformacija ploče S5	128
Tabela 60: Sila loma i deformacija ploče S6	130
Tabela 61: Sila loma i deformacija ploče S7	132
Tabela 62: Uticaj promene klase čvrstoće vijka na nosivost na probijanje ploče S8	136
Tabela 63: Uticaj promene prečnika vijka na nosivost ploče na probijanje	136
Tabela 64: Uticaj promene prečnika vijka na nosivost na probijanje ploče debljine 15 cm ..	137
Tabela 65: Poređenje eksperimentalnih i numeričkih rezultata	138
Tabela 66: Poređenje eksperimentalnih rezultata i proračunskih vrednosti prema PBAB	141
Tabela 67: Poređenje eksperimentalnih rezultata i proračunskih vrednosti prema Evrokodu	142
Tabela 68: Poređenje eksperimentalnih rezultata i proračunskih vrednosti prema ACI 318.	146
Tabela 69: Poređenje eksperimentalnih rezultata i proračunskih vrednosti prema fib Model Code 2010	149
Tabela 70: Poređenje eksperimentalne i računске vrednosti sile loma	153
Tabela 71: Poređenje eksperimentalne sile loma sa numeričkim i računskim vrednostima ..	156

1. UVOD

1.1. Predmet i značaj istraživanja

Predmet istraživanja doktorske disertacije je nosivost na probijanje punih armiranobetonskih ploča direktno oslonjenih na stubove. Posebna pažnja posvećena je pločama koje su pored aksijalne sile, opterećene i momentom savijanja, i u kojima postoji otvor uz lice unutrašnjeg stuba. Pod direktno oslonjenim pločama na stubove smatraju se one ploče kod kojih ne postoje zadebljanja na mestu kontakta sa stubom, niti je stub u vrhu proširen u kapitel.

Sa porastom reakcije stuba razvijaju se kose prsline u ploči koje dovode do formiranja konusne površi loma ploče neposredno oko stuba. U trenutku loma, betonsko telo ograničeno konusnom površi probija kroz ploču, a ovaj lom se naziva probijanje ploče. Primarni lom usled probijanja nastaje pre nego što armatura za prijem normalnih napona zatezanja uđe u oblast tečenja, te je po karakteru krt, bez prethodne najave i stoga veoma opasan.

Nosivost ploče na probijanje zavisi od velikog broja parametara (statička visina ploče, dimenzije i oblik stuba, čvrstoće betona, koeficijenta armiranja, granice razvlačenja čelika za armiranje, načina osiguranja ploče od probijanja, postojanja i položaja otvora u blizini oslonca...), zbog čega je neophodno ograničiti domen istraživanja u cilju ocene uticaja pojedinačnih parametara od uticaja drugih ili interakcije s drugim parametrima. S tim u vezi, predmet ovog istraživanja je ograničen na pune ekscentrično opterećene armiranobetonske ploče sa otvorom u blizini unutrašnjeg stuba i bez posebne armature za prihvatanje sila zatezanja od smicanja izazvanog probijanjem.

Prisustvo otvora u blizini oslonca ploče smanjuje njenu nosivost, i naročito nepovoljno utiče na nosivost ploče na probijanje. Uticaj otvora u blizini stuba se prema pravilnicima većine zemalja uzima u obzir zanemarivanjem dela obima kritičnog preseka koji se dobija povlačenjem tangenti iz ose stuba na otvor u ploči. Na ovaj način se uzima u obzir udaljenost otvora od stuba, pri čemu je sila probijanja veća što je otvor udaljeniji od oslonca ploče.

Numerička analiza ponašanja ploče u okolini unutrašnjeg stuba koji je ekscentrično opterećen, uz variranje položaja otvora u odnosu na stub, sprovedeće se u savremenom softverskom paketu zvanom na metodu konačnih elemenata. Ovi rezultati upoređiće se sa eksperimentalno dobijenim i rezultatima sračunatim prema kriterijumima koje propisuju vodeći svetski standardi. Kroz eksperimentalna, analitička i numerička istraživanja težiće se određivanju uticaja ovih parametara na ponašanje direktno oslonjenih na stubove armiranobetonskih ploča.

1.2. Obrazloženje o potrebama istraživanja

Armiranobetonske ploče direktno oslonjene na stubove postale su dominantan sistem izvođenja međuspratnih konstrukcija višespratnih zgrada. Pored brze gradnje, ove ploče odlikuje i lako vođenje instalacija, bolje osvetljenje prostora, manja spratna visina izostavljanjem grednih elemenata i značajno uprošćavanje izvođenja. Limitirajući faktor u primeni ravnih ploča su nosivost na probijanje stuba kroz ploču i pojava relativno velikih ugiba, pa je njihova primena ograničena rasponom i intenzitetom promenljivog opterećenja. Lom probijanjem predstavlja krutu vrstu loma, ne angažuje plastični rad čelika za armiranje, dešava se trenutno i nenajavljeno, zbog čega njegove posledice često uključuju, osim materijalnih, i ljudske žrtve. Iz tog razloga su problemu probijanja posvećena brojna istraživanja eksperimentalnog i/ili teorijskog karaktera, čiji je cilj sigurno projektovanje ovakvih elemenata uz racionalan utrošak materijala. U poslednje vreme veliki broj istraživača numerički i eksperimentalno su analizirali ploče sa otvorima u blizini stubova, ali je relativno mali broj istraživanja kojima se analizira uticaj ekscentriciteta opterećenja na silu probijanja ovih ploča. Malobrojna istraživanja potvrđuju da već i mali ekscentriciteti imaju značajnog udela u padu nosivosti ploče na probijanje.

Uprkos brojnim eksperimentalnim i teorijskim istraživanjima, većina pravilnika je i dalje zasnovana na empirijskim formulama. Kontrola granične nosivosti na probijanje prema pojedinim vodećim svetskim standardima (ACI 318, Eurocode, CEB-FIP) ukazuje na vrlo značajne razlike u pristupu projektovanja i rezultatima koje ovi postupci obezbeđuju. Ovo ukazuju na činjenicu da jedinstveno zadovoljavajuće rešenje nije postignuto, a jedan od razloga za ovo je složenost mehanizama prenosa opterećenja u oblasti direktnog oslanjanja ploče na stub.

1.3. Cilj istraživanja

Cilj istraživanja ovog rada je da se pomoću teorijske analize, računarskog modeliranja i eksperimentalnih rezultata utvrdi uticaj otvora u blizini unutrašnjeg ekscentrično opterećenog stuba na nosivost ploče na probijanje. Variranjem položaja otvora u odnosu na stub, kao i oblika i dimenzija stuba, određen je stepen redukcije nosivosti ploče prouzrokovan ekscentricitetom sile i položajem otvora u blizini oslonca.

Na osnovu eksperimentalnih rezultata, uspostavljena je zavisnost analitičkih izraza za nosivosti punih ploča na probijanje u funkciji variranih parametara. Sa ovako obezbeđenim rezultatima,

analizama i zaključcima, kritički su sagledani postupci, principi i metode projektovanja ovih elemenata predloženih u aktuelnim vodećim svetskim normativima za projektovanje armiranobetonskih konstrukcija.

Konstatacija problema koji nisu na zadovoljavajući način obrađeni u aktuelnim tehničkim propisima trebala bi da usmeri pažnju stručne javnosti ka njihovom rešavanju. Rezultati istraživanja i izvedeni zaključci trebalo bi da posluže kao prilog saznanju o analiziranom problemu proračuna punih armiranobetonskih ploča.

1.4. Kratak sadržaj rada

U sklopu rada nalazi se sedam poglavlja koja sačinjavaju jedinstvenu celinu u smislu metodološkog pristupa problemima nosivosti armiranobetonskih ravnih ploča na smicanje od probijanja. Rad je formulisan kroz sledeća poglavlja:

- Uvod
- Teorijske osnove i pregled literature iz područja istraživanja
- Eksperimentalno istraživanje
- Numeričko modeliranje AB ploča primenom metode konačnih elemenata
- Proračun nosivosti ploča na smicanje od probijanja
- Rezime i zaključci
- Literatura

U prvom poglavlju prikazane su uvodne napomene o predmetu i značaju istraživanja, kao i obrazloženje o potrebama i ciljevima istraživanja.

Istorijski razvoj ploča oslonjenih direktno na stubove i uticaj postojanja otvora u blizini oslonca dat je u poglavlju dva. Pored toga, u poglavlju dva prikazan je proračun nosivosti ploče na probijanje prema važećem domaćem standardu PBAB i prema tri najznačajnija svetska standarda (Evrokod, ACI 318 i *fib* Model Code 2010). U poglavlju dva opisani su i mehanički modeli kojim se precizno opisuje ponašanje ploče u blizini stuba pri probijanju, kao i metod kritičnog preseka koji je usvojen u propisima mnogih zemalja.

U poglavlju tri detaljno su opisani eksperimentalno analizirani uzorci armiranobetonskih ploča, kao i prikaz pripreme uzoraka i sve faze programa ispitivanja. Takođe je dat prikaz laboratorijski određenih karakteristika upotrebljenih materijala i korištenih instrumenata prilikom ispitivanja. Ovim poglavljem prikazani su i najvažniji rezultati od osam analiziranih uzoraka. Dat je uvid u ponašanje ploča usled opterećenja, od početne faze pa do loma

prouzrokovanog probijanjem. Pored deformacije ploče tokom svih faza opterećenja, za granično opterećenje dat je i prikaz rasprostiranja prslina po zategnutoj površini ploče.

U četvrtom poglavlju prikazano je numeričko modeliranje armiranobetonskih uzoraka primenom metode konačnih elemenata uz korištenje softvera Abaqus 6.13-1. Sprovedenom detaljnom kalibracijom numeričkog modela i uz primenu stvarnih vrednosti karakteristika primenjenih materijala, omogućeno je poređenje numeričkih rezultata sa eksperimentalnim.

U okviru petog poglavlja određena je nosivosti ploče na smicanje od probijanja prema PBAB, Evrokodu, američkom pravilniku ACI 318 i *fib* Model Code 2010. U izrazima koje predlažu propisi izostavljeni su različiti koeficijenti sigurnosti za dejstva i svojstva materijala zbog poznavanja opterećenja prilikom eksperimentalnog ispitivanja i mehaničkih svojstava materijala koja su laboratorijski određena. Na kraju poglavlja, računске vrednosti sile loma određene u skladu sa navedenim propisima upoređene su sa rezultatima eksperimentalnog istraživanja.

Rezime i zaključci prikazani su u šestom poglavlju. U ovom delu rada dati su i pravci daljih istraživanja.

Poslednjim, sedmim poglavljem dat je spisak korištene literature.

2. TEORIJSKE OSNOVE I PREGLED LITERATURE IZ PODRUČJA ISTRAŽIVANJA

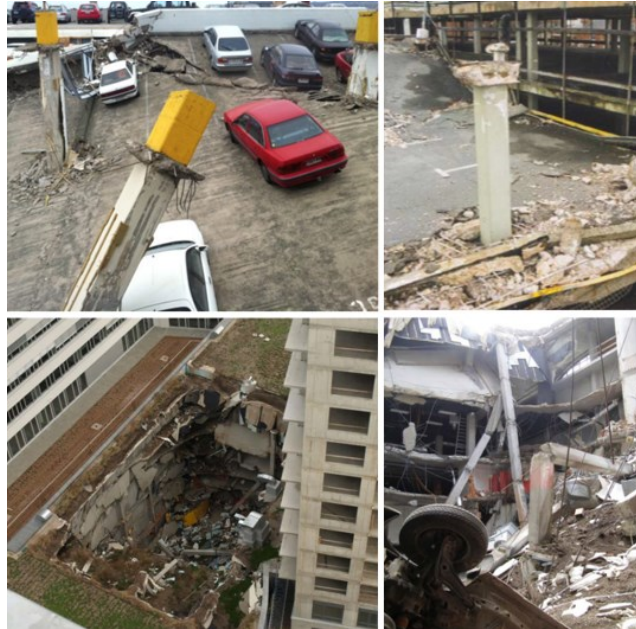
2.1. Uvod

Armiranobetonske ploče oslonjene na stubove pojavljuju se početkom dvadesetog veka. Njihova prvobitna konstrukcija sastojala se od ploča i stubova sa velikim kapitelima za prihvatanje i prenošenje sila iz ploče u stub. Ova konstrukcija bila je revolucionarna s tehničkog i materijalnog gledišta, jer je prepoznala i iskoristila monolitni karakter betona, odnosno prekinuta je tradicionalna gradnja betonskih ploča oslonjenih na gredne nosače po ugledu na drvene i čelične konstrukcije. Ploče direktno oslonjene na stubove, bez kapitela, počinju da se primenjuju pedesetih godina prošlog veka. Ovim se postigla višestruka korist, dobila se jednostavnija i jeftinija gradnja, jednostavniji planovi oplata i armiranja, lakši smeštaj instalacija, kao i mogućnost dodatnog iskorišćenja visine etaže zgrade. Povoljna karakteristika ovih ploča je i to što za manje raspone mogu da prihvate znatna opterećenja, pa se često koriste kao međuspratne konstrukcije skladišta, magacina, hala sa teškim opterećenjem itd. Limitirajući faktor u primeni ravnih ploča su nosivost na probijanje stuba kroz ploču i pojava relativno velikih ugiba, pa je njihova primena ograničena rasponom (do 8 m) i intenzitetom promenljivog opterećenja [1].

Opasnost od probijanja ploča se javlja usled opterećenja, aktivnog ili reaktivnog, koje deluje na relativno maloj površini. Reaktivnom koncentrisanom opterećenju izložene su ploče direktno oslonjene na stubove, a aktivna koncentrisana opterećenja nastaju od promenljivog opterećenja (npr. od točkova vozila). Kritični element ovog sistema je spoj ploče i stuba zbog koncentracije smičućih napona koja se pojavljuje u zoni njihove veze. Ukoliko lom nastane usled probijanja ploče, površ koja se formira oko stuba/oslonca ili koncentrisanog opterećenja je konusnog oblika. U trenutku kada nastane lom, ploča i stub su fizički odvojeni sa konusnom površi, što dovodi do značajnog poremećaja ravnoteže sistema koga ti elementi čine. Vrlo često takvi poremećaji mogu dovesti do urušavanja većih razmera usled preraspodele opterećenja na druge elemente koji na to nisu dimenzionisani. U poslednjih par decenija postoji više slučajeva ovih havarija, a neki od njih su prikazani slikom 1.

Lom armiranobetonskih ploča usled probijanja bez smičuće armature je iznenađan, bez prethodne najave, pri čemu glavna armatura ploče ne dostiže granicu razvlačenja čelika, pa stoga smanjuje graničnu nosivost ploče na vrednost nižu od fleksionog kapaciteta ploče.

Karakteristika ovog loma je probijanje stuba kroz ploču nakon čega u pritisnutom betonu ostaje otvor. Lomu usled probijanja prethodi formiranje unutrašnje dijagonalne prsline, što dovodi do odvajanja konusa probijanja od ploče i gotovo potpunog gubitka nosivosti.



Slika 1: Primeri loma usled probijanja [2,3]

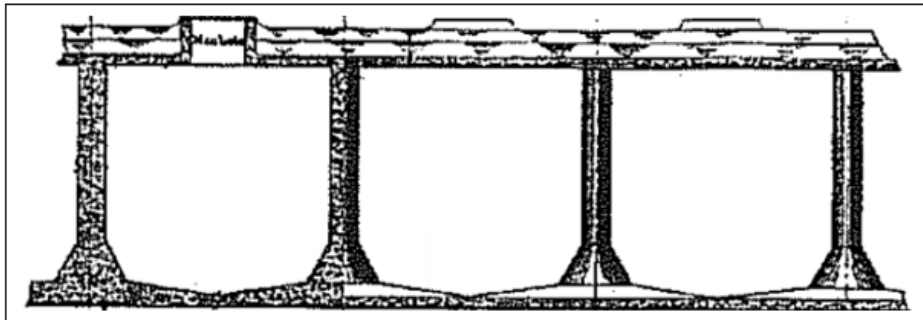
Nosivost ploče na probijanje može biti poboljšana povećanjem dimenzija preseka stuba, povećanjem debljine ploče u zoni stuba, izborom betona sa većom čvrstoćom na pritisak, ili ugradnjom posebno konstruisane armature za prihvatanje glavnih napona zatezanja u blizini oslonca. Od navedenih mogućnosti, najveću primenu i najpovoljnije ekonomično rešenje je primena armature za smicanje od probijanja u zoni stuba [4-8].

2.2. Istorijski razvoj ploča oslonjenih direktno na stubove

Početak 20. veka se skoro istovremeno projektuju i grade armiranobetonske ploče oslonjene direktno na stubove u zemljama kao što su Švajcarska, Rusija i Sjedinjene Američke Države. Iz tog razloga, razni autori različito tumače nastanak ove konstrukcije. U SAD-u se kao najzaslužniji za razvoj ravnih ploča spominju inženjeri George M. Hill, Orlando W. Norcross i C. A. P. Turner. Gasparini [9] navodi da bi doprinos za razvoj ovog sistema trebalo dati George M. Hillu, inženjeru koji je projektovao i sagradio objekte poput filtracionih postrojenja i skladišta u različitim delovima SAD između 1899. i 1901. godine. Takođe, on naglašava da je C.A.P. Turner, američki pronalazač i inženjer, bio odgovoran za demonstraciju pouzdanosti

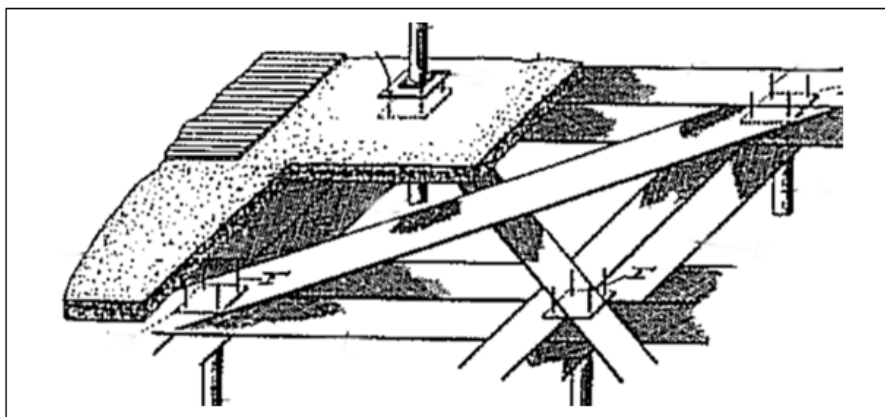
ovih ploča brojnim izgrađenim zgradama. Reed, Schoonees i Salmond [10], kao i mnoga istorijska literatura, pripisuju izum ove konstrukcije švajcarskom inženjeru Robertu Maillartu, čuvenog po svojim mostovima sa ravnim pločama. Prema njihovim istraživanjima, Maillart je do 1908. godine dovršavao testiranje na ravnim pločama za koje je dobio patent 1909.godine. Kierdorf [11] ističe da je ovaj sistem razvijen nezavisno u Rusiji i da je inženjer Arthur F. Loleit primenio ploče bez greda prvi put u Rusji 1907.godine.

Koncept armiranobetonske ploče oslonjene samo na monolitne betonske stubove prvi put se pojavljuje 1900. godine u vidu projekta za fabriku u Albany, Njujork [9]. George M. Hill je predložio upotrebu ekspandiranog metala kao ojačanja ploče, a budući da je ploča služila i kao temelj, Hill je formirao kapitel na dnu stuba (Slika 2). Iako njegov projekat nije izveden, zatražio je patent za ove ploče, i na isti način isprojektovao ploče za potrebe Centralne železničke stanice u Njujorku 1901.godine.



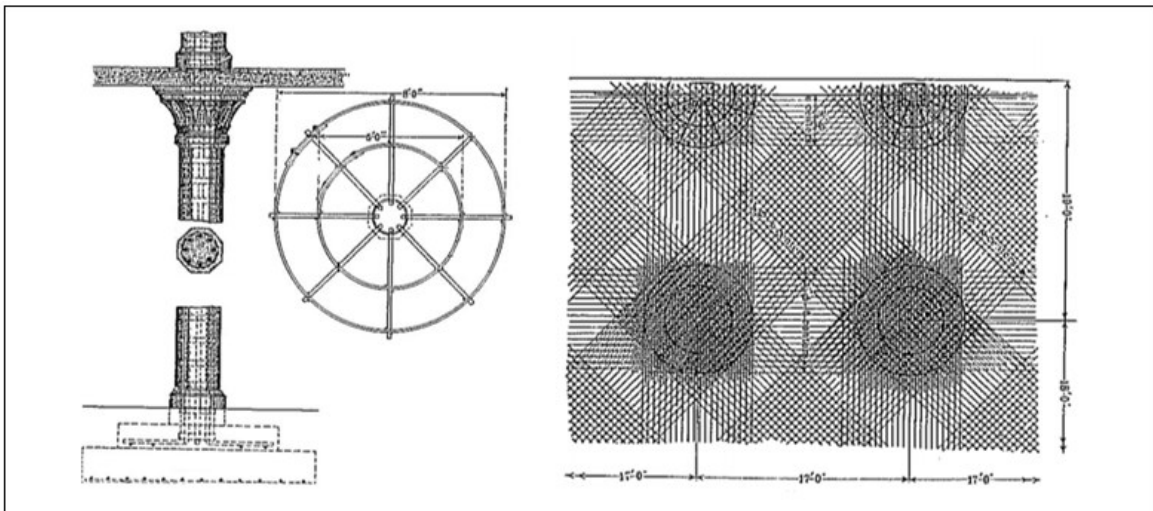
Slika 2: Koncept AB ploče oslonjene na stubove, projekat za fabriku u Albany, Njujork [9]

Orlando W. Norcross s ciljem da proizvede jeftiniju i jednostavniju konstrukciju od tada uobičajenog tipa građenja, patentirao je 1902. godine sopstveni tip ploča oslonjenih direktno na stubove [12]. Njegove ploče bile su specifične po ojačanju ploče metalnim trakama, čime je obezbeđena potrebna nosivost bez upotrebe greda ili drugih horizontalnih nosača. Metalne trake postavljene su po obimu ploče i dijagonalno, ali u donjoj zoni, i u polju i kod stubova (Slika 3).



Slika 3: Orlando W. Norcross-1902., konstrukcija ploče [13]

Od 1905. do kraja 1909. tehnologija gradnje armiranobetonskih ploča doživela je revolucionarnu transformaciju u SAD. Transformacija se sastojala od uvođenja i brzog prihvatanja C.A.P. Turnerovih ravnih ploča. Da bi se suprostavila smicanju kao i da bi povezao stub sa pločom, Turner je konstruisao konzolu (glavu pečurke) ojačanu armaturnim košem na vrhu stuba. Za ojačanje ploče koristio je armaturu postavljenu u četiri smera, sa trakama koje su okrenute upravno i dijagonalno između stubova (Slika 4). Širina svake trake je u osnovi bila jednaka širini konzola. Razlog za ovaj način armiranja je Turnerovo verovanje da su pozitivni momenti u polju mali u odnosu na znatno veće negativne momente iznad stubova i na taj način konstruisao ravnu ploču sa daleko manje utrošenog čelika za to vreme [9].



Slika 4: C.A.P. Turner-1905, konstrukcija "pečurkaste ploče" [14]

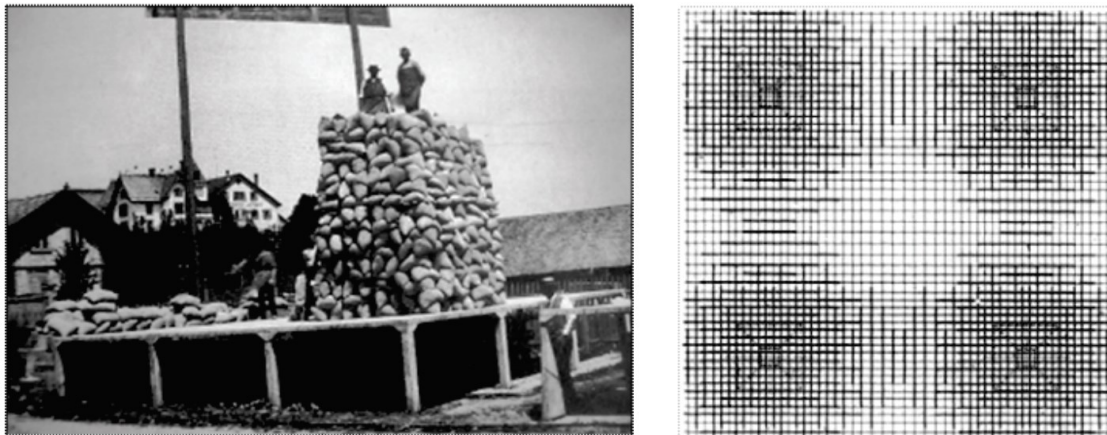
Turner je 1906. godine izgradio svoje prve ravne ploče za zgradu Johnson-Bovey u Minneapolisu. Zbog nedostataka podataka za ispravnu matematičku analizu, Odeljenje za građevinarstvo je odobrilo izgradnju ove konstrukcije u vidu eksperimentalne zgrade gde je bilo neophodno dokazati pouzdanost ovih ploča [15]. Turnerova druga zgrada sa ravnim pločama (Hoffmanova zgrada, sada poznata kao Marshall zgrada) predstavlja najraniji postojeći primer Turnerovog pečurkastog načina gradnje, i svrstana je u zgrade nacionalnog tehničkog značaja [16]. Nakon eksperimentalnih ispitivanja na ovoj zgradi 1906. godine, Turner je objavio brojne članke gde je predstavio rezultate ispitivanja. Javno publikovanje dokazane nosivosti ravnih ploča, kao i jasne i lako uočljive prednosti ovog načina gradnje, donele su Turneru razne projekte u kojima je primenio pečurkaste ploče. U periodu od 1905. do 1909. godine betonske konstrukcije s ravnim pločama bile su uobičajene za SAD [16], a neke od njih su i sada u upotrebi (Slika 5).



Slika 5: C.A.P. Turner, Green & DeLaittre Grocery Warehouse [15]

Za razliku od Turnera, koji je koristio četvorosmerno ojačanje ravnih ploča armaturom, švajcarski inženjer Robert Maillart je postavio armaturu samo u dva ortogonalna pravca. Testiranje svojih modela uspešno je završio 1908. godine i u januaru 1909. dobio patent za ravne ploče u Švajcarskoj. Eksperimentalna ispitivanja posle 1909. godine radio je za potrebe formiranja empirijskih formula za dimenzinisanje ovih ploča, koje je kasnije primenio na velikom broju projekata širom Evrope [17].

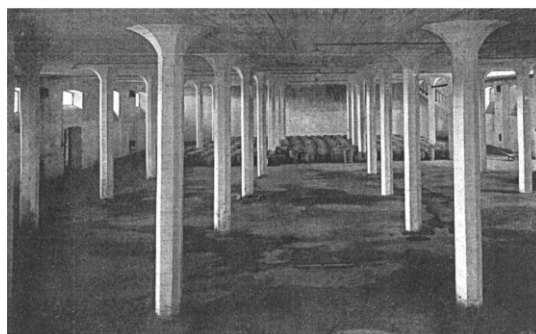
Maillartove ploče oslanjale su se na osmougaone hiperboličke kapitule čiji je oblik zahtevao jednostavnu oplatu. Osim toga, pogodnost koja je postignuta širenjem kapitela prema vezi sa pločom je glatko usmeravanje opterećenja sa ploče na stubove. Jednostavnost ove pečurkaste ploče ogledala se i u pravougaonoj armaturnoj mreži koja se lako oblikovala, a samim tim i bila jeftinija u pogledu ugradnje.



Slika 6: Robert Maillart-ovo eksperimentalno ispitivanje 1908. i način ojačanja pečurkaste ploče [18]

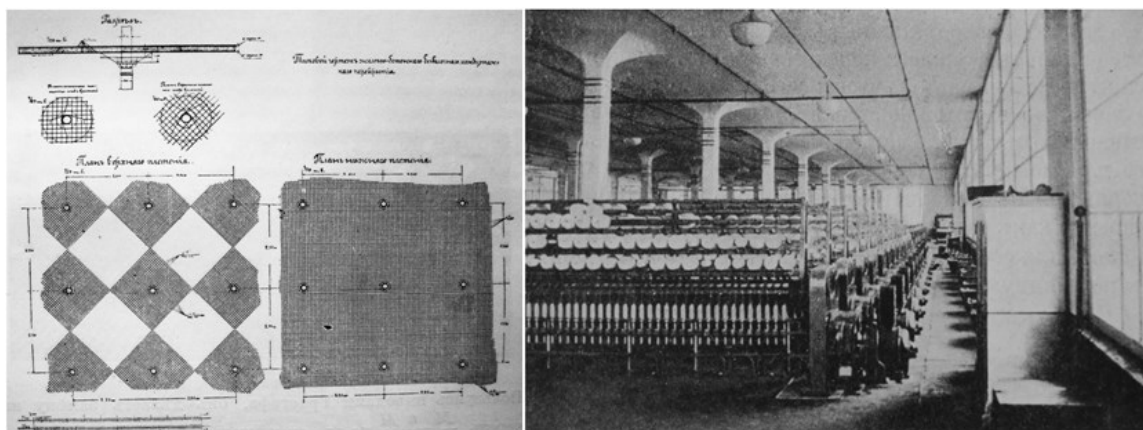
Iako je švajcarski inženjer ostao najpoznatiji po armiranobetonskim mostovima sa pločama kao osnovnim elementima konstrukcije, Maillart je izgradio i veliki broj skladišta primenjujući sisteme sa ravnim pločama. 1910. godine prvi put koristi ravne ploče za izgradnju skladišta u

Zurichu, a potom i 1912. u St. Petersburgu i 1914. u Rigi (Slika 7). Sve ploče koje je izgradio je projektovao prema sopstvenom metodu dimenzionisanja iz 1909. godine, koji se kasnije pokazao kao dobro usklađen sa znatno savremenijim metodama proračuna u pogledu utoška armature [18].



Slika 7: Robert Maillart 1912, Skladište za Gerhard & Hey kompaniju, St. Petersburg [11]

Ruski inženjer Arthur F. Loleit u istom je periodu projektovao veći broj objekata s pločama oslonjenim na stubove, te takođe spada u grupu najzaslužnijih inženjera koji su razvijali ovaj način gradnje. Za prenos sila iz ploče na stub, i ovaj projektant je koristio proširenje glave stuba. Njegovi crteži i fotografije gradilišta pokazuju da je koristio dvosmernu armaturu za ojačanje ploče u celosti, i dodatnu mrežu iznad stubova u gornjoj zoni ploče.



Slika 8: Loleit, Plan armature i primena pečurkastih ploča u fabrici tekstila 1910-1912 [11]

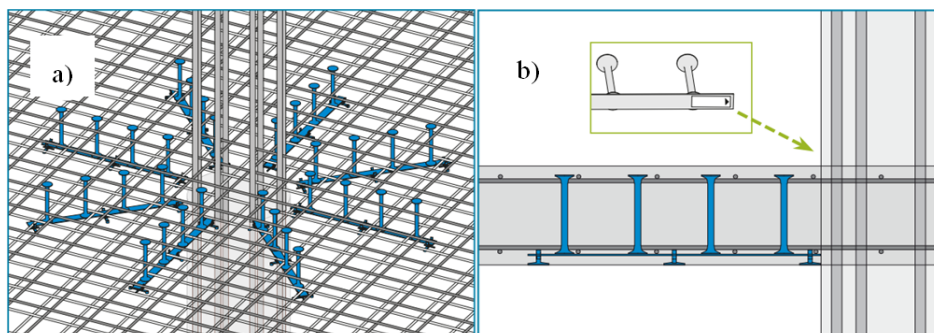
Najvažniji objekti koje je Loleit projektovao sa pločama oslonjenim direktno na stubove nalazili su se u Moskvi. Jedan od njih je Vojna robna kuća, izgrađena u periodu od 1911-1913. godine. Konstrukcija se sastojala od pečurkastih ploča oslonjenih na kružne stubove u kombinaciji sa drugim konstruktivnim elementima. Srušena je 2003. godine (Slika 9).



Slika 9: Vojna robna kuća "Woyentorg", Moskva [10]

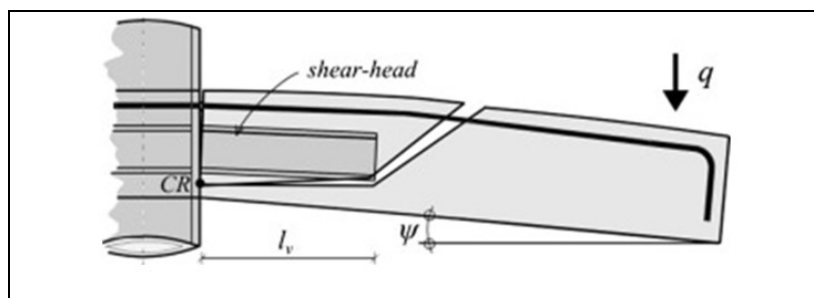
2.3. Ojačanje ravnih armiranobetonskih ploča

Iako su postojale određene razlike u količini i rasporedu zategnute armature, kod svih projekata u početku su se za prenos sila iz ploče u stub koristili kapiteli velikih dimenzija, a ploče zapravo nisu bile armirane protiv probijanja. Prvi pokušaji armiranja ploča protiv probijanja bile su kose šipke savijene iz donje zone u gornju, sistem koji je preuzet iz armiranja greda na transverzalnu silu. Kasnije su razvijeni i drugi sistemi smičuće armature od probijanja, od kojih se danas najčešće koristi sistem vertikalnih šipki sa sidrenim glavama (eng. headed shear studs). Mnoga eksperimentalna ispitivanja pokazala su da kada sam beton nije dovoljan za prijem glavnih napona zatezanja, dodatnim armiranjem zone kritičnog preseka povećava se nosivost na probijanje i duktilnost veze između ploče i stuba. Dodatnu armaturu u oblasti kritičnog preseka treba tako postaviti da preseca dijagonalnu prslinu koja se javlja usled probijanja. Najveći naponi u armaturi biće upravo na mestu preseka sa dijagonalnom prslinom. Efikasno sidrenje vertikalnih šipki postiže se pomoću proširenja (kružnog ili kvadratnog oblika) na oba kraja šipke. Najčešće su gornja proširenja kružnog oblika, jer se dobijaju utiskivanjem svake šipke, dok se sa donje strane šipke zavaruju za čelične trake, da bi se olakšala ugradnja ove armature u oplatu. Šipke sa sidrenim glavama postavljaju se u zonu ploče oko stuba tako da su redovi šipki paralelni sa obimom stuba. Veliki broj ispitivanja na pločama u stvarnoj veličini [19], potvrdili su da upotreba ovog sistema armiranja povećava nosivost i duktilnost ravnih ploča.



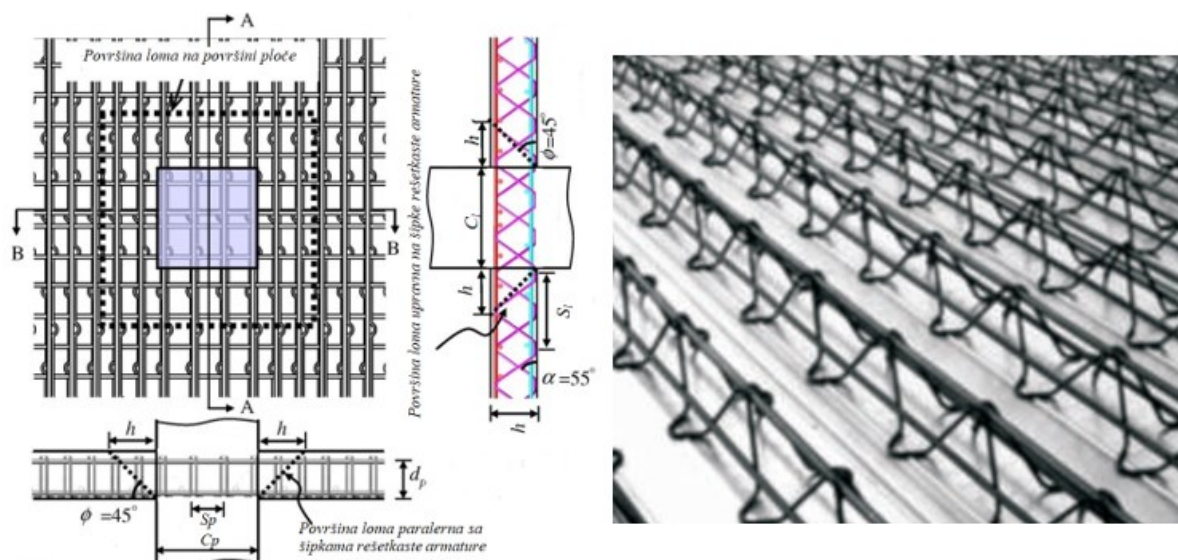
Slika 10: Primer Peikko Designer® šipki sa sidrenim glavama [20]

Pored pomenutih vrsta armature za osiguranje ploča od probijanja, koristi se i specijalna armatura, u literaturi poznata kao „shear-head“ armatura. Ova armatura sastoji se od prethodno zavarenih čeličnih nosača, najčešće U ili I profila, koji se postavljaju u oblast ploče iznad stuba. I kod ovog načina armiranja ploče osnovna karakteristika je laka izrada i ugradnja u ploču. Međutim, ovi čelični profili su teški i skupi u odnosu na prethodno spomenute načine armiranja, teško se integrišu sa postojećom armaturom i mogu ometati prolazak armature iz stubova. Još jedna nepogodnost je što zbog svoje velike čvrstoće privlače dodatni moment na spoju, pa se mogu pojaviti lomovi na krajevima čeličnih profila. Profili se povezuju zavarivanjem tako da formiraju identične „ruke“ u ortogonalnim pravcima, pri čemu treba voditi računa da ne sme biti više od četiri „ruke“ u bilo kom smeru.



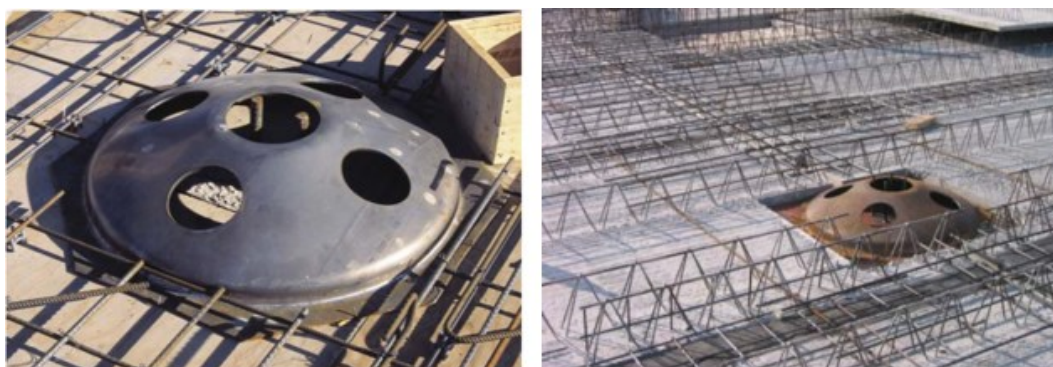
Slika 11: Shear-head armatura [21]

Novi način armiranja ploča za osiguranje od probijanja rešetkastom smičućom armaturom (lattice shear reinforcement) pojavio se 2007. godine. Park je sa saradnicima utvrdio da ovaj način armiranja povoljno utiče na povećanje otpornosti ploče na probijanje, a zatim su razvili i metod za procenu nosivosti ploče na probijanje usled primene ove armature. U daljim istraživanjima vršeno je poređenje ploča ojačanih smičućom armaturom na ovaj način u odnosu na ploče armirane uzengijama i šipkama sa sidrenim glavama. Ispostavilo se da su uzorci sa rešetkastom armaturom imali najveći kapacitet disipacije energije, koji je bio 40-50% veći od uzoraka sa drugim metodama armiranja na smicanje od probijanja [22].



Slika 12: Rešetkasta smičuća armatura [22]

Pored gore navedenih sistema, u Evropi je razvijen i poseban vid ojačanja ploče na probijanje, takozvano NLO ojačanje. NLO je napravljen od čeličnih limova i postavlja se u ploču direktno iznad stuba. Ovim načinom ojačanja ploče, nosivost na probijanje se povećava više nego primenom smičuće armature. U unutrašnjem području NLO-a prikupljaju se reakcije s ploče i ovaj element ih prenosi membranskim silama u područje na vrhu stuba. Tako NLO funkcioniše kao glava stuba u obliku pečurke. Kapacitet nosivosti ploče na probijanje može se izračunati u skladu sa odgovarajućim pravilnikom za beton, koristeći prečnik NLO-a kao prečnik oslonca.



Slika 13: Primena NLO ojačanja za ravne ploče [23]

Karbonska vlakna imaju široku primenu u sanaciji i ojačanju AB konstrukcija [24-28], te se mogu primeniti i za ojačanje AB ploča [29-34] lepljenjem karbonskih traka na zategnutu površinu ploče (Slika 14). Ojačanjem ploče na ovaj način postiže se veća nosivost na probijanje, jer se u pločama pojavljuje manje prslina u odnosu na iste bez karbonskih traka. Kapacitet nosivosti i deformacije ploče ojačane karbonskim trakama zavisi od jačine opterećenja u

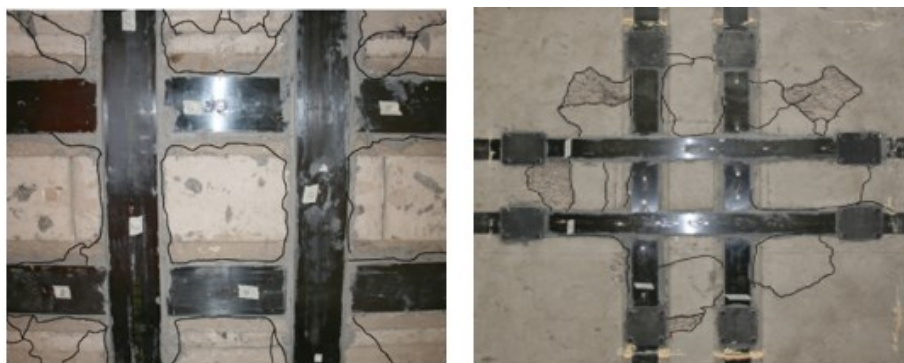
trenutku ojačanja. Ukoliko se ploča ojačava na nižim vrednostima opterećenja, postiže se veća nosivost nego kada se ista ploča ojačava pri višim nivoima opterećenja [35]. Osnovna karakteristika ploča sa karbonskim trakama je smanjenje deformacije a povećanje nosivosti na probijanje ploče, dok se sa drugim vidovima ojačanja (npr. naknadna ugradnja smičuće armature) postiže istovremeno i povećanje nosivosti na probijanje i povećanje deformacije ploče. Uprkos ovim činjenicama, većina pravilnika je i dalje zasnovana na empirijskim formulama koje ne uzimaju u obzir smanjenje kapaciteta deformacije ovih ploča i uticaj jačine opterećenja u trenutku ojačanja, što može dovesti do neočekivanih iznenadnih lomova konstrukcije.



Slika 14: Ojačanje postojećih armirano betonskih ploča karbonskim trakama [36]

Povećanje nosivosti ploče koja je ojačana karbonskim vlaknima nije linearno proporcionalna količini karbonskih vlakana, nego zavisi od njihove lokacije na ploči. Veći efekat imaju trake koje su zalepljene u blizini veze ploče sa stubom.

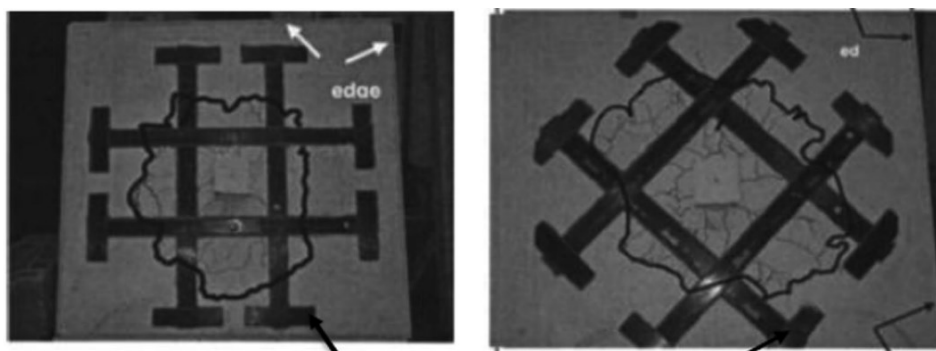
U radu [36] je pokazano da je efekat laminata niži u stvarnim kontinualnim ravnim pločama, nego na izdvojenim delovima konstrukcije koji se inače koriste pri eksperimentalnim ispitivanjima. Razlog tome je veća krutost kontinualnih ravnih ploča koje imaju niži nivo deformacije prilikom loma. Abdullah i saradnici [37] su testirali ploče dimenzija 1800x1800x150mm, od kojih je jedna bila ojačana karbonskim laminatima. Upoređujući ovu ploču, sa referentnim uzorkom bez ojačanja, pokazalo se da je primenom karbonskih laminata povećana nosivost na probijanje za 43%. Slikom 15 prikazane su ploče ojačane karbonskim laminatima i raspored prslina nakon pojave probijanja. U okviru ovog istraživanja, eksperimentalnim putem je ispitan i uticaj prednaprezanja karbonskih laminata na nosivost ploče na probijanje.



Slika 15: Rapored prslina nakon probijanja ploče [37]

Suter i Moreillon testirali su ploče sa različitim veštačkim vlaknima, zajedno sa kontrolnom pločom bez ojačanja. Cilj ovog istraživanja bio je ispitati ponašanje i povećanje nosivosti ploča na kojima su primenjeni različiti materijali za ojačanje (karbon, staklo i aramid). Prema autorima [36], rezultati su pokazali da povećanje nosivosti zavisi od vrste i rasporeda veštačkih vlakana na ploči. Wang i Tan [38] testirali su četiri ploče, od kojih je jedna referentna ploča, dimenzija 1750x1750x120 mm. Ojačanje ploča ostvareno je lepljenjem CFRP traka. Utvrđeno je da ove ploče nisu pokazale gotovo nikakvo povećanje u pogledu nosivosti, ali je zabeleženo izrazito kruto ponašanje. Razlog za to je veliki koeficijent armiranja ploče, a relativno tanke karbonske trake sa malim aksijalnim krutostima. Zbog toga je primena karbonskih traka kao ojačanja ploče pogodnija za ploče sa manjom količinom podužne armature i sa stubovima većih dimenzija poprečnog preseka.

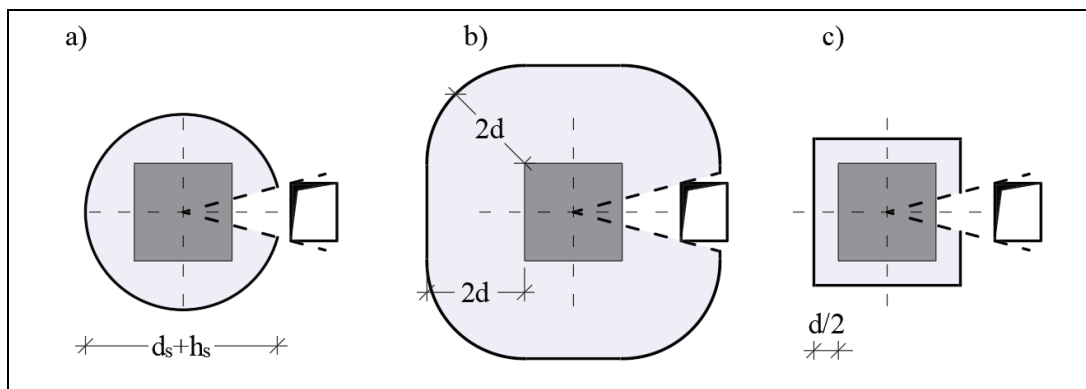
Najveći nedostatak ovo tipa ojačanja je odvajanje karbonskih traka/laminata od armirano betonske površine zbog niske čvrstoće betona [39]. Kao jedna od mogućnosti za rešenje ovog problema je sidrenje traka. Nekoliko različitih načina sidrenja prikazani su u radu [40]. Najjednostavniji slučaj sidrenja karbonskih traka je dodavanjem trake upravno na već zalepljenu traku za ojačanje ploča (Slika 16). Greel i Sneed [41] opisali su prednosti i ograničenja ovog načina sidrenja.



Slika 16: Način sidrenja karbonskih traka [42]

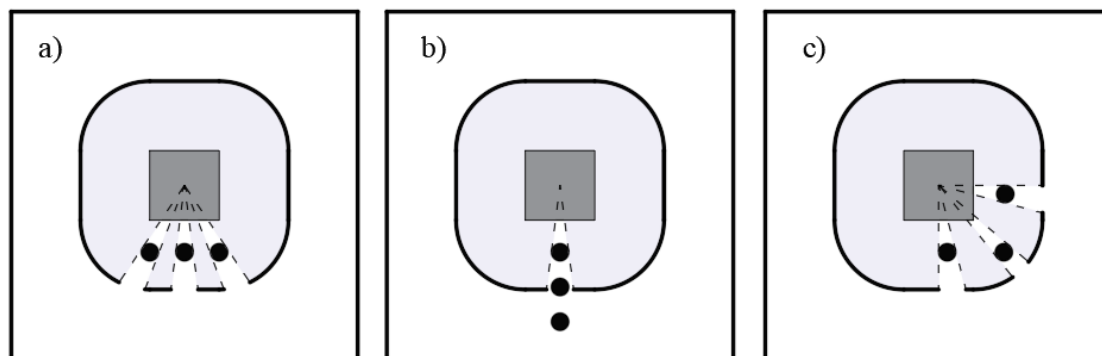
2.4. Uticaj otvora u ploči u blizini stuba

Najčešća primena sistema ploča direktno oslonjenih na stubove je u stambenim zgradama i industrijskim objektima, gde se često za potrebe vođenja instalacija, u oblastima ploče u blizini stuba ostavljaju otvori za prolaz raznih vrsta instalacija. Prisustvo otvora u ovoj oblasti ploče smanjuje njenu nosivost, i naročito nepovoljno utiče na nosivost ploče na probijanje. Uticaj otvora u blizini stuba se prema pravilnicima većine zemalja uzima u obzir zanemarivanjem dela obima kritičnog preseka koji se dobija povlačenjem tangenti iz ose stuba na otvor u ploči. Na ovaj način se uzima u obzir udaljenost otvora od stuba, pri čemu je sila probijanja veća što je otvor udaljeniji od oslonca ploče.



Slika 17: Određivanje obima kritičnog preseka prema: a) PBAB; b) EC2; c) ACI

Ova tvrdnja je dokazana u radu [43,44], gde je eksperimentalno ispitan uticaj otvora na nosivost na probijanje ravnih ploča. Za osnovne promenjive u ovom radu autori su izabrali broj otvora u ploči i njihov raspored. Rezultati njihovih ispitivanja pokazali su da se nosivost na probijanje smanjuje sa povećanjem broja otvora koji su paralelni sa stranicom stuba (Slika 18-a). Nasuprot tome, nosivost na probijanje ploče je gotovo identična bez obzira na broj otvora koji su upravni na stranicu stuba (Slika 18-b). Raspored otvora u obliku slova L oko ugla stuba (Slika 18-c) daje daleko najmanju nosivost na probijanje, iako je efektivna dužina obima kritičnog preseka približno jednaka dužini obima kritičnog preseka ploče sa otvorima paralelnim stranici stuba. Svi razmatrani pravilnici u radu [43] (EC, ACI, Model Code) precenili su nosivost na probijanje ploče sa rasporedom otvora u obliku slova L. Razlog tome je postojanje otvora sa dve upravne strane stuba, čime se prekinula nosivost ploče iz oba pravca, a koncentracija unutrašnjih sila se pojavljuje na delu ploče gde otvori ne postoje. Drugi razlog za precenjivanje nosivosti ove ploče na probijanje je što pravilnici ne uzimaju u obzir neravnomeran raspored napona smicanja, koji je najveći na uglovima stubova.

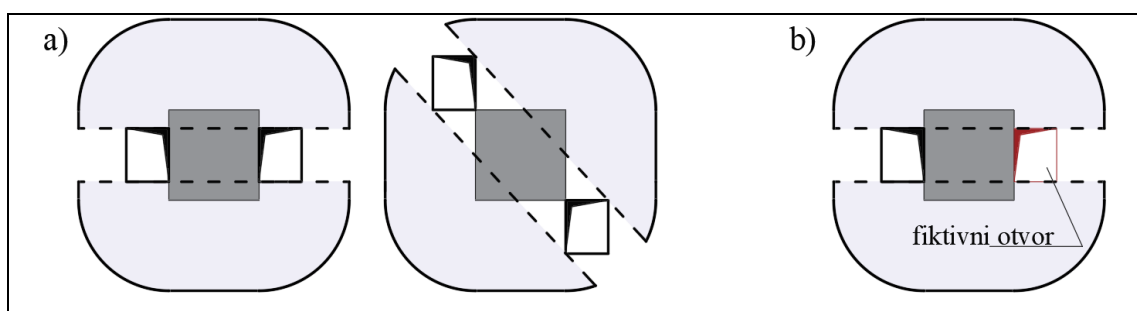


Slika 18: Raspored otvora na ploči: a) Otvori paralelni sa stranicom stuba; b) Otvori upravni na stranicu stuba; c) Otvori oko ugla stuba

Uticaoj položaja i veličine otvora u kontrolnom preseku ravnih ploča istražen je u radu [45]. Autori su ispitali ukupno sedam ploča opterećujući ih do loma, od kojih su u prvoj seriji tri ploče imale otvoro uz lice stuba, a u drugoj seriji ploče sa otvorima iste veličine kao u prethodnoj seriji, ali na uglu stubova. Sedma ploča bila je uporedna, bez otvora u njoj. Dimenzije ploče i stuba, kao i čvrstoća materijala i količina armature bila je ista za sve ploče, dok su veličina i položaj otvora promenjivi za svaku ploču. Rezultati dobijeni na osnovu eksperimentalnog opterećenja ploče do loma pokazali su da se nosivost ploče na probijanje smanjuje za 26% ukoliko se u ploči nalazi otvor 20x20cm uz lice stuba, odnosno 48% ukoliko je otvor dimenzija 30x30cm i 51% za otvor 40x40cm. Za drugu seriju (ploče sa otvorima istih dimenzija ali na uglu stuba), nosivost ploče je bila veća nego u prvoj seriji. Sila probijanja se redukovala za 21%, 30% i 39%. Pored ploča sa jednim otvorom, analitičkim putem analizirane su i ploče sa dva otvora u blizini oslonca. Ukoliko je iz nekog razloga potrebno imati dva otvora u blizini oslonca ploče, autori su preporučili da se oni postave ili na dva suprotna lica stuba, ili na dva susedna ugla, jer ovaj raspored daje najmanje smanjenje nosivosti ploče na probijanje. Prilikom analiziranja problema probijanja ploča sa otvorima, neophodno je definisati minimalno rastojanje otvora od stuba za koji se efekat otvora može zanemariti. Prema Evrokodu 2 uticaoj otvora se ne uvodi u proračun ukoliko je najkraće rastojanje između konture stuba i otvora veće od $6d$. Prema do sada važećim propisima uticaoj otvora se zanemaruje ukoliko je rastojanje između konture kritičnog preseka i otvora veće od dvostruke dužine veće stranice otvora.

Za slučaj nesimetričnog rasporeda otvora oko stuba, kritični presek, odnosno površ loma postaje ekscentrična u odnosu na težište stuba, tako da i opterećenje koje je centrično u odnosu na stub izaziva nejednaku raspodelu napona smicanja. Jedno od rešenje za ovaj problem dao je Regan [46]. Predložio je da se obim kritičnog preseka redukuje za veličinu koja se dobija projekcijom

(pod pravim uglom) veličine otvora na obim kritičnog preseka (Slika 19-a). U slučaju nesimetričnog rasporeda otvora oko stuba, da bi se uzeo u obzir efekat ekscentričnog naprezanja, Regan predlaže dodavanje fiktivnog otvora kojim se uspostavlja simetrija. Dužina efektivnog obima kritičnog preseka dobija se tada redukcijom obima kritičnog preseka za normalnu projekciju veličine i stvarnog i fiktivnog otvora u ploči (Slika 19-b). Ovo rešenje neće biti zadovoljavajuće u slučaju otvora velikih dimenzija, pa je u ovom slučaju vezu bolje posmatrati kao vezu između ploče i ivičnog ili ugaonog stuba.



Slika 19: Redukovani obim kritičnog preseka za: a) simetričan raspored otvora; b) nesimetričan raspored otvora

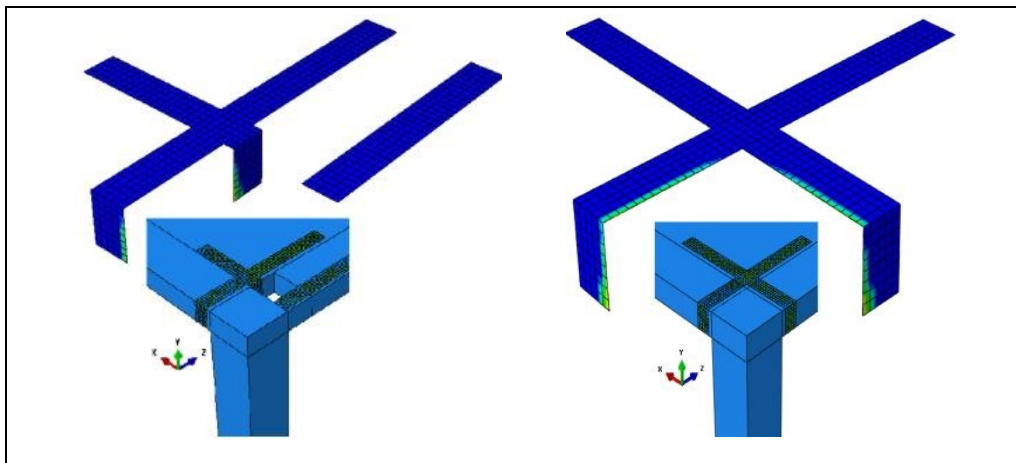
Uticaj otvora u blizini stuba koji je opterećen i dodatnim momentom savijanja prikazan je u radu [47]. Eksperimentalno su ispitivane ploče sa jednim otvorom pored stuba, sa ili bez dodatnog momenta savijanja. Kao glavna promenjiva u ovom istraživanju bio je smer i intenzitet izazvanog momenta savijanja. Nosivost ploče sa otvorima je smanjena za 28%-68% u zavisnosti intenziteta i smera momenta savijanja. Kao najnepovoljniji slučaj opterećenja pokazao se moment koji deluje u smeru otvora u ploči.

Gubitak nosivosti ploče na probijanje postojanjem otvora u blizini stuba može se nadoknaditi ugradnjom smičuće armature pored otvora u ploči. Nekoliko eksperimentalnih studija sprovedeno je u cilju procene povećanja nosivosti ravnih ploča sa otvorima ojačanih raznim vrstama osiguranja. Borges sa saradnicima [48] ispitivao je ploče oslonjene na pravougaone stubove, sa jednim ili dva otvora uz stub. Pokazali su da ploče čak i sa minimalnom količinom smičuće armature pored otvora mogu dostići nosivost jednaku kontrolnoj ploči bez otvora. Da je moguće povećati nosivost ploče sa otvorima ukoliko se ona ojača sa poprečnom armaturom eksperimentalno je potvrđeno i u radu [49]. Nosivost ploče sa dva otvora koja je ojačana sa poprečnom armaturom bila je veća za 19% u odnosu na istu ploču bez otvora i poprečne armature.



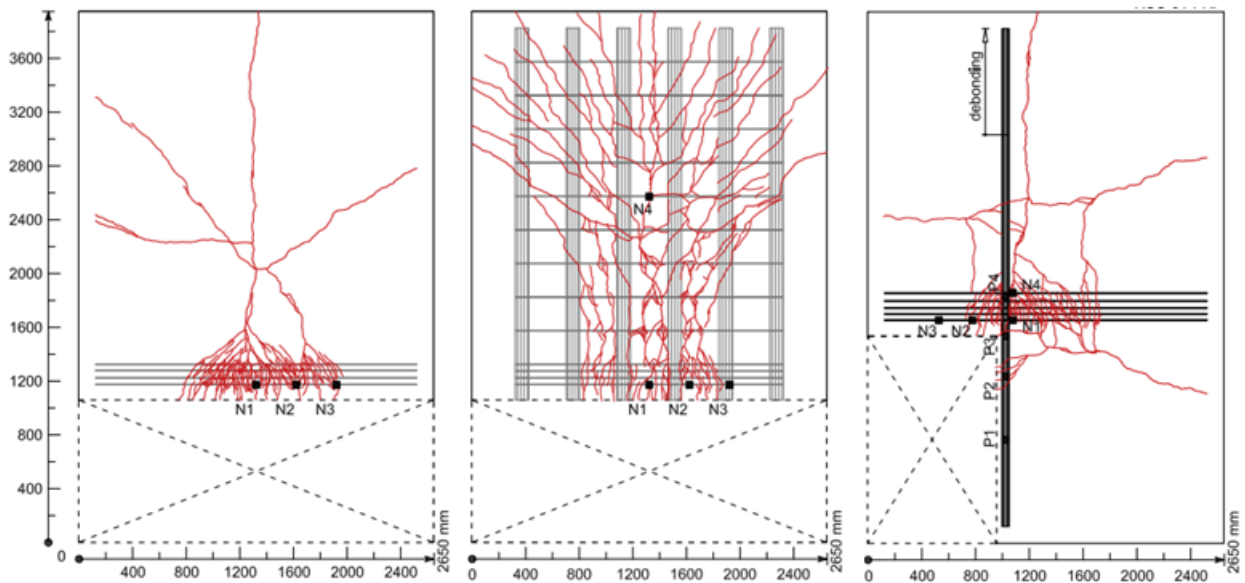
Slika 20: Način ojačanja ploče smičućom armaturom [49]

Povećanje nosivosti ploče sa otvorima u blizini stuba može se postići lepljenjem veštačkih vlakana na zategnutu površinu ploče. Abdulrahman je sa saradnicima [50] numerički i eksperimentalno analizirao ploče ojačane sa karbonskim trakama sa i bez otvora. Poređenjem dobijenih rezultata sa pločom bez ojačanja, kapacitet nosivost ploče bez otvora povećan je za 11% lepljenjem traka oko stuba. Za ploče sa otvorom pored ivičnog stuba, ojačanjem karbonskim trakama došlo je do povećanja nosivosti ploče na probijanje za 26%.



Slika 21: Ojačanje ploče sa i bez otvora karbonskim vlaknima

Primena karbonskih laminata kao ojačanja ploče analizirana je i za slučaj velikih otvora [51]. Četiri armirano betonske ploče noseve u dva ortogonalna pravca opterećene su do loma. Referentna ploča bila je bez otvora, dok su preostale tri imale veliki otvor koji je ojačan dodatno sa karbonskim laminatima. I u ovom radu je prikazano da se sa pravilnim rasporedom i ugradnjom karbonskih vlakana može uspešno povećati nosivost ploče na probijanje, čak i za slučaj velikih otvora u njoj.



Slika 22: Položaj karbonskih vlakana u odnosu na otvor u ploči i raspored prslina nakon opterećenja

2.5. Mehanički modeli

Problemom probijanja armirano betonskih ploča oslonjenih na stubove bavili su se mnogi istraživači, a jedan od prvih značajnijih radova iz ove oblasti je eksperimentalno ispitivanje Talbot-a iz 1913. godine [52]. Talbot je ispitivao kvadratne temelje centrično opterećene preko kvadratnih stubova i praktično je prvi uveo metod kritičnog preseka. Došao je do zaključka da je nominalni smičući napon, u trenutku loma ploče, jednak količniku sile loma i površine kritičnog preseka. Ocena nosivosti ploče u odnosu na probijanje postiže se poređenjem računskog napona smicanja sa čvrstoćom betona na zatezanje.

Zbog nepoznavanja mehanizama loma i teorijskih metoda za određivanje merodavnih sila, projektovanje se izvodilo primenom empirijskih izraza i formula izvedenih na osnovu rezultata eksperimentalnih ispitivanja. Westergaard i Slater su 1921. godine objavili prvi celovit teorijski proračun unutrašnjih sila za ploče bez greda. Oni su metodom konačnih razlika odredili sile u ploči uzimajući u obzir različite slučajeve opterećenja i doprinose krutosti stubova i kapitela. Prve preporuke za projektovanje ovih ploča objavljene su 1925. u ACI Code [53].

Jedno od značajnijih eksperimentalnih ispitivanja je svakako i ispitivanje koje su sproveli Elstner i Hognestad 1956. godine [54]. Testiranje su sproveli na 39 ploča, pri čemu su utvrdili uticaj dimenzije i oblika stuba, čvrstoće betona na pritisak, količine armature, načina oslanjanja i vrste opterećenja na nosivost ploče na probijanje.

Ispitivanjem na 61 kružnoj ploči sa prstenastom armaturom, Kinnunen i Nylander 1960 su razvili mehanički model za precizno opisivanje ponašanja ploče u blizini stuba pri probijanju. Osnovna prednost ovog modela je u tome što može sračunati granično opterećenje nezavisno od toga da li lom nastaje usled savijanja ili probijanja ploče. Tačna vrednost sile probijanja dobija se iterativnim postupkom, pri čemu su unutrašnje sile definisane u funkciji mehaničkih karakteristika betona i armature, kao i u funkciji rotacije ploče. Za specijalan slučaj kružne ploče armirane radijalno i tangencijalno, koja je oslonjena na kružni stub, ovaj predlog dobro opisuje stanje napona i dilatacije u ploči u trenutku loma [55]. Model je usavršavan od strane mnogih istraživača [56-59], a jedan od najaktivnijih u današnje vreme je Muttoni. On je zajedno sa svojim saradnicima razvio novi mehanički model (critical shear crack theory) za opisivanje probijanja ravnih ploča oslonjenih direktno na stubove [60-76]. Model je zasnovan na teoriji da se sa povećanjem rotacije ploče smanjuje njena nosivost na probijanje zbog pojave kritične smičuće prsline. Nosivost ploče na probijanje dobija se preklapanjem dve krive, krive koja predstavlja zavisnost opterećenja i rotacije ploče i krive koja predstavlja kriterijum loma. Ovaj način određivanja nosivosti na probijanje ravnih ploča uvršten je u propis Model Code 2010.

2.5.1. Metoda kritičnog preseka

Ovo je najstariji i istovremeno najšire prihvaćen pristup proračuna armiranobetonskih ploča na probijanje. Zasnovan je na proračunu nominalnog smičućeg napona koji se dobija tako što se opterećenje P , koje izaziva probijanje, podeli sa površinom kontrolnog (kritičnog) cilindričnog preseka oko opterećene površine. Cilindrična površ kontrolnog preseka je upravna na ravan ploče, a za njen obim se pretpostavlja da odgovara obliku opterećene površine, na izvesnoj udaljenosti od nje, ili da predstavlja geometrijsko mesto tačaka na određenoj minimalnoj udaljenosti od opterećene površine.

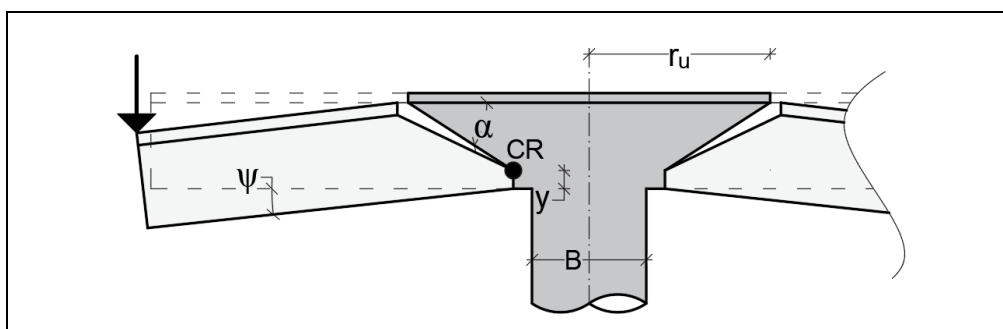
Ovaj metod je prvi uveo Talbot 1913. godine prilikom ispitivanja kvadratnih temelja centrično opterećenih preko kvadratnih stubova sa stranicama b . Talbot je došao do zaključka da je nominalni smičući napon u trenutku loma, sračunat prema izrazu $\tau = P/[4(b + 2d)z]$, približno jednak graničnom smičućem naponu proste grede bez armature za smicanje. Na osnovu ovih rezultata, predložio je da se nominalni smičući napon (granični) računa u kritičnom preseku na udaljenosti d (statička visina ploče) od opterećene površine, da oblik obima kritičnog preseka odgovara obliku opterećene površine, i da se za visinu kritičnog preseka uzima da je jednaka kraku unutrašnjih sila z [77].

Sigurnost protiv probijanja se procenjuje poređenjem ovako sračunatog nominalnog smičućeg napona sa parametrom čvrstoće betona, za koji se obično usvaja čvrstoća betona na zatezanje ili neki njen deo.

Nosivost ploče na probijanje može se modifikovati uvođenjem faktora koji zavise od debljine ploče, oblika opterećene površine, količine armature za savijanje itd. Tako su mnogi autori, modifikacijom osnovne formule, formulisali razne empirijske izraze za graničnu silu probijanja, pokušavajući na taj način da postignu što veće slaganje sa eksperimentalnim rezultatima. Stoga, metodu kritičnog preseka treba smatrati samo jednostavnom empirijskom metodom, koja kada se pravilno primeni, može dati sasvim realne procene nosivosti ploče na probijanje. To je svakako razlog što je ova metoda usvojena u propisima mnogih zemalja.

2.5.2. Kinnunen i Nylander-ova metoda

Kinnunen i Nylander su 1960. razvili mehanički model za opisivanje problema probijanja stuba kroz ploču. Na osnovu eksperimentalnih ispitivanja na 61 kružnoj ploči dobio se jasan uvid u formiranje kose prsline smicanja. Ploče su centrično oslonjene na kružne stubove i opterećene linijskim opterećenjem na slobodnim ivicama. Model je izveden iz uslova ravnoteže sila koje deluju na sektorskim elementima izvan prsline smicanja. Sektorski element je ograničen sa spoljašnjom ivicom ploče, dvema radijalnim prslinama i sa prednje strane s tangencijalnom prslinom smicanja. Za svaki sektorski element se pretpostavlja da se ponaša kao kruto telo poduprto pomoću konusne ljuske i da rotira oko centra rotacije smeštenog u korenu prsline smicanja (CR), kao što je prikazano na slici 23.



Slika 23: Mehanički model prema Kinnunen i Nylander-u

Unutrašnje sile definisane su kao funkcije mehaničkih karakteristika betona i armature, kao i funkcija rotacije ploče prikazane na slici 23. Lom se dešava po pritisnutom betonu, kada tangencijalna dilatacija u tački, koja je vertikalna projekcija korena kose prsline na donjoj površi

ploče, dostiže graničnu vrednost. U isto vreme, i napon u zamišljenoj konusnoj ljusci dostiže graničnu vrednost karakterističnu za beton. Maksimalna dilatacija zavisi od odnosa dimenzija stuba B i statičke visine ploče d , dok su vrednosti napona zasnovane na mehaničkim svojstvima betona. Poluprečnik r_s na kome se postiže tečenje armature računa se prema jednačini:

$$r_s = \psi(d - y) \frac{E_s}{f_y}$$

gde je f_y granica razvlačenja za armaturu, E_s je Young-ov modul elastičnosti za čelik.

Ova jednačina omogućava predviđanje graničnog opterećenja bez obzira na vrstu loma (probijanje ili savijanje). Ugao rotacije ψ za lom se računa prema:

$$\psi = \varepsilon_{cto} \left(1 + \frac{B}{2y} \right)$$

gde je ε_{cto} granična tangencijalna dilatacija u tački koja je vertikalna projekcija korena kose prsline na donjoj površi ploče.

FIB-2001 [94] opisuje jednačine iz Kinnunen i Nylanderovog modela za slučaj gde se granica razvlačenja nalazi unutar područja konusa probijanja, sa poluprečnikom r_u . Prva jednačina dobijena je iz geometrijskih odnosa i uslova ravnoteže vertikalnih sila ($\sum V_i = 0$) koje deluju na sektorski element

$$V_{u,c} = k\pi\eta d^2 k_x \frac{1 + \frac{2k_x}{\eta}}{1 + \frac{k_x}{\eta}} \sigma_{cu} f(\alpha)$$

Iz deformacijskih uslova kao i uslova ravnoteže momenata ($\sum M_i = 0$), dobija se i drugi izraz za vrednost sile pri kojoj dolazi do probijanja ploče

$$V_{u,s} = k 4\pi \rho f_y d r_f \left[1 + \ln \left(\frac{\delta d}{2r_u} \right) \right] \frac{1 - \frac{k_x}{3}}{\delta - \eta}$$

gde je $\eta = \frac{B}{d}$, $f(\alpha) = \frac{\operatorname{tg}\alpha(1 - \operatorname{tg}\alpha)}{1 + \operatorname{tg}^2\alpha}$, $\delta = \frac{l_{ploče}}{d}$, α je nagib konusne ljuske (slika 23), ρ je

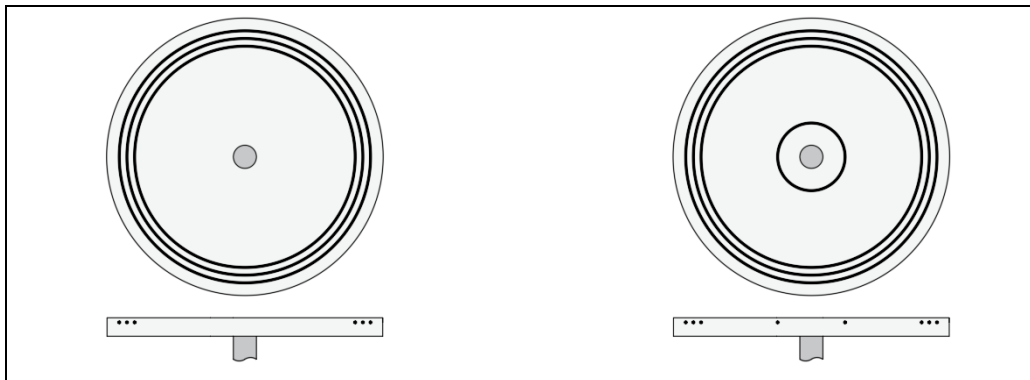
koeficijent armiranja, r_f je poluprečnik kružne površine unutar ljuske.

Originalna teorija izvedena je za ploče sa prstenastom armaturom i proširena je na dvosmerno armirane ploče na osnovu korekcionog faktora $k = 1.1$. Tačna vrednost sile probijanja je određena kada su dobijene iste vrednosti sila sračunate iz uslova $\sum V_i = 0$ i $\sum M_i = 0$, odnosno kada je $V_{u,c} = V_{u,s}$. Pri tome se najčešće koristi iterativni postupak uz variranje koeficijenta k_x . Osnovna prednost ovog modela je u tome što može sračunati granično opterećenje bez obzira na to da li lom nastaje usled savijanja ili probijanja ploče. Međutim, postupak je dug i iterativan, pa je komplikovan za svakodnevnu praksu. Iz tog razloga, model Kinnunen-a i Nilander-a od

tada je usavršavan od strane mnogih istraživača kao što je Reimann [56], Long i Bond [57], Broms [58], Hallgren [59].

2.5.3. Teorija kritične smičuće prsline (Critical Shear Crack Theory - CSCT)

CSCT je novi mehanički model za opisivanje ponašanja ravnih ploča koji se zasniva na teoriji prslina. Prema ovoj teoriji, nosivost ploče od probijanja zavisi od krutosti ploče i njene rotacije usled nanesenog opterećenja. Teorija se temelji na pretpostavci da se nosivost od probijanja smanjuje sa povećanjem rotacije ploče zbog pojave kritične smičuće prsline. Ovo je prethodno potvrdio i Bollinger [78] prilikom ispitivanja ploča armiranih sa prstenastom armaturom samo uz ivice ploče i sa dodatnom prstenastom armaturom u blizini stuba (Slika 24). Testovima je dokazano da se sa dodavanjem prstenaste armature u blizini stuba inicira stvaranje prslina i smanjuje nosivost od probijanja za više od 40%.

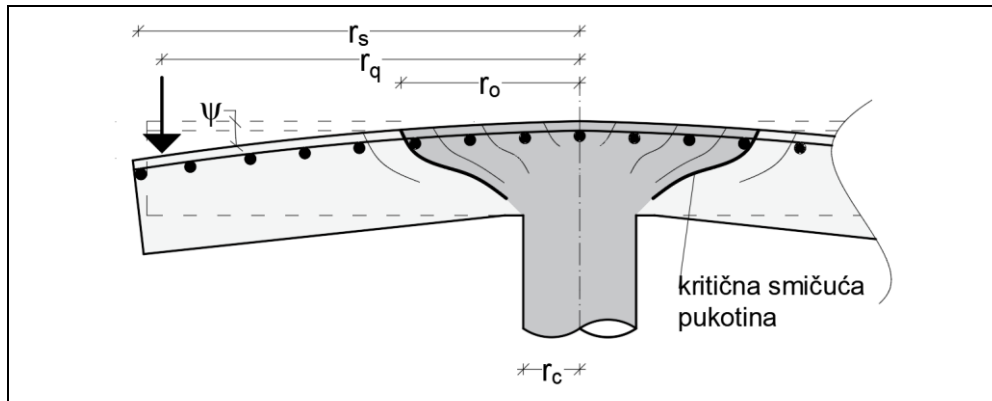


Slika 24: Ploča sa i bez dodatne armature u blizini stuba

Ovu pojavu su proučavali i Muttoni i Schwartz [60] prilikom istraživanja uzroka probijanja ploča bez armature za prijem smičućih sila. Oni su zaključili da je nosivost ploče na probijanje obrnuto proporcijalna širini kritične smičuće prsline, a kako je širina prsline vezana za debljinu ploče, pretpostavili su da je proporcijalna proizvodu $\psi \cdot d$, gde je d statička visina ploče i ψ rotacija ploče (Slika 25). Ovi zaključci i pretpostavke doveli su do polu-empirijskog kriterijuma loma usled probijanja:

$$\frac{V_R}{b_o d^3 \sqrt{f_c}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\psi \cdot d}{4mm}\right)^2}$$

gde je b_o kontrolni obim koji je udaljen za $d/2$ od stuba, i f_c računski čvrstoća betona na pritisak.



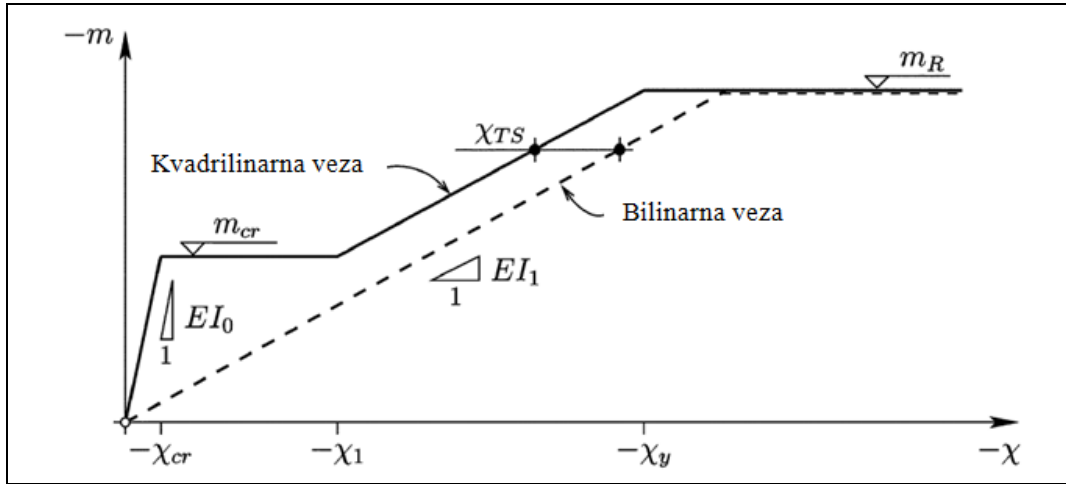
Slika 25: Kritična smičuća prslina i rotacija (ψ) ploče

Deo sile smicanja koja se prenosi preko kritične smičuće prsline zavisi od hrapavosti prsline, koja je funkcija maksimalne veličine zrna agregata. Hrapavost prsline i njen kapacitet za prenošenje smičućih sila može se dobiti deljenjem nominalne širine prsline ψd sa $(d_{go} + d_g)$, gde je d_{go} referentna veličina jednaka 16mm, a d_g maksimalna veličina zrna agregata. Uzimajući u obzir hrapavost kritične prsline, Muttoni [61] je izveo poboljšani kriterijum loma usled probijanja:

$$\frac{V_R}{b_o d \sqrt{f_c}} = \frac{3/4}{1 + 15 \frac{\psi \cdot d}{d_{go} + d_g}}$$

Istraživanja su pokazala [62] da je predložena jednačina u saglasnosti sa velikim brojem eksperimentalnih ispitivanja na probijanje ploča bez armature za prijem smičućih sila. CSCT pretpostavlja da lom nastaje kada kriva opterećenje-rotacija ploče preseca krivu kriterijuma loma, dobijenu prema prethodnom izrazu. Shodno tome, najvažnije za određivanje nosivosti ploče od probijanja je poznavanje odnosa između rotacije i nanešenog opterećenja.

Odnos rotacija-opterećenje može se dobiti merenjem u slučaju eksperimentalnih ispitivanja, pomoću nelinearne numeričke simulacije na deformisanoj ploči, ili se može izračunati pomoću analitičkih izraza uz pojednostavljenje ponašanja konstrukcije. Muttoni [62] je izveo opšti analitički izraz za vezu opterećenje-rotacija jedne osnosimetrične ploče. Jednačina se zasniva na pretpostavci da je oblik izolovanog pločastog elementa koničan van kritične smičuće prsline. Unutar kritične smičuće prsline pretpostavlja se da su krivine u oba smera konstantne i jednake, što znači da se oblik smatra sfernim. Unutrašnje sile segmenta ploče su ograničene radijalnim i tangencijalnim prslinama, i mogu se izračunati u skladu sa kvadrilnearnim vezom momenta i zakrivljenosti prikazanom na slici 26.



Slika 26: Veza momenta i zakrivljenosti

Konačni izraz za vezu između opterećenja i rotacije je:

$$V = \frac{2\pi}{r_q - r_c} \left(-m_r \cdot r_o + m_R \langle r_y - r_o \rangle + E \cdot I_1 \cdot \psi \cdot \langle \ln(r_1) - \ln(r_y) \rangle + E \cdot I_1 \cdot \chi_{TS} \cdot \langle r_1 - r_y \rangle \right) + m_{cr} \cdot \langle r_{cr} - r_1 \rangle + E \cdot I_o \cdot \psi \cdot \langle \ln(r_s) - \ln(r_{cr}) \rangle$$

gde je $\langle X \rangle = X$ za $X \geq 0$ i $\langle X \rangle = 0$ za vrednosti $X < 0$; r_q - poluprečnik do opterećenja ploče; r_c - poluprečnik kružnog stuba; m_r - radijalni moment po jedinici širine; r_o je poluprečnik kritične prsline smicanja; m_R - nominalni kapacitet momenta po jedinici širine; r_y – poluprečnik granice razvlačenja armature; $E \cdot I_1$ – tangencijalna otpornost na savijanje nakon pojave prsline; r_1 – poluprečnik zone u kojoj dolazi do stabilizacije prsline; χ_{TS} - je smanjenje zakrivljenosti zbog ukrućenja ; m_{cr} – moment prsline po jedinici širine; r_{cr} – poluprečnik zone prsline; $E \cdot I_o$ - otpornost na savijanje pre pojave prsline; r_s – poluprečnik izolovanog kružnog elementa ploče. Muttoni takođe predlaže pojednostavljenu vezu rotacija-opterećenje zasnovanu na jednostavnijoj bilinearnoj vezi momenta i zakrivljenosti, koja je prikazana isprekidanom linijom na slici 26, pri čemu se zanemaruje čvrstoća betona na zatezanje:

$$V = \frac{2\pi}{r_q - r_c} E \cdot I_1 \cdot \psi \left(1 + \ln \frac{r_s}{r_o} \right) \quad \text{za elastično područje}$$

$$V = \frac{2\pi}{r_q - r_c} E \cdot I_1 \cdot \psi \left(1 + \ln \frac{r_s}{r_y} \right) \quad \text{za elasto-plastično područje}$$

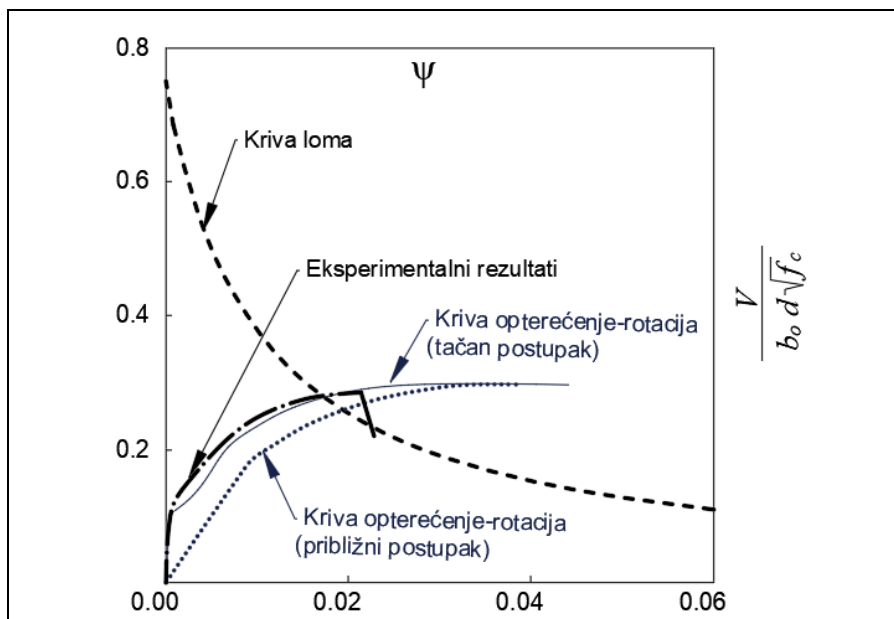
$$V_{flex} = 2\pi \cdot m_R \cdot \frac{r_s}{r_q - r_c} \quad \text{za plastično područje}$$

Izraz za vezu opterećenje-rotacija se može dodatno pojednostaviti primenom parabole sa eksponentom 3/2 za rotaciju u funkciji V / V_{flex} , i pretpostavkom da je 75% izolovane ploče

dostiglo svoju fleksionu čvrstoću. Jednačina je takođe u funkciji debljine ploče, koja je predstavljena faktorom r_s / d , i dilatacijom čelika (f_y / E_s)

$$\psi = 1.5 \frac{r_s f_y}{d E_s} \left(\frac{V}{V_{flex}} \right)^{3/2}$$

Nosivost ploče od probijanja prema CSCT računa se zamenom jednačine za opisivanje veze opterećenje-rotacija, ili pojednostavljene jednačine za ovu vezu, u jednačinu za kriterijum loma. Na slici 27 je prikazano poređenje ovako dobijenih rezultata sa eksperimentalnim vrednostima za ispitivanu ploču.



Slika 27: Poređenje rezultata eksperimentalnih ispitivanja sa krivom opterećenje-rotacija i krivom loma

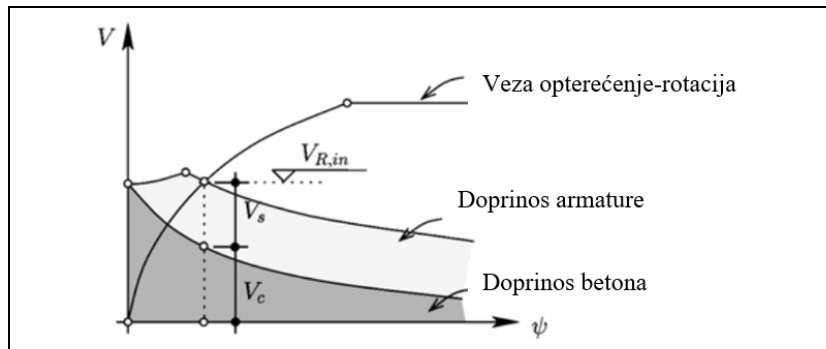
Ispitivana je ploča 6.0x6.0x0.456 m sa procentom armiranja $\rho=0.33$ % i maksimalnom veličinom agregata $d_g=16$ mm. Kriterijum loma je prikazan isprekidanom linijom, pojednostavljena jednačina za vezu opterećenje-rotacija tačkastom linijom, a jednačina za tačniju vezu opterećenje-rotacija prikazana je punom linijom. Sa dijagrama se vidi da primena pojednostavljene jednačine podcenjuje nosivost ploče od probijanja naročito u početnoj fazi opterećenja, dok jednačina za tačniju vezu opterećenje-rotacija prilično precizno opisuje celu krivu, za sve faze opterećenja.

Fernandez Ruiz i Muttoni [63] predložili su novi teoretski model zasnovan na CSCT-u kako bi ispitali nosivost i duktilnost ravnih ploča sa poprečnom armaturom. Smičućem naponu iz ploče suprotstavlja se jednim delom beton, koji je ograničen pojavom kritične smičuće prsline i njene hrapavosti, a preostalom delu se suprotstavlja armatura za prijem sila zatezanja od smicanja. Na

slici 28 prikazan je doprinos armature za smicanje i betona na nosivost ploče od probijanja prema CSCT. Deo sile smicanja koju prihvata beton može se izračunati na osnovu već pomenutih jednačina, dok se doprinos armature za smicanje procenjuje iz glavne CSCT hipoteze proporcionalnosti između širenja prsline i proizvoda $\psi \cdot d$ jednačinom:

$$V_s = \sum_{i=1}^n \sigma_{si}(\psi) \cdot A_{si} \cdot \sin(\beta_i)$$

gde je A_{si} -poprečni presek armature za smicanje, β_i – ugao između šipki armature za smicanje i ravni ploče, $\sigma_{si}(\psi)$ – napon u armaturi za smicanje koji je u funkciji rotacije ploče ψ . Fernandez Ruiz i Muttoni izvodili su niz izraza $\sigma_{si}(\psi)$ za različite sisteme armiranja i uslove osiguranja.



Slika 28: Doprinos betona i armature za prihvatanje smičućih sila u funkciji rotacije ploče

Nosivost na probijanje se i za ovaj slučaj dobija presecanjem krive rotacija- opterećenje ploče sa kriterijumom za lom: $V_c + V_s$.

Primenu teorije kritične smičuće prsline na osnovnom kontrolnom obimu za opterećene površine u blizini ivice ili ugla ploče pokazao je Sagaseta [64]. On je ispitivao ravne ploče bez armature u poprečnom pravcu i zaključio da se primenom CSCT može precizno proceniti nosivost ovih ploča od probijanja.

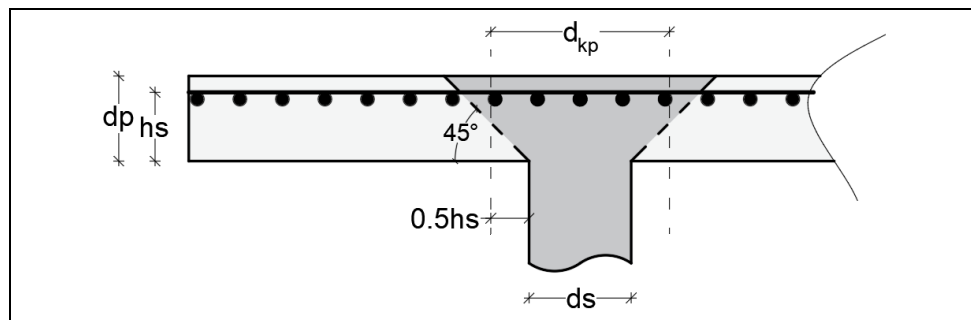
Procenat armiranja ploča, veliki ekscentricitet opterećenja, kapacitet rotacije ploče, ojačanje ploča sa čeličnim vlaknima itd., su samo neki od elemenata čijim su se uticajem na nosivost ravnih ploča od probijanja bavili mnogi istraživači [65-74]. Oni su zaključili da CSCT metoda daje vrlo dobre rezultate, te je 2010. godine uvrštena u propis Model Code. Postupak za izračunavanje nosivosti ploče na probijanje je u funkciji statičke visine ploče, veličine stuba, koeficijenta armiranja, granice razvlačenja čelika za armiranje, čvrstoće betona, maksimalne veličine zrna agregata i odnosa raspon-debljina ploče.

2.6. Uporedna analiza propisa

Proračun probijanja ploča u propisima većine zemalja zasniva se na metodi kritičnog preseka. Propisi se među sobom najviše razlikuju u pogledu određivanja položaja i oblika kritičnog preseka, načina proračuna nominalnog smičućeg napona i izbora parametara koji treba da predstave čvrstoću betona. U slučaju da su ploče ojačane armaturom za prijem sila zatezanja od smicanja, u većini propisa proračun probijanja sprovodi se pod pretpostavkom da se nosivost ploče sastoji od nosivosti betona i nosivosti armature. Pri tome, doprinos betona se redukuje za 25%-50% u odnosu na nosivost ploče koja nema armaturu, zbog pretpostavke o tečenju armature i izraženim prslinama. Doprinos armature se računa kao vertikalna sila koju ona može da prihvati, pod pretpostavkom da je napon u ovoj armaturi jednak granici razvlačenja. Ukupna nosivost ploče ojačane smičućom armaturom može se povećati najviše za 50%-100% u odnosu na istu ploču bez ove armature. I u ovom slučaju, značajne razlike između propisa javljaju se u pogledu određivanja površi loma, kao i u pogledu određivanja vrednosti komponenti ukupne sile koju prihvata beton i poprečna armatura.

2.6.1. Pravilnik za beton i armirani beton - PBAB (1987)

PBAB je pravilnik zasnovan na nemačkim normama DIN 1045 [79]. Postupak procene nosivosti ploče na probijanje ovim Pravilnikom dat je za ploče direktno oslonjene na stubove ili usled dejstva koncentrisanih sila na njih. Proračun je zasnovan na metodi kritičnog preseka ploče koji se usvaja na udaljenosti $h_s/2$ od ivice stuba (Slika 29). Kritični presek ploče je uvek kružnog oblika u osnovi, bez obzira na oblik poprečnog preseka stuba (Slika 30).



Slika 29: Kritični presek prema PBAB

Napon smicanja τ u kritičnom preseku se računa prema izrazu:

$$\tau = \frac{T_{max}}{O_{kp} \cdot h_s}$$

gde je:

T_{max} – najveća transversalna sila u kritičnom preseku pri eksploatacionom opterećenju;

$O_{kp} = d_{kp} \cdot \pi$ – obim kritičnog preseka;

$d_{kp} = d_s + h_s$ – prečnik kritičnog preseka;

h_s – srednja statička visina ploče za dva usvojena pravca armature;

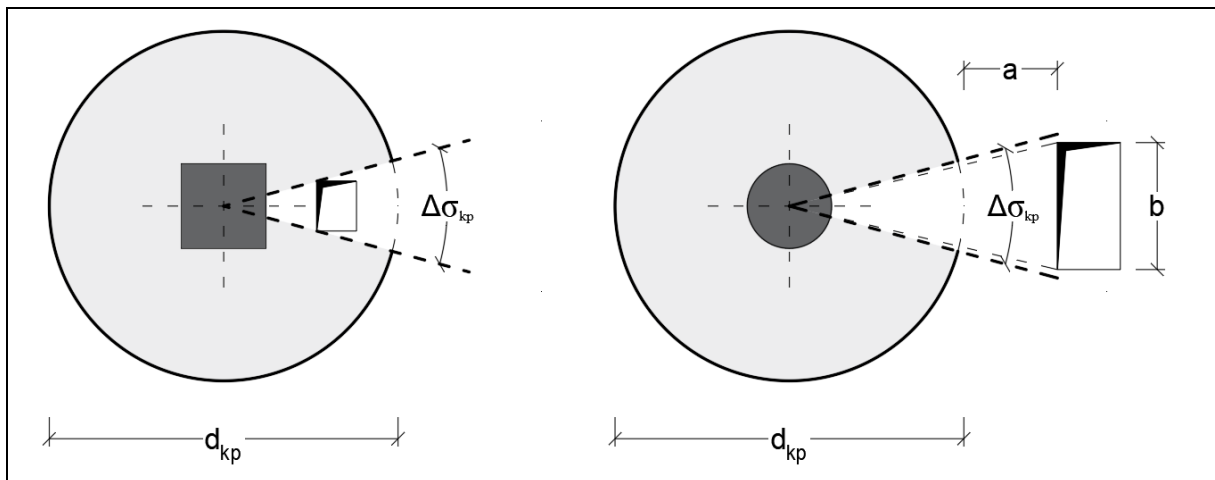
d_s – prečnik kružnog stuba (oslonca).

Ovako sračunata vrednost nominalnog smičućeg napona u kritičnom preseku ploče upoređuje se sa dopuštenim vrednostima napona smicanja za fazu eksploatacije.

Za pravougaoni poprečni presek stuba uvodi se zamenjujući kružni poprečni presek, pri čemu se maksimalno može uzeti da je $d = 1.5b$ bez obzira na stvarni odnos stranica stuba. Prečnik zamenjujućeg kružnog stuba dobija se kao:

$$d_s = 1.13\sqrt{b \cdot d}$$

Uticao otvora u ploči na nosivost na probijanje ovaj pravilnik nije definisao. Prema DIN 1045, ukoliko se otvor nalazi unutar kritičnog preseka, tada se obim kritičnog preseka treba umanjiti za deo obima $\Delta\sigma_{kp}$ (Slika 30–a). Za slučaj da se otvor nalazi izvan zone kritičnog preseka potrebno je obim kritičnog preseka umanjiti za vrednost $\Delta\sigma_{kp} = (b-a/2)$, slika 30-b.



Slika 30: a) Otvor u ploči unutar kritičnog preseka, DIN 1045; b) Otvor u ploči izvan kritičnog preseka, DIN 1045;

Računski napon smicanja neophodno je da zadovolji sledeći uslov:

$$\tau \leq \gamma_2 \cdot \tau_b$$

Ukoliko je

$$\tau \leq \frac{2}{3} \gamma_1 \cdot \tau_a$$

nije potrebna računaska armatura za prijem sila zatezanja, odnosno beton je u stanju da primi i prenese transversalnu silu koja deluje u oblasti oslonaca u kritičnim presecima.

$$\gamma_1 = 1.3\alpha_a\sqrt{\mu}; \quad \gamma_2 = 0.45\alpha_a\sqrt{\mu}$$

gde je

α_a – koeficijent koji zavisi od upotrebljene armature (za glatke čelike $\alpha_a = 1$, za rebraste $\alpha_a = 1.3$, i za mrežastu armaturu $\alpha_a = 1.4$);

μ – srednja vrednost procenta armiranja zategnute armaturom iz dva upravna pravca na širini oslonačke trake $0.4l_x$ i $0.4l_y$.

Srednja vrednost procenta armiranja ograničena je na $0.5\% \leq \mu \leq 25 f_{bk}/\sigma_v \leq 1.5\%$, a u izraze se unosi u procentima.

Dopušteni glavni naponi zatezanja τ_a i τ_b su u funkciji marke betona i date su tabelom 1.

Tabela 1: Vrednosti dopuštenih glavnih napona zatezanja

Dopušteni glavni naponi zatezanja	Marka betona (MB)					
	15	20	30	40	50	60
τ_a [MPa]	0.5	0.6	0.8	1.0	1.1	1.2
τ_b [MPa]	1.5	1.8	2.2	2.6	3.0	3.4

Ako se naponi τ nalaze u granicama

$$\frac{2}{3} \gamma_1 \cdot \tau_a < \tau \leq \gamma_2 \cdot \tau_b$$

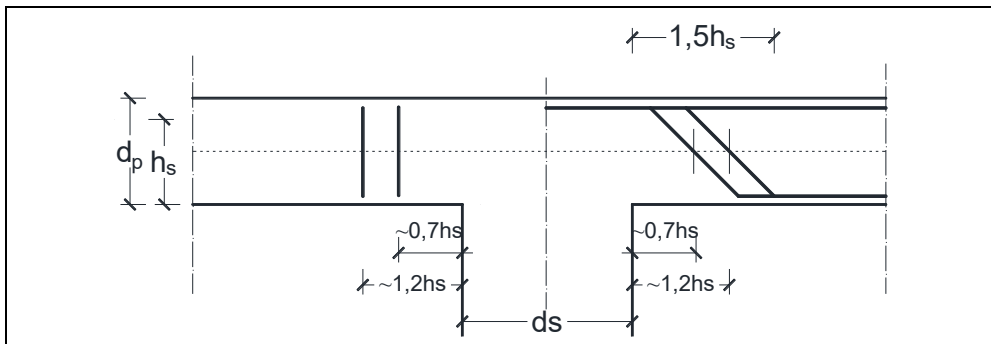
potrebno je predvideti dodatnu armaturu A_{ak} za preuzimanje transversalne sile T_{max} .

$$A_{ak} = \frac{0.75T_{max}}{\sigma_v/1.8} = 1.35 \frac{T_{max}}{\sigma_v}$$

gde je σ_v – granica razvlačenja čelika.

Sračunata armatura ravnomerno se postavlja oko stuba pod uglom od 45° do 90° u odnosu na horizontalu, pri čemu je neophodno poštovati pravila za armiranje prikazana na slici 31.

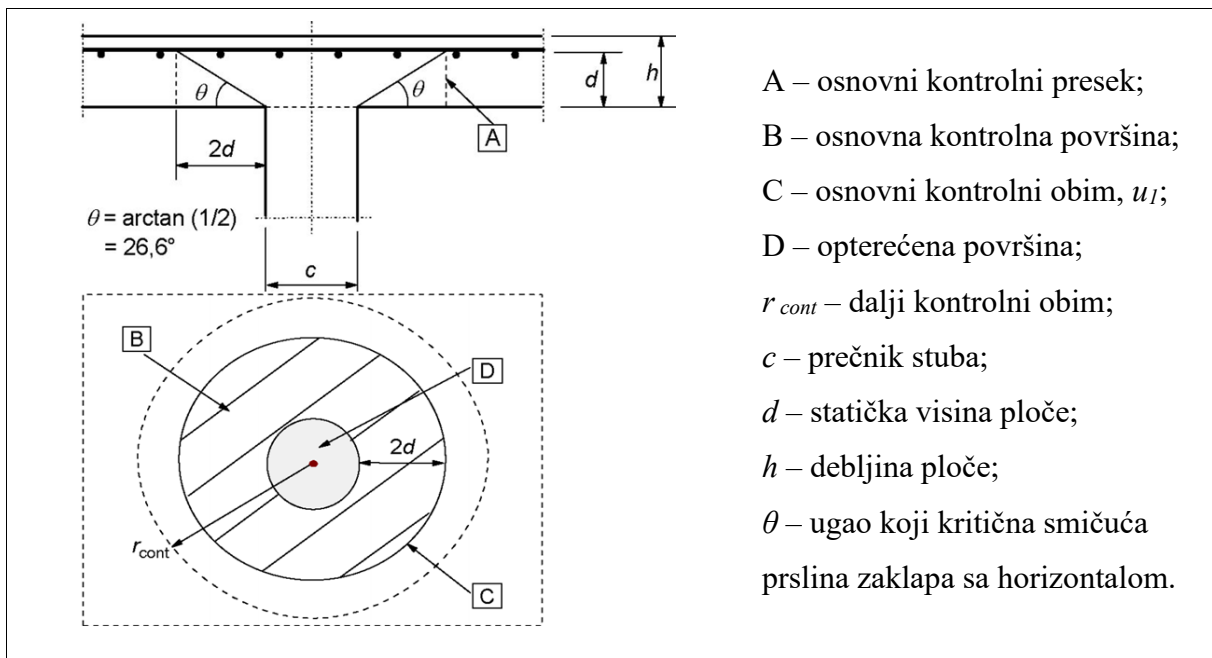
Pravilnik za beton i armirani beton ograničava minimalnu debljinu ploče na 15cm. Razlog tome je što se kod tanjih ploča vrlo teško ostvaruje puno dejstvo poprečne armature za prijem glavnih napona zatezanja, jer se zbog male debljine teško postiže njeno dobro ankerovanje.



Slika 31: Raspored poprečne armature u ploči iznad oslonca prema PBAB

2.6.2. Evrokod (EC) 2

Nosivost na probijanje ploče oslonjene na stub ili opterećene koncentrisanim opterećenjem se prema EC2 [80] procenjuje na osnovu metode kritičnog preseka. Kontrolu granične nosivosti na smicanje neophodno je proveriti na osnovnom kontrolnom obimu u_1 i po ivici stuba.

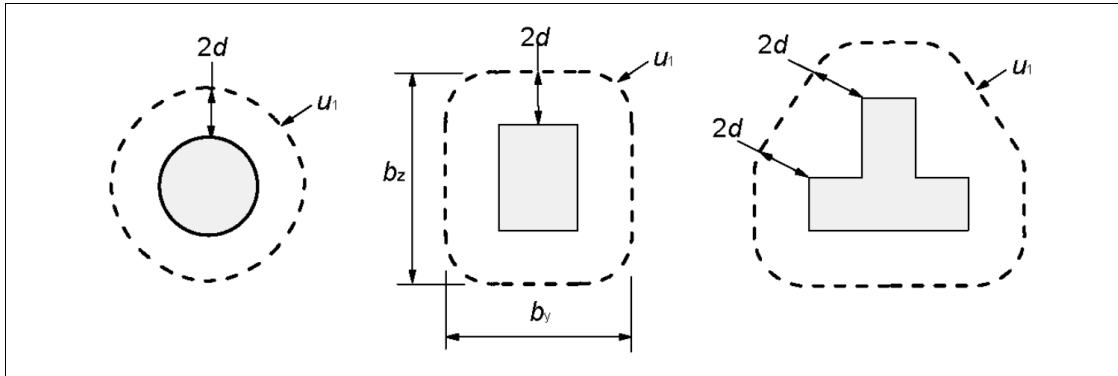


Slika 32: Proračunski model za verifikaciju smicanja od probijanja u graničnom stanju nosivosti

Osnovni kontrolni obim potrebno je konstruisati da ima najmanju moguću dužinu koja se usvaja na rastojanju $2d$ od ivice stuba (Slika 33). Za statičku visinu ploče se pretpostavlja da je konstantna i računa se kao:

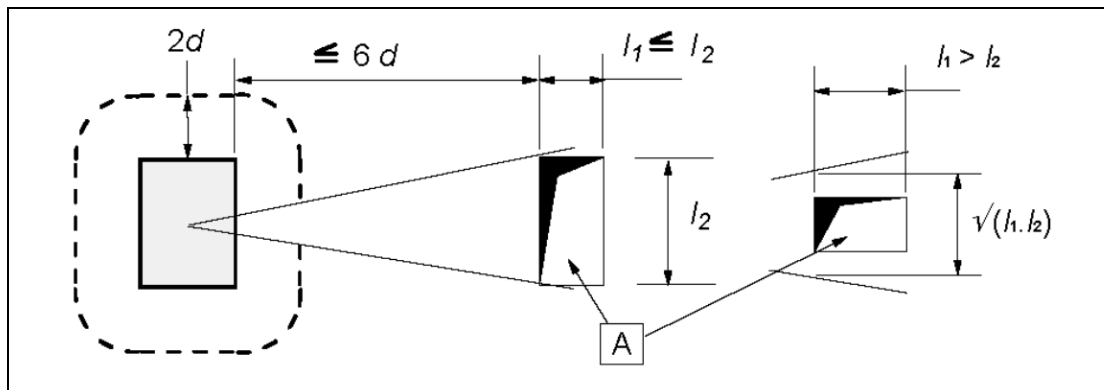
$$d = \frac{(d_y + d_z)}{2}$$

gde su d_y i d_z statičke visine armature u dva ortogonalna pravca.



Slika 33: Tipični osnovni kontrolni obimi oko opterećenih površina prema EC2

Ukoliko se otvor nalazi na rastojanju manjem od $6d$ od opterećene površine ploče, osnovni kontrolni obim treba umanjiti za deo obima koji se nalazi između tangenti povučene iz centra opterećene površine prema konturi otvora (Slika 34).



Slika 34: Kontrolni obim u blizini otvora u ploči prema EC2

Ekscentrično opterećene veze

Prema Evrokodu 2, za slučaj ekscentrične reakcije oslonca u odnosu na kontrolni obim ploče, najveći napon smicanja od probijanja određuje se kao:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d}$$

gde je:

u_i – dužina kontrolnog obima koji se razmatra;

β – određeno izrazom:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$$

gde je:

k – koeficijent u funkciji odnosa dimenzija stuba (Tabela 2);

u_1 – dužina osnovnog kontrolnog obima;

W_1 – je u funkciji osnovnog kontrolnog obima (Slika 35):

$$W_1 = \int_0^{u_1} |e| dl$$

e – ekscentricitet opterećenja;

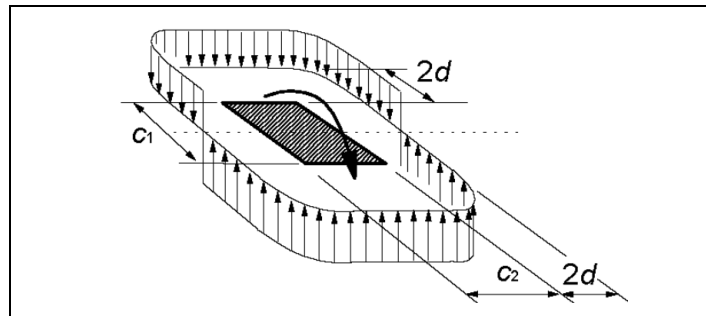
dl – dužina inkrementa obima.

Tabela 2: Vrednosti koeficijenta k za pravougaone opterećene površine

c_1/c_2	≤ 0.5	1.0	2.0	≥ 3.0
k	0.45	0.60	0.70	0.80

c_1 – dimenzija stuba paralelna sa ekscentricitetom opterećenja;

c_2 – dimenzija stuba upravna na ekscentricitet opterećenja.



Slika 35: Dijagram smicanja usled neuravnoteženog momenta na spoju ploče i unutrašnjeg stub

Kod stubova sa pravougaonim poprečnim presekom:

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1$$

Za unutrašnje stubove sa pravougaonim poprečnim presekom kod kojih se ekscentricitet javlja u odnosu na obe ose, koeficijenta β može se odrediti kao:

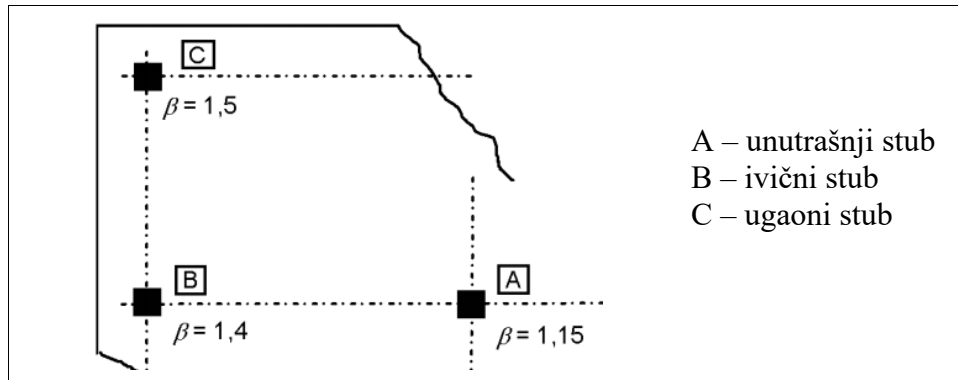
$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2}$$

gde je:

e_y i e_z – ekscentriciteti (M_{Ed}/V_{Ed}) u y i z pravcu;

b_y i b_z dimenzije kontrolnog obima (Slika 33).

Približne vrednosti koeficijenta β (Slika 36) mogu se koristiti u slučaju da se dužine susednih raspona ploča ne razlikuju više od 25 % i ukoliko je konstrukcija takva da njena bočna stabilnost ne zavisi od ramovskog dela između stubova i ploča.



Slika 36: Preporučene vrednosti za koeficijent β

Nosivost na smicanje od probijanja ploča bez armature za smicanje

Prilikom proračuna napona smicanja od probijanja potrebno je prvo izvrši proveru najvećeg napona smicanja od probijanja po obimu opterećene površine (v_{Ed}). Ova vrednost ne sme da bude veća od najveće proračunske vrednosti nosivosti na smicanje za razmatrani kontrolni presek ($v_{Rd,max}$)

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$$

U slučaju da je v_{Ed} manja ili jednaka od proračunske vrednosti nosivosti na smicanje od probijanja ploče koja nema armaturu za smicanje ($v_{Rd,c}$)

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

smičuća armatura od probijanja nije potrebna, u suprotnom je neophodno predvideti armaturu za smicanje od probijanja.

Proračunska vrednost nosivosti na smicanje od probijanja [u MPa] računa se kao:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100\rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_1 \sigma_{cp}$$

gde je:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c; \gamma_c - \text{parcijalni koeficijent za beton};$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0; d \text{ u mm};$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0.02;$$

ρ_{ly}, ρ_{lz} – odnosi površine zategnute armature i površine betona u y, odnosno z pravcu;

f_{ck} u MPa;

$k_1 = 0.1$;

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz})/2$$

gde je:

σ_{cy}, σ_{cz} – normalni napon u kritičnom preseku za beton, u y i z pravcu (u MPa, pozitivni ako su pritisak):

$$\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} ; \sigma_{cz} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$$

$N_{Ed,y}, N_{Ed,z}$ – podužne sile koje mogu biti od opterećenja ili prethodnog naprezanja;

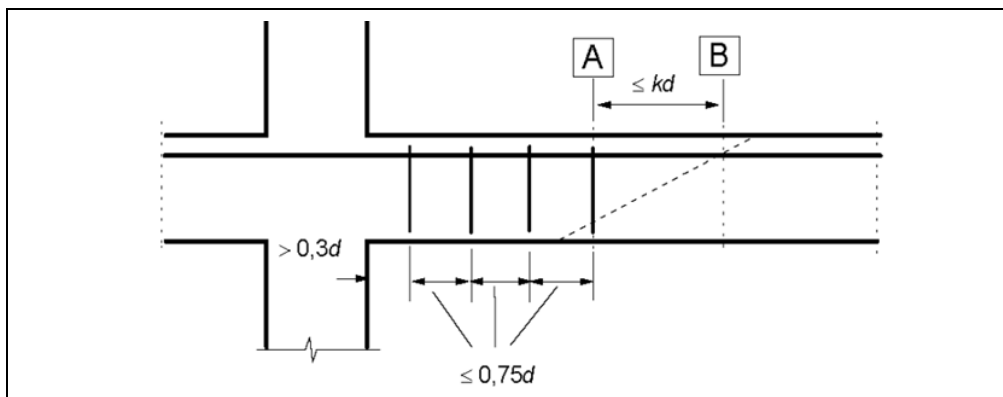
A_{cy}, A_{cz} – površine betona u y i z pravcu;

Preporučena vrednost za $v_{min} = 0.035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$.

Armatura za smicanje od probijanja

Kada je armatura za smicanje od probijanja potrebna, neophodno ju je raspoređiti do obima na kome se ona više ne zahteva, pri čemu je potrebno postaviti minimalno dva obima oko opterećene površine po kojima se armatura raspoređuje. Rastojanje između obima po kojima se smičuća armatura postavlja je maksimalno $0.75d$.

Armaturu koja se postavlja po prvom kontrolnom obimu (obim na rastojanju $2d$ od opterećene površine) potrebno je raspoređiti tako da je međusobno rastojanje između nožica manje od $1.5d$. Za ostale obime, razmak između nožica armature ne sme da bude veći od $2d$. Rastojanje najbliže armature za smicanje i opterećene površine ne sme da bude veće od $d/2$.



Slika 37: Pravila armiranja za armaturu za smicanje od probijanja prema EC2

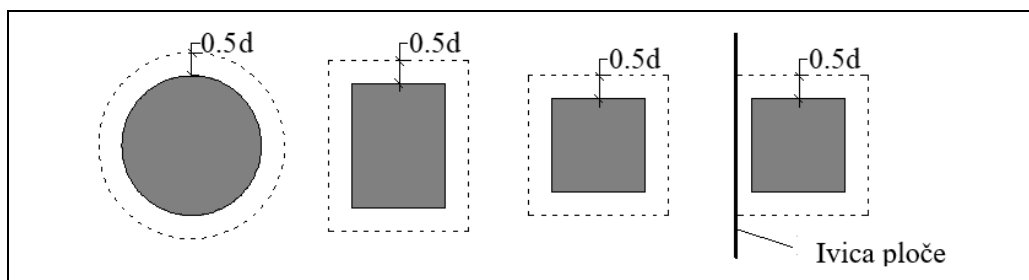
Na slici 37, A je spoljašnji (poslednji) kontrolni obim na kome se zahteva armatura za smicanje, dok je B prvi kontrolni obim na kome se ne zahteva armatura za smicanje.

2.6.3.ACI 318-14

Prema ACI 318 [82], obim kritičnog preseka dužine b_o se usvaja tako da se dobije njegova minimalna vrednost, pri čemu ne sme biti na rastojanju bližem od $0.5d$ (d je srednja vrednost statičkih visina iz dva ortogonalna pravca) u odnosu na:

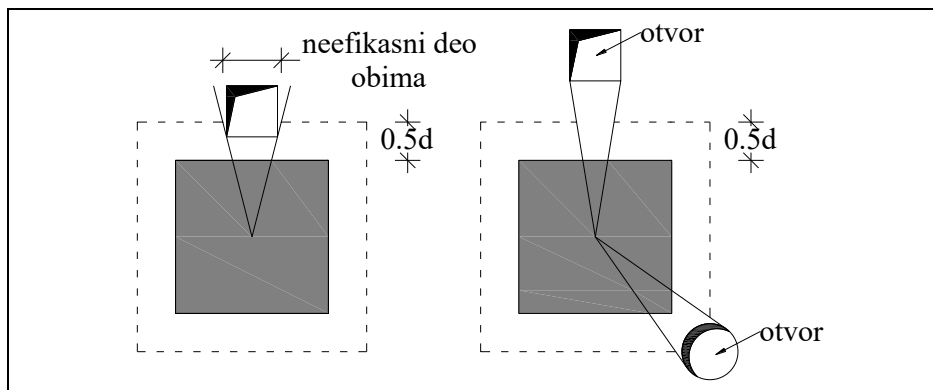
- ivice ili uglove stubova, odnosno opterećenu površinu
- promene debljine ploče, kao što su ivice kapitela.

Za pravougaone ili kvadratne opterećene površine usvanjanje ravnih ivica kritičnog preseka je dozvoljeno, kao što je prikazano na slici 38.



Slika 38: Obim kritičnog preseka za opterećene površine

Ako se otvori nalaze pored ivice stuba ili na rastojanju manjem od $10d$ (d je statička visina ploče) od koncentriranog opterećenja ili opterećene površine, deo kontrolnog obima b_o zatvoren između dve tangente smatra se neefikasnim. Tangente se povlače iz centra opterećene površine prema granicama otvora.



Slika 39: Uticaj otvora na obim kritičnog preseka

Za usvojen kritični presek, ploče nosive u dva pravca treba da ispune sledeći uslov:

$$\phi v_n \geq v_u$$

gde je faktor smanjenja čvrstoće $\phi = 0.75$ za smicanje, v_n nominalna čvrstoća na smicanje i v_u maksimalni smičući napon u kritičnom preseku.

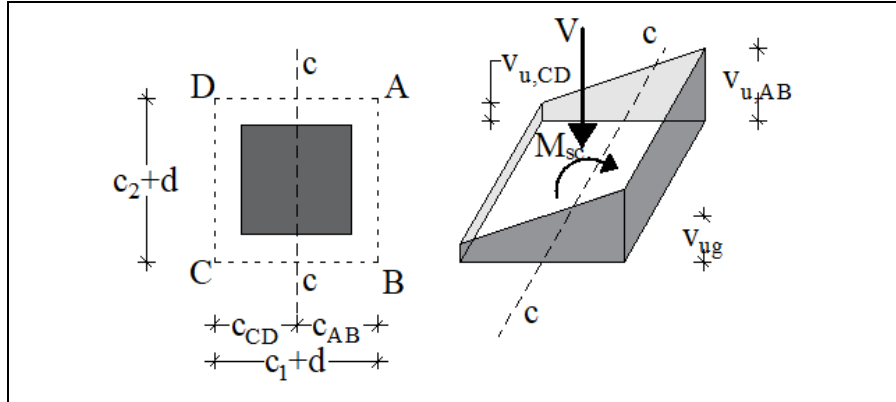
Na osnovu istraživanja, koje je sproveo J. Di Stasio i M.P. Van Buren u SAD-u 1960. godine [83], američkim propisima se daju preporuke za određivanje glavnih kosih napona u kritičnom preseku ploče izazvanih prenosom poprečne sile i momenta savijanja sa ploče na stub. Jedan deo momenta prihvata se savijanjem ploče kod prednjeg, odnosno zadnjeg kritičnog preseka, a ostatak momenta savijanja i poprečnu silu treba prihvatiti sa ekscentričnim smicanjem u kritičnom preseku. Raspodela smičućih sila po jedinici konture, odnosno smičućih napona po kritičnom preseku, zavisi od položaja stuba u odnosu na ploču. Raspodela napona za unutrašnji stub ploče data je slikom 40.

Za moment savijanja M_{sc} i poprečnu silu V uzima se pri proračunu da deluju u težištu kritičnog preseka. Težišta unutrašnjih stubova i kritičnih preseka podudaraju se, tako da mogući moment savijanja kojeg je potrebno preneti s ploče na stub potiče od horizontalnog ili/i nesimetričnog vertikalnog opterećenja.

Deo momenta savijanja koji se prenosi savijanjem ploče je [84]:

$$M_{sc1} = \frac{1}{1 + 2/3 \sqrt{(c_1 + d)/(c_2 + d)}} \cdot M_{cs}$$

Efektivna širina ploče za prihvatanje ovog momenta kreće se od $c_2 + 2h$ do $c_2 + 3h$.



Slika 40: Raspodela napona smicanja po kritičnom preseku za unutrašnji i stub na ivici ploče

Ostatak momenta koji se prihvata ekscentričnim smicanjem je:

$$M_{sc2} = \left(1 - \frac{1}{1 + 2/3 \sqrt{(c_1 + d)/(c_2 + d)}}\right) \cdot M_{sc} = (1 - \gamma_f) \cdot M_{sc} = \gamma_v \cdot M_{sc}$$

pri čemu je maksimalna vrednost koeficijenta γ_f za ploče nosive u dva ortogonalna pravca:

$$\gamma_f = \frac{1.25}{1 + 2/3 \sqrt{(c_1 + d)/(c_2 + d)}}$$

Maksimalna vrednost napona smicanja može se sračunati prema:

$$v_{u,AB} = v_{ug} + \frac{\gamma_v \cdot M_{sc} \cdot c_{AB}}{J_c}$$

ili

$$v_{u,CD} = v_{ug} - \frac{\gamma_v \cdot M_{sc} \cdot c_{CD}}{J_c}$$

Raspodela napona smicanja po konturi AB i BC linearno se menja od one na konturi AB do vrednosti na konturi BC.

Za unutrašnji stub polarni moment inercije J_c dobija se prema:

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

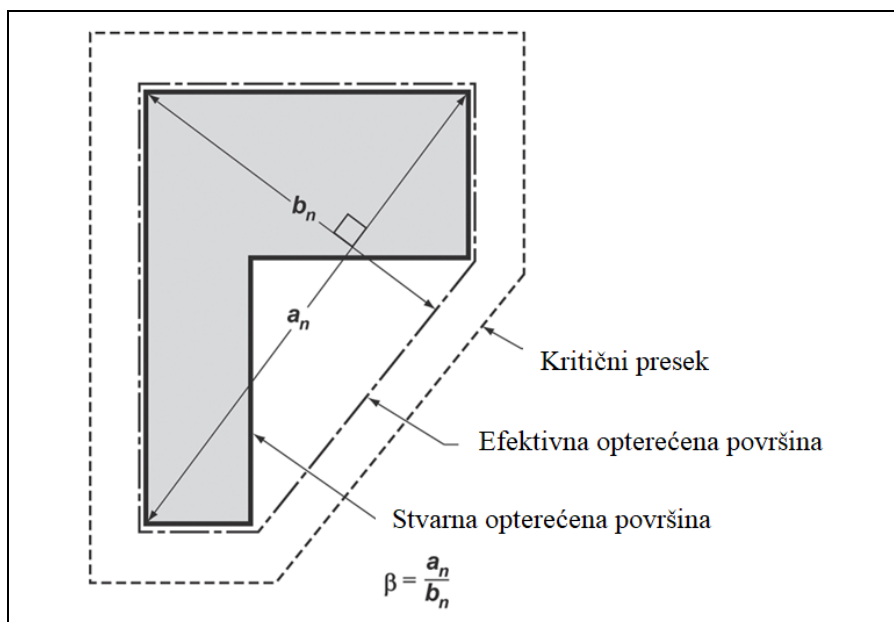
Nominalna čvrstoća na smicanje za ploče nosive u dva pravca bez armature za smicanje se prema ACI računa kao:

$$v_n = v_c$$

Čvrstoća ploče na smicanje koja se poverava betonu (v_c) se usvaja kao najmanja vrednost od tri moguće:

- a) $v_c = 4\lambda\sqrt{f'_c}$
- b) $v_c = \left(2 + \frac{4}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$
- c) $v_c = \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$

Koeficijent β predstavlja odnos duže u odnosu na kraću stranu stuba ili opterećene površine.



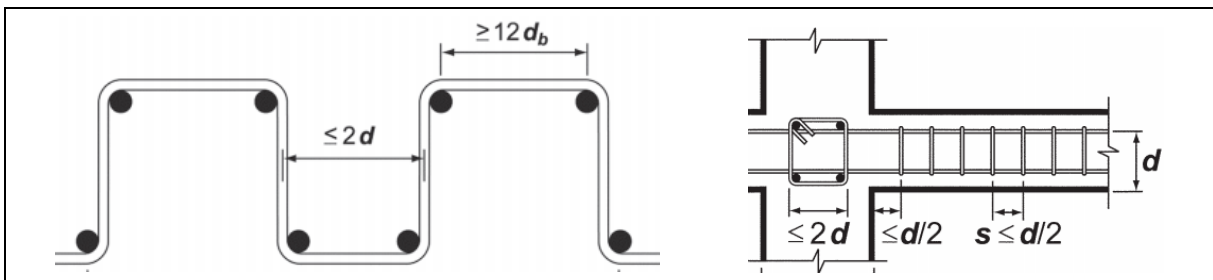
Slika 41: Vrednost koeficijenta β za nepravilnu opterećenu površinu

Koeficijent α_s je 40 za unutrašnji stub, f_c' je specifična čvrstoća betona na pritisak, pri čemu vrednost $\sqrt{f_c'}$ ne sme da bude veća od 100 psi. Za izračunavanje parametra λ koristi se izraz:

$$\lambda = \frac{f_{ct}}{6.7\sqrt{f_{cm}}} \leq 1.0$$

f_{cm} je prosečna izmerena vrednost čvrstoće betona na pritisak, a f_{ct} je prosečna izmerena vrednost čvrstoće betona na zatezanje.

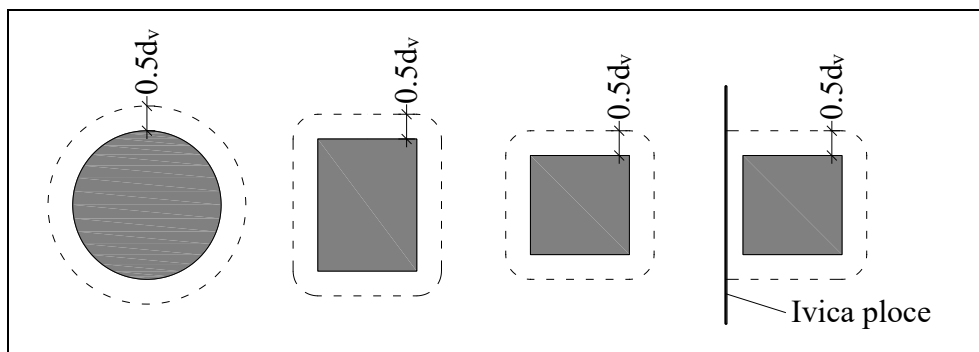
Ukoliko je ploču potrebno ojačati sa armaturom za smicanje od probijanja, pravilnik ACI 318 predlaže pravila prikazana na slici 42 za armiranje ovih ploča.



Slika 42: Pravila armiranja ploča ojačanih sa vertikalnim uzengijama [85,86]

2.6.4. Fib Model Code 2010

Proračun nosivosti ploče na probijanje prema fib Model Code 2010 [87] je zasnovan na teoriji kritične smičuće prsline. Proračun se sprovodi u izabranom kontrolnom preseku na udaljenosti $0.5d_v$ od ivica stuba ili opterećene površine, gde je d_v statička visina u odnosu na smicanje. Oblik osnovnog kontrolnog obima b_l se usvaja tako da se dobije najmanji obim b_l (Slika 43).



Slika 43: Tipični osnovni kontrolni obimi oko opterećenih površina prema fib Model Code 2010

Proračun nosivosti ploče na probijanje se sprovodi u efektivnom kontrolnom preseku čiji je obim b_0 . Ovaj obim dobija se redukcijom osnovnog kontrolnog obima b_l uzimajući u obzir

neravnomernu raspodelu napona smicanja. Neravnomerna raspodela napona smicanja nastaje kao posledica:

- koncentracije napona smicanja u uglovima velikih oslonjenih površina; osnovni obim se redukuje prema stici 44-(a), pri čemu dužina pravih delova obima treba da bude manja od $1.5dv$ na svakoj ivici opterećene površine ($b_{1,red}$)
- geometrijskih ili statičkih diskontinuiteta ploče; u slučaju postojanja otvora u ploči, osnovni kontrolni obim se redukuje ($b_{1,red}$) prema stici 44-(b);
- koncentracije napona smicanja zbog neuravnoteženog momenta savijanja; ovaj efekat se može približno uzeti u obzir množenjem dužine redukovano osnovnog obima $b_{1,red}$ koeficijentom k_e :

$$b_0 = k_e \cdot b_{1,red}$$

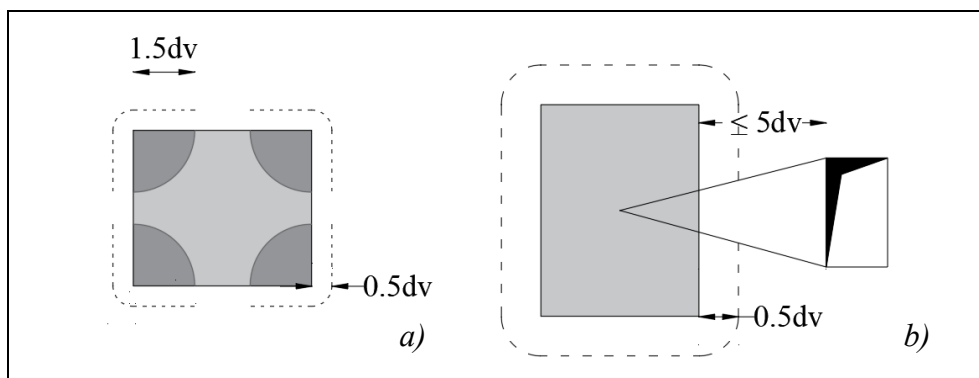
Koeficijent k_e se određuje u funkciji neuravnoteženog momenta savijanja prema:

$$k_e = \frac{1}{1 + e_u/b_u}$$

gde su:

e_u – ekscentricitet rezultujuće sile smicanja u odnosu na težište osnovnog kontrolnog obima, slika 45;

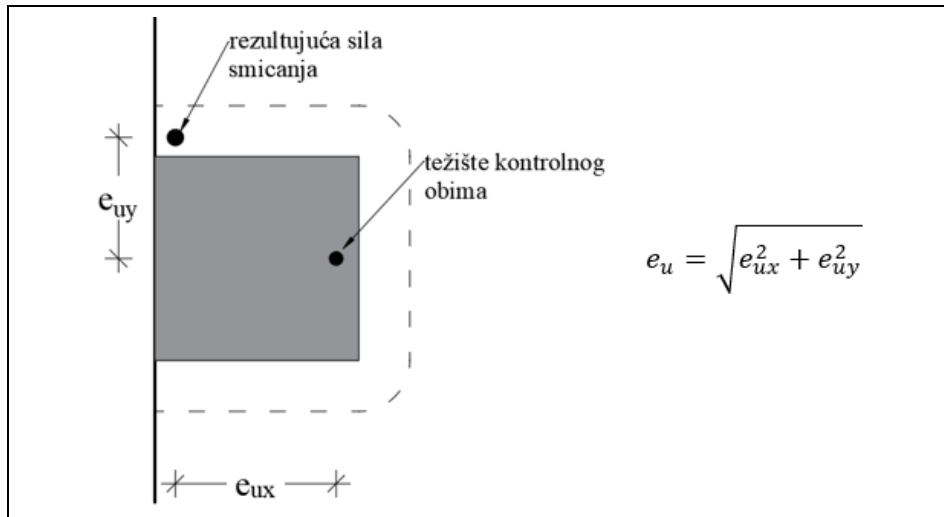
b_u – prečnik kruga koji ima površinu jednaku površini unutar osnovnog kontrolnog obima.



Slika 44: Redukcija osnovnog kontrolnog obima prema fib Model Code 2010

Za konstrukcije kod kojih bočna stabilnost ne zavisi od ramovskog dejstva između ploča i stubova, i ukoliko se susedni rasponi ne razlikuju za više od 25%, za koeficijent k_e se mogu usvojiti sledeće približne vrednosti:

- $k_e = 0.90$ za unutrašnji stub
- $k_e = 0.70$ za ivični stub
- $k_e = 0.65$ za ugaoni stub



Slika 45: Položaj rezultujuće smičuće sile u odnosu na težište osnovnog kontrolnog obima

Proračun nosivosti na smicanje od probijanja ploča bez armature za smicanje

Proračun nosivosti ploče na smicanje pri probijanju određuje se kao:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} = k_{\psi} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_o d_v$$

gde se karakteristična čvrstoća betona pri pritisku f_{ck} unosi u MPa, a b_o i d_v u mm. Parametar k_{ψ} je u zavisnosti od rotacije ploče:

$$k_{\psi} = \frac{1}{1.5 + 0.9k_{dg}\psi d} \leq 0.6$$

gdje je d statička visina ploče, ψ rotacija ploče koja se za ploče dimenzionisane prema linearno elastičnoj analizi bez preraspodele računa prema izrazu:

$$\psi = 1.5 \frac{r_s f_y}{d E_s} \left(\frac{m_{Ed}}{m_{Rd}} \right)^{1.5}$$

r_s je poluprečnik izolovanog kružnog elementa ploče, a približno se može usvojiti kao $0.22L$, gdje je L veći raspon ploče. f_y je granica tečenja armature za savijanje, a E_s je modul elastičnosti armature. m_{Ed} je osrednjeni moment savijanja u traci iznad stuba, a m_{Rd} osrednjena nosivost pri savijanju u traci iznad stuba.

Osrednjeni moment savijanja u traci iznad stuba može se odrediti prema:

- Unutrašnji stub

$$m_{Ed} = V_{Ed} \left(\frac{1}{8} + \frac{|e_u|}{2b_s} \right)$$

- Ivični stub

$$m_{Ed} = V_{Ed} \left(\frac{1}{8} + \frac{|e_u|}{b_s} \right)$$

- Ugaoni stub

$$m_{Ed} = V_{Ed} \left(\frac{1}{8} + \frac{|e_u|}{b_s} \right) \geq \frac{V_{Ed}}{2}$$

U ovim izrazima e_u je ekscentricitet rezultujuće smičuće sile u odnosu na težište osnovnog kontrolnog obima, a širina oslonačke trake iznad stuba određuje se kao:

$$b_s = 1.5 \sqrt{r_{s,x} r_{s,y}}$$

Osrednjeni moment nosivosti ploče u traci iznad stuba računa se na osnovu koeficijenta armiranja (ρ_l) zategnute armature za savijanje:

$$m_{Rd} = \rho_l b d^2 f_{yd} \left(1 - 0.5 \rho_l \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right)$$

Koeficijent k_{dg} zavisi od maksimalnog zrna agregata (d_g):

$$k_{dg} = 1.0 \text{ za } d_g \geq 16 \text{ mm}$$

$$k_{dg} = 32 / (16 + d_g) \geq 0.75 \text{ za } d_g < 16 \text{ mm}$$

Ukoliko je ploču potrebno ojačati sa armaturom za smicanje od probijanja, pravilnik *fib Model Code 2010* zahteva sledeća pravila za armiranje:

- potrebno je predvideti minimalno dva reda (obima) armature u radijalnom pravcu;
- rastojanje između ivice opterećene površine i prvog reda armature ne sme biti veće od $0.75 dv$;
- rastojanje između ivice opterećene površine i prvog reda armature ne sme biti manje od $0.35 dv$;
- maksimalno rastojanje između armature u drugom redu je $1.5 dv$;
- zaštitini sloj betona na pritisnutoj površini ploče ne sme biti veći od $dv/6$;
- maksimalni prečnik armature za smicanje je u funkciji visine dv ;
- sidrenje armature za savijanje nije dozvoljeno u području $2dv$ od osnovnog kontrolnog obima, niti u području na kome su radijalni momenti savijanja jednaki nuli.

3. EKSPERIMENTALNO ISTRAŽIVANJE

3.1. Uvod

U okviru eksperimentalne analize obuhvaćena su ispitivanja na 8 armiranobetonskih ploča i ocena fizičko-mehaničkih karakteristika primenjenih materijala. Cilj istraživanja bio je utvrditi uticaj otvora u blizini unutrašnjeg ekscentrično opterećenog stuba na nosivost ploče na probijanje. S tim u vezi, 6 ploča je imalo kvadratni otvor u blizini oslonca, od kojih su ploče S4, S5, S6, S7, i S8 ekscentrično opterećene, a ploča S3 centrično opterećena. Ploče S1 i S2 su ploče bez otvora, pri čemu je S1 centrično opterećena a S2 ekscentrično opterećena ploča. Na osnovu ove dve ploče (S1 i S2) se vršila ocena stepena redukcije nosivosti ploče prouzrokovana postojanjem i položajem otvora uz lice stuba.

Ploče sa otvorom su izvedene tako da oko samih otvora nije postavljena dodatna armatura, kao što to većina pravilnika propisuje. Cilj je bio simulirati naknadno formiranje otvora u ploči za potrebe vođenja raznih vrsta instalacija u postojećoj konstrukciji. Najčešća primena sistema ploča direktno oslonjenih na stubove je u stambenim zgradama i industrijskim objektima, gde nije neobično da se projektni uslovi menjaju već u toku gradnje, ili se rekonstrukcijom i adaptacijom postojećih objekata veoma često zahteva postojanje otvora za prolaz instalacija.

Pojava otvora u neposrednoj blizini oslonca ploče smanjuje značajno njenu nosivost na probijanje, te se često zahteva neki vid naknadnog ojačanja ovih ploča. Jedna od mogućnosti je ojačanje ploče visokovrednim zavrtņjevima, što je u okviru ove disertacije analizirano na uzorku S8. Pre ispitivanja ploče do loma, u betonskoj ploči su izbušene rupe za provlaćenje vijaka. Sa dvadeset M10 vijaka je ploča ojačana, pri čemu su vijci prethodno napregnuti do pune sile nosivosti (40 Nm).

Model ploča je formiran tako da predstavlja zonu negativnih momenata savijanja u ploči oko unutrašnjeg stuba. Za prečnik modela je uobičajeno da se usvaja $0.44L$, gde je L osovinski razmak stubova. Razlog tome je nulta vrednost radijalnog momenta savijanja na kružnici prečnika $0.44L$ oko središnje tačke oslanjanja. Prema tome, ivice modela predstavljaju liniju kontrafleksije u kontinualnoj ploči, pa je po toj liniji ploča slobodno oslonjena.

Ovakav model predstavlja izdvojen deo konstrukcije iz celog sistema, pa se ne postiže puna preraspodela momenata koji bi se inače javili kod sistema ploča oslonjenih direktno na stubove. Kod modela koji su slobodno oslonjeni po obimu, javljaju se u ploči sile u ravni čija je vrednost nepoznata. Ipak, najveći nedostatak modeliranja ploča na ovaj način je što se ne može obuhvatiti

sprečeno bočno pomeranje, koje bi se inače u sistemu ploča oslonjenih na stubove javilo usled okolnih delovanja konstrukcije [55]. I pored navedenih nedostataka, ovaj tip modela za eksperimentalnu analizu najšire je prihvaćen i najčešće je korišten zbog svoje jednostavnosti.

3.2. Opis modela

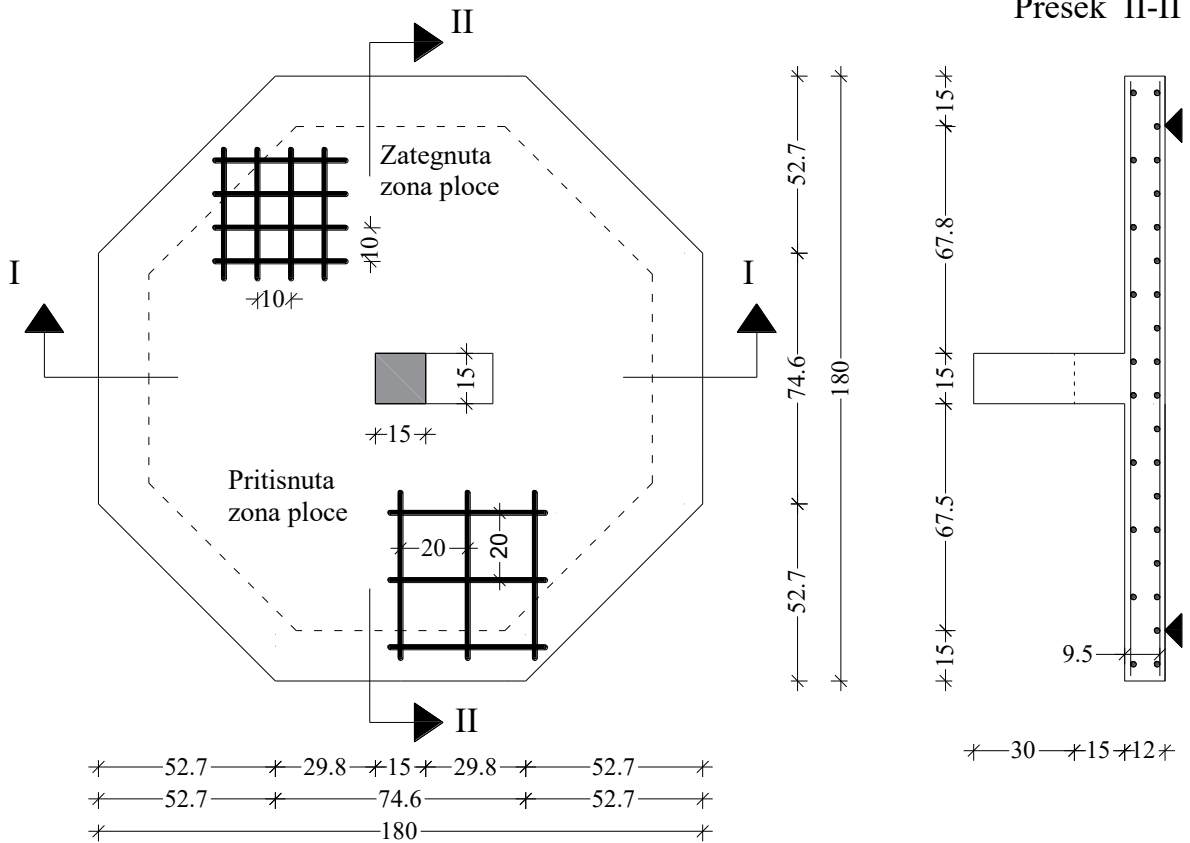
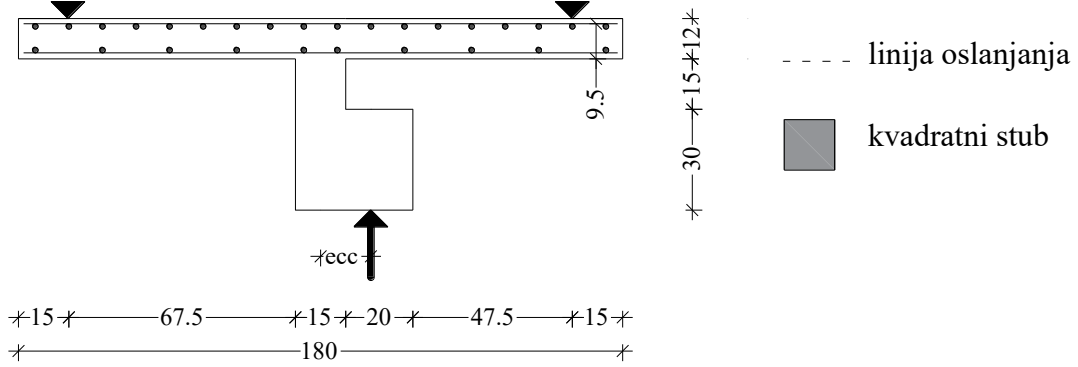
Eksperimentalno istraživanje obuhvata 8 AB ploča opterećenih preko unutrašnjeg stuba. Razlika između analiziranih ploča ogledala se u postojanju i položaju otvora u odnosu na silu sa kojom se ploče opterećuju, i po obliku stuba. Sve ploče su izrađene sa istim dimenzijama, sa prečnikom od 180 cm, debljinom ploče 12 cm i statičkom visinom ploče 9.5 cm. Kako bi se postigao oblik što približniji kružnici, a u cilju izrade jednostavnije oplata, ploče su izrađene u obliku osmougona čije su stranice 74.6 cm. Zategnuta zona ploče ojačana je u dva ortogonalna pravca sa armaturom prečnika $\emptyset 10$ postavljenom na međusobnom rastojanju od 10 cm, dok je pritisnuta zona armirana istim prečnikom šipke ali na rastojanju od 20 cm.

Ploča S1 (uporedna ploča) je ploča bez otvora, opterećena centrično preko kvadratnog stuba čije su dimenzije 15x15 cm. Usvojena geometrija i dimenzije ove ploče, kao i raspored i položaj armature u osnovi i presecima, prikazani su na slici 46.

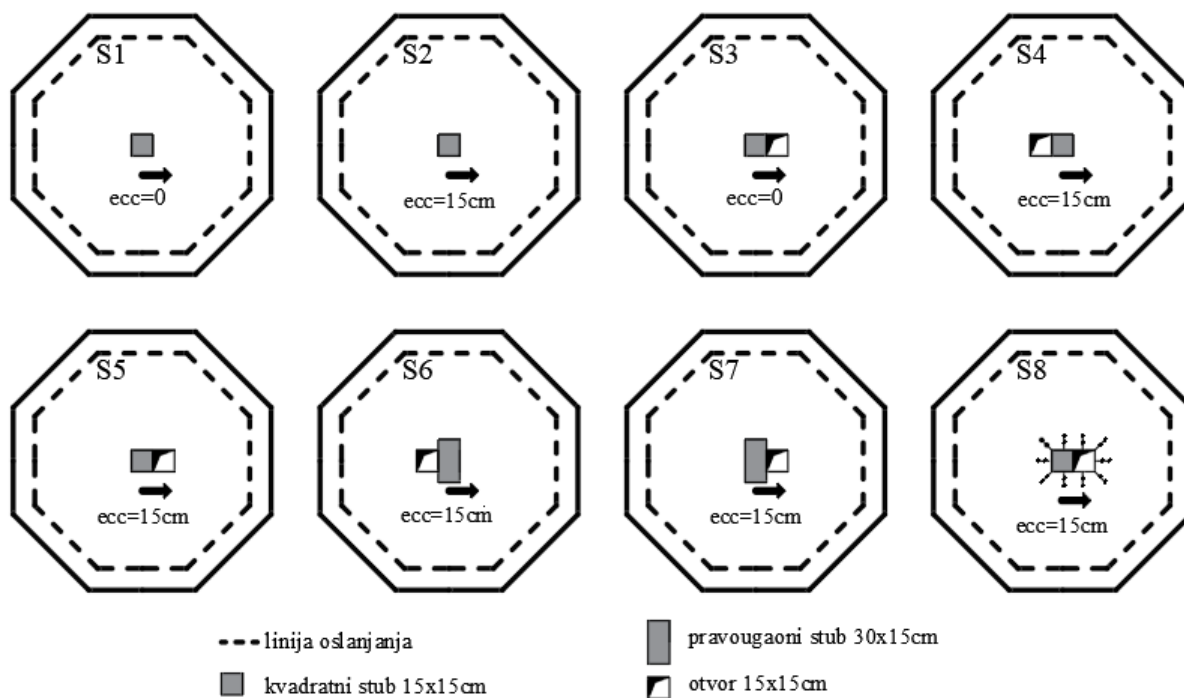
Druga ploča (S2) razlikuje se od prve samo po ekscentričnom opterećenju. Sila kojom se preko stuba opterećuje ploča udaljena je 15 cm od vertikalne ose stuba. Postojanje otvora uz lice stuba analizirano je na centrično opterećenoj ploči S3. Stub je i u ovom slučaju bio kvadratni, sa dužinama stranica 15x15 cm. Uticaj otvora na probijanje ekscentrično opterećenih ploča ispitan je na uzorcima S4 i S5. Dimenzije stuba su ostale nepromenjene u odnosu na prethodno analizirane, a ekscentricitet sile u odnosu na vertikalnu osu stuba je i ovaj put bio 15 cm. Otvor u ploči S4 nalazi se na suprotnoj strani od ekscentrične sile, dok je otvor za ploču S5 na strani gde se nalazi i sila. Uticaj povećanja dimenzije stuba na silu probijanja ekscentrično opterećene ploče sa otvorom uz lice stuba razmatrano je pločama S6 i S7. Za poprečni presek stuba izabran je pravougaonik čija je duža stranica 30 cm, a kraća 15 cm. Obe ploče su opterećene silom sa ekscentricitetom od 15 cm. Otvor u ploči S7 nalazi se na delu ploče na kome deluje ekscentrična sila, dok se otvor u ploči S6 nalazi na suprotnoj strani. Poslednjom pločom (S8) nastojalo se oceniti povećanje sile probijanja sa ojačanjem ploče visokovrednim zavrtnjima. Ploča sa najmanjom nosivosti na probijanje od prethodnih 7 analiziranih (S5), ojačana je sa 20 vijaka prečnika 10mm. Klasa čvrstoće vijaka je 8.8., a raspored vijaka u ploči izvršen je prema preporukama iz rada [93]. Prvi red vijaka udaljen je 0.5d od lica stuba, dok je razmak između dva reda vijaka 0.75d [80].

Oblik i dimenzija otvora je u svim pločama isti, kvadratni sa stranicama 15x15 cm, a njihov položaj dat je na slici 47.

Presek I-I



Slika 46: Usvojene dimenzije i geometrija uporedne ploče S1 sa rasporedom armaturnih šipki



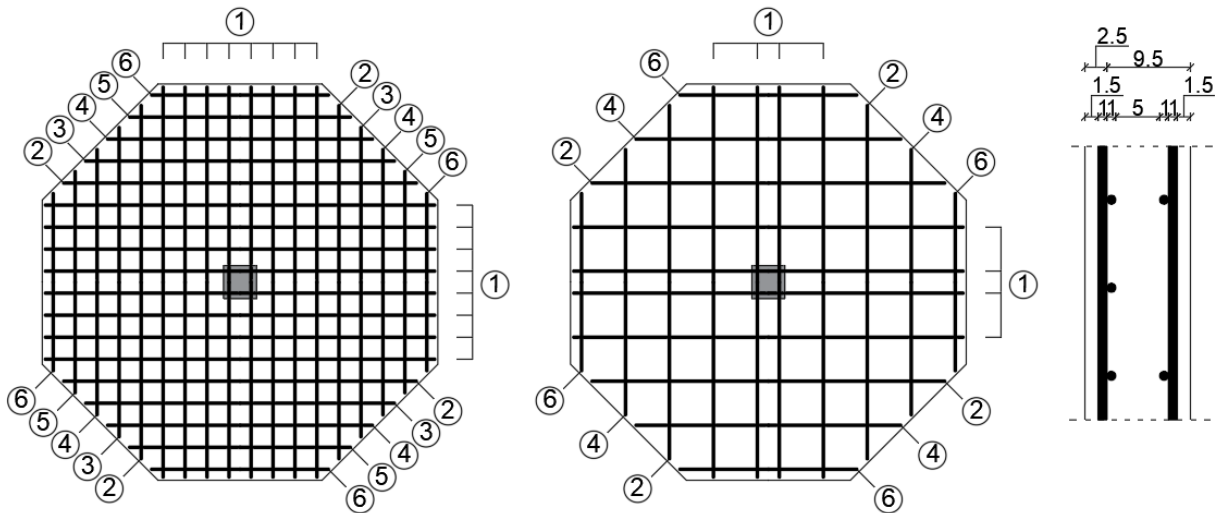
Slika 47: Šematski prikaz načina oslanjanja, položaja sile i otvora u analiziranim pločama

3.2.1. Plan armature za ploče

Kao što je već spomenuto, sve analizirane ploče armirane su na isti način. Rebrasta armatura prečnika 1 cm je postavljena u dva ortogonalna pravca u obe zone ploče. Zaštitni sloj betona do armaure bio je 1.5 cm, pa je statička visina ploče $d=9.5$ cm. U zategnutoj zoni armatura je postavljena na razmaku od 10 cm, dok je u pritisnutoj zoni ploče na rastojanju od 20 cm. Slika 48 predstavlja plan armature za zategnutu i pritisnutu zonu ploče, a tabela 3 specifikaciju usvojene armature za jednu ploču.

Tabela 3: Specifikacija armature za jednu ploču

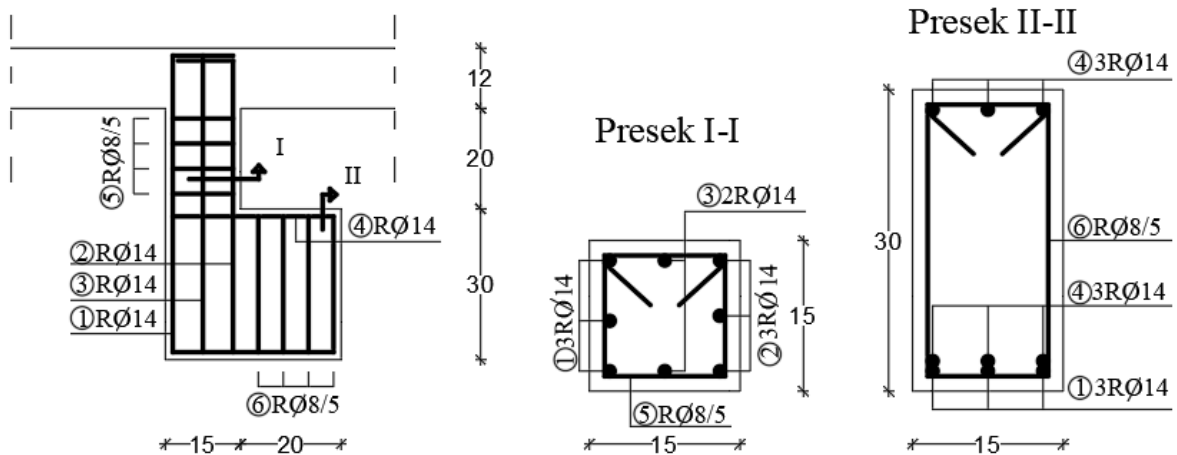
Pozicija	Prečnik [mm]	lg [m]	Komada (zz+pz)	L [m]	m [kg/m]	M [kg]
1	10	1.77	16+8	42.48	0.634	26.93
2	10	1.60	4+4	12.80	0.634	8.12
3	10	1.40	4	5.60	0.634	3.55
4	10	1.20	4+4	9.60	0.634	6.09
5	10	1.00	4	4.00	0.634	2.54
6	10	0.80	4+4	6.40	0.634	4.06
zz –broj šipki u zategnutoj zoni ploče						
pz –broj šipki u pritisnutoj zoni ploče					Suma	51.29



Slika 48: Plan armature za zategnutu i pritisnutu zonu ploče

3.2.2. Plan armature za stubove

Opterećenje ploče S1, S2, S3, S4, S5 i S8 ostvaruje se preko kvadratnih stubova čije su stranice 15 cm. Ovi stubovi armirani su sa 6 šipki prečnika 1.4 cm postavljenih po obimu stuba. Šipke su međusobno povezane sa uzengijama prečnika 0.8 cm na rastojanju od 5 cm. Da bi se omogućilo ekscentrično opterećenje ploče, na dnu stuba formiran je kratki element dužine 20 cm, visina 30 cm i širine 15 cm. Ovaj element ojačan je sa 9 šipki prečnika 1.4 cm. Šipke su povezane sa uzengijama $\emptyset 8$ na međusobnom rastojanju od 5 cm. Plan armature za stubove kvadratnog poprečnog preseka prikazan je slikom 49, a specifikacija armature ovih stubova tabelom 4.



Slika 49: Plan armature stuba kvadratnog poprečnog preseka

Tabela 4: Specifikacija armature za stub kvadratnog poprečnog preseka

Pozicija	Izgled	Prečnik [mm]	lg [m]	Komada (zz+pz)	L [m]	m [kg/m]	M [kg]
1		14	1.03	3	3.09	1.242	3.84
2		14	0.70	3	2.10	1.242	2.61
3		14	0.59	2	1.18	1.242	1.47
4		14	1.06	3	3.18	1.242	3.95
5		8	0.62	4	2.48	0.405	1.00
6		8	0.92	4	3.68	0.405	1.49
						Suma	14.36

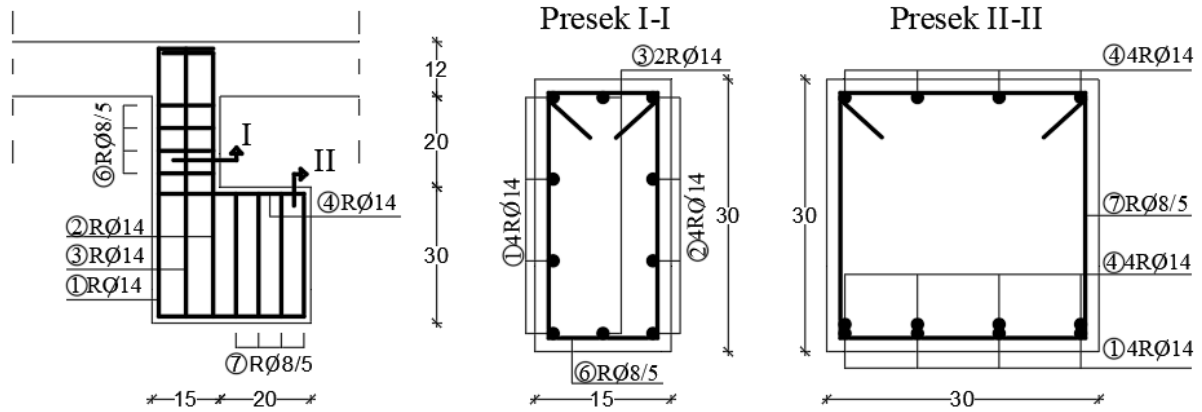
zz – broj šipki u zategnutoj zoni ploče
pz – broj šipki u pritisnutoj zoni ploče

Ploče S6 i S7 oslanjaju se na pravougaone stubove 30x15 cm koji su armirani sa 10 šipki prečnika 1.4 cm postavljenih po obimu stuba. I ovi stubovi imaju kratki element na svom dnu koji je dužine 20 cm, visina 30 cm i širine 30 cm. Armiranje kratkog elementa ostvareno je sa 12 šipki prečnika 1.4 cm. Povezivanje podužne armature iz stuba, kao i šipki iz kratkog elementa, ostvareno je sa 4 uzengije prečnika 0.8 cm na rastojanju od 5 cm. Plan armature za ove stubove prikazan je slikom 50, a specifikacija armature tabelom broj 5.

Tabela 5: Specifikacija armature za stub pravougaonog poprečnog preseka

Pozicija	Izgled	Prečnik [mm]	lg [m]	Komada (zz+pz)	L [m]	m [kg/m]	M [kg]
1		14	1.03	4	4.12	1.242	5.12
2		14	0.70	4	2.80	1.242	3.48
3		14	0.59	2	1.18	1.242	1.47
4		14	1.06	4	4.24	1.242	5.27
6		8	0.92	4	3.68	0.405	1.49
7		8	1.22	4	4.88	0.405	1.98
						Suma	18.81

zz – broj šipki u zategnutoj zoni ploče
pz – broj šipki u pritisnutoj zoni ploče



Slika 50: Plan armature stuba pravougaonog poprečnog preseka

Sve šipke izrađene su od rebraste armature B500B.

3.3. Izrada modela

Betoniranje armiranobetonskih ploča S1, S4, S5 i S7 izvršeno je 18. jula 2019. godine. Betonska mešavina za ove ploče spravljena je u SMB betonjerci i transportovana automikserom. Zahtevana klasa betona za ploče bila je C35/45. Dva dana pre betoniranja ploča, u prethodno pripremljenu oplatu izvršeno je betoniranje armiranobetonskih stubova. Samougradivi beton za stubove pripremljen je u laboratoriji na Građevinskom fakultetu u Subotici, a njegova ugradnja i zbijanje ostvareni su pomoću pervibratora prečnika 2 cm.

Ovaj postupak je ponovljen prilikom betoniranja preostale 4 ploče, S2, S3, S6 i S8. Betoniranje stubova za ove ploče vršeno je 9. oktobra 2019. godine, a dva dana kasnije betonirane su i ploče. Za AB stubove upotrebljena je ista receptura za spravljanje mešavine za samougradivi beton, dok je za ploče korišten beton C35/45 iz SMB betonjerke.

Postupak izrade modela sastojao se iz sledećeg:

- Izrada i nivelisanje oplata uz postavljanje armaturnog koša za stubove;



Slika 51: Prvi korak izrade modela

- Spravljanje betonske mešavine i betoniranje stubova;



Slika 52: Drugi korak izrade modela

- Izrada kontrolnih uzoraka za stubove (3 kocke ivica 15 cm i 3 cilindra 15/30 cm);



Slika 53: Treći korak izrade modela

- Premazivanje oplata sa oplatnim uljem i popunjavanje ivica sa silikonom i pur penom;



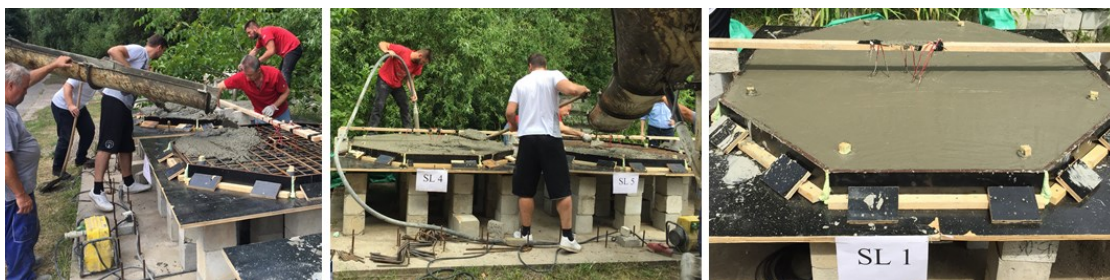
Slika 54: Četvrti korak izrade modela

- Postavljanje armaturene mreže sa prethodno zalepljenim mernim trakama;



Slika 55: Peti korak izrade modela

- Betoniranje armiranobetonskih ploča;



Slika 56: Šesti korak izrade modela

- Izrada kontrolnih uzoraka za ploče (6 kocki ivica 15 cm, 5 cilindara 15/30 cm i 3 prizme dimenzija 10/10/40 cm);



Slika 57: Sedmi korak izrade modela

- Pokrivanje modela najlonom nakon betoniranja;



Slika 58: Osmi korak izrade modela

- Polivanje vodom dva puta dnevno tokom prvih 10 dana nakon čega su modeli ponovo pokriveni najlonom.

3.4. Osobine materijala

U ovom poglavlju prikazane su laboratorijski dobijene fizičko-mehaničke karakteristike svih ugrađenih materijala. Ispitivanje osobina materijala na uzorcima uzetim pri betoniranju modela sprovedeno je u laboratoriji Građevinskog fakulteta u Subotici neposredno pre eksperimentalnog ispitivanja na pločama. Karakteristike betona tabelarno su prikazane za dve serije. Prva serija se odnosi na ploče S1, S4, S5 i S7, dok su u drugoj seriji betonirane ploče S2, S3, S6 i S8. Nega uzoraka i ispitivanje vršena su u saglasnosti sa svim važećim standardima.

3.4.1. Karakteristike betona ugrađenog u ploče

Laboratorijskim određivanjem fizičko-mehaničkih karakteristika na kontrolnim uzorcima uzetim prilikom betoniranja ploča utvrđena je: zapreminska masa betona u očvrslom stanju, čvrstoća betona pri pritisku, čvrstoća betona na zatezanje pri cepanju, modul elastičnosti, Poisson-ov koeficijent i dijagram zavisnosti napona i deformacije. Ispitivanje mehaničkih karakteristika betona izvršeno je na hidrauličnoj presi čiji je kapacitet 2000 kN. Tačnost prese je 4 kN.

Određivanje zapreminske mase betona γ_b u očvrslom stanju vršeno je merenjem šest uzorka u obliku kocke sa stranicama 15 cm. Izmerene vrednosti i prosečna vrednost zapreminske mase $\gamma_{b,pr}$ za prvu i drugu seriju ploča prikazane su u Tabeli 6.

Tabela 6: Zapreminska masa betona ugrađenog u ploče

Uzorak	Serija I		Serija II	
	γ_b [kg/m ³]	$\gamma_{b,pr}$ [kg/m ³]	γ_b [kg/m ³]	$\gamma_{b,pr}$ [kg/m ³]
1	2328.34		2327.35	
2	2316.58		2346.14	
3	2327.05	2309.47	2342.03	2332.31
4	2296.72		2320.21	
5	2286.03		2316.35	
6	2302.10		2341.75	

Čvrstoća betona pri pritisku određena je na tri probne kocke ivica 15 cm i na tri cilindra prečnika 15 cm i visine 30 cm. Laboratorijski dobijene vrednosti čvrstoće betona pri pritisku na cilindru $f_{c,c}$ i čvrstoće betona pri pritisku na kocki $f_{c,k}$ prikazani su Tabelom 7. Sračunate prosečne vrednosti čvrstoće betona pri pritisku pokazuju da beton odgovara klasi betona C35/45.



Tabela 7: Čvrstoća betona ugrađenog u ploče pri pritisku

Uzorak	Serija I		Serija II	
	$f_{c,c}$ [MPa]	$f_{c,k}$ [MPa]	$f_{c,c}$ [MPa]	$f_{c,k}$ [MPa]
1	42.95	47.47	41.66	50.90
2	37.01	48.36	40.54	48.65
3	36.21	51.04	41.97	51.95
Prosečna vrednost	38.73	48.95	41.39	50.50

Slika 59: Određivanje čvrstoće betona ugrađenog u ploče pri pritisku

Čvrstoća betona na zatezanje pri cepanju određena je tzv. brazilskim opitom na uzorcima kocke dimenzija 15/15/15 cm i na cilindrima prečnika 15 cm sa visinom 30 cm. Prema ovom opitu, čvrstoća betona pri zatezanju određuje se linijskim opterećenjem po dužini dve suprotne izvodnice ($f_{ct,sp}$). U tom slučaju, odgovarajuća vrednost čvrstoće betona pri aksijalnom zatezanju računa se kao [80]:

$$f_{ct} = 0.9f_{ct,sp}$$

Sračunate vrednosti čvrstoće betona pri aksijalnom zatezanju prikazane su Tabeli 8.

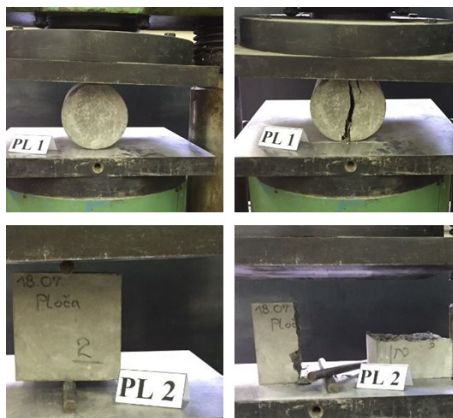


Tabela 8: Čvrstoća betona ugrađenog u ploče pri zatezanju

Uzorak	Serija I		Serija II	
	$f_{ct,sp}$ [MPa]		$f_{ct,sp}$ [MPa]	
	Cilindar	Kocka	Cilindar	Kocka
1	3.54	4.12	3.58	4.15
2	3.39	4.13	3.42	4.47
3	3.37	4.38	3.70	4.23
Prosečna vrednost f_{ct}	3.09	3.79	3.21	3.86

Slika 60: Određivanje čvrstoće betona ugrađenog u ploče pri zatezanju

Modul elastičnosti E i Poisson-ov koeficijent ν određeni su opterećenjem cilindra $\varnothing 15 \times 30$ cm na pritisak. Sila pritiska je bila približno 30% od očekivane sile loma uzorka. Prilikom ispitivanja korištena su tri fiksna rama i sedam digitalnih ugibomera. Preciznost uređaja za

registrovanje deformacije je 1/1000 mm. Sračunate vrednosti za obe serije prikazane su Tabelom 9.

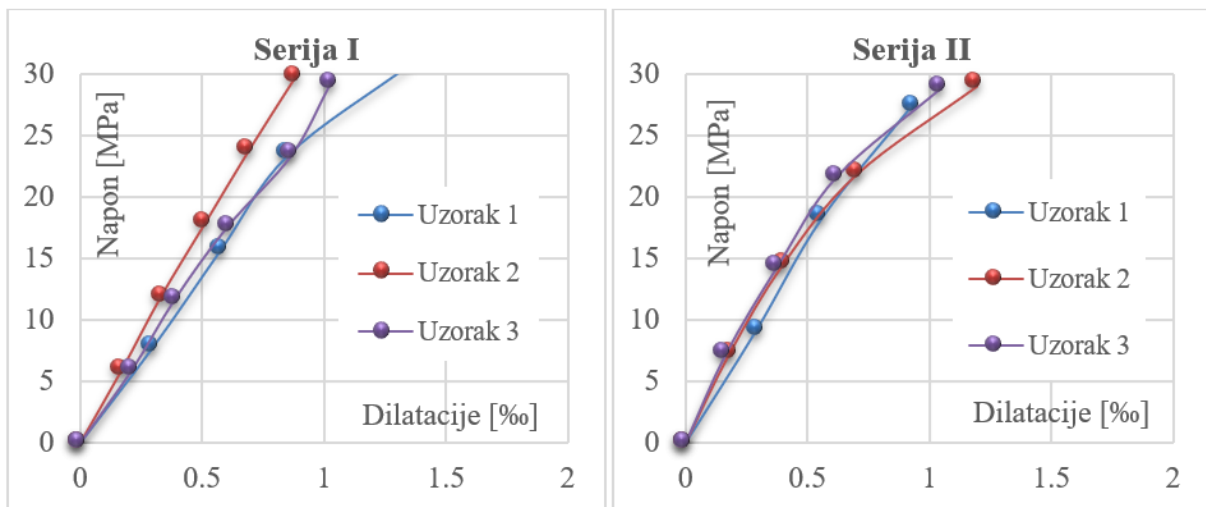


Slika 61: Određivanje modula elastičnosti i Poisson-ovog koeficijenta za beton ugrađen u ploče

Tabela 9: Modul elastičnosti i Poisson-ov koeficijent betona ugrađenog u ploče

Uzorak	Serija I		Serija II	
	E [GPa]	ν [--]	E [GPa]	ν [--]
1	30.30	0.170	31.13	0.172
2	29.84	0.167	32.26	0.168
3	32.82	0.172	32.85	0.178
Prosečna vrednost	30.99	0.170	32.08	0.173

Za određivanje naponsko-deformacijskog dijagrama betona silom pritiska opterećene su tri prizme dimenzija 10x10x40 cm. Merenje dilatacija na dva ugibomera vršeno je do približno 70% sile loma, nakon čega su instrumenti uklonjeni zbog mogućnosti pojave krtog loma. Tačnost ugibomera je 1/1000 mm. Izmereni rezultati prikazani su grafički slikom 62.



Slika 62: Veza napona i dilatacije u betonu

3.4.2. Karakteristike betona ugrađenog u stubove

Na kontrolnim uzorcima uzetim prilikom betoniranja stubova, laboratorijski su određene sledeće karakteristike materijala: zapreminska masa betona u očvrslom stanju, čvrstoća betona pri pritisku, modul elastičnosti i Poisson-ov koeficijent. Mehaničke karakteristike betona određene su na hidrauličnoj presi čiji je kapacitet 2000 kN i tačnost 4 kN.

Za betoniranje stubova primenjen je samougradivi beton pripremljen u laboratoriji na Građevinskom fakultetu u Subotici. U Tabeli 10 prikazana je receptura i sračunata vrednost mase svežeg betona $\gamma_{b,sv}$ za jedan kubni metar.

Tabela 10: Receptura za $1m^3$ samougradivog betona

Cement [kg/m ³]	Filer [kg/m ³]	Voda [kg/m ³]	Agregat 0-4 [kg/m ³]	Agregat 4-8 [kg/m ³]	$\gamma_{b,sv}$ [kg/m ³]
550	150	162.5	917.5	567.5	2347.5

Zapreminska masa betona γ_b u očvrslom stanju dobijena je merenjem 3 kocke stranica 15 cm. Izmerena i sračunata prosečna vrednost zapreminske mase $\gamma_{b,pr}$ prikazane su u Tabeli 11.

Tabela 11: Zapreminska masa betona ugrađenog u stubove

Uzorak	Serija I		Serija II	
	γ_b [kg/m ³]	$\gamma_{b,pr}$ [kg/m ³]	γ_b [kg/m ³]	$\gamma_{b,pr}$ [kg/m ³]
1	2331.97		2332.97	
2	2344.18	2343.21	2340.72	2338.97
3	2353.50		2343.21	

Čvrstoća samougradivog betona pri pritisku određena je na tri probne kocke dimenzija 15x15x15 cm i na tri cilindra prečnika 15 cm i visine 30 cm. Laboratorijski određene vrednosti čvrstoće betona pri pritisku na cilindru $f_{c,c}$ i čvrstoće betona pri pritisku na kocki $f_{c,k}$ prikazani su Tabelom 12.



Slika 63: Određivanje čvrstoće betona ugrađenog u stubove pri pritisku

Tabela 12: Čvrstoća betona ugrađenog u stubove pri pritisku

Uzorak	Serija I		Serija II	
	$f_{c,c}$ [MPa]	$f_{c,k}$ [MPa]	$f_{c,c}$ [MPa]	$f_{c,k}$ [MPa]
1	58.62	77.87	57.12	77.07
2	59.30	76.98	58.33	78.13
3	59.01	77.71	59.01	76.89
Prosečna vrednost	58.98	77.52	58.15	77.36

Modul elastičnosti E i Poisson-ov koeficijent ν određeni su na tri cilindra $\varnothing 15 \times 30$ cm. Ispitivanje je izvršeno merenjem deformacije na sedam ugibomera pričvršćenih na tri fiksna rama. Cilindri su opterećeni do približno 30% očekivane sile loma. Sračunate pojedinačne i srednja vrednost modula elastičnosti i Poisson-ov koeficijent prikazane su Tabelom 13.



Slika 64: Određivanje modula elastičnosti i Poisson-ovog koeficijenta za beton ugrađen u stubove

Tabela 13: Modul elastičnosti i Poisson-ov koeficijent betona ugrađenog u stubove

Uzorak	Serija I		Serija II	
	E [GPa]	ν [--]	E [GPa]	ν [--]
1	39.82	0.168	40.12	0.167
2	38.94	0.165	39.84	0.166
3	39.61	0.170	40.81	0.164
Prosečna vrednost	39.46	0.168	40.26	0.166

3.4.3. Karakteristike čelika – Armatura

Armiranje ploča vršeno je rebrastom armaturom prečnika $\varnothing 10$. Za ovaj prečnik armature određene su mehaničke karakteristike na hidrauličnoj kidalici. Ispitivanje kontrolnih uzoraka sprovedeno je na epruvetama dužine 250 mm čija je početna merna dužina bila 100 mm. Mehaničke karakteristike ispitivane su na tri kontrolna uzorka, a sračunate srednje vrednosti prikazane su Tabelom 14.



Slika 65: Utvrđivanje mehaničkih karakteristika armature

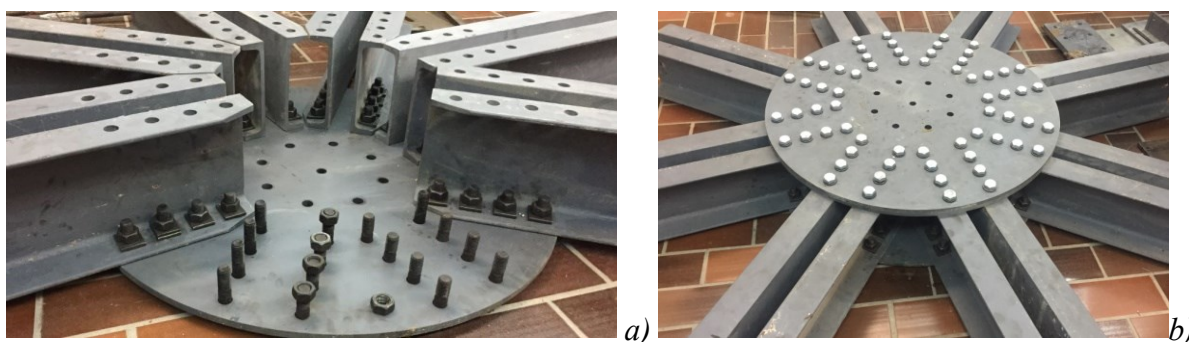
Tabela 14: Mehaničke karakteristike armature

Merene karakteristike	$\varnothing 10$
Napon na granici razvlačenja f_y [MPa]	595
Čvrstoća pri zatezanju f_t [MPa]	674
Napon pri kidanju f_u [MPa]	593
Dilatacija na granici tečenja ϵ_y [%o]	2.87
Modul elastičnosti E_s [GPa]	207

3.5. Priprema eksperimenta i instrumenti

Ram

Oslanjanje ploče vršeno je preko zvezdasto oblikovanog rama iz prethodnog eksperimentalnog istraživanja u laboratoriji Građevinskog fakulteta u Subotici [88]. Ram se sastoji od 16 U200 profila međusobno povezanih sa 128 vijaka M20, gde 2 U profila čine jedan krak. Veza između 64 M20 vijaka i zategnute flanše profila (Slika 66-(a)) ostvarena je preko kružnog lima prečnika 900 mm i debljine 12 mm, dok je za pritisnutu flanšu veza sa vijcima (Slika 66-(b)) ostvarena sa dva kružna lima istih dimenzija, prečnika 900 mm i debljine 12 mm.



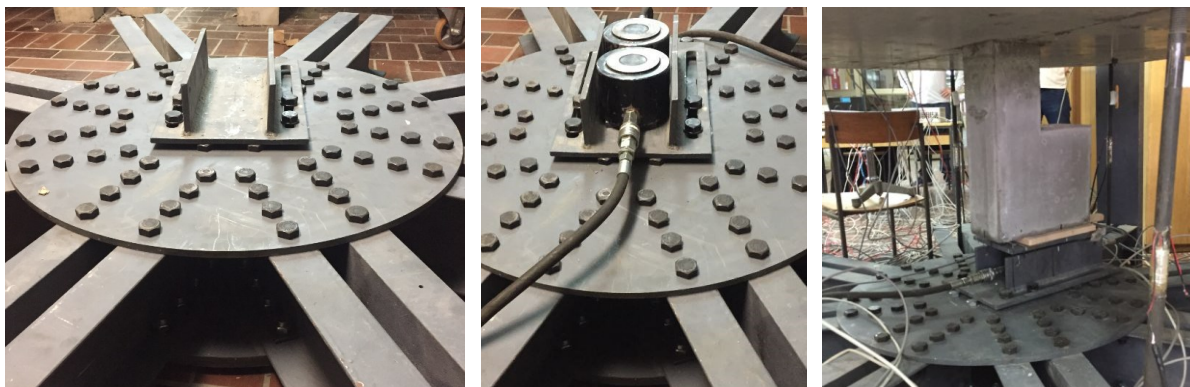
Slika 66: Veza U profila i čeličnih limova

Veza ploče i čeličnih profila izvedena je preko 8 vijaka prečnika 19.6 mm i dužine 1200 mm izrađenih od čelika klase čvrstoće čvrstoće 10.9. Vijci su izvedeni sa obostranim navojem i provučeni su kroz kružne otvore ostavljene u ploči i između dva U profila. Pomeranje ploče na uglovima sprečeno je postavljanjem navrtke i krutih čeličnih pločica sa obe strane šipke (Slika 67-(a)). Sile koje se javljaju u vijcima usled opterećenja ploče određuju se merenjem dilatacija sa mernih traka zalepljenih na sredinama vijaka (Slika 67-(b)), a zbirom svih 8 sila dobija se sila koja izaziva lom u ploči.



Slika 67: Postavljanje vijaka i položaj mernih traka na njima

Opterećenje ploče preko AB stuba izazvano je sa hidrauličnim presama postavljenim u pokretni kutijasti okvir. U zavisnosti od toga da li se ploča opterećuje centrično ili ekscentrično, kutijasti okvir se fiksirao u odgovarajući položaj.



Slika 68: Postavljanje kutijastog okvira i hidrauličnih presa

Merne trake

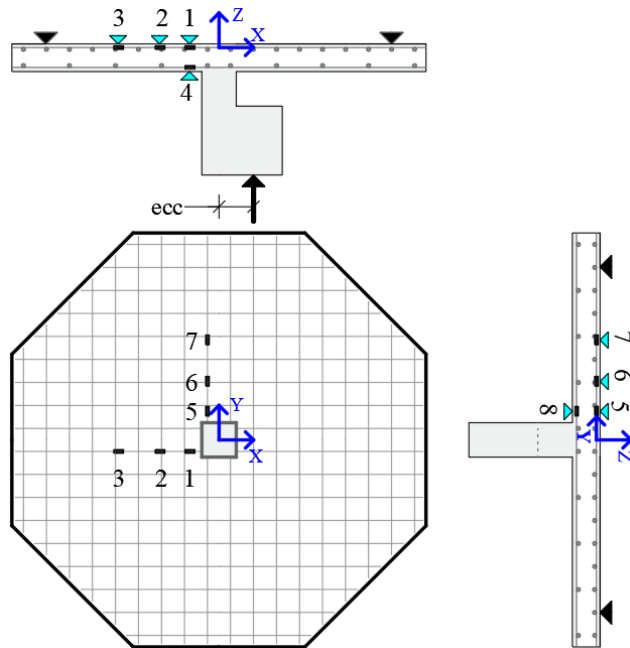
Merenje specifičnih dilatacija čelika za armiranje ploča vršeno je mernim trakama KYOWA KFGS-30-120-C1-11 sa dužinom baze 30 mm. Postupak postavljanja mernih traka sastojao se iz izravnavanja rebraste armature na prethodno označenim mestima, zatim čišćenje datih mesta alkoholom, lepljenjem mernih traka sa dvokomponentnim brzostežućim lepkom X60, nakon čega su merne trake povezane sa žicama i na kraju zaštićene folijom HBM ABM75 i izolir trakom (Slika 69).



Slika 69: Postupak postavljanja mernih traka na armaturu

Šematski prikaz položaja mernih traka:

- Ploča S1 (centrično opterećena ploča simetrična u odnosu na X i Y osu)

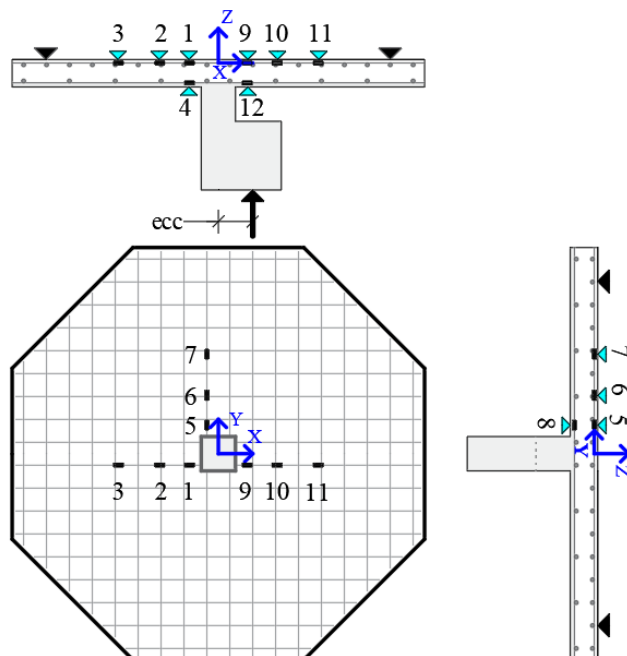


Slika 70: Položaj mernih traka za ploču S1

Tabela 15: Položaj mernih traka za ploču S1

Merno mesto	Ordinata [cm]		
	X	Y	Z
1	-12	-5	0
2	-27	-5	0
3	-35	-5	0
4	-12	-5	-10
5	-5	12	0
6	-5	27	0
7	-5	35	0
8	-5	12	-10

- Ploča S2 (ekscentrično opterećena ploča simetrična u odnosu na X osu)

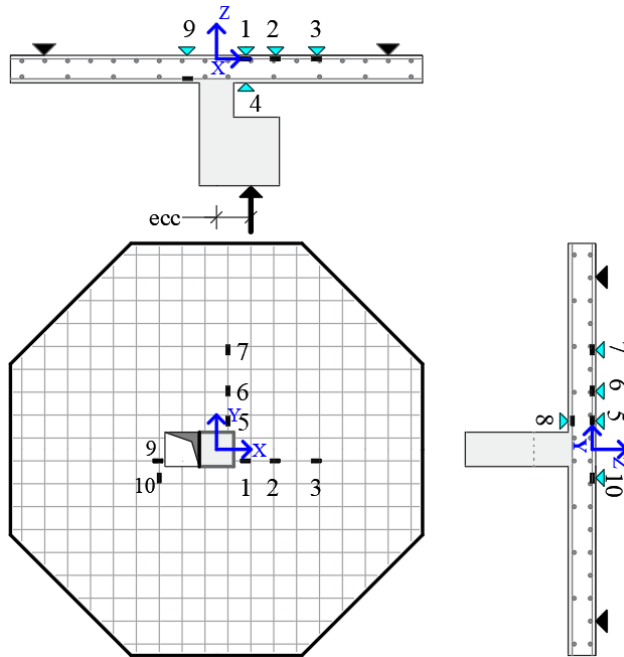


Slika 71: Položaj mernih traka za ploču S2

Tabela 16: Položaj mernih traka za ploču S2

Merno mesto	Ordinata [cm]		
	X	Y	Z
1	-12	-5	0
2	-27	-5	0
3	-35	-5	0
4	-12	-5	-10
5	-5	12	0
6	-5	27	0
7	-5	35	0
8	-5	12	-10
9	12	-5	0
10	27	-5	0
11	35	-5	0
12	12	-5	-10

- Ploča S4 (ekscentrično opterećena ploča sa otvorom na suprotnoj strani u odnosu na dejstvo sile, simetrična u odnosu na X osu)

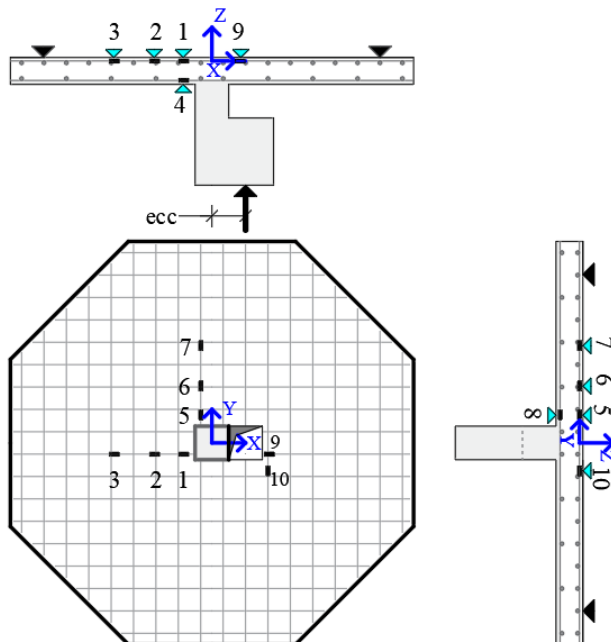


Slika 72: Položaj mernih traka za ploču S4

Tabela 17: Položaj mernih traka za ploču S4

Merno mesto	Ordinata [cm]		
	X	Y	Z
1	12	-5	0
2	27	-5	0
3	35	-5	0
4	12	-5	-10
5	5	12	0
6	5	27	0
7	5	35	0
8	5	12	-10
9	-27	-5	0
10	-27	-12	0

- Ploča S5 (ekscentrično opterećena ploča sa otvorom na istoj strani kao i sila, simetrična u odnosu na X osu)

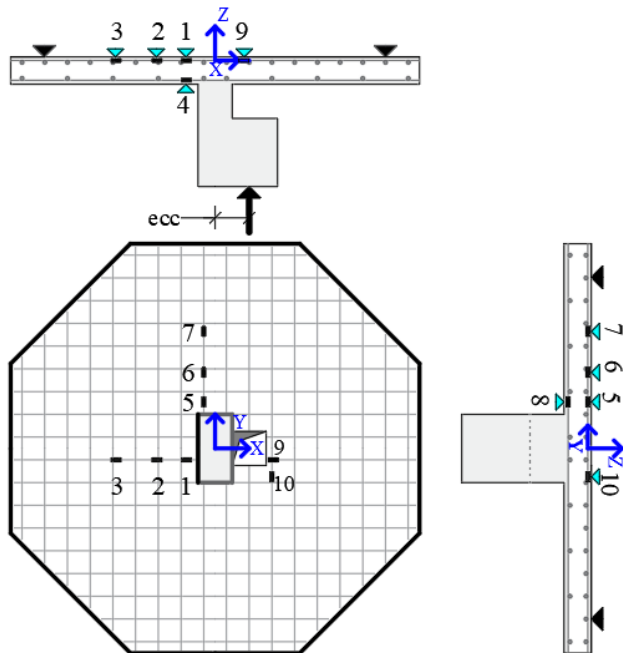


Slika 73: Položaj mernih traka za ploču S5

Tabela 18: Položaj mernih traka za ploču S5

Merno mesto	Ordinata [cm]		
	X	Y	Z
1	-12	-5	0
2	-27	-5	0
3	-35	-5	0
4	-12	-5	-10
5	-5	12	0
6	-5	27	0
7	-5	35	0
8	-5	12	-10
9	27	-5	0
10	27	-12	0

- Ploča S7 (ekscentrično opterećena ploča sa otvorom na istoj strani kao i sila, simetrična u odnosu na X osu)



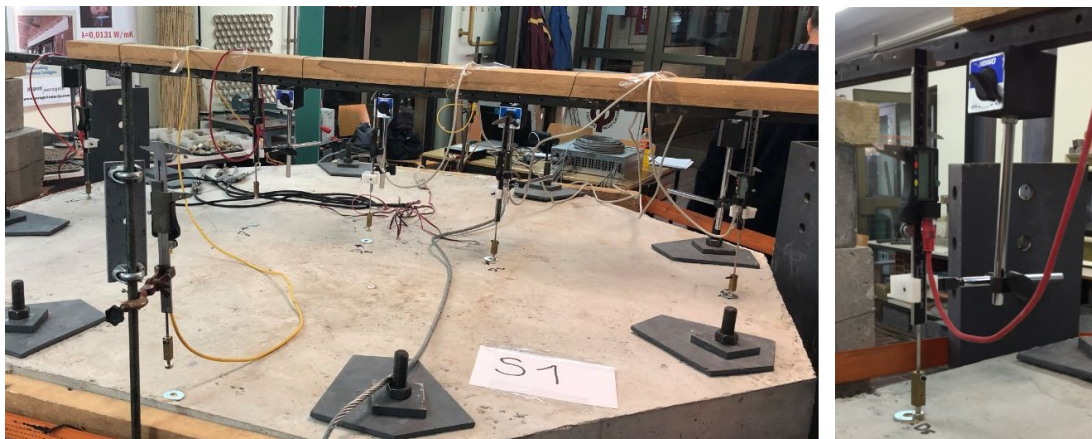
Slika 74: Položaj mernih traka za ploču S7

Tabela 19: Položaj mernih traka za ploču S7

Merno mesto	Ordinata [cm]		
	X	Y	Z
1	-12	-5	0
2	-27	-5	0
3	-35	-5	0
4	-12	-5	-10
5	-5	20	0
6	-5	35	0
7	-5	40	0
8	-5	20	-10
9	27	-5	0
10	27	-12	0

Digitalna pomična merila

Za merenje globalne deformacije AB ploče, odnosno ugiba ploče usled opterećenja preko stuba, korišteni su digitalni nonijusi tačnosti 1/100 mm. Pet nonijusa modela 601/SA sa mernom dužinom 150 mm pričvršćeni su za fiksni ram i postavljeni po uzdužnoj osi (X osa) ploče. U ortogonalnom pravcu postavljena su još dva uređaja istih karakteristika. Pokretni deo nonijusa, merna oštrica, se postavlja tako da dodiruje površinu ploče. Usled opterećenja ploče, pokretni deo uređaja se pomera zajedno sa zategnutom površinom ploče, a vertikalno pomeranje određuje se u odnosu na nepokretni fiksni ram.



Slika 75: Raspored digitalnih nonijusa

Akvizicioni uređaj „Su-tech“ sa 12 mernih kanala korišten je za akviziciju podataka sa digitalnih nonijusa usled opterećenja ploče, dok je za akviziciju podataka sa mernih traka korišten 72-kanalni akvizicioni uređaj sa brzinom uzorkovanja od 5Hz.



Slika 76: Sistemi za digitalnu akviziciju podataka

3.6. Postupak eksperimentalnog ispitivanja ploče

Ploče su približno 3 meseca nakon betoniranja eksperimentalno ispitivane na smicanje od probijanja. Pomoću pokretnog čeličnog rama, betonski uzorak je prenet i oslonjen njegovim kratkim elementom na dve hidraulične prese. Prese su postavljene u pokretni kutijasti okvir koji je pričvršćen na predviđenom rastojanju od vertikalne ose stuba kako bi se ostvarilo odgovarajuće ekscentrično (ploče S2, S4, S5, S6, S7 i S8) ili centrično opterećenje ploče (ploče S1 i S3).



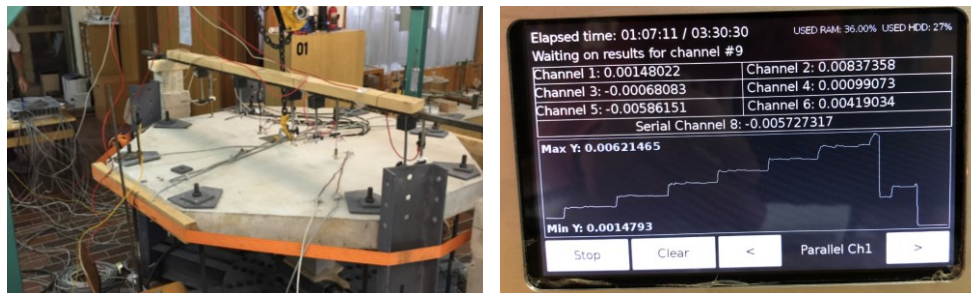
Slika 77: Postavljanje betonskog uzorka na hidraulične prese

Horizontalan položaj ploče postigao se ručnim zatezanjem navrtki na krajevima vijaka provučenih kroz otvore u ploči i kroz krakove zvezdastog oslonca. Vijci na ploču naležu preko dve čelične pločice debljine 8 mm (Slika 78).



Slika 78: Postavljanje betonskog uzorka u horizontalan položaj

Nakon lociranja ploče u odgovarajući položaj, pomoćni fiksni ram za oslanjanje digitalnih nonijusa postavlja se pored ploče. Ukupno 7 digitalnih uređaja je postavljeno, 5 u podužnom pravcu ploče a preostala dva na krajevima ploče u ortogonalnom pravcu. Nonijusi su preko kablova spojeni sa akvizicionim uređajem „Su-tech“, dok se akvizicija podataka sa mernih traka sproveda na 72-kanalnom akvizicionom uređaju. Dobijene vrednosti pri opterećenju ploče su snimljene tabelarno.



Slika 79: Povezivanje digitalnih nonijusa i mernih traka sa akvizicionim sistemom

Kao što je već naglašeno, za ploču S8 predviđeno je da se naknadno ojača sa 20 M10 vijaka klase čvrstoće 8.8. Pre samog ispitivanja ploče, probušene su rupe za prolazak vijaka. Vijci su postavljeni radijalno oko stuba i otvora, u dva reda. Prvi red vijaka nalazio se na udaljenosti 0.5d od lica stuba, dok je razmak između dva reda vijaka 0.75d. Nakon postavljanja vijaka, isti su prednapregnuti na punu silu zatezanja. Prednaprezanje vijaka izvedeno je sa moment ključem.



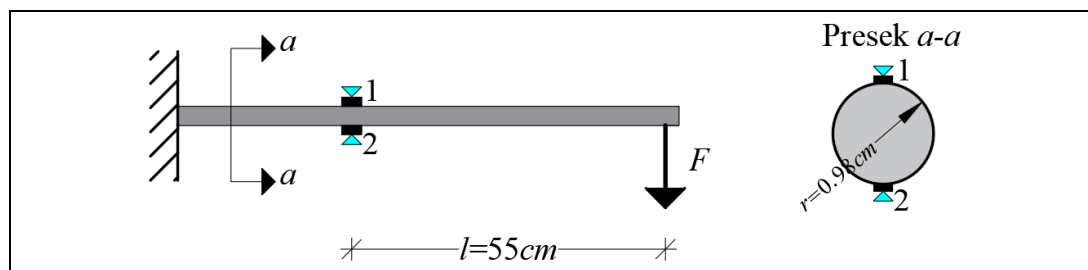
Slika 80: Bušenje rupa i prednaprezanje vijaka u ploči S8

3.7. Rezultati eksperimentalnog ispitivanja

Postupak eksperimentalnog ispitivanja bio je isti za sve betonske uzorke. Nakon preciznog postavljanja uzorka na zvezdasti oslonac, opterećenje ploča vršeno je preko AB stuba sa dve hidraulične prese. Pritisak na presama je povećavan na vrednost manju od 30% proračunske nosivosti ploče na probijanje, da bi se potom ploča u potpunosti rasteretila. Nakon toga, opterećenje ploče se postepeno povećava do loma u koracima sa zadržavanjem od 5 minuta. Povećanje pritiska u presama za svaki naredni korak bilo je približno 20 bara, što se vizuelno pratilo na manometru hidraulične prese. Precizna sila u stubu izazvana povećanjem pritiska u hidrauličnim presama određuje se merenjem izduženja vijaka. Na svakom od vijaka zalepljene su dve merne trake, preko kojih su se pratile eventualne pojave savijanja u vijku usled ekscentričnog opterećenja ploče. Srednja vrednost od izmerena dva izduženja na vijku uzeta je u dalji proračun određivanja sile u vijku. Zbirom sila iz 8 vijaka dobija se ukupna sila, odnosno sila koja je izazvala lom ploče.

3.7.1. Kalibracija vijaka

Pre eksperimentalnog ispitivanja ploča, vijci koji će biti korišteni kao nosači za prenos sile sa ploče na zvezdasti oslonac nezavisno su ispitani. Prečnik vijaka je izmeren i iznosi 19.6 mm. S ciljem da se odredi modul elastičnosti vijaka, vijci su na jednom kraju uklješteni u čelični ram, a na drugom opterećeni poznatom koncentrisanom silom na rastojanju od $l=55\text{ cm}$ u odnosu na zalepljene merne trake na mernom mestu MM1 i MM2 (Slika 81). Merenje dilatacija na vijku prvo je izvršeno za neopterećeno stanje, zatim usled sile od $F_1=82\text{ N}$, potom usled rasterećenja, i na kraju usled sile od $F_2=148\text{ N}$.



Slika 81: Kalibracija vijaka

Modul elastičnosti se lako određuje iz poznatog izraza:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

gde se dilatacija ε određuje eksperimentalnim putem, a napon σ se određuje prema:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{F \cdot l}{r^3 \pi / 4}$$

M - moment savijanja na udaljenosti l od sile koja deluje na vijak;

W - otporni moment poprečnog preseka vijka;

F - sila kojom se vijak opterećuje;

l - udaljenost sile od merne trake;

r - poluprečnik vijka.

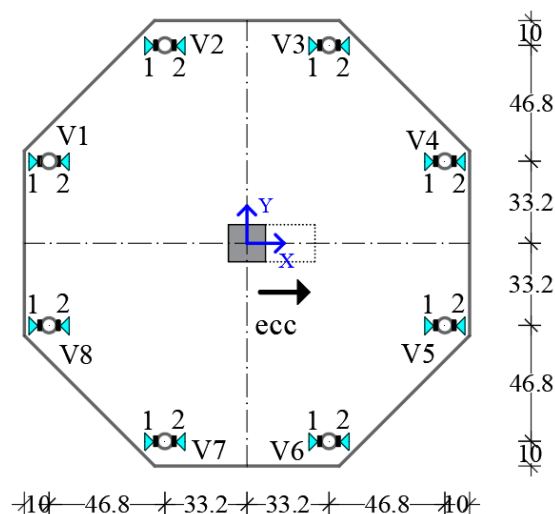
Izmerene dilatacije usled opterećenja vijka pokazale su identične rezultate za merno mesto MM1 i MM2, te je iz tog razloga samo jedna vrednost prikazana tabelom 20. U tabeli 20 prikazane su i sračunate vrednosti za moment savijanja, napon u vijku koji taj moment izaziva i odgovarajući modul elastičnosti.

Tabela 20: Određivanje modula elastičnosti za vijke

Sila [kN]	M [kNcm]	σ [kN/cm ²]	ε	E [GPa]	Usvojeno E [GPa]
$F_1 = 0.082$	4.51	6.10	0.00032	190.66	190
$F_2 = 0.148$	8.14	11.01	0.00058	189.86	

3.7.2. Određivanje sile loma usled probijanja ploče

Kao što je već navedeno, sila loma ploče usled probijanja dobija se kao zbir sila iz 8 vijaka koji povezuju ploču sa osloncem. Sila u vijcima određuje se na osnovu izmerenih dilatacija na sredini vijka pri opterećenju ploče. Na svakom vijku zalepljene su 2 merne trake, a položaj vijaka u odnosu na rezultantu hidrauličnih presa i njihova udaljenost od vertikalne ose stuba prikazana je slikom 82.

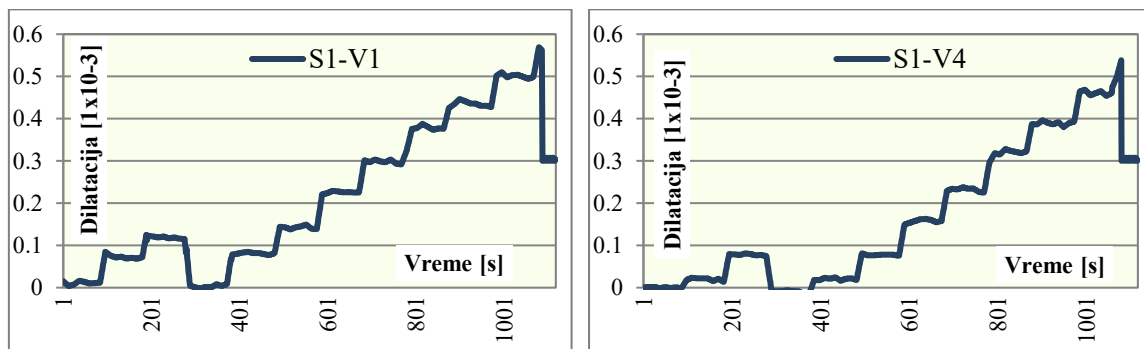


Slika 82: Položaj vijaka u odnosu na opterećenje ploče

Opterećenje ploče sprovedeno je u koracima. Jedan korak trajao je 5 minuta, nakon čega se pritisak u presama povećavao za približno 20 bara. Koraci prilikom ispitivanja ploča bili su ista za sve ploče. Korak jedan je ploča bez opterećenja, drugi i treći korak su povećavali pritisak u presi za približno 20 bara u odnosu na prethodni, dok je u četvrtom koraku uvek bilo potpuno rasterećenje ploče. Nakon četvrtog koraka, pritisak u presama se povećavao za približno 20 bara sve do loma ploče.

Ploča S1

Prikaz snimljenih dilatacija za vijak 1 (V1) i vijak 4 (V4) u odnosu na vreme i opterećenje ploče prikazan je slikom 83.



Slika 83: Veza dilatacije vijka, vremena i opterećenja ploče S1

Silu u vijku računamo prema izrazu:

$$F_V = \varepsilon \cdot E \cdot A$$

gde su:

$$E = 190MPa;$$

$$A = 0.000302 m^2;$$

ε – dato tabelom 21.

Nakon računanja sile u svakom vijku, i za poznato rastojanje od vijka do vertikalne ose stuba (Slika 82), lako se odredi i ekscentričnost sile opterećenja u odnosu na obe ose. Za poslednji korak opterećenja ekscentricitet sile u odnosu na X osu računa se kao:

$$ecc_X = \frac{(F_{V4} + F_{V5} - F_{V1} - F_{V8}) \cdot 0.8 + (F_{V3} + F_{V6} - F_{V2} - F_{V7}) \cdot 0.332}{R} \cdot 100 = -0.36cm$$

dok je ekscentricitet sile u odnosu na Y osu:

$$ecc_Y = \frac{(F_{V7} + F_{V6} - F_{V2} - F_{V3}) \cdot 0.8 + (F_{V8} + F_{V5} - F_{V1} - F_{V4}) \cdot 0.332}{R} \cdot 100 = -0.54cm$$

Na osnovu izmerenih podataka, srednja vrednost dilatacije za svaki korak opterećenja prikazana je tabelom 21.

Tabela 21: Intenzitet sile u vijcima usled opterećenja ploče S1

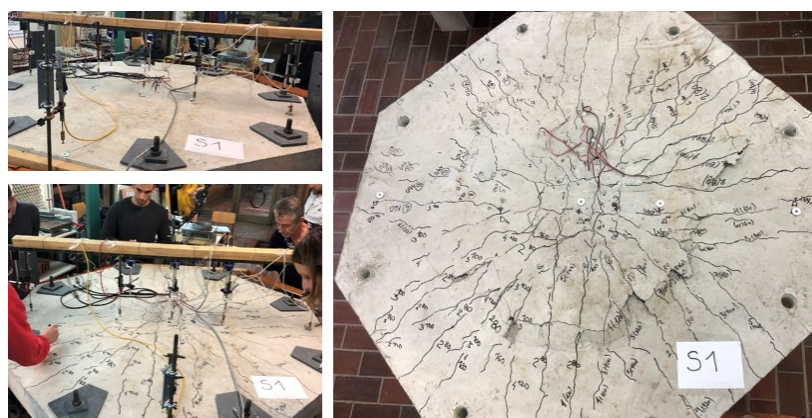
Korak		Vijak								R [kN]
		1	2	3	4	5	6	7	8	
I	ε	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
	F_V	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
II	ε	0.062	0.016	0.042	0.020	0.060	0.041	0.007	0.047	16.72
	F_V	3.571	0.924	2.433	1.131	3.414	2.360	0.400	2.700	
III	ε	0.127	0.058	0.094	0.076	0.104	0.091	0.065	0.079	39.76
	F_V	7.304	3.333	5.363	4.370	5.964	5.202	3.700	4.520	
IV	ε	-0.008	0.002	-0.001	-0.008	-0.003	-0.001	0.006	-0.007	-1.09
	F_V	-0.454	0.112	-0.033	-0.470	-0.162	-0.032	0.318	-0.375	
V	ε	0.081	0.015	0.047	0.020	0.059	0.046	0.023	0.021	17.84
	F_V	4.666	0.838	2.695	1.136	3.396	2.614	1.300	1.200	
VI	ε	0.141	0.056	0.095	0.076	0.107	0.092	0.075	0.062	40.32
	F_V	8.104	3.204	5.440	4.331	6.115	5.276	4.301	3.550	
VII	ε	0.225	0.132	0.176	0.157	0.163	0.170	0.171	0.114	74.89
	F_V	12.896	7.547	10.062	8.984	9.340	9.760	9.799	6.550	
VIII	ε	0.299	0.200	0.245	0.233	0.236	0.238	0.242	0.175	107.05
	F_V	17.130	11.483	14.036	13.359	13.505	13.615	13.902	10.020	
IX	ε	0.378	0.294	0.317	0.320	0.313	0.308	0.323	0.247	145.33
	F_V	21.670	16.833	18.184	18.353	17.920	17.638	18.520	14.154	
X	ε	0.437	0.377	0.384	0.388	0.391	0.373	0.398	0.337	177.86
	F_V	25.041	21.628	22.034	22.255	22.402	21.373	22.810	19.328	
XI	ε	0.501	0.472	0.454	0.460	0.473	0.440	0.489	0.432	213.33
	F_V	28.745	27.055	26.013	26.395	27.097	25.232	28.050	24.741	
XII	ε	0.561	0.550	0.532	0.532	0.550	0.516	0.547	0.520	246.99
	F_V	32.159	31.556	30.493	30.491	31.550	29.578	31.346	29.817	

$\varepsilon [1 \cdot 10^{-3}]$ – srednja vrednost izmerenih dilatacija za svaki korak opterećenja ploče;

$F_V [kN]$ – sila u vijku;

R – rezultanta sila iz vijaka, odnosno sila kojom se ploča opterećuje.

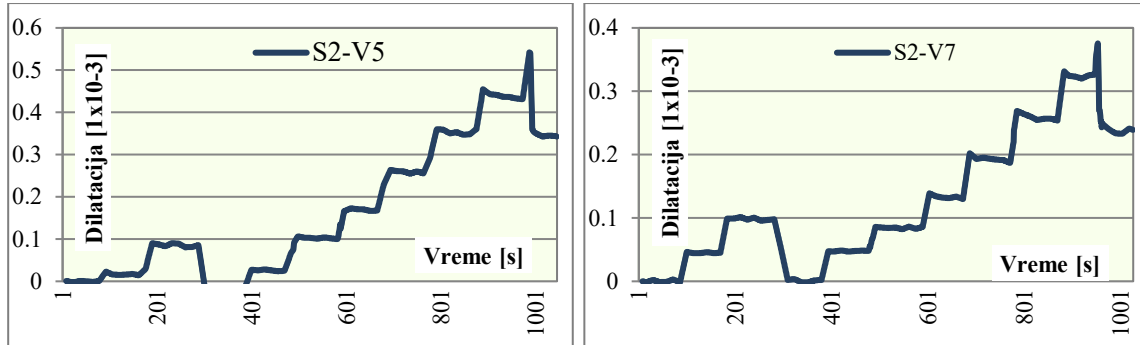
Sila koja je prouzrokovala lom ploče S1 je 246.99 kN, a raspored prslina po ploči nakon ispitivanja prikazan je na slici 84. Prilikom ispitivanja, prva prslina je uočena na sedmom koraku opterećenja, odnosno u trenutku kada je manometar hidraulične prese očitavao vrednost od približno 60 bara. Dobijeni rezultati i simetričan raspored prslina po ploči u odnosu na obe ose potvrdili su da se radi o ploči centrično opterećenju preko kvadratnog stuba.



Slika 84: Raspored prslina na zategnutoj površini ploče S1

Ploča S2

Za ploču S2, prikaz snimljenih dilatacija za vijak 5 (V5) i vijak 7 (V7) u odnosu na vreme i opterećenje dat je slikom 85.



Slika 85: Veza dilatacije vijka, vremena i opterećenja ploče S2

Na osnovu izmerenih podataka, srednja vrednost dilatacije vijaka za 11 koraka opterećenja prikazana je tabelom 22.

Tabela 22: Intenzitet sile u vijcima usled opterećenja ploče S2

Korak		Vijak								R [kN]
		1	2	3	4	5	6	7	8	
I	ε	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
	F_V	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
II	ε	0.024	0.018	0.021	0.039	0.016	0.016	0.045	-0.001	10.17
	F_V	1.376	1.006	1.204	2.2321	0.938	0.894	2.591	-0.074	
III	ε	0.076	0.059	0.064	0.152	0.087	0.065	0.098	0.001	34.48
	F_V	4.380	3.404	3.666	8.6915	4.961	3.715	5.6075	0.055	
IV	ε	0.002	0.001	0.000	0.005	-0.018	-0.005	0.000	0.000	-0.83
	F_V	0.137	0.039	0.000	0.3037	-1.015	-0.294	0.0232	-0.021	
V	ε	0.029	0.029	0.010	0.033	0.044	0.020	0.048	0.044	14.75
	F_V	1.651	1.662	0.602	1.9203	2.504	1.161	2.7237	2.531	
VI	ε	0.055	0.073	0.079	0.111	0.107	0.085	0.076	0.051	36.44
	F_V	3.149	4.178	4.504	6.3407	6.122	4.891	4.3543	2.900	
VII	ε	0.096	0.125	0.137	0.188	0.182	0.146	0.128	0.088	62.45
	F_V	5.511	7.144	7.836	10.779	10.407	8.364	7.3588	5.046	
VIII	ε	0.144	0.188	0.215	0.282	0.272	0.225	0.195	0.130	94.67
	F_V	8.266	10.788	12.303	16.169	15.611	12.880	11.185	7.469	
IX	ε	0.193	0.248	0.285	0.369	0.361	0.299	0.258	0.169	125.15
	F_V	11.077	14.240	16.363	21.181	20.684	17.131	14.765	9.709	
X	ε	0.243	0.311	0.362	0.466	0.454	0.372	0.322	0.220	157.64
	F_V	13.957	17.800	20.731	26.709	26.020	21.328	18.471	12.622	
XI	ε	0.290	0.369	0.430	0.554	0.540	0.443	0.380	0.262	187.41
	F_V	16.609	21.182	24.670	31.784	30.964	25.380	21.795	15.020	

$\varepsilon [1 \cdot 10^{-3}]$ – srednja vrednost izmerenih dilatacija za svaki korak opterećenja ploče;

$F_V [kN]$ – sila u vijku;

R – rezultanta sila iz vijaka, odnosno sila kojom se ploča opterećuje.

Nakon računanja sile u svakom vijku, i za poznato rastojanje od vijka do vertikalne ose stuba (Slika 82), ekscentričnost sile opterećenja u odnosu na X osu računa se kao:

$$ecc_X = \frac{(F_{V4} + F_{V5} - F_{V1} - F_{V8}) \cdot 0.8 + (F_{V3} + F_{V6} - F_{V2} - F_{V7}) \cdot 0.332}{R} \cdot 100 = 14.54cm$$

dok je ekscentricitet sile u odnosu na Y osu:

$$ecc_Y = \frac{(F_{V7} + F_{V6} - F_{V2} - F_{V3}) \cdot 0.8 + (F_{V8} + F_{V5} - F_{V1} - F_{V4}) \cdot 0.332}{R} \cdot 100 = 0.14cm$$

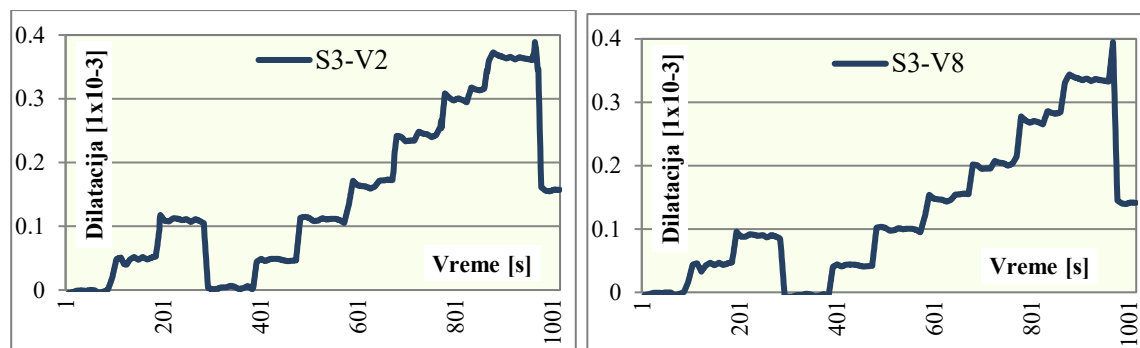
Lom ekscentrično opterećene ploče usledio je pri sili od 187.41 kN. I kod ove ploče, prva prslina se pojavila u sedmom koraku opterećenja, pri pritisku od približno 60 bara. Raspored prslina po ploči nakon ispitivanja prikazan je na slici 86. Dobijeni rezultati i nesimetričan raspored prslina po ploči u odnosu na X ose potvrdili su da se radi o ploči ekscentrično opterećenoj preko kvadratnog stuba.



Slika 86: Raspored prslina na zategnutoj površini ploče S2

Ploča S3

Izmerene dilatacije za vijak 2 (V2) i vijak 8 (V8) u odnosu na vreme i opterećenje ploče S3 prikazane su slikom 87.



Slika 87: Veza dilatacije vijka, vremena i opterećenja ploče S3

Na osnovu izmerenih podataka, srednja vrednost dilatacije za svih 11 koraka opterećenja prikazana je tabelom 23.

Tabela 23: Intenzitet sile u vijcima usled opterećenja ploče S3

Korak	Vijak								R [kN]	
	1	2	3	4	5	6	7	8		
I	ε	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
	F_V	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
II	ε	0.031	0.050	0.021	-0.008	0.052	0.046	0.030	0.044	15.22
	F_V	1.779	2.856	1.226	-0.481	2.985	2.634	1.7073	2.514	
III	ε	0.114	0.113	0.077	0.028	0.115	0.104	0.106	0.090	42.88
	F_V	6.526	6.490	4.438	1.5935	6.620	5.990	6.0622	5.157	
IV	ε	-0.001	0.010	-0.004	0.003	-0.017	0.001	0.009	-0.004	-0.18
	F_V	-0.077	0.599	-0.215	0.1476	-0.956	0.043	0.4992	-0.220	
V	ε	0.034	0.045	0.004	0.053	0.015	0.065	0.000	0.047	15.07
	F_V	1.948	2.586	0.227	3.0472	0.844	3.715	0.0197	2.687	
VI	ε	0.132	0.114	0.060	0.115	0.114	0.121	0.068	0.104	47.39
	F_V	7.543	6.507	3.437	6.6068	6.542	6.915	3.8938	5.942	
VII	ε	0.173	0.170	0.138	0.144	0.187	0.169	0.139	0.151	72.87
	F_V	9.906	9.760	7.912	8.255	10.738	9.703	7.9635	8.629	
VIII	ε	0.221	0.245	0.182	0.203	0.240	0.225	0.205	0.199	98.52
	F_V	12.640	14.047	10.415	11.646	13.745	12.870	11.737	11.422	
IX	ε	0.271	0.307	0.249	0.258	0.304	0.291	0.257	0.272	126.67
	F_V	15.530	17.618	14.262	14.816	17.450	16.663	14.734	15.601	
X	ε	0.343	0.352	0.311	0.324	0.356	0.356	0.303	0.340	153.93
	F_V	19.657	20.187	17.809	18.559	20.430	20.420	17.389	19.476	
XI	ε	0.435	0.389	0.380	0.408	0.425	0.403	0.359	0.399	183.36
	F_V	24.933	22.288	21.804	23.373	24.375	23.118	20.607	22.859	

$\varepsilon [1 \cdot 10^{-3}]$ – srednja vrednost izmerenih dilatacija za svaki korak opterećenja ploče;

$F_V [kN]$ – sila u vijku;

R – rezultanta sila iz vijaka, odnosno sila kojom se ploča opterećuje.

Nakon računanja sile u svakom vijku, i za poznato rastojanje od vijka do vertikalne ose stuba (Slika 82), ekscentričnost sile opterećenja u odnosu na X osu računa se kao:

$$ecc_x = \frac{(F_{V4} + F_{V5} - F_{V1} - F_{V8}) \cdot 0.8 + (F_{V3} + F_{V6} - F_{V2} - F_{V7}) \cdot 0.332}{R} \cdot 100 = 0.35 \text{ cm}$$

dok je ekscentricitet sile u odnosu na Y osu:

$$ecc_y = \frac{(F_{V7} + F_{V6} - F_{V2} - F_{V3}) \cdot 0.8 + (F_{V8} + F_{V5} - F_{V1} - F_{V4}) \cdot 0.332}{R} \cdot 100 = -0.35 \text{ cm}$$

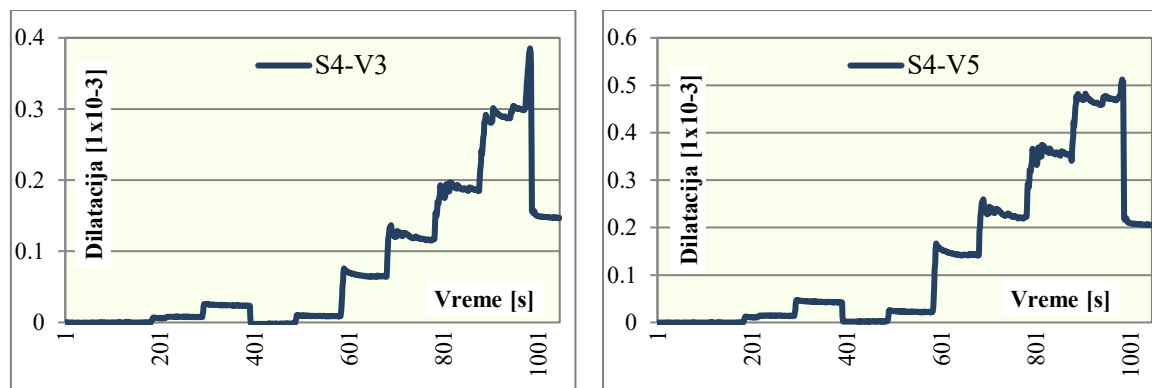
Sila koja je prouzrokovala lom ploče S3 je 183.36 kN, a raspored prslina po ploči nakon ispitivanja prikazan je na slici 88. Prilikom ispitivanja, prva prslina je uočena na sedmom koraku opterećenja, odnosno u trenutku kada je manometar hidraulične prese očitavao vrednost od približno 60 bara. Pojava kose prsline u ploči primećena je u devetom koraku opterećenja, da bi se u narednim koracima širila do samog loma. Dobijeni rezultati potvrdili su da se radi o ploči centrično opterećenoj preko kvadratnog stuba.



Slika 88: Raspored prslina na zategnutoj površini ploče S3

Ploča S4

Prikaz snimljenih dilatacija za vijak 3 (V3) i vijak 5 (V5) u odnosu na vreme i opterećenje ploče S4 prikazan je slikom 89.



Slika 89: Veza dilatacije vijka, vremena i opterećenja ploče S4

Na osnovu izmerenih podataka, srednja vrednost dilatacije za svih 10 koraka opterećenja prikazana je tabelom 24.

Tabela 24: Intenzitet sile u vijcima usled opterećenja ploče S4

Korak		Vijak								R [kN]
		1	2	3	4	5	6	7	8	
I	ε	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
	F_V	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
II	ε	0.026	0.025	0.009	0.012	0.014	0.006	0.011	0.026	7.41
	F_V	1.479	1.429	0.533	0.701	0.784	0.335	0.644	1.509	
III	ε	0.045	0.038	0.031	0.053	0.045	0.016	0.039	0.046	17.99
	F_V	2.595	2.206	1.785	3.047	2.557	0.934	2.217	2.648	
IV	ε	0.017	0.010	-0.002	-0.006	0.002	-0.006	0.001	0.017	1.90
	F_V	0.949	0.596	-0.131	-0.325	0.087	-0.316	0.076	0.968	
V	ε	0.028	0.025	0.014	0.023	0.022	0.009	0.020	0.029	9.71
	F_V	1.610	1.436	0.802	1.302	1.235	0.518	1.161	1.643	
VI	ε	0.091	0.062	0.075	0.142	0.152	0.055	0.061	0.093	41.99
	F_V	5.243	3.553	4.289	8.162	8.714	3.177	3.497	5.350	
VII	ε	0.124	0.144	0.131	0.256	0.241	0.134	0.135	0.127	74.11
	F_V	7.121	8.260	7.497	14.695	13.821	7.694	7.756	7.267	
VIII	ε	0.159	0.271	0.200	0.383	0.381	0.202	0.281	0.162	116.85
	F_V	9.094	15.535	11.456	21.955	21.841	11.580	16.109	9.280	
IX	ε	0.225	0.313	0.295	0.483	0.481	0.292	0.320	0.229	151.22
	F_V	12.888	17.943	16.911	27.691	27.554	16.739	18.344	13.151	
X	ε	0.250	0.316	0.370	0.496	0.496	0.375	0.312	0.255	164.61
	F_V	14.351	18.109	21.203	28.428	28.458	21.515	17.903	14.644	

$\varepsilon [1 \cdot 10^{-3}]$ – srednja vrednost izmerenih dilatacija za svaki korak opterećenja ploče;

$F_V [kN]$ – sila u vijku;

R – rezultanta sila iz vijaka, odnosno sila kojom se ploča opterećuje.

Nakon računanja sile u svakom vijku, i za poznato rastojanje od vijka do vertikalne ose stuba (Slika 82), ekscentričnost sile opterećenja u odnosu na X osu računa se kao:

$$ecc_X = \frac{(F_{V4} + F_{V5} - F_{V1} - F_{V8}) \cdot 0.8 + (F_{V3} + F_{V6} - F_{V2} - F_{V7}) \cdot 0.332}{R} \cdot 100 = 14.91\text{cm}$$

dok je ekscentricitet sile u odnosu na Y osu:

$$ecc_Y = \frac{(F_{V7} + F_{V6} - F_{V2} - F_{V3}) \cdot 0.8 + (F_{V8} + F_{V5} - F_{V1} - F_{V4}) \cdot 0.332}{R} \cdot 100 = 0.12\text{cm}$$

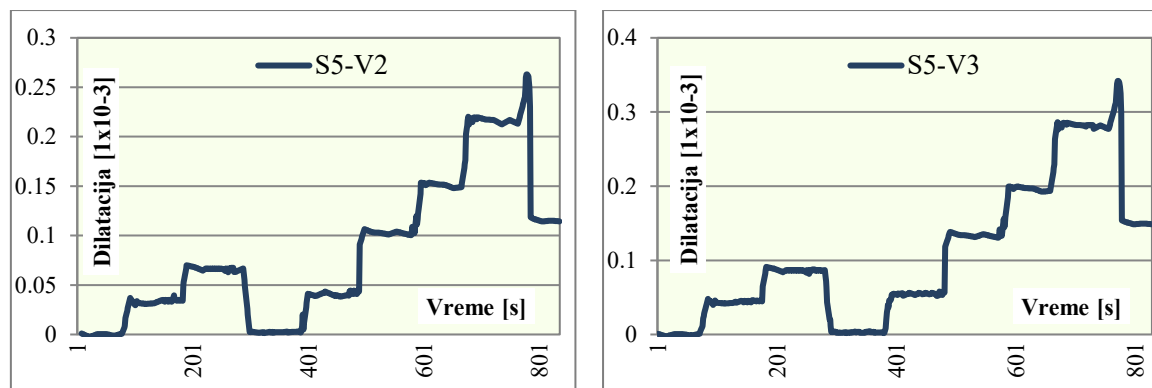
Lom ekscentrično opterećene ploče sa otvorom na suprotnoj strani od sile usledio je pri opterećenju od 164.61 kN. I kod ove ploče, prva prslina se pojavila u sedmom koraku, a pojava kose prsline kroz otvor ploče primećena je u devetom koraku opterećenja. Raspored prsline po ploči nakon ispitivanja prikazan je na slici 90. Dobijeni rezultati i nesimetričan raspored prsline po ploči u odnosu na X osu potvrdili su da se radi o ploči ekscentrično opterećenoj preko kvadratnog stuba.



Slika 90: Raspored prsline na zategnutoj površini ploče S4

Ploča S5

Prikaz snimljenih dilatacija za vijak 2 (V2) i vijak 3 (V3) u odnosu na vreme i opterećenje ploče S5 prikazan je slikom 91.



Slika 91: Veza dilatacije vijka, vremena i opterećenja ploče S5

Na osnovu izmerenih podataka, srednja vrednost dilatacije za devet koraka opterećenja prikazana je tabelom 25.

Tabela 25: Intenzitet sile u vijcima usled opterećenja ploče S5

Korak		Vijak								R [kN]
		1	2	3	4	5	6	7	8	
I	ε	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
	F_V	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
II	ε	0.029	0.036	0.046	0.058	0.057	0.046	0.035	0.030	19.31
	F_V	1.662	2.078	2.660	3.305	3.272	2.608	2.006	1.722	
III	ε	0.054	0.068	0.087	0.105	0.104	0.093	0.071	0.057	36.59
	F_V	3.112	3.891	4.980	6.004	5.945	5.310	4.085	3.268	
IV	ε	0.003	0.002	0.003	0.004	-0.007	0.002	0.001	0.001	0.51
	F_V	0.172	0.115	0.147	0.229	-0.378	0.093	0.072	0.057	
V	ε	0.035	0.043	0.055	0.067	0.066	0.057	0.044	0.035	23.03
	F_V	1.988	2.485	3.181	3.836	3.798	3.248	2.499	1.999	
VI	ε	0.083	0.109	0.140	0.172	0.167	0.143	0.110	0.090	58.08
	F_V	4.758	6.249	7.998	9.860	9.553	8.198	6.306	5.159	
VII	ε	0.123	0.154	0.197	0.241	0.235	0.201	0.155	0.124	81.92
	F_V	7.054	8.817	11.286	13.816	13.473	11.523	8.864	7.091	
VIII	ε	0.174	0.217	0.278	0.347	0.334	0.286	0.220	0.176	116.42
	F_V	9.958	12.447	15.932	19.864	19.154	16.382	12.601	10.081	
IX	ε	0.209	0.263	0.336	0.410	0.402	0.344	0.264	0.211	139.78
	F_V	11.970	15.065	19.284	23.475	23.024	19.692	15.148	12.118	

ε [$1 \cdot 10^{-3}$] – srednja vrednost izmerenih dilatacija za svaki korak opterećenja ploče;

F_V [kN] – sila u vijku;

R – rezultanta sila iz vijaka, odnosno sila kojom se ploča opterećuje.

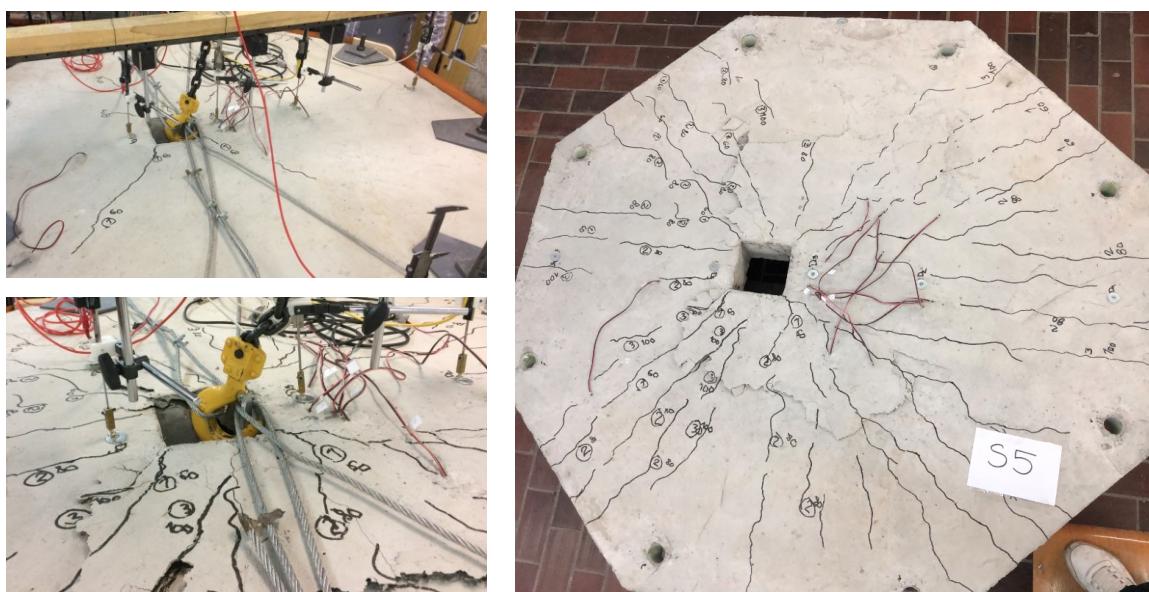
Nakon računanja sile u svakom vijku, i za poznato rastojanje od vijka do vertikalne ose stuba (Slika 82), ekscentričnost sile opterećenja u odnosu na X osu računa se kao:

$$ecc_X = \frac{(F_{V4} + F_{V5} - F_{V1} - F_{V8}) \cdot 0.8 + (F_{V3} + F_{V6} - F_{V2} - F_{V7}) \cdot 0.332}{R} \cdot 100 = 14.91 \text{ cm}$$

dok je ekscentricitet sile u odnosu na Y osu:

$$ecc_Y = \frac{(F_{V7} + F_{V6} - F_{V2} - F_{V3}) \cdot 0.8 + (F_{V8} + F_{V5} - F_{V1} - F_{V4}) \cdot 0.332}{R} \cdot 100 = 0.21 \text{ cm}$$

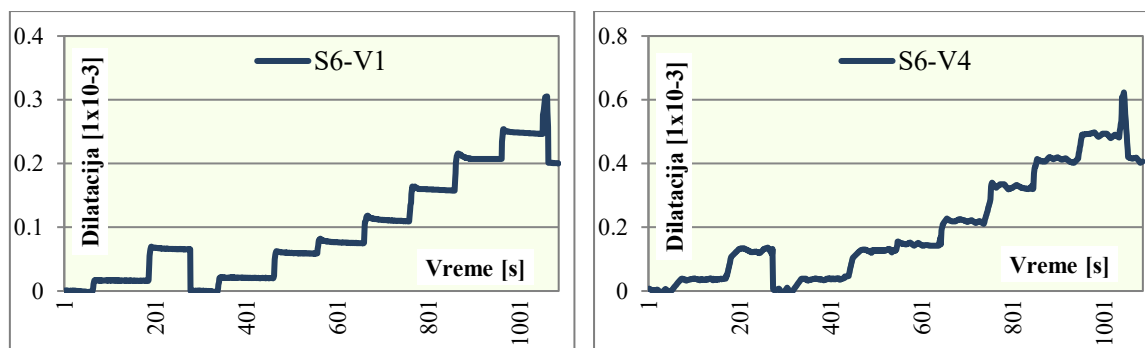
Sila loma za ekscentrično opterećenu ploču sa otvorom na strani delovanja opterećenja iznosila je 139.78 kN. Prva prslina se pojavila u sedmom koraku opterećenja, dok je kosa prslina u otvoru primećena u osmom koraku. U narednom koraku opterećenja usledio je lom ploče. Raspored prslina po ploči nakon ispitivanja prikazan je na slici 92. Dobijeni rezultati potvrdili su da se radi o ploči ekscentrično opterećenoj preko kvadratnog stuba.



Slika 92: Raspored prslina na zategnutoj površini ploče S5

Ploča S6

Prikaz snimljenih dilatacija za vijak 1 (V1) i vijak 4 (V4) u odnosu na vreme i opterećenje ploče S6 prikazan je slikom 93.



Slika 93: Veza dilatacije vijka, vremena i opterećenja ploče S6

Na osnovu izmerenih podataka, srednja vrednost dilatacije za 12 koraka opterećenja prikazana je tabelom 26.

Tabela 26: Intenzitet sile u vijcima usled opterećenja ploče S6

Korak		Vijak								R [kN]
		1	2	3	4	5	6	7	8	
I	ε	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
	F_V	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
II	ε	0.019	0.024	0.029	0.037	0.039	0.026	0.028	0.017	12.54
	F_V	1.083	1.393	1.651	2.115	2.219	1.496	1.599	0.980	
III	ε	0.068	0.093	0.118	0.134	0.138	0.116	0.092	0.067	47.26
	F_V	3.870	5.314	6.759	7.687	7.894	6.656	5.263	3.818	
IV	ε	0.005	0.007	0.006	0.008	0.015	0.006	0.006	0.005	3.30
	F_V	0.310	0.418	0.327	0.464	0.838	0.327	0.361	0.258	
V	ε	0.021	0.028	0.032	0.039	0.046	0.031	0.026	0.023	14.04
	F_V	1.187	1.602	1.857	2.219	2.631	1.754	1.496	1.290	
VI	ε	0.064	0.091	0.116	0.127	0.132	0.116	0.088	0.066	45.87
	F_V	3.663	5.211	6.656	7.275	7.584	6.656	5.056	3.766	
VII	ε	0.076	0.098	0.142	0.149	0.155	0.135	0.109	0.075	53.80
	F_V	4.334	5.624	8.152	8.553	8.874	7.739	6.243	4.282	
VIII	ε	0.113	0.152	0.173	0.228	0.234	0.170	0.156	0.109	76.45
	F_V	6.449	8.706	9.906	13.058	13.414	9.751	8.926	6.243	
IX	ε	0.163	0.220	0.295	0.320	0.326	0.285	0.229	0.161	114.57
	F_V	9.338	12.607	16.923	18.329	18.677	16.355	13.105	9.235	
X	ε	0.211	0.284	0.378	0.412	0.425	0.372	0.286	0.213	147.95
	F_V	12.073	16.299	21.669	23.610	24.352	21.308	16.407	12.228	
XI	ε	0.253	0.341	0.465	0.497	0.507	0.464	0.350	0.248	179.19
	F_V	14.498	19.572	26.674	28.515	29.047	26.571	20.070	14.240	
XII	ε	0.313	0.423	0.542	0.625	0.631	0.539	0.433	0.308	218.62
	F_V	17.955	24.239	31.060	35.834	36.167	30.905	24.817	17.645	

$\varepsilon [1 \cdot 10^{-3}]$ – srednja vrednost izmerenih dilatacija za svaki korak opterećenja ploče;

$F_V [kN]$ – sila u vijku;

R – rezultanta sila iz vijaka, odnosno sila kojom se ploča opterećuje.

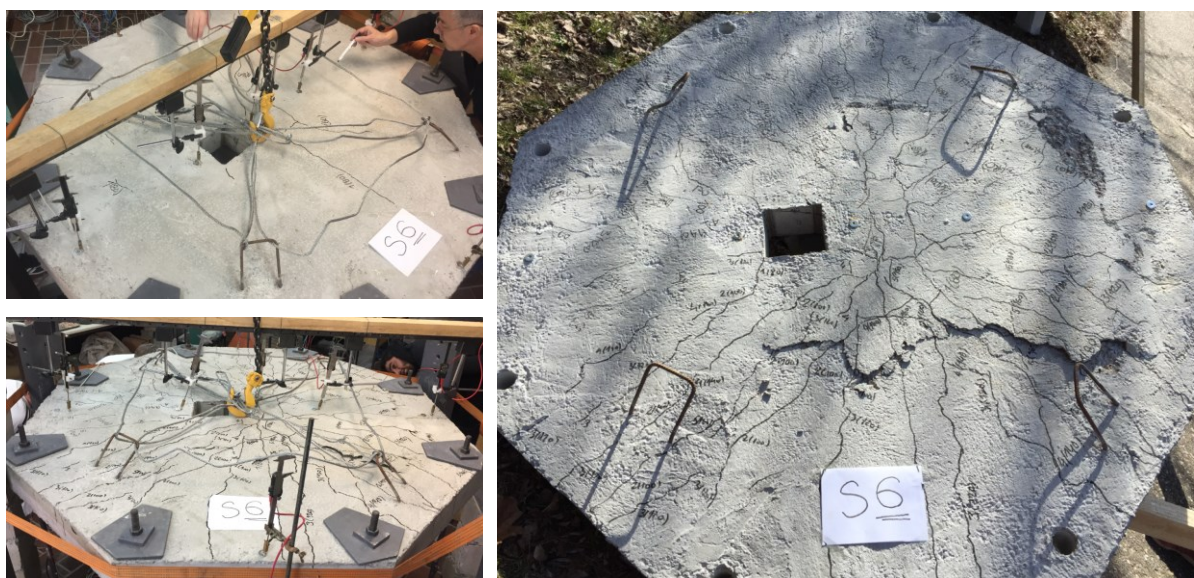
Nakon računanja sile u svakom vijku, i za poznato rastojanje od vijka do vertikalne ose stuba (Slika 82), ekscentričnost sile opterećenja u odnosu na X osu računa se kao:

$$ecc_X = \frac{(F_{V4} + F_{V5} - F_{V1} - F_{V8}) \cdot 0.8 + (F_{V3} + F_{V6} - F_{V2} - F_{V7}) \cdot 0.332}{R} \cdot 100 = 15.28cm$$

dok je ekscentricitet sile u odnosu na Y osu:

$$ecc_Y = \frac{(F_{V7} + F_{V6} - F_{V2} - F_{V3}) \cdot 0.8 + (F_{V8} + F_{V5} - F_{V1} - F_{V4}) \cdot 0.332}{R} \cdot 100 = 0.16cm$$

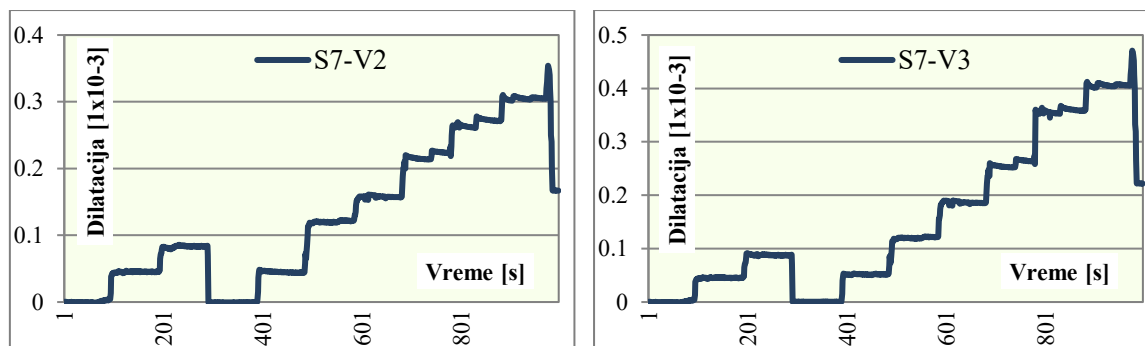
Lom ekscentrično opterećene ploče sa otvorom na suprotnoj strani od sile usledio je pri opterećenju od 218.62 kN. Prva prslina za ploču S6 se pojavila u osmom koraku, u uglovima otvora u ploči. Pojava kose prsline uočena je u desetom koraku opterećenja. Kosa prslina se u narednim koracima opterećenja širila do samog loma. Raspored prslina po ploči nakon ispitivanja prikazan je na slici 94. Dobijeni rezultati i nesimetričan raspored prslina po ploči u odnosu na X osu potvrdili su da se radi o ploči ekscentrično opterećenoj preko pravougaonog stuba.



Slika 94: Raspored prslina na zategnutoj površini ploče S6

Ploča S7

Prikaz snimljenih dilatacija za vijak 2 (V2) i vijak 3 (V3) u odnosu na vreme i opterećenje ploče S7 prikazan je slikom 95.



Slika 95: Veza dilatacije vijka, vremena i opterećenja ploče S7

Na osnovu izmerenih podataka, srednja vrednost dilatacije za 11 koraka opterećenja prikazana je tabelom 27.

Tabela 27: Intenzitet sile u vijcima usled opterećenja ploče S7

Korak	Vijak								R [kN]	
	1	2	3	4	5	6	7	8		
I	ε	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
	F_V	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
II	ε	0.027	0.044	0.043	0.047	0.043	0.047	0.039	0.031	18.37
	F_V	1.548	2.528	2.477	2.683	2.463	2.683	2.219	1.775	
III	ε	0.040	0.080	0.089	0.095	0.100	0.083	0.077	0.053	35.27
	F_V	2.270	4.592	5.108	5.417	5.710	4.747	4.385	3.044	
IV	ε	0.002	-0.002	0.008	-0.006	0.005	0.009	0.001	0.001	1.03
	F_V	0.103	-0.103	0.464	-0.368	0.307	0.490	0.074	0.060	
V	ε	0.030	0.047	0.052	0.062	0.068	0.056	0.041	0.033	22.31
	F_V	1.703	2.683	2.992	3.560	3.906	3.199	2.373	1.899	
VI	ε	0.074	0.110	0.117	0.152	0.169	0.122	0.099	0.079	52.81
	F_V	4.231	6.294	6.707	8.719	9.675	6.965	5.675	4.540	
VII	ε	0.116	0.158	0.187	0.244	0.242	0.191	0.155	0.124	81.26
	F_V	6.656	9.081	10.732	13.982	13.877	10.963	8.874	7.099	
VIII	ε	0.166	0.216	0.263	0.335	0.333	0.270	0.212	0.169	112.54
	F_V	9.493	12.383	15.065	19.193	19.101	15.478	12.125	9.700	
IX	ε	0.213	0.260	0.354	0.416	0.412	0.354	0.268	0.209	142.55
	F_V	12.228	14.911	20.314	23.836	23.600	20.314	15.375	11.970	
X	ε	0.232	0.304	0.404	0.454	0.471	0.407	0.299	0.239	161.07
	F_V	13.311	17.439	23.166	26.025	26.979	23.317	17.129	13.703	
XI	ε	0.280	0.354	0.467	0.534	0.535	0.484	0.344	0.275	187.68
	F_V	16.046	20.276	26.777	30.637	30.661	27.769	19.732	15.786	

$\varepsilon [1 \cdot 10^{-3}]$ – srednja vrednost izmerenih dilatacija za svaki korak opterećenja ploče;

$F_V [kN]$ – sila u vijku;

R – rezultanta sila iz vijaka, odnosno sila kojom se ploča opterećuje.

Nakon računanja sile u svakom vijku, i za poznato rastojanje od vijka do vertikalne ose stuba (Slika 82), ekscentričnost sile opterećenja u odnosu na X osu računa se kao:

$$ecc_X = \frac{(F_{V4} + F_{V5} - F_{V1} - F_{V8}) \cdot 0.8 + (F_{V3} + F_{V6} - F_{V2} - F_{V7}) \cdot 0.332}{R} \cdot 100 = 15.13 \text{ cm}$$

dok je ekscentricitet sile u odnosu na Y osu:

$$ecc_Y = \frac{(F_{V7} + F_{V6} - F_{V2} - F_{V3}) \cdot 0.8 + (F_{V8} + F_{V5} - F_{V1} - F_{V4}) \cdot 0.332}{R} \cdot 100 = 0.15 \text{ cm}$$

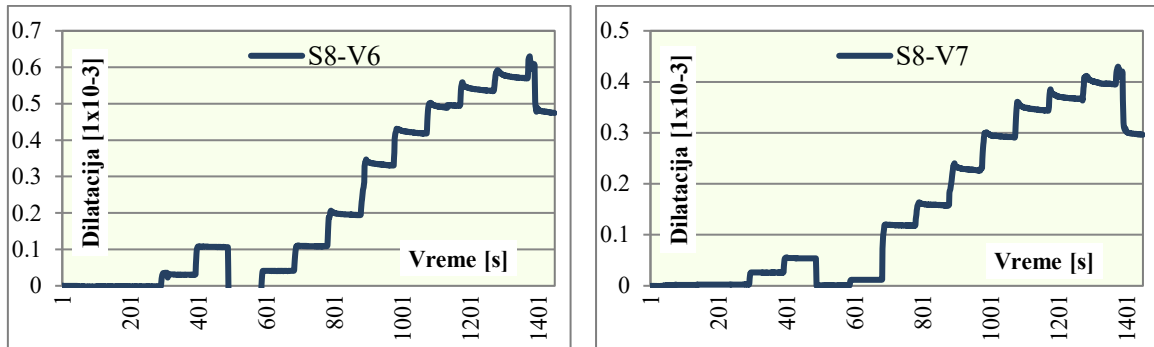
Sila loma za ekscentrično opterećenu ploču sa otvorom na strani delovanja opterećenja iznosila je 187.68 kN. Prva prslina se pojavila u sedmom koraku opterećenja, dok je kosa prslina primećena u devetom koraku, da bi se u narednim koracima širila do trenutka kada je usledio lom ploče usled probijanja. Raspored prslina po ploči nakon ispitivanja prikazan je na slici 96. Dobijeni rezultati potvrdili su da se radi o ploči ekscentrično opterećenoj preko pravougaonog stuba.



Slika 96: Intenzitet sile u vijcima usled opterećenja ploče S7

Ploča S8

Prikaz snimljenih dilatacija za vijak 6 (V6) i vijak 7 (V7) u odnosu na vreme i opterećenje ploče S8 prikazan je slikom 97.



Slika 97: Veza dilatacije vijka, vremena i opterećenja ploče S8

Na osnovu izmerenih podataka, srednja vrednost dilatacije za 13 koraka opterećenja prikazana je tabelom 28.

Tabela 28: Intenzitet sile u vijcima usled opterećenja ploče S8

Korak		Vijak								R [kN]
		1	2	3	4	5	6	7	8	
I	ε	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
	F_V	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
II	ε	0.018	0.026	0.035	0.053	0.075	0.020	0.020	0.054	17.32
	F_V	1.053	1.509	1.983	3.040	4.323	1.159	1.170	3.081	
III	ε	0.078	0.089	0.081	0.110	0.186	0.092	0.055	0.076	44.01
	F_V	4.480	5.130	4.617	6.300	10.683	5.286	3.153	4.356	
IV	ε	-0.001	-0.008	-0.005	-0.016	-0.029	-0.008	-0.001	-0.001	-3.99
	F_V	-0.072	-0.458	-0.262	-0.924	-1.668	-0.478	-0.056	-0.069	
V	ε	0.044	0.024	0.043	0.059	0.086	0.035	0.012	0.051	20.26
	F_V	2.507	1.387	2.477	3.354	4.925	1.991	0.692	2.924	
VI	ε	0.090	0.114	0.094	0.180	0.211	0.103	0.124	0.091	57.76
	F_V	5.141	6.530	5.385	10.337	12.121	5.899	7.108	5.242	
VII	ε	0.128	0.186	0.190	0.266	0.265	0.192	0.154	0.126	86.40
	F_V	7.310	10.669	10.899	15.263	15.193	10.999	8.857	7.208	
VIII	ε	0.169	0.239	0.327	0.357	0.313	0.313	0.237	0.170	121.80
	F_V	9.696	13.689	18.723	20.481	17.963	17.941	13.565	9.742	
IX	ε	0.206	0.301	0.398	0.450	0.395	0.394	0.298	0.221	152.72
	F_V	11.830	17.249	22.842	25.806	22.633	22.606	17.092	12.665	
X	ε	0.231	0.337	0.446	0.504	0.442	0.442	0.334	0.243	170.78
	F_V	13.249	19.318	25.583	28.902	25.349	25.319	19.143	13.919	
XI	ε	0.257	0.367	0.495	0.560	0.491	0.490	0.371	0.284	190.02
	F_V	14.707	21.057	28.397	32.081	28.138	28.104	21.249	16.285	
XII	ε	0.280	0.393	0.535	0.610	0.539	0.534	0.404	0.310	206.64
	F_V	16.030	22.531	30.669	34.969	30.895	30.633	23.161	17.751	
XIII	ε	0.327	0.424	0.563	0.638	0.656	0.567	0.435	0.338	226.29
	F_V	18.720	24.299	32.293	36.559	37.600	32.491	24.945	19.387	

$\varepsilon [1 \cdot 10^{-3}]$ – srednja vrednost izmerenih dilatacija za svaki korak opterećenja ploče;

$F_V [kN]$ – sila u vijku;

R – rezultanta sila iz vijaka, odnosno sila kojom se ploča opterećuje.

Nakon računanja sile u svakom vijku, i za poznato rastojanje od vijka do vertikalne ose stuba (Slika 82), ekscentričnost sile opterećenja u odnosu na X osu računa se kao:

$$ecc_X = \frac{(F_{V4} + F_{V5} - F_{V1} - F_{V8}) \cdot 0.8 + (F_{V3} + F_{V6} - F_{V2} - F_{V7}) \cdot 0.332}{R} \cdot 100 = 15.03cm$$

dok je ekscentricitet sile u odnosu na Y osu:

$$ecc_Y = \frac{(F_{V7} + F_{V6} - F_{V2} - F_{V3}) \cdot 0.8 + (F_{V8} + F_{V5} - F_{V1} - F_{V4}) \cdot 0.332}{R} \cdot 100 = 0.55cm$$

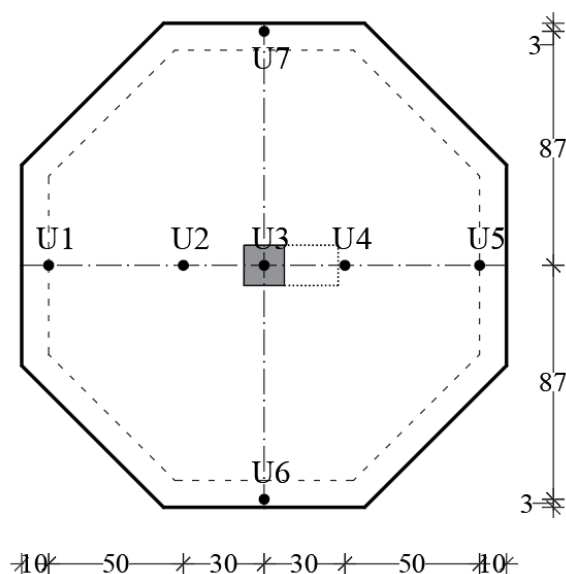
Lom ekscentrično opterećene ploče ojačane visokovrednim vijcima, sa otvorom na strani delovanja opterećenja, nastao je pri intenzitetu sile od 226.29 kN. Prva prslina ploče S8 se pojavila u sedmom koraku, a pojava kose prsline u otvoru uočena je u osmom koraku opterećenja. Kosa prslina se u narednim koracima opterećenja širila do samog loma. Raspored prsline po ploči nakon ispitivanja prikazan je na slici 98. Dobijeni rezultati potvrdili su da se radi o ploči ekscentrično opterećenoj preko kvadratnog stuba.



Slika 98: Raspored prsline na zategnutoj površini ploče S8

3.7.3. Vertikalno pomeranje uzorka usled opterećenja ploča

Na svakom betonskom uzorku postavljeno je 7 digitalnih pomičnih merila, 5 u podužnom pravcu ploče i 2 u poprečnom pravcu. Uređaji su postavljeni na zategnutoj površini ploče, a izmerene vrednosti deformacije snimljene su sa akvizicionim uređajem „Su-tech“. Šematski prikaz položaja nonijusa na ploči prikazan je slikom 99, a izmerene vrednosti pomeranja uzoraka usled opterećenja tabelama 29-36.



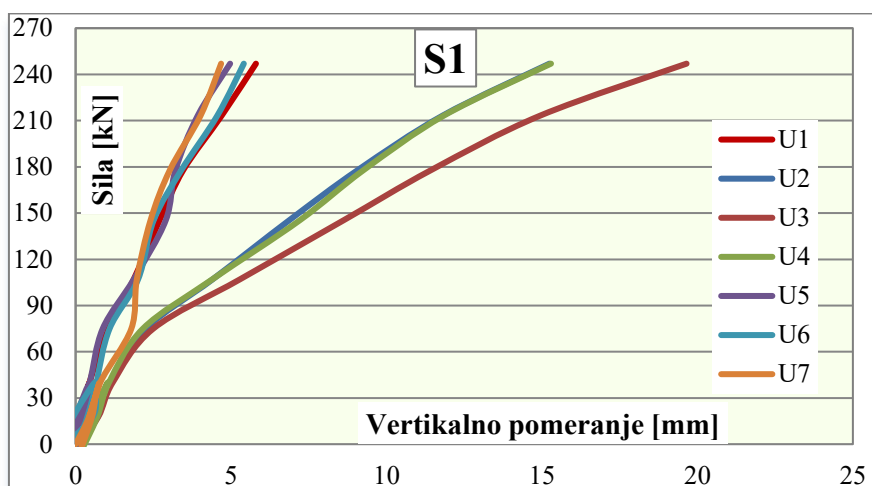
Slika 99: Raspored nonijusa po zategnutoj površini ploče

Ploča S1

U tabeli 29 prikazane su izmerene vertikalne deformacije usled opterećenja ploče S1. Lom za ploču S1 desio se u trinaestom koraku, usled opterećenja od 246.99 kN. Odnos opterećenja prema vertikalnom pomeranju uzorka za sve uređaje prikazan je dijagramom na slici 100.

Tabela 29: Izmerena vertikalna pomeranja usled opterećenja ploče S1

Korak	Sila [kN]	Izmerena vertikalna pomeranja ploče S1						
		U1 [mm]	U2 [mm]	U3 [mm]	U4 [mm]	U5 [mm]	U6 [mm]	U7 [mm]
I	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
II	16.72	0.10	0.49	0.50	0.46	0.01	0.36	0.41
III	39.76	0.44	1.06	1.14	1.03	0.48	0.6	0.76
IV	-1.09	-0.16	-0.04	0.03	0.24	0.16	-0.56	0.19
V	17.84	0.19	0.71	0.73	0.7	0.17	0.55	0.53
VI	40.32	0.45	1.13	1.20	1.08	0.46	0.68	0.80
VII	74.89	1.06	2.25	2.49	2.16	0.87	1.09	1.79
VIII	107.05	1.87	4.41	5.29	4.4	1.87	2.01	1.97
IX	145.33	2.70	6.87	8.62	7.21	2.9	2.51	2.41
X	177.86	3.46	9.07	11.43	9.26	3.21	3.4	3.03
XI	213.33	4.70	11.81	14.95	11.85	3.93	4.56	4.02
XII	246.99	5.80	15.24	19.65	15.29	4.97	5.41	4.68



Slika 100: Veza vertikalnog pomeranja uzorka S1 i opterećenja

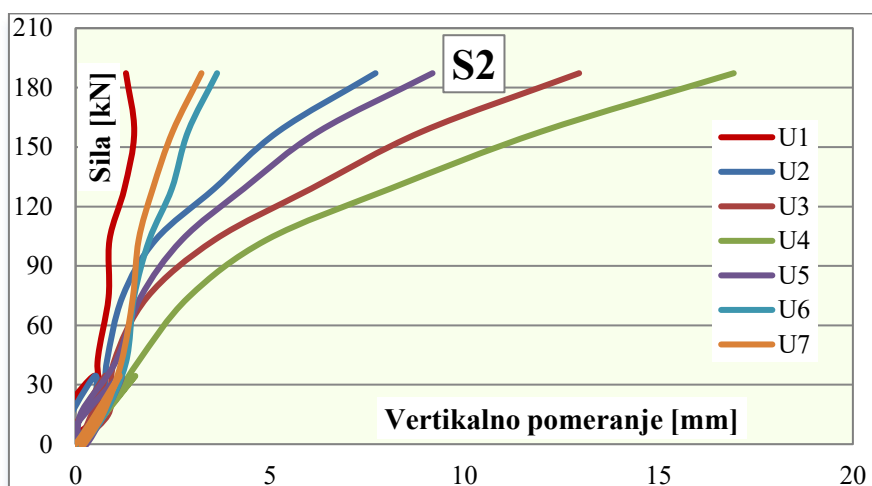
Sa dijagrama (Slika 100) se jasno uočava da je najveća deformacija izmerena sa nonijusom na poziciji U3, odnosno iznad stuba. Uređaji na pozicijama U2 i U4 pokazali su približno iste rezultate, a većih odstupanja vrednosti izmerenih pomeranja nije bilo ni za pozicije U1, U5, U6 i U7. Ovo još jednom potvrđuje da se radi o centrično opterećenoj ploči, sa približno simetričnim deformacijama u odnosu na obe ose.

Ploča S2

U tabeli 30 prikazane su izmerene vertikalne deformacije usled opterećenja ploče S2. Loma za ploču S2 desio se u jedanaestom koraku, usled opterećenja od 187.28 kN. Odnos opterećenja prema vertikalnom pomeranju uzorka za sve uređaje prikazan je dijagramom na slici 101.

Tabela 30: Izmerena vertikalna pomeranja usled opterećenja ploče S2

Korak	Sila [kN]	Izmerena vertikalna pomeranja ploče S2						
		U1 [mm]	U2 [mm]	U3 [mm]	U4 [mm]	U5 [mm]	U6 [mm]	U7 [mm]
I	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
II	10.17	0.46	0.37	0.30	0.50	0.03	0.36	0.36
III	34.48	0.47	0.50	0.76	1.54	1.19	1.18	1.13
IV	-0.83	-0.84	-0.49	-0.25	0.10	0.25	0.14	0.16
V	14.75	0.62	0.63	0.83	0.74	0.12	0.74	0.69
VI	41.31	0.56	0.80	0.98	1.60	1.02	1.30	1.18
VII	74.16	0.85	1.20	1.84	2.90	1.67	1.50	1.47
VIII	103.15	0.87	2.06	3.58	4.91	2.74	1.90	1.62
IX	129.04	1.26	3.57	6.07	8.10	4.33	2.48	1.99
X	157.80	1.51	5.21	8.91	11.98	6.25	2.89	2.50
XI	187.28	1.30	7.72	12.96	16.93	9.18	3.64	3.24



Slika 101: Veza vertikalnog pomeranja uzorka S2 i opterećenja

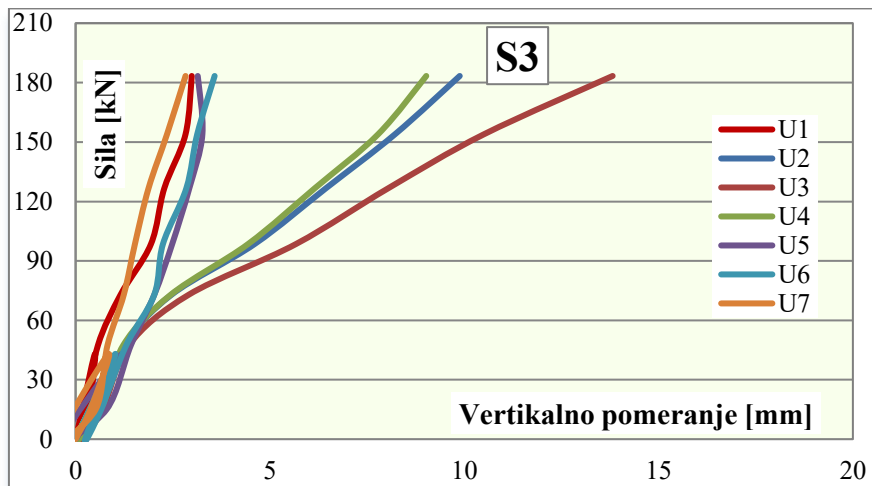
Sa dijagrama (Slika 101) se uočava da je najveća deformacija izmerena sa nonijusima na pozicijama U3 i U4, odnosno u području delovanja ekscentrične sile. Poređenjem vrednosti izmerenih na pozicijama U2 i U4, uočava se znatna razlika izmerenih pomeranja. Ova razlika se takođe javlja i za pozicije U1 i U5, što potvrđuje ekscentričnost sile prilikom opterećenja ploče. Većih odstupanja vrednosti izmerenih pomeranja nije bilo za pozicije U6 i U7.

Ploča S3

U tabeli 31 prikazane su izmerene vertikalne deformacije usled opterećenja ploče S3. Lom za ploču S3 desio se u jedanaestom koraku, usled opterećenja od 183.36 kN. Odnos opterećenja prema vertikalnom pomeranju uzorka za sve uređaje prikazan je dijagramom na slici 102.

Tabela 31: Izmerena vertikalna pomeranja usled opterećenja ploče S3

Korak	Sila [kN]	Izmerena vertikalna pomeranja ploče S3						
		U1 [mm]	U2 [mm]	U3 [mm]	U4 [mm]	U5 [mm]	U6 [mm]	U7 [mm]
I	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
II	15.22	0.175	0.371	0.385	0.371	0.483	0.364	0.385
III	42.88	0.504	1.092	1.19	1.099	1.176	1.022	0.84
IV	-0.18	0.259	0.14	0.126	-0.007	-0.371	0.245	-0.448
V	15.07	0.259	0.658	0.693	0.651	0.798	0.658	0.518
VI	47.39	0.574	1.267	1.365	1.225	1.421	1.302	0.819
VII	72.87	1.155	2.464	2.905	2.443	2.023	2.023	1.239
VIII	98.52	1.939	4.606	5.67	4.438	2.485	2.247	1.526
IX	126.67	2.282	6.44	8.043	6.153	2.926	2.849	1.876
X	153.93	2.828	8.218	10.507	7.784	3.262	3.129	2.352
XI	183.36	2.989	9.884	13.818	9.023	3.143	3.577	2.828



Slika 102: Veza vertikalnog pomeranja uzorka S3 i opterećenja

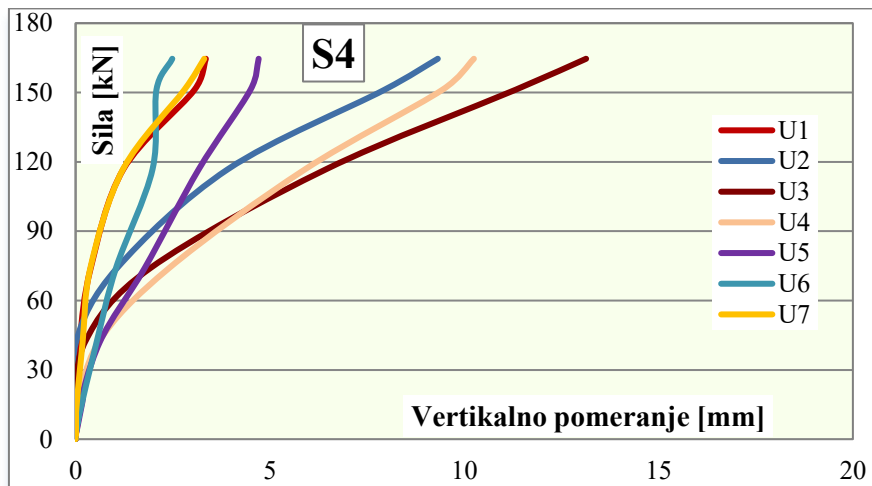
Sa dijagrama (Slika 102) se uočava da je najveća deformacija izmerena sa nonijusom na poziciji U3, odnosno iznad stuba. Uređaji na pozicijama U2 i U4 pokazali su približno iste rezultate, a većih odstupanja vrednosti izmerenih pomeranja nije bilo ni za pozicije U1, U5, U6 i U7. Ovo potvrđuje da se radi o približno centrično opterećenoj ploči, sa približno simetričnim deformacijama u odnosu na obe ose.

Ploča S4

U tabeli 32 prikazane su izmerene vertikalne deformacije usled opterećenja ploče S4. Lom za ploču S4 desio se u desetom koraku, usled opterećenja od 164.61 kN. Odnos opterećenja prema vertikalnom pomeranju uzorka za sve uređaje prikazan je dijagramom na slici 103.

Tabela 32: Izmerena vertikalna pomeranja usled opterećenja ploče S4

Korak	Sila [kN]	Izmerena vertikalna pomeranja ploče S4						
		U1 [mm]	U2 [mm]	U3 [mm]	U4 [mm]	U5 [mm]	U6 [mm]	U7 [mm]
I	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
II	7.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
III	17.99	0.05	0.00	0.00	0.16	0.19	0.14	0.00
IV	1.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
V	9.71	0.06	0.00	0.00	0.00	0.02	0.08	0.00
VI	41.99	0.11	0.01	0.24	0.59	0.62	0.54	0.18
VII	74.11	0.39	1.07	1.93	2.41	1.78	1.04	0.38
VIII	116.85	1.23	3.92	6.45	5.91	3.17	1.98	1.22
IX	151.22	3.06	7.95	11.32	9.44	4.50	2.08	2.80
X	164.61	3.35	9.32	13.14	10.25	4.71	2.49	3.31



Slika 103: Veza vertikalnog pomeranja uzorka S4 i opterećenja

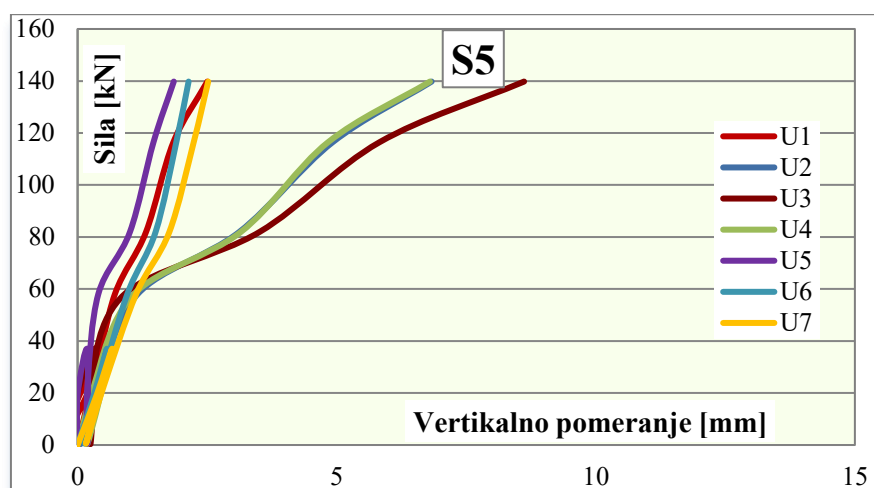
Sa dijagrama (Slika 103) se uočava da je najveća deformacija izmerena sa nonijusom na poziciji U3, odnosno iznad stuba. Približno iste rezultate izmerenih pomeranja pokazali su uređaji na pozicijama U1, U5, U6 i U7. Mala ostupanja u vertikalnom pomeranju javila su se u uređajima na pozicijama U4 i U2, što ukazuje na postojanje ekscentriciteta prilikom opterećenja ploče.

Ploča S5

U tabeli 33 prikazane su izmerene vertikalne deformacije usled opterećenja ploče S5. Lom za ploču S5 desio se u devetom koraku, usled opterećenja od 139.78 kN. Odnos opterećenja prema vertikalnom pomeranju uzorka za sve uređaje prikazan je dijagramom na slici 104.

Tabela 33: Izmerena vertikalna pomeranja usled opterećenja ploče S5

Korak	Sila [kN]	Izmerena vertikalna pomeranja ploče S5						
		U1 [mm]	U2 [mm]	U3 [mm]	U4 [mm]	U5 [mm]	U6 [mm]	U7 [mm]
I	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
II	19.31	0.23	0.34	0.00	0.27	0.01	0.31	0.37
III	36.59	0.44	0.67	0.34	0.64	0.19	0.56	0.66
IV	0.51	-0.36	0.06	0.25	0.19	0.19	0.14	0.16
V	23.03	0.26	0.41	0.24	0.32	0.19	0.43	0.51
VI	58.08	0.72	1.16	0.91	1.09	0.4	0.96	1.13
VII	81.92	1.32	3.12	3.51	3.15	1.01	1.50	1.77
VIII	116.42	1.85	4.92	5.82	4.83	1.46	1.90	2.24
IX	139.78	2.50	6.83	8.62	6.80	1.86	2.14	2.52



Slika 104: Veza vertikalnog pomeranja uzorka S5 i opterećenja

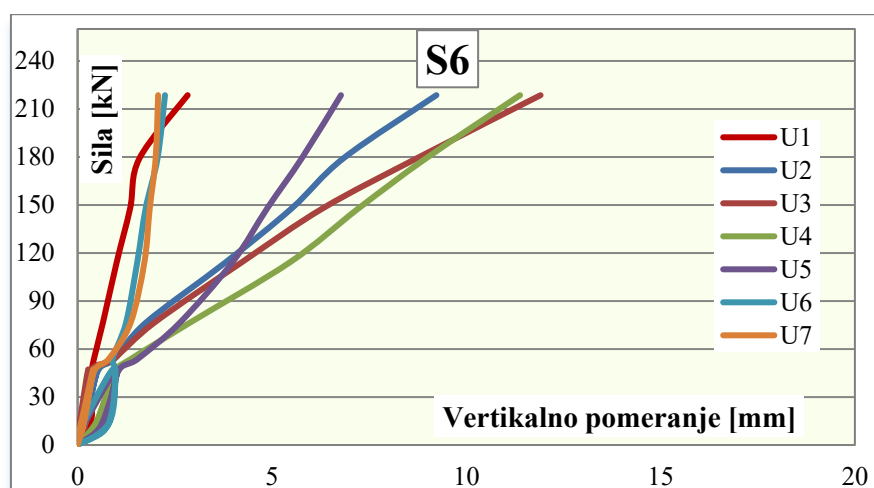
Sa dijagrama (Slika 104) se uočava da je najveća deformacija izmerena sa nonijusom na poziciji U3, odnosno iznad stuba. Približno iste rezultate izmerenih pomeranja pokazali su uređaji na pozicijama U1, U5, U6 i U7. Većih odstupanja između izmerenih pomeranja nije bilo ni kod uređaja na pozicijama U4 i U2. Izmerena pomeranja ploče pokazala su da se ploča sa otvorom na delu na kome deluje ekscentrična sila deformiše priplizno kao centrično opterećena ploča.

Ploča S6

U tabeli 34 prikazane su izmerene vertikalne deformacije usled opterećenja ploče S6. Lom za ploču S6 desio se u dvanaestom koraku, usled opterećenja od 218.62 kN. Odnos opterećenja prema vertikalnom pomeranju uzorka za sve uređaje prikazan je dijagramom na slici 105.

Tabela 34: Izmerena vertikalna pomeranja usled opterećenja ploče S6

Korak	Sila [kN]	Izmerena vertikalna pomeranja ploče S6						
		U1 [mm]	U2 [mm]	U3 [mm]	U4 [mm]	U5 [mm]	U6 [mm]	U7 [mm]
I	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
II	12.54	0.32	0.17	0.13	0.47	0.61	0.78	0.14
III	47.26	0.35	0.50	0.27	0.90	1.00	0.91	0.40
IV	3.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
V	14.04	0.34	0.20	0.21	0.47	0.70	0.82	0.16
VI	45.87	0.37	0.51	0.34	0.96	1.04	0.98	0.42
VII	53.80	0.56	1.26	1.23	1.83	2.06	1.20	1.07
VIII	76.45	0.74	2.01	2.26	3.30	3.01	1.42	1.56
IX	114.47	1.01	3.82	4.24	5.48	3.99	1.54	1.72
X	147.95	1.35	5.51	6.31	7.23	4.88	1.75	1.86
XI	179.19	1.59	6.84	8.73	8.97	5.77	2.06	2.01
XII	218.62	2.83	9.23	11.91	11.38	6.78	2.25	2.07



Slika 105: Veza vertikalnog pomeranja uzorka S6 i opterećenja

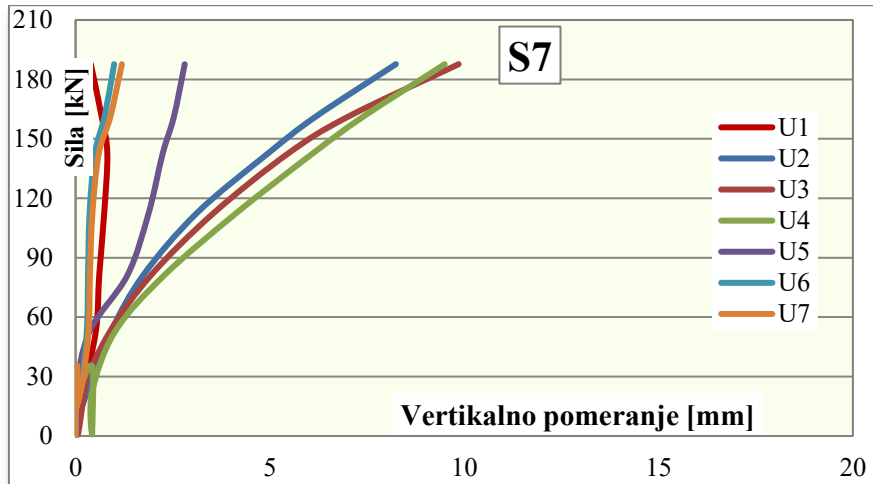
Sa dijagrama (Slika 105) se uočava da je najveća deformacija izmerena sa nonijusom na poziciji U3, odnosno iznad stuba. Približno iste rezultate izmerenih pomeranja pokazali su uređaji na pozicijama U1, U6 i U7, dok je uređaj na poziciji U5 pokazao veću deformaciju u odnosu na nonijus na poziciji U1. Veća pomeranja ploče pokazao je i uređaj na poziciji U4 u odnosu na U2, pa se na osnovu navedenog potvrđuje da se radi o ekscentrično opterećenoj ploči.

Ploča S7

U tabeli 35 prikazane su izmerene vertikalne deformacije usled opterećenja ploče S7. Lom za ploču S7 desio se u jedanaestom koraku, usled opterećenja od 187.68 kN. Odnos opterećenja prema vertikalnom pomeranju uzorka za sve uređaje prikazan je dijagramom na slici 106.

Tabela 35: Izmerena vertikalna pomeranja usled opterećenja ploče S7

Korak	Sila [kN]	Izmerena vertikalna pomeranja ploče S7						
		U1 [mm]	U2 [mm]	U3 [mm]	U4 [mm]	U5 [mm]	U6 [mm]	U7 [mm]
I	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
II	18.37	0.00	0.07	0.00	0.03	0.00	0.01	0.01
III	35.27	0.28	0.46	0.30	0.42	0.01	0.02	0.03
IV	1.03	-0.23	-0.06	0.06	0.42	0.02	-0.21	-0.24
V	22.31	0.17	0.30	0.15	0.42	0.01	0.11	0.13
VI	52.81	0.52	0.91	0.89	1.02	0.36	0.29	0.33
VII	81.26	0.61	1.74	1.94	2.29	1.34	0.32	0.37
VIII	112.54	0.74	3.12	3.55	4.14	1.88	0.36	0.43
IX	142.55	0.82	4.94	5.46	6.10	2.24	0.50	0.60
X	161.07	0.67	6.17	7.00	7.39	2.53	0.74	0.89
XI	187.68	0.39	8.24	9.86	9.50	2.81	0.99	1.19



Slika 106: Veza vertikalnog pomeranja uzorka S7 i opterećenja

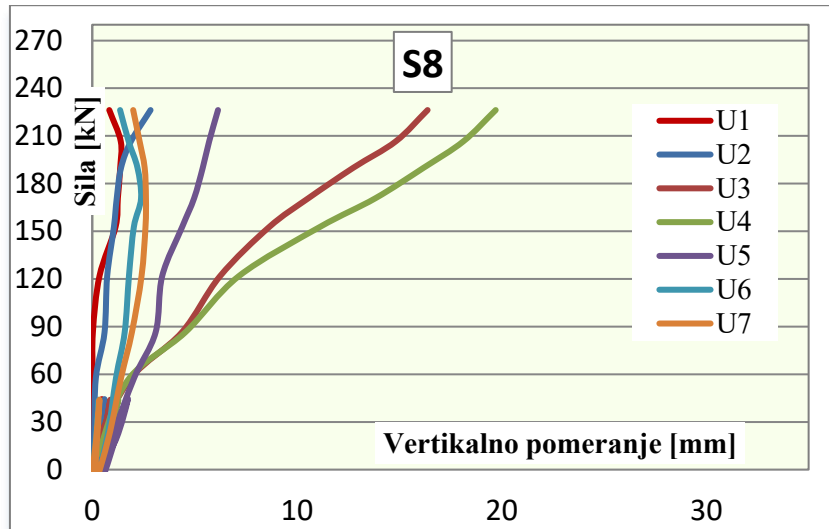
Sa dijagrama (Slika 106) se uočava da je najveća deformacija izmerena sa uređajima postavljenim na pozicije U3 i U4, odnosno u područje delovanja ekscentrične sile. Približno iste rezultate izmerenih pomeranja pokazali su uređaji na pozicijama U1, U6 i U7, dok je uređaj na poziciji U5 pokazao veću deformaciju u odnosu na nonijus na poziciji U1.

Ploča S8

U tabeli 36 prikazane su izmerene vertikalne deformacije usled opterećenja ploče S8. Lom za ploču S8 desio se u trinaestom koraku, usled opterećenja od 226.29 kN. Odnos opterećenja prema vertikalnom pomeranju uzorka za sve uređaje prikazan je dijagramom na slici 107.

Tabela 36: Izmerena vertikalna pomeranja usled opterećenja ploče S8

Korak	Sila [kN]	Izmerena vertikalna pomeranja ploče S8						
		U1 [mm]	U2 [mm]	U3 [mm]	U4 [mm]	U5 [mm]	U6 [mm]	U7 [mm]
I	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
II	17.32	0.06	0.20	0.49	0.72	1.10	0.16	0.18
III	44.01	0.47	0.60	0.88	1.27	1.73	0.32	0.36
IV	-3.99	0.01	0.07	0.20	0.31	0.55	0.16	0.17
V	20.26	0.03	0.09	0.36	0.56	0.98	0.73	0.80
VI	57.76	0.02	0.18	1.90	1.82	2.05	1.16	1.41
VII	86.40	0.03	0.60	4.38	4.54	3.10	1.58	1.94
VIII	121.80	0.35	0.73	6.25	7.16	3.42	1.79	2.41
IX	152.72	1.14	1.06	8.65	11.12	4.39	2.03	2.60
X	170.78	1.25	1.20	10.56	13.83	4.98	2.38	2.62
XI	190.02	1.37	1.41	12.76	16.20	5.40	2.21	2.56
XII	206.64	1.39	1.89	14.83	18.14	5.71	1.78	2.31
XIII	226.29	0.83	2.85	16.38	19.71	6.14	1.36	2.00

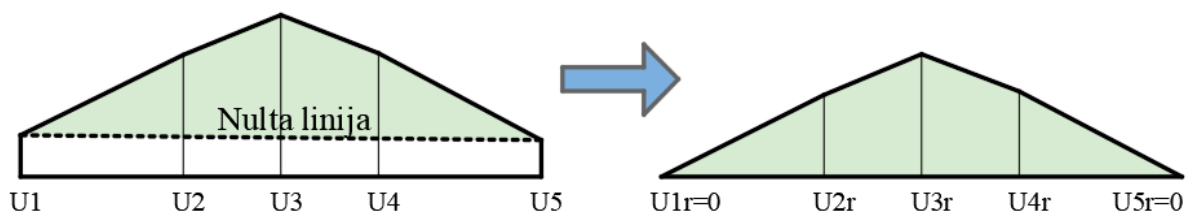


Slika 107: Veza vertikalnog pomeranja uzorka i opterećenja

Prema vrednostima prikazanim na slici 107 uočava se da je najveća deformacija izmerena sa uređajima postavljenim na pozicije U3 i U4, odnosno u područje delovanja ekscentrične sile. Približno iste rezultate izmerenih pomeranja pokazali su uređaji na pozicijama U1, U2, U6 i U7, dok je uređaj na poziciji U5 pokazao veću deformaciju u odnosu na nonijus na poziciji U1.

3.7.4. Ugib ploče

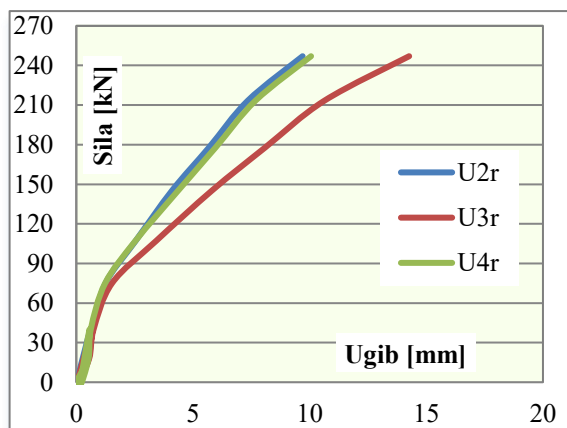
Izmerene vrednosti vertikalnih pomeranja uzoraka iz prethodnog poglavlja sadrže deformaciju koja se javlja usled deformacije betonske ploče, zatim deformacije krakova čeličnog zvezdastog oslonca, kao i izduženja čeličnih vijaka. Izduženja vijaka su precizno određena očitavanjem dilatacija sa mernih traka zalepljenim na sredinama dužine vijaka, ali je pomeranje čeličnih krakova oslonca znatno teže odrediti. Deformacija čeličnog oslonca se ne može opisati primenom linearno elastičnim ponašanjem materijala, jer je veći deo deformacije posledica proklizavanja vijčanih spojeva. Iz tog razloga, relativni ugib ploče određen je u odnosu na nultu liniju prikazanu slikom 108.



Slika 108: Određivanje ugiba ploče

Ploča S1

Tabelom 37 prikazane su sračunate vrednosti ugiba ploče za položaj nonijusa U2, U3 i U4, dok su ugibi za položaje U1, U5, U6 i U7 nula.



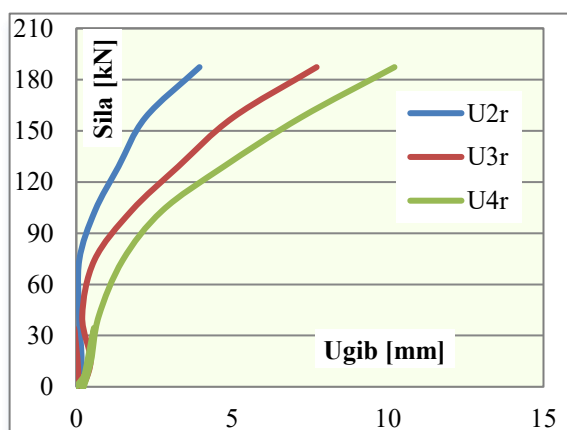
Slika 109: Veza ugiba ploče S1 i opterećenja

Tabela 37: Ugib ploče S1

Korak	Sila [kN]	Relativni ugib ploče		
		U2r [mm]	U3r [mm]	U4r [mm]
I	0.00	0.00	0.00	0.00
II	16.72	0.42	0.45	0.42
III	39.76	0.61	0.68	0.56
IV	-1.09	0.02	0.03	0.18
V	17.84	0.53	0.55	0.52
VI	40.32	0.68	0.75	0.62
VII	74.89	1.25	1.53	1.23
VIII	107.05	2.54	3.42	2.53
IX	145.33	4.11	5.82	4.37
X	177.86	5.69	8.10	5.97
XI	213.33	7.35	10.64	7.68
XII	246.99	9.70	14.27	10.06

Ploča S2

Tabelom 38 prikazane su sračunate vrednosti ugiba ploče za položaj nonijusa U2, U3 i U4, dok su ugibi za položaje U1, U5, U6 i U7 nula.



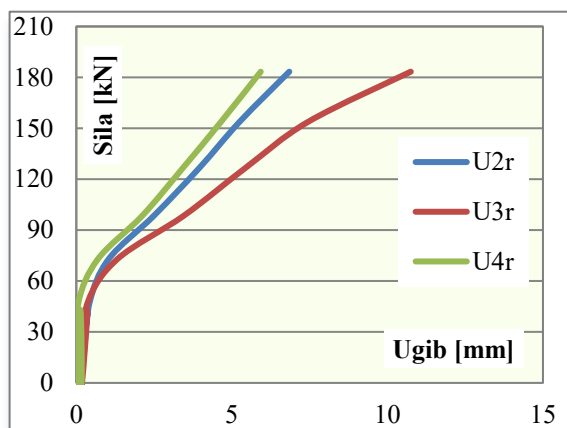
Slika 110: Veza ugiba ploče S2 i opterećenja

Tabela 38: Ugib ploče S2

Korak	Sila [kN]	Relativni ugib ploče		
		U2r [mm]	U3r [mm]	U4r [mm]
I	0.00	0.00	0.00	0.00
II	10.17	0.04	0.06	0.34
III	34.48	-0.20	-0.07	0.57
IV	-0.83	0.01	0.05	0.20
V	14.75	0.17	0.46	0.47
VI	41.31	0.09	0.19	0.72
VII	74.16	0.09	0.58	1.49
VIII	103.15	0.60	1.77	2.76
IX	129.04	1.35	3.27	4.73
X	157.80	2.22	5.03	7.21
XI	187.28	3.96	7.72	10.22

Ploča S3

Tabelom 39 prikazane su sračunate vrednosti ugiba ploče za položaj nonijusa U2, U3 i U4, dok su ugibi za položaje U1, U5, U6 i U7 nula.



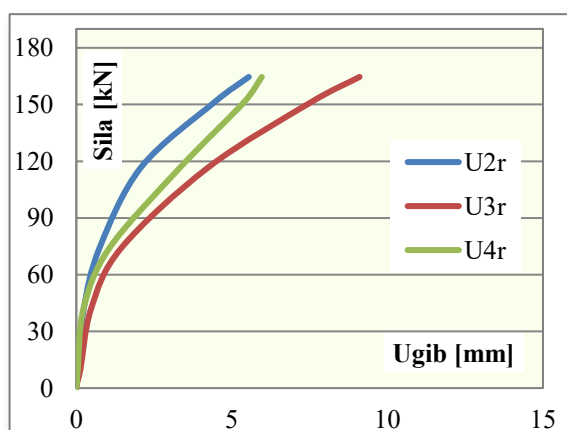
Slika 111: Veza ugiba ploče S3 i opterećenja

Tabela 39: Ugib ploče S3

Korak	Sila [kN]	Relativni ugib ploče		
		U2r [mm]	U3r [mm]	U4r [mm]
I	0.00	0.00	0.00	0.00
II	15.22	0.10	0.06	-0.02
III	42.88	0.38	0.35	0.13
IV	-0.18	0.08	0.18	0.17
V	15.07	0.23	0.16	0.02
VI	47.39	0.43	0.37	0.07
VII	72.87	1.04	1.32	0.69
VIII	98.52	2.50	3.46	2.12
IX	126.67	3.96	5.44	3.43
X	153.93	5.25	7.46	4.66
XI	183.36	6.85	10.75	5.93

Ploča S4

Tabelom 40 prikazane su sračunate vrednosti ugiba ploče za položaj nonijusa U2, U3 i U4, dok su ugibi za položaje U1, U5, U6 i U7 nula.



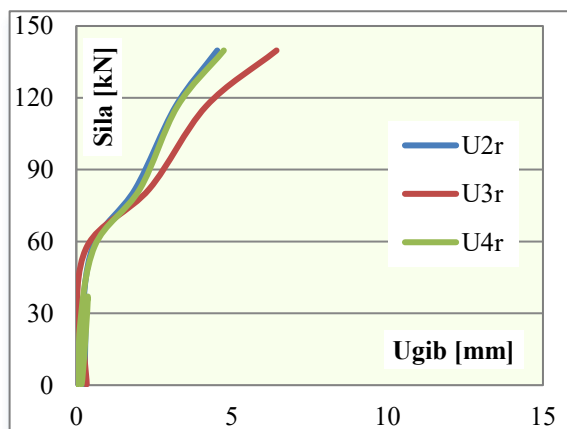
Slika 112: Veza ugiba ploče S4 i opterećenja

Tabela 40: Ugib ploče S4

Korak	Sila [kN]	Relativni ugib ploče		
		U2r [mm]	U3r [mm]	U4r [mm]
I	0.00	0.00	0.00	0.00
II	7.41	0.00	0.00	0.00
III	17.99	0.09	0.12	0.05
IV	1.90	0.00	0.00	0.00
V	9.71	0.05	0.13	0.05
VI	41.99	0.24	0.48	0.23
VII	74.11	0.75	1.45	1.06
VIII	116.85	2.08	4.25	3.35
IX	151.22	4.44	7.54	5.39
X	164.61	5.62	9.10	6.64

Ploča S5

Tabelom 41 prikazane su sračunate vrednosti ugiba ploče za položaj nonijusa U2, U3 i U4, dok su ugibi za položaje U1, U5, U6 i U7 nula.



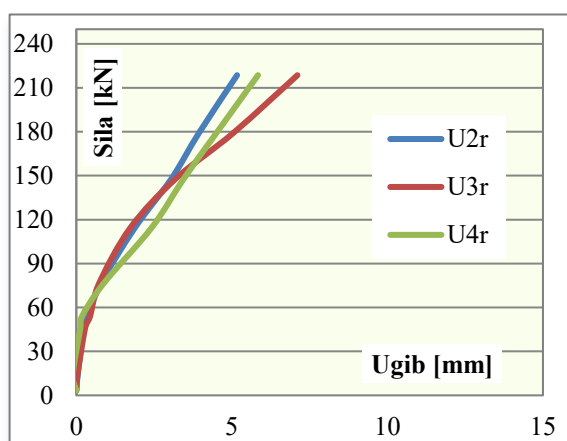
Slika 113: Veza ugiba ploče S5 i opterećenja

Tabela 41: Ugib ploče S5

Korak	Sila [kN]	Relativni ugib ploče		
		U2r [mm]	U3r [mm]	U4r [mm]
I	0.00	0.00	0.00	0.00
II	19.31	0.18	-0.12	0.20
III	36.59	0.31	0.03	0.37
IV	0.51	0.25	0.34	0.17
V	23.03	0.17	0.02	0.11
VI	58.08	0.54	0.35	0.59
VII	81.92	1.90	2.35	2.04
VIII	116.42	3.19	4.17	3.25
IX	139.78	4.53	6.44	4.74

Ploča S6

Tabelom 42 prikazane su sračunate vrednosti ugiba ploče za položaj nonijusa U2, U3 i U4, dok su ugibi za položaje U1, U5, U6 i U7 nula.



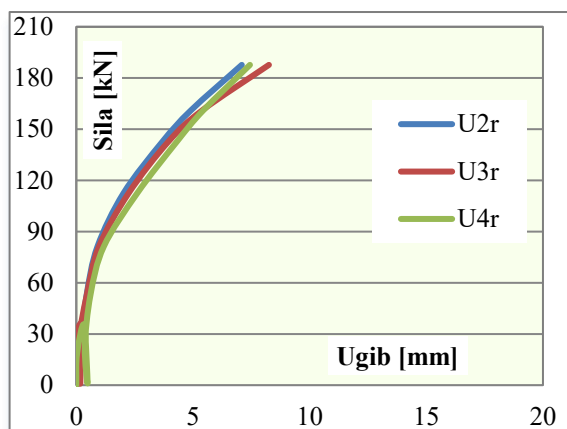
Slika 114: Veza ugiba ploče S6 i opterećenja

Tabela 42: Ugib ploče S6

Korak	Sila [kN]	Relativni ugib ploče		
		U2r [mm]	U3r [mm]	U4r [mm]
I	0.00	0.00	0.00	0.00
II	12.54	0.06	-0.34	-0.05
III	47.26	0.24	-0.40	0.11
IV	3.30	0.00	0.00	0.00
V	14.04	0.05	0.04	-0.11
VI	45.87	0.23	0.28	0.13
VII	53.80	0.38	0.44	0.18
VIII	76.45	0.79	0.73	0.88
IX	114.47	1.88	1.74	2.42
X	147.95	3.06	3.20	3.45
XI	179.19	3.94	5.05	4.51
XII	218.62	5.17	7.11	5.84

Ploča S7

Tabelom 43 prikazane su sračunate vrednosti ugiba ploče za položaj nonijusa U2, U3 i U4, dok su ugibi za položaje U1, U5, U6 i U7 nula.



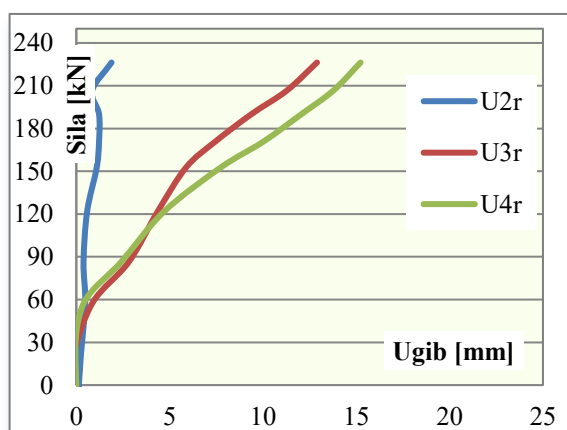
Slika 115: Veza ugiba ploče S7 i opterećenja

Tabela 43: Ugib ploče S7

Korak	Sila [kN]	Relativni ugib ploče		
		U2r [mm]	U3r [mm]	U4r [mm]
I	0.00	0.00	0.00	0.00
II	18.37	0.07	0.00	0.03
III	35.27	0.26	0.15	0.33
IV	1.03	0.10	0.17	0.49
V	22.31	0.18	0.06	0.37
VI	52.81	0.44	0.45	0.61
VII	81.26	0.91	0.97	1.18
VIII	112.54	2.03	2.24	2.61
IX	142.55	3.68	3.94	4.30
X	161.07	4.92	5.40	5.44
XI	187.68	7.09	8.26	7.44

Ploča S8

Tabelom 44 prikazane su sračunate vrednosti ugiba ploče za položaj nonijusa U2, U3 i U4, dok su ugibi za položaje U1, U5, U6 i U7 nula.



Slika 116: Veza ugiba ploče S8 i opterećenja

Tabela 44: Ugib ploče S8

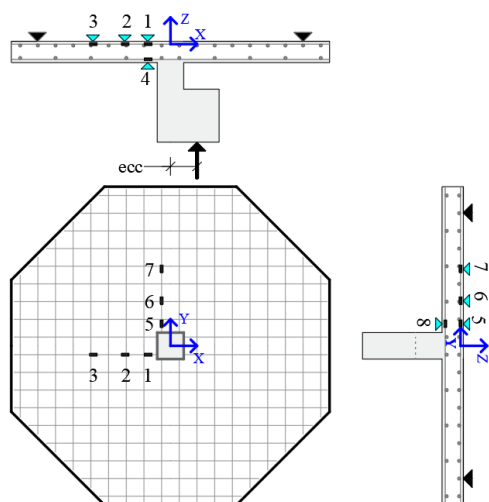
Korak	Sila [kN]	Relativni ugib ploče		
		U2r [mm]	U3r [mm]	U4r [mm]
I	0.00	0.00	0.00	0.00
II	17.32	0.18	-0.09	-0.05
III	44.01	0.27	-0.22	-0.06
IV	-3.99	0.11	-0.08	-0.07
V	20.26	0.24	-0.15	-0.13
VI	57.76	0.48	0.87	0.41
VII	86.40	0.39	2.81	2.41
VIII	121.80	0.58	4.36	4.71
IX	152.72	1.10	5.88	7.75
X	170.78	1.22	7.44	10.02
XI	190.02	1.22	9.38	12.06
XII	206.64	0.85	11.28	13.77
XIII	226.29	1.89	12.90	15.23

3.7.5. Dilatacije u armaturi

Poznato je da lom usled probijanja nastaje iznenada i pre nego što zategnuta armatura uđe u oblast tečenja. Iz tog razloga, merenjem dilatacija u armaturi nastojao se odrediti njen napon u zonama najvećih naprezanja, odnosno uz stub. Merenje dilatacija u armaturi sprovedeno je na 5 ploča, pri čemu se vodilo računa o simetriji ploče.

Ploča S1

Na centrično opterećenoj ploči S1 zalepljeno je 8 mernih traka, jer je očekivana simetrična deformacija u odnosu na obe ose. Šest mernih traka postavljeno je na zategnutu armaturu, dok preostale dve zalepljene su na pritisnutu armaturu, u donjoj zoni ploče. Šematski prikaz položaja mernih traka prikazan je na slici 117, a izmerene dilatacije i odgovarajući napon u armaturi tabelom 45. Merne trake na položaju 2 i 5 nisu davale odziv prilikom opterećenja ploče, pa se pretpostavlja da su oštećene prilikom betoniranja uzorka.



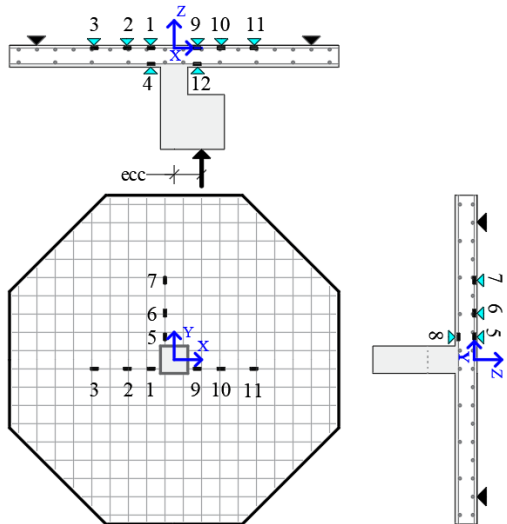
Slika 117: Položaj mernih traka za ploču S1

Tabela 45: Dilatacija i napon u armaturi ploče S1 usled sile loma

Merno mesto	Dilatacija pri sili loma	Napon [MPa]
1	-0.00217	448.84
2	-	-
3	-0.00123	254.03
4	-0.00020	40.53
5	-	-
6	-0.00166	343.04
7	-0.00136	281.54
8	-0.00022	44.53

Ploča S2

Na ekscentrično opterećenoj ploči S2 zalepljeno je 12 mernih traka, 9 u zategnutoj armaturi i 3 u pritisnutoj. Simetrična deformacija očekivana je u odnosu na X osu, iz tog razloga, 4 merne trake zalepljene su u pravcu Y ose. Zbog ekscentrične sile, u pravcu X ose zalepljeno je 8 mernih traka, 6 na zategnutu armaturu, a preostale dve zalepljene na pritisnutu armaturu u donjoj zoni ploče. Šematski prikaz položaja mernih traka prikazan je na slici 118, a izmerene dilatacije i odgovarajući napon u armaturi tabelom 46. Merna traka na položaju 12 nije davala odziv prilikom opterećenja ploče, pa se pretpostavlja da je oštećena prilikom betoniranja uzorka.



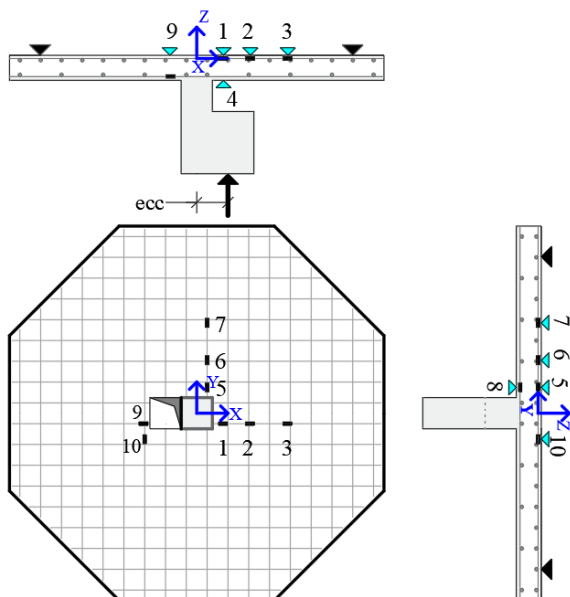
Slika 118: Položaj mernih traka za ploču S2

Tabela 46: Dilatacija i napon u armaturi ploče S2 usled sile loma

Merno mesto	Dilatacija pri sili loma	Napon [Pa]
1	-0.00188	389.22
2	-0.00159	328.99
3	-0.00137	284.33
4	-0.00034	71.09
5	-0.00219	453.71
6	-0.00168	348.57
7	-0.00139	288.25
8	-0.00034	71.09
9	-0.00193	400.37
10	-0.00160	332.07
11	-0.00126	260.93
12	-0.00188	389.22

Merenje dilatacija u armaturi sprovedeno je i na pločama S4, S5 i S7. To su ploče ekscentrično opterećene sa otvorom uz lice stuba. Simetrična deformacija za sve tri ploče očekivana je u odnosu na X osu, dok je zbog ekscentričnog opterećenja nesimetrična deformaciju očekivana u odnosu na Y osu. Po 4 merne trake su zalepljene u pravcu X i Y ose svake ploče, po 3 na zategnutu i po 1 na pritisnutu armaturu. Preostale dve merne trake zalepljene su u uglu otvora svake ploče, na zategnutoj armaturi. Šematski prikaz položaja mernih traka prikazan je na slikama 119-121, a izmerene dilatacije i odgovarajući napon u armaturi tabelama 47-49.

Ploča S4

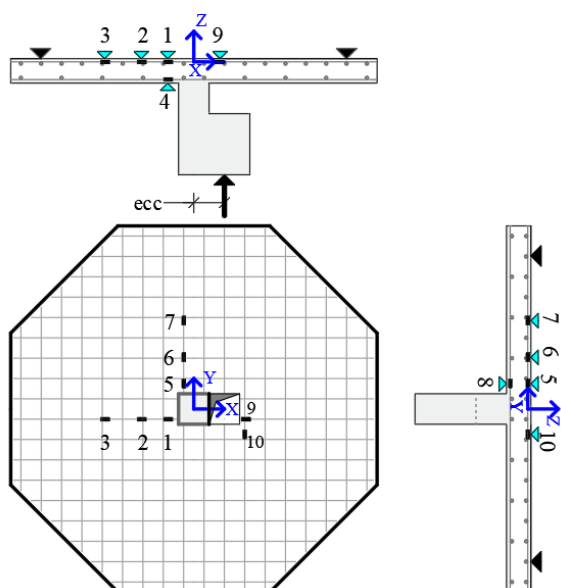


Slika 119: Položaj mernih traka za ploču S4

Tabela 47: Dilatacija i napon u armaturi ploče S4 usled sile loma

Merno mesto	Dilatacija pri sili loma	Napon [Pa]
1	-0.00178	368.48
2	-0.00142	294.79
3	-0.00055	114.31
4	-0.00033	68.59
5	-0.00160	331.63
6	-0.00121	250.57
7	-0.00061	125.75
8	-0.00016	32.09
9	-0.00138	285.14
10	-0.00131	271.56

Ploča S5

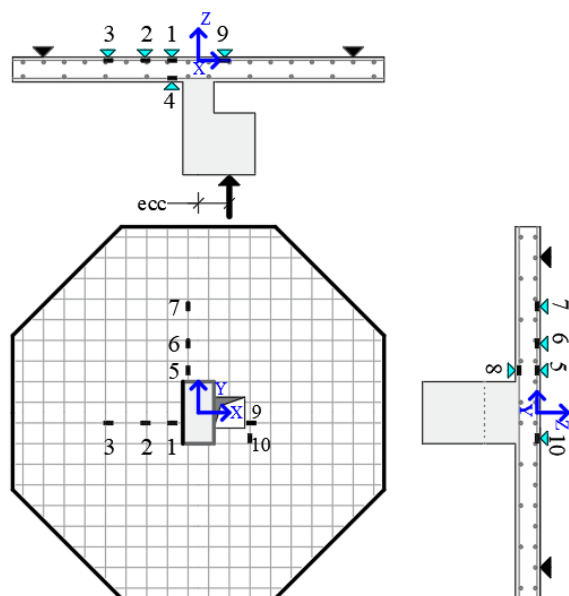


Slika 120: Položaj mernih traka za ploču S5

Tabela 48: Dilatacija i napon u armaturi ploče S5 usled sile loma

Merno mesto	Dilatacija pri sili loma	Napon [Pa]
1	-0.00174	359.31
2	-0.00139	287.45
3	-0.00061	125.83
4	-0.00036	75.50
5	-0.00156	323.38
6	-0.00118	244.33
7	-0.00067	138.42
8	-0.00025	51.57
9	-0.00146	301.71
10	-0.00139	287.35

Ploča S7



Slika 121: Položaj mernih traka za ploču S7

Tabela 49: Dilatacija i napon u armaturi ploče S7 usled sile loma

Merno mesto	Dilatacija pri sili loma	Napon [Pa]
1	-0.00226	467.41
2	-0.00181	373.93
3	-0.00079	163.42
4	-0.00047	98.05
5	-0.00203	420.67
6	-0.00154	317.84
7	-0.00087	179.76
8	-0.00041	85.85
9	-0.00171	354.02
10	-0.00163	337.16

Nakon izmerenih dilatacija u armaturi, primećeno je da se kod svih analiziranih ploča dilatacije povećavaju od ivica prema stubu ploče. Rezultati merenja pokazali su da je lom svake ploče usledio pre nego što je armatura dostigla napon tečenja. Ovim se potvrdilo da je lom nastao usled probijanja.

3.7.6. Analiza eksperimentalnih rezultata

Kao što je već navedeno, ukupno 8 AB uzoraka eksperimentalno je analizirano do opterećenja koje izaziva loma u ploči. Sve ploče su bile istih dimenzija i oblika, a opterećenje na ploču se prenosilo preko unutrašnjeg stuba. Razlika između analiziranih ploča ogledala se u postojanju i položaju otvora u odnosu na silu sa kojom se ploče opterećuju, i po obliku stuba. Ploča S1 je centrično opterećena ploča bez otvora, oslonjena na kvadratni stub. Ploča S2, po obliku i dimenzijama identična je ploči S1, ali je ekscentrično opterećena u odnosu na vertikalnu osu stuba. Ove dve ploče biće uporedne ploče, na osnovu kojih će se ocenjivati stepen redukcije nosivosti ploče prouzrokovan postojanjem i položajem otvora uz lice stuba. Ploča S3 je centrično opterećena ploča sa otvorom uz lice stuba kvadratnog poprečnog preseka. Ploče S4 i S5 su ekscentrično opterećene sa otvorom uz lice kvadratnih stubova, pri čemu se otvor ploče S5 nalazi na istoj strani kao i ekscentrična sila, dok je za ploču S4 otvor na suprotnoj strani od sile. Ploče S6 i S7 su ekscentrično opterećene ploče oslonjene na pravougaone stubove. Otvor u ploči S7 nalazi se na strani gde se nalazi i ekscentrična sila, a otvor za ploču S6 je na suprotnoj strani u odnosu na dejstvo sile. Poslednja analizirana ploča, S8, je identična ploči S5 po načinu opterećenja i dimenzijama, kao i položaju otvora u njoj. Razlika ove ploče u odnosu na S5 odgleda se u naknadnom ojačanju ploče sa 20 M10 vijaka prednapregnutih na punu silu zatezanja. Rezultati eksperimentalnih ispitivanja svih ploča su prikazani tabelom 50.

Tabela 50: Rezultati eksperimentalnih ispitivanja

Ploča	Eksperimentalno određene vrednosti				
	Ecc [mm]	Otvor [mm]	Stub[mm]	Sila loma V_{Eksp} [kN]	Maskimalni ugib [mm]
S1	-	-	150x150	246.99	14.27
S2	150	-	150x150	187.28	10.22
S3	-	150x150	150x150	183.36	10.75
S4	150	150x150	150x150	164.61	9.10
S5	150	150x150	150x150	139.78	6.44
S6	150	150x150	300x150	218.62	7.11
S7	150	150x150	300x150	187.68	8.26
S8	150	150x150	150x150	226.29	15.23

Ecc – ekscentricitet sile u odnosu na vertikalnu osu stuba

$f_{ck} = 38.73 \text{ MPa}$ za I seriju ploča (Ploče S1, S4, S5 i S7)

$f_{ck} = 41.39 \text{ MPa}$ za II seriju ploča (Ploče S2, S3, S6 i S8)

Sila intenziteta 246.99 kN prouzrokovala je lom centrično opterećene ploče bez otvora (S1). Pojavom ekscentriciteta sile od 15 cm u odnosu na vertikalnu osu stuba, nosivost ploče na

probijanje se redukovala. Smanjenje nosivosti ploče S2 izazvano ekscentričnim opterećenjem ploče u odnosu na centrično opterećenu ploču S1 približno je 25%.

Pločom S3 nastojalo se ispitati smanjenje nosivosti centrično opterećene ploče pojavom otvora u njoj. S ciljem da se dobije maksimalni pad nosivosti, otvor je postavljen uz lice stuba. Eksperimentalna analiza pokazala je da je sila koja izaziva lom u ploči S3 manja od sile loma ploče S1 za približno 26%.

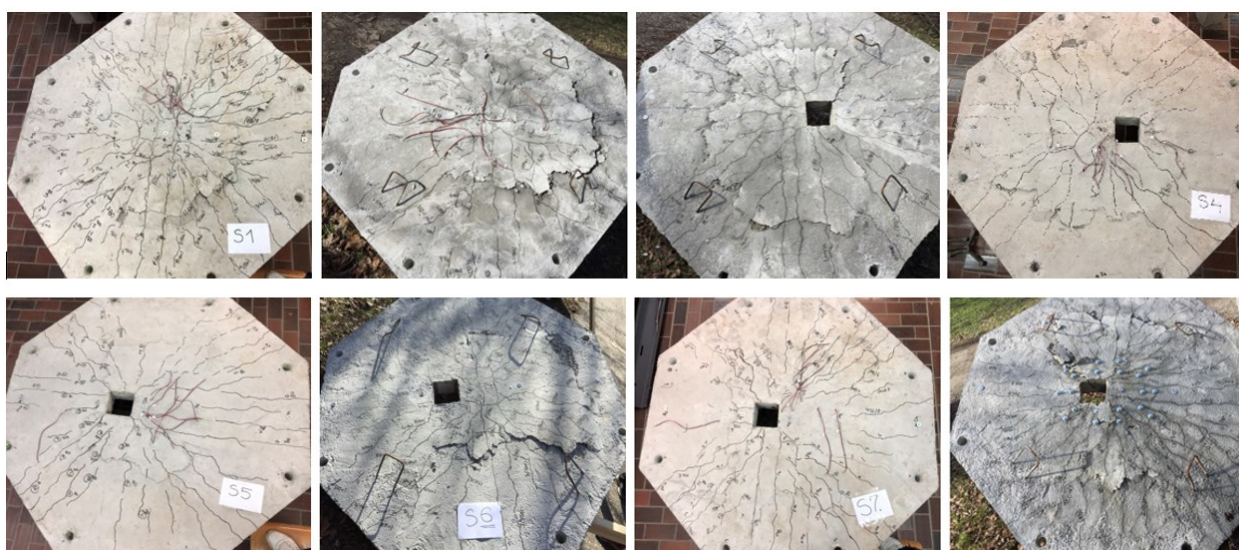
Kombinacija ekscentričnog opterećenja i prisustva otvora uz lice stuba razmatrana je na pločama S4 i S5. Ove dve ploče se razlikuju međusobno samo po položaju otvora u odnosu na opterećenje ploče. Ploča S4, sa otvorom na suprotnoj strani od sile koja se na stub nanosi, imala je nosivost veću za približno 18% u odnosu na ploču sa otvorom na strani gde i opterećenje deluje (S5). Ukoliko uporedimo sile loma ovih ploča sa silom loma ekscentrično opterećene ploče bez otvora (S2), smanjenje izazvano pojavom otvora u ploči S4 je svega 12%, dok je za ploču S5 znatno veće, i iznosi 25%. Poređenjem ploča S4 i S5 sa centrično opterećenom pločom sa otvorom (S3), dobija se redukcija nosivosti ploča sa otvorom pri prenošenju ekscentrične sile sa stuba. Smanjenje nosivosti ploče pojavom ekscentriciteta sile za ploču S4 iznosilo je 10%, dok je za ploču S5 iznosilo 24%. Na kraju, ukoliko uporedimo nosivost ploča S4 i S5 sa pločom S1, smanjenje koje se javilo je 33% i 43%, respektivno.

Pločama S6 i S7 imalo se za cilj analizirati nosivost ekscentrično opterećene ploče sa otvorom uz lice pravougaonog stuba. Ploča (S6) sa otvorom na suprotnoj strani od dejstva sile imala je veću nosivost u odnosu na ploču S7 za približno 17%. Ovo je pokazalo dobru usklađenost sa povećanjem nosivosti ploče S4 u odnosu na S5. Porast sile loma usled povećanja dimenzija stuba ocenjuje se upoređivanjem ploče S4 i S6, odnosno S5 i S7. Ovo povećanje pokazalo je dobru usklađenost za oba slučaja. Nosivost ploče S6 bila je veća za približno 33% u odnosu na S4, da bi to povećanje za ploče S7 u odnosu na S5 iznosilo 34%.

Eksperimentalna analiza ploče S8 za cilj je imala oceniti povećanje sile probijanja sa ojačanjem ploče visokovrednim zavrtnjima. Ploča sa najmanjom nosivosti na probijanje od prethodnih 7 analiziranih (S5), ojačana je sa 20 M10 vijaka prednapregnutih na punu silu zatezanja. Ojačanjem ploče na ovaj način postiglo se povećanje nosivosti za 62% u odnosu na istu ploču bez ojačanja sa vijcima (S5). Rezultati eksperimentalne analize su pokazali da se naknadnim ojačanjem ploče vijcima može u potpunosti nadoknaditi smanjenje nosivosti ploče izazvano prisustvom otvora u ploči i/ili pojavom ekscentriciteta sile. Odnosno, poređenjem ploče S8 sa S3 primećujemo da je nosivost ploče ojačane vijcima veća za 23% u odnosu na centrično opterećenu ploču sa otvorom, a povećanje nosivosti ploče S8 u odnosu na ekscentrično opterećenu ploču S2 je 21%. Sila loma ploče ojačane vijcima uz prisustvo otvorom na strani

delovanja ekscentrične sile manja je za svega 8% od sile koja izaziva lom u centrično opterećenoj ploči bez otvora (S1).

Slikom 122 prikazane su prsline koje su se javile usled probijanja ploča. U početku se formiraju samo radijalne prsline, od kojih se najčešće prva javljala u uglovima otvora i širila se prema obimu ploče. Pri višim stepenima opterećenja obrazuju se i kvazi kružne prsline, od kojih ona sa najvećim prečnikom formira površ probijanja. Površ probijanja je skoncentrisana prema opterećenju koje izaziva probijanje ploče, te se za centrično opterećene ploče S1 i S3 ona nalazi neposredno oko oslonca, a kod ekscentrično opterećenih ploča površ probijanja, uglavnom, prati polžaj ekscentričnog opterećenja.

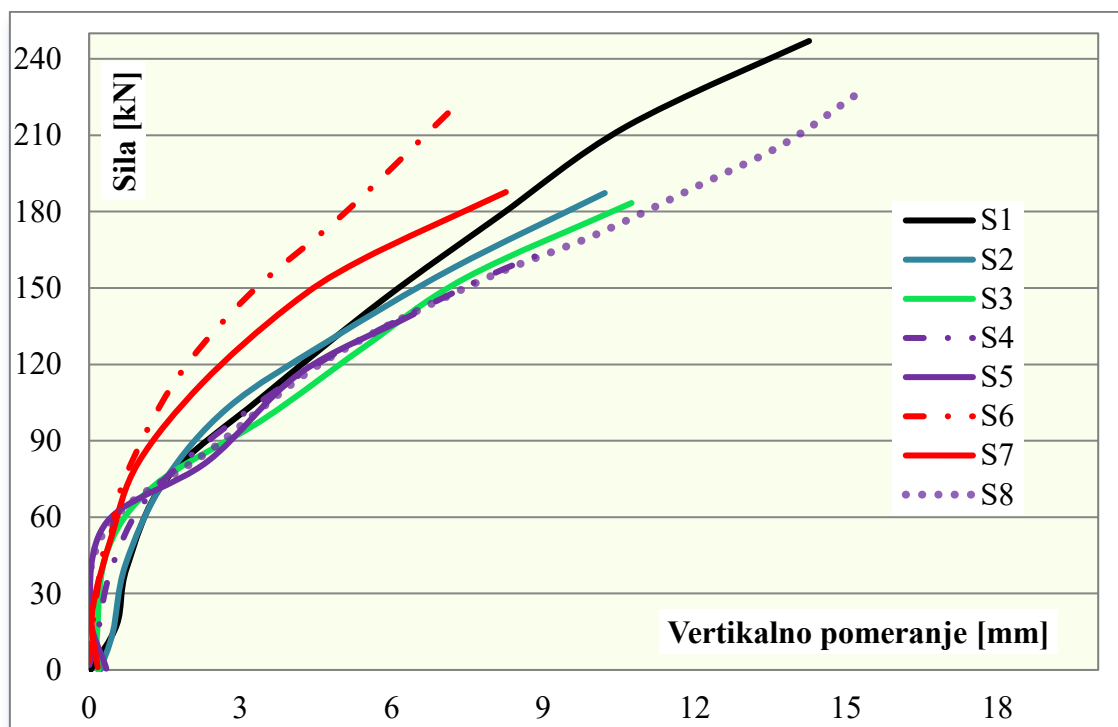


Slika 122: Raspored prsline po zategnutim površinama analiziranih ploča

Površ probijanja je nagnuta površ koja formira konus probijanja i poklapa se sa unutrašnjom dijagonalnom prsline. Pojavu dijagonalne unutrašnje prsline prilikom nanošenja opterećenja na ploču sa otvorom uz lice stuba primećena je najčešće u osmom ili devetom koraku opterećenja. Međutim, preciznije određivanje pojave dijagonalne prsline u ploči određujemo sa dijagrama opterećenje – ugib ploče. Za vrednosti sile pri kojoj se naglo menja nagib krive, smatra se da je izazvala pojavu unutrašnje prsline u ploči. Za sve ploče osim S8, ova prsline se javila usled opterećenja od 30-40% od graničnog, dok se kod ploče S8 nagib krive menja približno na 20% od sile koja izaziva lom ploče.

Deformacija ploče je najvećim delom skoncentrisana u blizini opterećenja koje izaziva probijanje, odnosno skoncentrisana je u području između opterećenja i površi probijanja. Odnos opterećenja i maksimalnog ugiba svake ploče prikazan je slikom 123. Krive na dijagramu predstavljaju tok povećanja ugiba sa porastom opterećenja za sve analizirane ploče. Kako se ne

javlja značajno povećanje deformacija ploče, lom se javlja iznenadno, pa se probijanje smatra uzrokom loma.



Slika 123: Veza maksimalnog ugiba ploče i opterećenja

Još jedna potvrda da je lom ploče nastao usled probijanja su izmerene dilatacije u armaturi ploče. Pri graničnoj sili koja je izazvala lom, napon koji odgovara izmerenim dilatacijama u armaturi nije dostigao napon tečenja, a poznato je da lom usled probijanja nastaje pre nego što zategnuta armatura uđe u oblast tečenja, što je u svim analiziranim pločama bio slučaj.

4. NUMERIČKO MODELIRANJE AB PLOČA PRIMENOM METODE KONAČNIH ELEMENATA

4.1. Uvod

U ovom poglavlju prikazano je numeričko modeliranje armiranobetonskih ploča primenom metode konačnih elemenata. Modeliranje je izvršeno u softverskom programu Abaqus 6.13-1. Abaqus predstavlja paket programa koji nudi preciznu statičku i dinamičku analizu za složene 2D i 3D modele. Za analiziranje betona ovaj program nudi više različitih konstitutivnih modela od kojih je za modeliranje ploče izabran metod zasnovan na principu krtog loma (Concrete damaged plasticity model), dok je modeliranje stuba opisano preko linearno elastičnog modela. Čelik za armiranje modeliran je bilinearnom krivom kao elastičan-idealno plastičan materijal. Svi primenjeni materijali, osim zavrtnjeva, modelirani su sa eksperimentalno utvrđenim mehaničkim osobinama.

Za modeliranje betona stuba i ploče primenjen je šestostrani element sa osam čvorova C3D8R, dok je modeliranje armature izvršeno sa T3D2 elementom. Element C3D8R je element opšte namene sa po tri stepena slobode u svakom čvoru, odnosno sa translacijama u pravcu x , y i z osa. Element T3D2 je određen sa dva čvora i površinom poprečnog preseka, a namenjen je za modeliranje aksijalno zategnutih ili pritisnutih štapova. Oba čvora imaju tri stepena slobode. Prilikom modeliranja metodom konačnih elemenata težiće se dobijanju što realnijih stanja testiranih modela kako bi se omogućila provera uticaja različitih parametara na nosivost ploče na probijanje bez sprovođenja skupih eksperimentalnih ispitivanja.

4.2. Concrete damaged plasticity (CDP) model

Ovaj model se prvi put pojavljuje kao model Barselona [89], da bi 1998. godine bio izmenjen od strane Lee i Fenves [90]. Oblik funkcije razvlačenja definisan je prema jednačini:

$$F = \frac{1}{1 - \alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\varepsilon^{pl})\langle\bar{\sigma}_{max}\rangle - \gamma\langle-\bar{\sigma}_{max}\rangle) - \bar{\sigma}_c(\varepsilon^{pl})$$

Koeficijent α se računa prema jednačini

$$\alpha = \frac{\sigma_{bo}/\sigma_{co} - 1}{2\sigma_{bo}/\sigma_{co} - 1}, \quad 0 \leq \alpha \leq 0.5$$

gde σ_{bo} i σ_{co} označavaju biaksijalnu i jednoaksijalnu čvrstoću betona na pritisak, respektivno. Podrazumevana vrednost odnosa σ_{bo}/σ_{co} prema Abaqusu [91] je 1.16. Vrednost u zagradi $\langle \cdot \rangle$ se računaju kao: $\langle x \rangle = \frac{1}{2}(|x| + x)$.

\bar{p} označava hidrostatički napon pri pritisku, a \bar{q} Mises-ov ekvivalentni efektivni napon. Funkcija $\beta(\varepsilon^{pl})$ je u funkciji tečenja kada je glavni algebarski maksimalni efektivni napon $\bar{\sigma}_{max}$ pozitivan. Efektivni napon u CDP modelu je definisan kao: $\bar{\sigma} = E_o(\varepsilon - \varepsilon^{pl})$. Takođe, $\beta(\varepsilon^{pl})$ se računa prema:

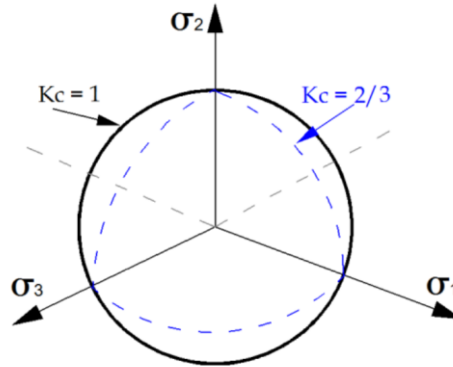
$$\beta(\varepsilon^{pl}) = \frac{\bar{\sigma}_c(\varepsilon_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\varepsilon_t^{pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha)$$

gde su $\bar{\sigma}_c(\varepsilon_c^{pl})$ i $\bar{\sigma}_t(\varepsilon_t^{pl})$ efektivni kohezivni napon za pritisak i zatezanje koji određuju veličinu površine razvlačenja. $\bar{\sigma}_{max} = 0$ za biaksijalni pritisak, pa je u tom slučaju jedini aktivni parametar α .

Oblik površine razvlačenja određen je parametrom γ :

$$\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1}, \quad 0.5 < K_c \leq 1$$

Parametar K_c u prethodnoj jednačini definiše oblik površine razvlačenja u devijacijskoj ravni (Slika 124).



Slika 124: Površine tečenja u ravni napona

$G(\sigma)$ je nepovezana Drucker-Prager-ova hiperbolička funkcija i definisana je prema:

$$G(\sigma) = \sqrt{(\varepsilon\sigma_{t0}\tan\psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p}\tan\psi$$

gde je ε ekscentričnost koja određuje brzinu kojom se funkcija plastičnog potencijala približava asimptoti, σ_{t0} napon zatezanja i ψ ugao dilatacije meren u ravni $p - q$ pri visokom pritisku. Prema ABAQUS-u [91] preporučena vrednost za ekscentricitet je 0.1. Povećanjem vrednosti

ekscentriciteta dobija se više zakrivljena funkcija potencijala, pri čemu ugao raste naglo kako se pritisak smanjuje.

Oštećenje je u CDP modelu uključeno prema:

$$\sigma = (1 - d)\bar{\sigma} = (1 - d)E_0 : (\varepsilon - \varepsilon^{pl})$$

gde d predstavlja koeficijent oštećenja definisan u zavisnosti od pritiska i zatezanja, d_c i d_t , kao:

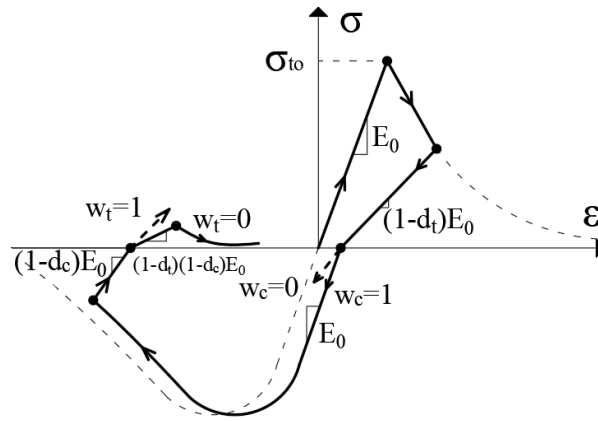
$$(1 - d) = (1 - s_t d_c)(1 - s_c d_t)$$

gde s_t i s_c opisuju povratnu krutost pri zatezanju i pritisku:

$$s_t = 1 - w_t r(\sigma)$$

$$s_c = 1 - w_c (1 - r(\sigma))$$

w_t i w_c su faktori težine, $r(\sigma)$ je smer težine koju određuje glavni napon. Koeficijent oštećenja ima vrednost od 0 (neoštećen materijal) do 1 (potpuno oštećen materijal).



Slika 125: Jednoosalni ciklus opterećenja (zatezanje-pritisk-zatezanje) uz pretpostavku zadatih vrednosti koeficijenata za povratnu krutost: $w_t = 0$; $w_c = 1$.

Uvođenjem viskoznog parametra (μ) tenzor plastične deformacije se nadograđuje i oštećenje se izvodi pomoću dodatnog vremena relaksacije. Sledeća jednačina prikazuje odnos između vrednosti dilatacije pomoću viskoplastične regularizacije:

$$\dot{\varepsilon}_v^{pl} = \frac{1}{\mu} (\varepsilon^{pl} - \varepsilon_v^{pl})$$

Korištenjem viskoznog koeficijenta, viskoplastični inkrement oštećenja je određen kao:

$$\dot{d}_v = \frac{1}{\mu} (d - d_v)$$

Veza između napona i dilatacije prema viskoplastičnom modelu dobija se prema:

$$\sigma = (1 - d_v)E_0 : (\varepsilon - \varepsilon_v^{pl})$$

Kako bi se opisala kriva napona dilatacija pri pritisku za beton, potrebno je prvo izračunati neelastičnu dilataciju:

$$\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_0}$$

Plastična dilatacija je jednaka:

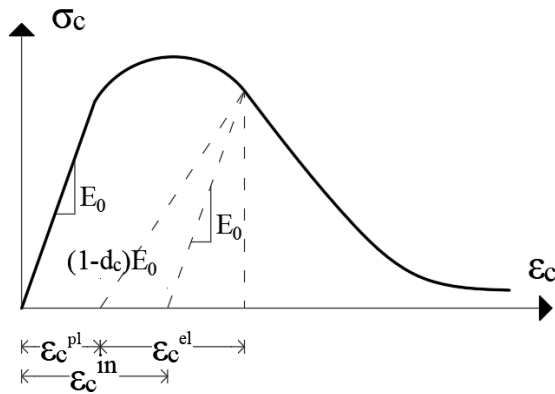
$$\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{in} - \frac{d_c}{(1-d_c)} \frac{\sigma_c}{E_0}$$

pa je elastična dilatacija:

$$\varepsilon_c^{el} = \varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}$$

Koeficijent oštećenja za pritisak je jednak:

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{\varepsilon_c^{el} E_0}$$



Slika 126: Dijagram određivanja neelastične pritisnute dilatacije ε_c^{in}

Za određivanje krive napon-dilatacija usled zatezanja potrebno je prvo sračunati dilataciju:

$$\varepsilon_t^{ck} = \varepsilon_t - \frac{\sigma_t}{E_0}$$

zatim plastičnu dilataciju:

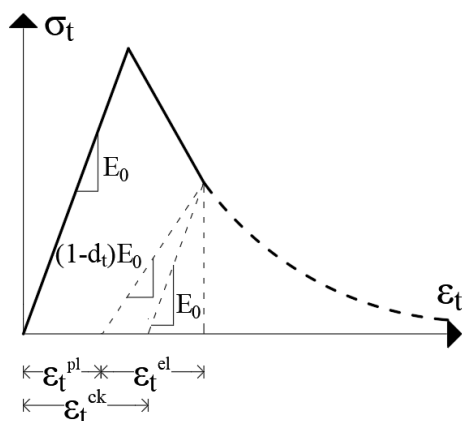
$$\varepsilon_t^{pl} = \varepsilon_t^{ck} - \frac{d_t}{(1-d_t)} \frac{\sigma_t}{E_0}$$

pa se elastična dilatacija računa kao:

$$\varepsilon_t^{el} = \varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}$$

Koeficijent oštećenja za zatezanje je jednak:

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{\varepsilon_t^{el} E_0}$$



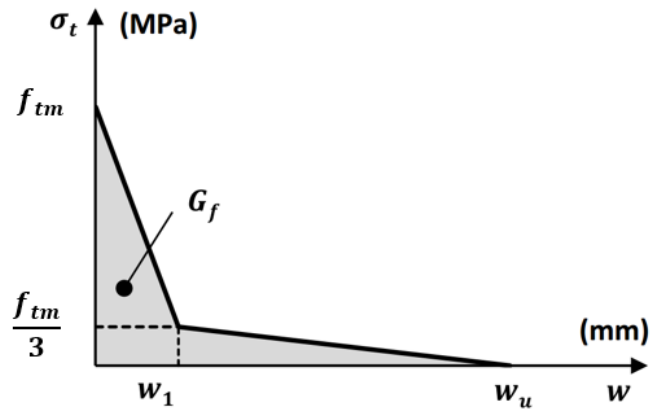
Slika 127: Dijagram određivanja dilatacije ε_t^{ck}

Jednoznačna kriva napon-neelastična dilatacija automatski se pretvara u ABAQUS u krivu napon-plastična dilatacija. Za vizualizaciju prslina, betonski oštećeni plastični model pretpostavlja da prsline nastaju u mestima gde je odgovarajuća plastična dilatacija zatezanja veća od nule, a maksimalna glavna plastična dilatacija je pozitivna. Pretpostavlja se da je smer prslina paralelan s smerom najveće plastične dilatacije.

4.3. Usvojeno modeliranje materijala

Modeliranje betona ugrađenog u AB ploče opisano je sa naponsko-deformacijskim dijagramima prikazanim na slikama 126 i 127. Veza napona i dilatacije pri zatezanju betona je linearna do vrednosti f_{tm} . Nakon pojave prslina, silazna grana je modelirana postupkom omekšavanja, koja se završava dilatacijom zatezanja ε_u , gde je rezidualna čvrstoća zatezanja nula (Slika 129). Beton se u zategnutoj zoni može okarakterisati sa vezom napon-prslina, umesto sa zavisnošću napon i dilatacija zbog njenog krhkog ponašanja. Odnos napona i prsline može se opisati na različite načine, linearnim, bilinarnim ili eksponencijalnim omekšavanjem pri zatezanju. U ovom istraživanju koristiće se bilinearna kriva koja se dobija prema slici 128, gde je f_{tm} maksimalna čvrstoća na zatezanje, a G_f energija loma betona predstavljena površinom ispod krive napon-prslina. Energija loma G_f zavisi od čvrstoće betona i veličine zrna agregata, i može se sračunati prema [87]:

$$G_f = 0.073 f_{cm}^{0.18}$$



Slika 128: Veza napona zatezanja i širine prsline

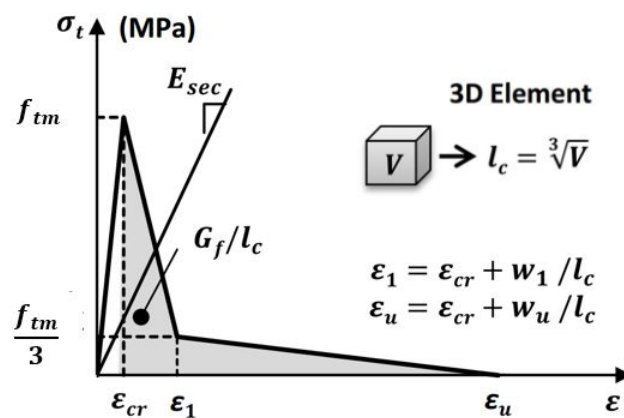
Širina prsline w_1 određuje se prema:

$$w_1 = 0.8 \frac{G_f}{f_{tm}}$$

dok se granična širina prsline računa kao:

$$w_1 = 3.6 \frac{G_f}{f_{tm}}$$

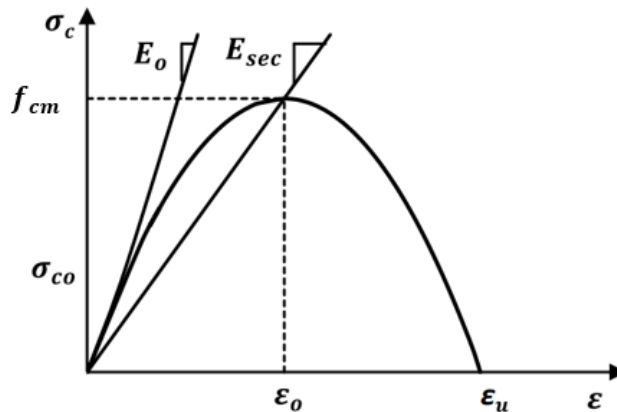
Prema ABAQUS-u, jedan od mogućih načina da se minimizira lokalizacija loma je usvajanje odnosa napon-dilatacija pri zatezanju. Dilatacija zatezanja se može odrediti deljenjem širine prsline (w) sa karakterističnom dužinom elementa l_c koja zavisi od veličine i oblika mreže konačnih elemenata, kao i od pravca prsline [92]. Za 3D elemente prvog reda karakteristična dužina se prihvata kao kubni koren zapremine elementa. Grafički prikaz veze napona i dilatacija pri zatezanju prikazan je na slici 129.



Slika 129: Veza napona zatezanja i dilatacije

Veza napona i dilatacije pri pritisku betona može se ostvariti sa Hognestad-ovom parabolom (Slika 130). Dijagram napon-dilatacija usled pritiska betona može se podeliti u tri domena. Prvi predstavlja linearno-elastični deo, određen početnim modulom elastičnosti E_0 . Linearni deo dijagrama se završava kada napon dostigne vrednost $\sigma_{c0} = 0.4f_{cm}$, gde je f_{cm} srednja vrednost čvrstoće betonskog cilindra pri pritisku. Drugi deo krive opisuje uzlazni ogranak krive napon-dilatacija pri opterećenju na pritisak do maksimalnog opterećenja kome odgovara dilatacija: $\varepsilon_0 = 2f_{cm}/E_{sec}$. Sekantni modul elastičnosti određuje se prema: $E_{sec} = 5000\sqrt{f_{cm}}$. Treći deo krive napon-dilatacija je deo nakon dostizanja maksimalnog napona, koji se završava graničnom dilatacijom ε_u . Drugi i treći deo krive određuje se prema izrazu:

$$\sigma_c = f_{cm} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]$$



Slika 130: Veza napona pritiska i dilatacije

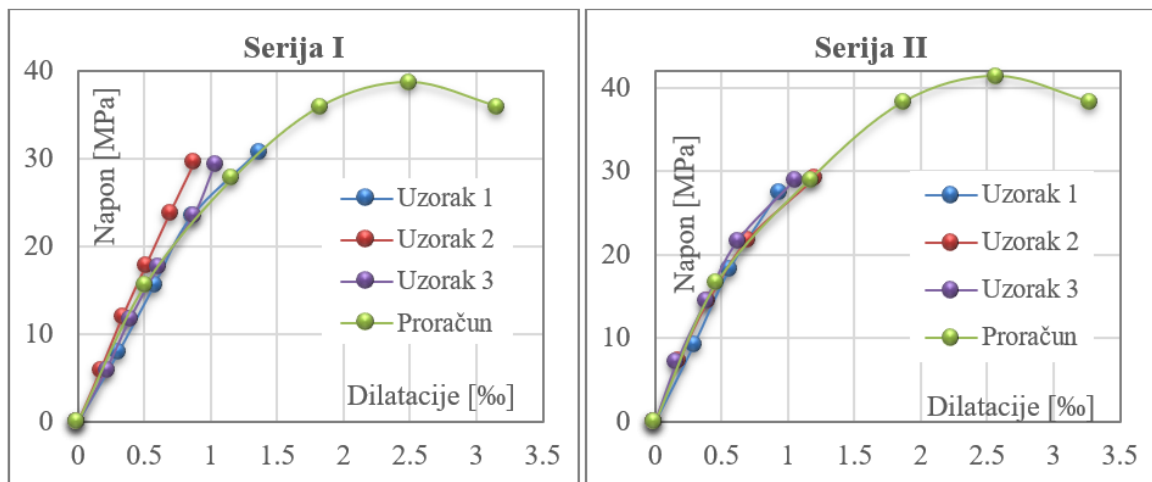
Za karakteristike materijala usvojene su eksperimentalno određene vrednosti (Poglavlje 3.4.), i to:

Tabela 51: Usvojene karakteristike materijala za modeliranje AB ploče

	Seriya I	Seriya II
f_{cm} [MPa]	38.73	41.39
f_{tm} [MPa]	3.09	3.21
E_0 [GPa]	30.99	32.08
ν [--]	0.170	0.173

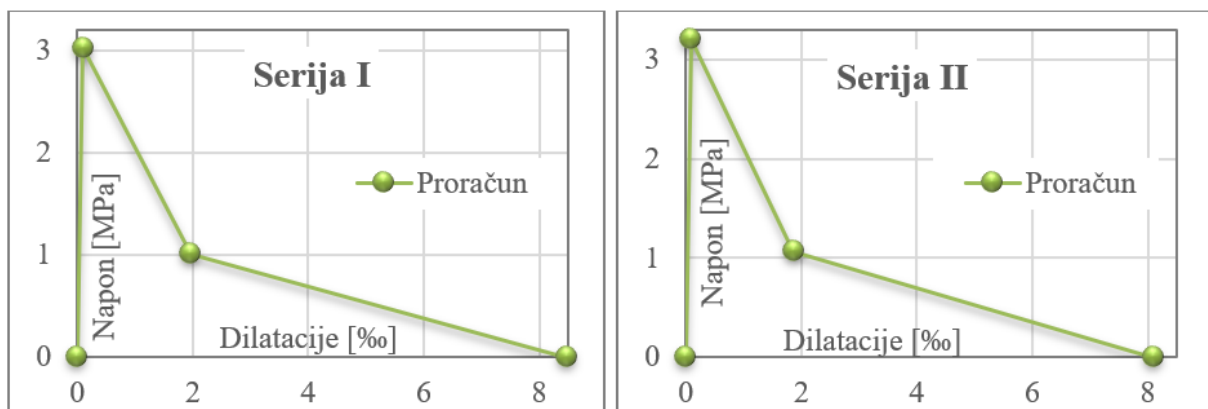
f_{cm} - srednja vrednost čvrstoće betonskog cilindra pri pritisku
 f_{tm} - maksimalni napona zatezanja
 E_0 - početni modul elastičnosti
 ν - Poisson-ov koeficijent
 Seriya I – Ploče S1, S4, S5 i S7
 Seriya II – Ploče S2, S3, S6 i S8

Dijagram koji opisuje ponašanje betona pri pritisku prema jednačinama datim u ovom poglavlju i usvojene karakteristike materijala (Tabela 51), upoređeni su sa naponsko-deformacijskim dijagramom betona eksperimentalno ispitanim na prizmama 10x10x40 cm (Slika 131).



Slika 131: Računski naponsko-deformacijski dijagram usled pritiska

Računski dijagram koji opisuje ponašanje betona usled zatezanja prikazan je slikom 132.



Slika 132: Računski naponsko-deformacijski dijagram usled zatezanja

Beton ugrađen u stubove modeliran je kao linearno elastičan materijal sa laboratorijski određenim fizičko-mehaničkim karakteristikama (Tabela 52):

Tabela 52: Usvojene karakteristike materijala za modeliranje AB stuba

	Seriya I	Seriya II
f_{cm} [MPa]	58.98	58.15
E_o [GPa]	39.46	40.26
ν [-]	0.168	0.166
γ_b [kg/m ³]	2343	2339

f_{cm} - srednja vrednost čvrstoće betonskog cilindra pri pritisku

E_o - početni modul elastičnosti

ν - Poisson-ov koeficijent

γ_b - zapreminska masa

Čelik od koga je izvedena armatura i vijci modeliran je preko jednoaksijalne veze napona i dilatacije sa Young-ovim modulom elastičnosti i Poisson-ovim koeficijentom. Plastično

ponašanje definisano je preko tabelarne forme, koja uključuje napon na granici razvlačenja (f_y) i njemu odgovarajuću plastičnu deformaciju ε_y . Odnosno, čelik je modeliran kao bilinearan elastičan-idealno plastičan model bez ojačanja.

Tabela 53: Usvojene karakteristike materijala za modeliranje čelika

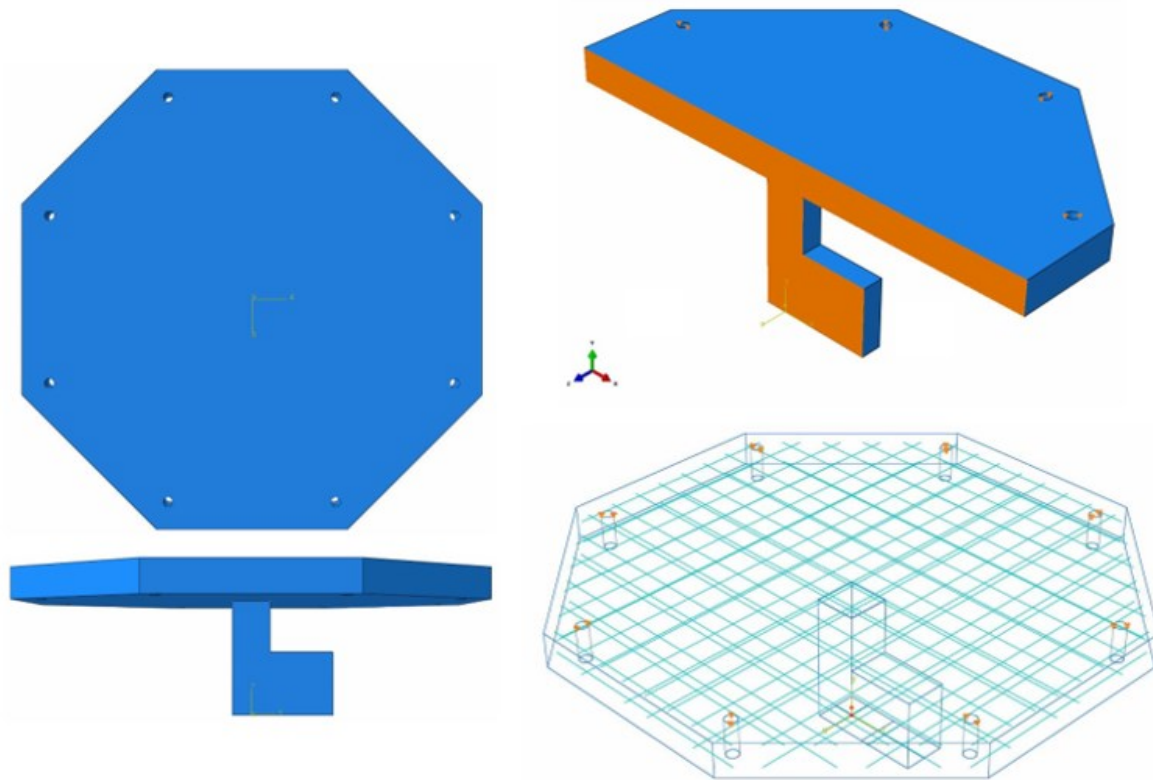
	Armatura	Vijci
f_y [MPa]	595	800
ε_y [‰]	2.87	-
E [GPa]	207	200
ν [-]	0.3	0.3

E – modul elastičnosti
 ν – Poisson-ov koeficijent

4.4. Kalibracija usvojenog modela

Da bi se kalibrirala usvojena metoda modeliranja, numerički određeno ponašanje ploče usled opterećenja koje izaziva lom će se uporediti sa eksperimentalno izmerenim vrednostima. Za potrebe kalibracija odabrana je centrično opterećena ploča S1, oslonjena na stub kvadratnog poprečnog preseka. Za modeliranje betona stuba i ploče primenjen je šestostrani element sa osam čvorova C3D8R, dok je modeliranje armature izvršeno sa T3D2 elementom. Element C3D8R je element opšte namene sa po tri stepena slobode u svakom čvoru. Element T3D2 je određen sa dva čvora i površinom poprečnog preseka, a namenjen je za modeliranje aksijalno zategnutih ili pritisnutih štapova. Oba čvora imaju tri stepena slobode.

Prilikom modeliranja uzoraka metodom konačnih elemenata, geometrija ploče i stuba, kao i položaj armature, modelirani su tako da u potpunosti odgovaraju stvarnim uzorcima. Vertikalni vijci, koji su provlačeni kroz otvore u uglovima ploče i koji su povezivali ploču sa zvezdastim osloncem, nisu modelirani. Sprečeno pomeranje ploče usled opterećenja modelirano je kao nepokretni linijski oslonac po obimu kružnih otvora sa zategnute površine ploče, zbog složenosti modela. Položaj kružnih otvora odgovarao je stvarnom položaju, pa se u svakom uglu ploče formirao po jedan kružni otvor. Opterećenje ploče vršeno je preko stuba, pri čemu se ekscentricitet postizao opterećenjem ploče preko kratkog elementa na dnu stuba. Opterećenje je predstavljeno u vidu koncentrisane sile, što je prikazano slikom 133. Slikom 133 je takođe prikazana i geometrija ploče, način oslanjanja i položaj armature za ploču S1.



Slika 133: Izgled i uslovi oslanjanja modela ploče S1

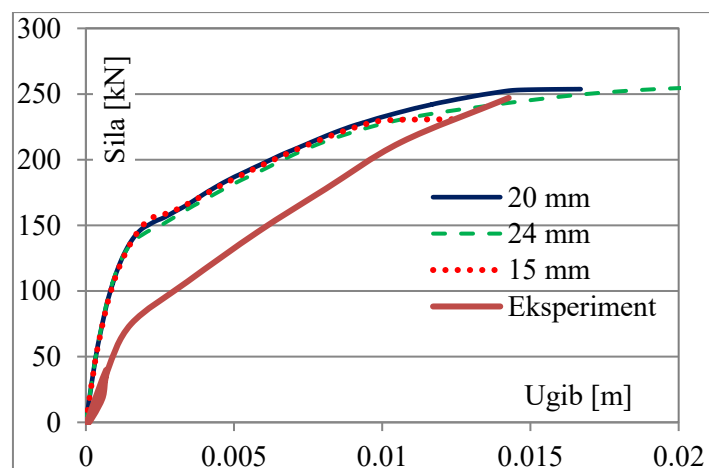
Kalibracija modela sprovedena je variranjem određenih parametara koji opisuju CDP model i povećanjem broja konačnih elemenata modela, odnosno izvršena je konvergencija mreže konačnih elemenata. Konvergentnost podrazumeva uzastopno približavanje numeričkih rešenja tačnoj vrednosti. Metodom konačnih elemenata konvergenciju ocenjujemo prema mreži konačnih elemenata i na osnovu dobijenih rezultata. Mreža se razlikuje po veličini konačnih elemenata i njihovom rasporedu. Povećanjem broja konačnih elemenata smanjuje se broj aproksimacija, te se dobijaju tačnija rešenja. Prema tome, ocena konvergencije se ostvaruje formiranjem sukcesivnih mreža različitih veličina, gde se proporcionalno smanjuje veličina konačnog elementa, a time povećava broj elemenata mreže. Sa najmanje tri uzastopne mreže različite po gustini, moguće je odrediti pravac približavanja numeričkog rešenja stvarnoj vrednosti. Prema tome, zavisnost broja elemenata na tačnost rešenja, odnosno stepen konvergencije, definisana je sa tri različite veličine konačnih elemenata: 24 mm, 20 mm i 15 mm. Veličina elementa mreže od 15 mm daje 8 elemenata kroz debljinu ploče, dok veličine elementa mreže od 20 mm i 24 mm daju 6 i 5 elemenata, respektivno. Odabrana veličina mreže od 24 mm smatra se donjom granicom u odabranim veličinama, jer manje od 5 elemenata kroz visinu ploče dovodi do distorzije elementa C3D8R. Rezultati dobijeni prilikom analize različitih veličina konačnih elemenata mreže prikazani su tabelom 54, pri čemu se za silu loma ploče

uzimala vrednost usled koje dolazi do značajnog povećanja deformacije ploče pri konstantnom intenzitetu opterećenja, tj. u trenutku kada kriva opterećenje-ugib prelazi u gotovo horizontalan položaj zbog izuzetno izraženih plastičnih deformacija pred lom usled probijanja.

Tabela 54: Konvergencija mreže konačnih elemenata

	Veličina konačnog elementa [mm]			Eksperiment
	15	20	24	
Ugib [mm]	10.22	14.35	112.90	14.27
Sila [kN]	230.03	252.69	275.35	246.99

Iako je konstitutivni zakon napona i dilatacije pri zatezanju vezan za veličinu konačnog elementa, rezultati su pokazali da veličina konačnog elementa i dalje utiče na numeričke rezultate. Zavisnost broja konačnih elmenata mreže se naročito ogleda u veličini ugiba usled sile loma (Slika 134).



Slika 134: Odnos opterećenja i deformacije u zavisnosti od veličine konačnih elemenata

Veličina mreže elemenata od 24 mm se pokazala kao gruba mreža, koja na duktilan i nerealan način opisuje ponašanje ploče. Veličina konačnog elementa od 15 mm pokazala kao mala, a element je približan veličini ugrađenog agregata u beton, pa se zbog toga ne može uzeti u obzir. Rezultati numeričke simulacije pokazali su da predloženi model sa veličinom konačnog elementa od 20 mm precizno određuje ugib usled sile koja izaziva lom ploče, dok se zavisnost sila/ugiba značajno razlikuju u odnosu na eksperimentalne vrednosti u ostalim fazama opterećenja. Međutim, numerička analiza pokazala je znatno duži linearni deo krive opterećenje – ugib nego što je to ekperimentalno određeno. Vrednost sile pri kojoj se naglo menja nagib krive prema metodi konačnih elemenata je približno 150 kN, dok je ova vrednost upola manja

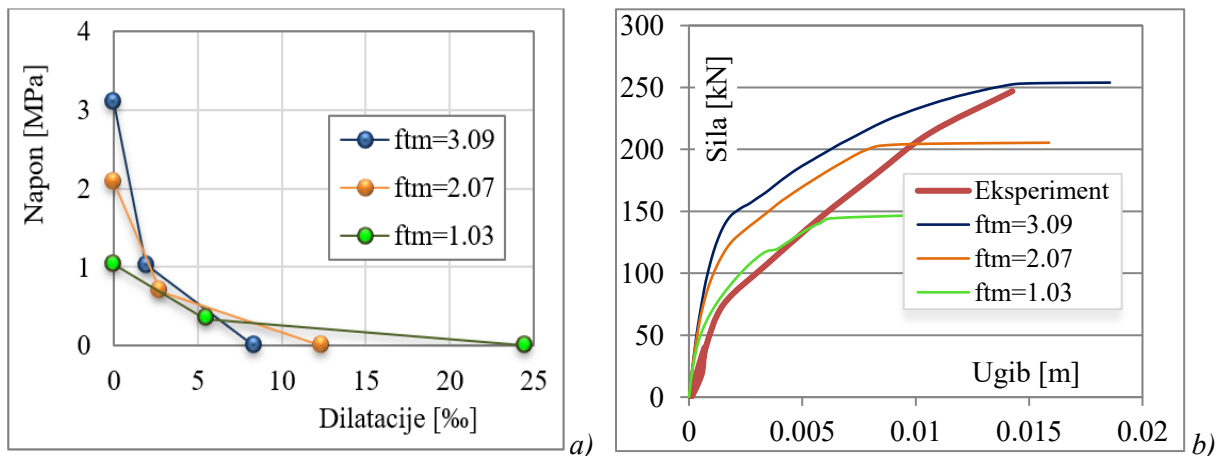
na eksperimentalno određenoj krivi. Iz tog razloga, maksimalna vrednost čvrstoće betona na zatezanje je smanjena, i određena prema izrazu u zavisnosti od čvrstoće betnona na pritisak:

$$f_{tm} = \frac{1}{3}\sqrt{f_{cm}} = 2.07 \text{ MPa}$$

i

$$f_{tm} = \frac{1}{6}\sqrt{f_{cm}} = 1.03 \text{ MPa}$$

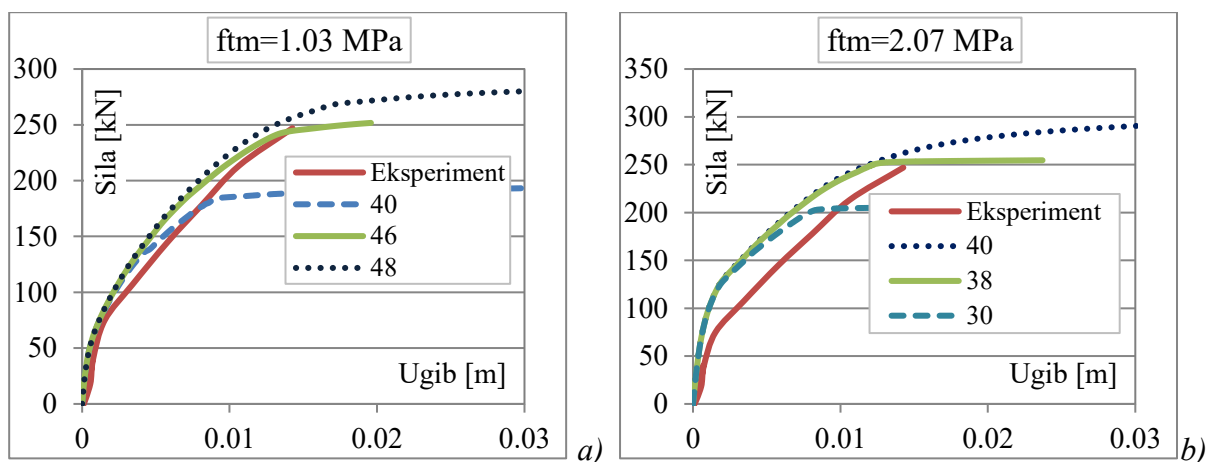
Proračunski dijagrami koji opisuju ponašanje betona usled zatezanja za različite maksimalne vrednosti čvrstoće na zatezanje prikazani su slikom 135-(a), a rezultati numeričke analize, promena deformacije usled povećanja opterećenja, za analizirane čvrstoće na zatezanje su prikazani slikom 135-(b).



Slika 135: Odnos opterećenja i deformacije u zavisnosti od čvrstoće betona na zatezanje

Rezultati analize potvrdili su da se sa smanjenjem maksimalne čvrstoće betona na zatezanje smanjuje i intenzitet sile usled koje dolazi do promene nagiba krive opterećenje-ugib. Odnosno, u ploči se pojavljuju prsline pri opterećenju manjeg intenziteta, što je i logično jer nosivost na probijanje ploče bez ojačanja zavisi od čvrstoće betona na zatezanje.

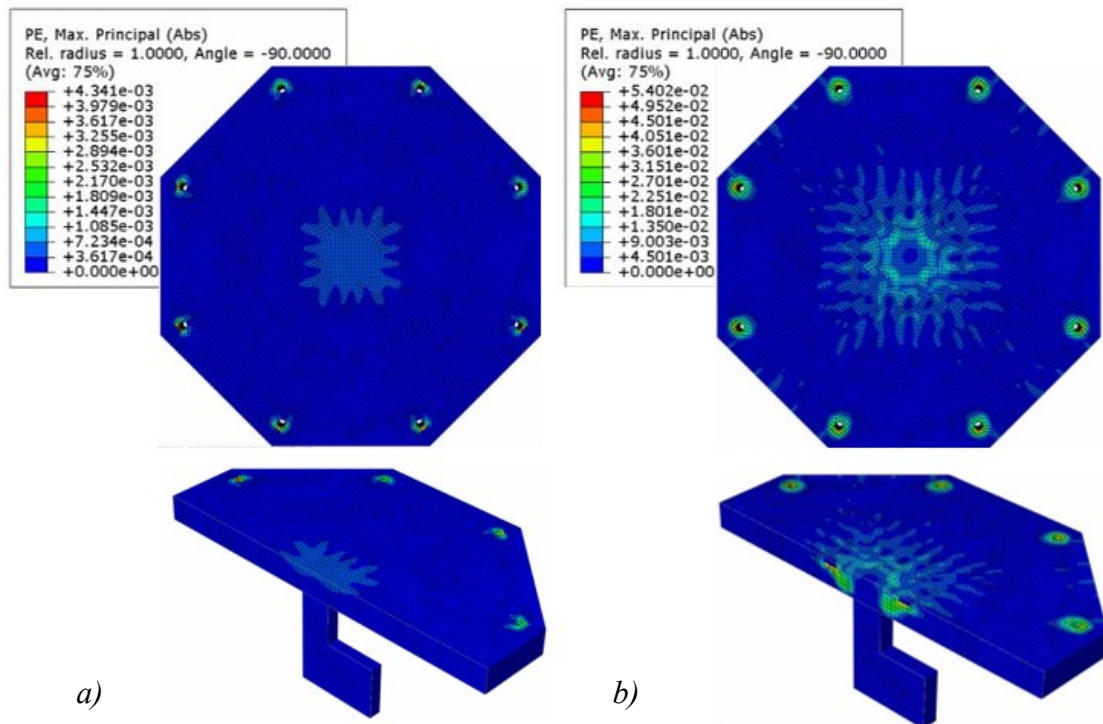
Smanjenje čvrstoće betona na zatezanje uticalo je i na silu loma, te se sa ovim smanjenjem pojavila značajna razlika između numeričkih i stvarne vrednosti sile usled koje je nastao lom ploče. Povećanje nagiba krive nakon pojave prsline u ploči moguće je postići promenom ugla dilatacije ψ . Numerička analiza sprovedena je za vrednosti $\psi = 30^\circ$, $\psi = 38^\circ$ i $\psi = 40^\circ$, za maksimalnu vrednost čvrstoće na zatezanje $f_{tm} = 2.07 \text{ MPa}$. Za vrednost $f_{tm} = 1.03 \text{ MPa}$, analizirane su četiri različite vrednosti ugla dilatacije $\psi = 30^\circ$, $\psi = 40^\circ$, $\psi = 46^\circ$ i $\psi = 50^\circ$.



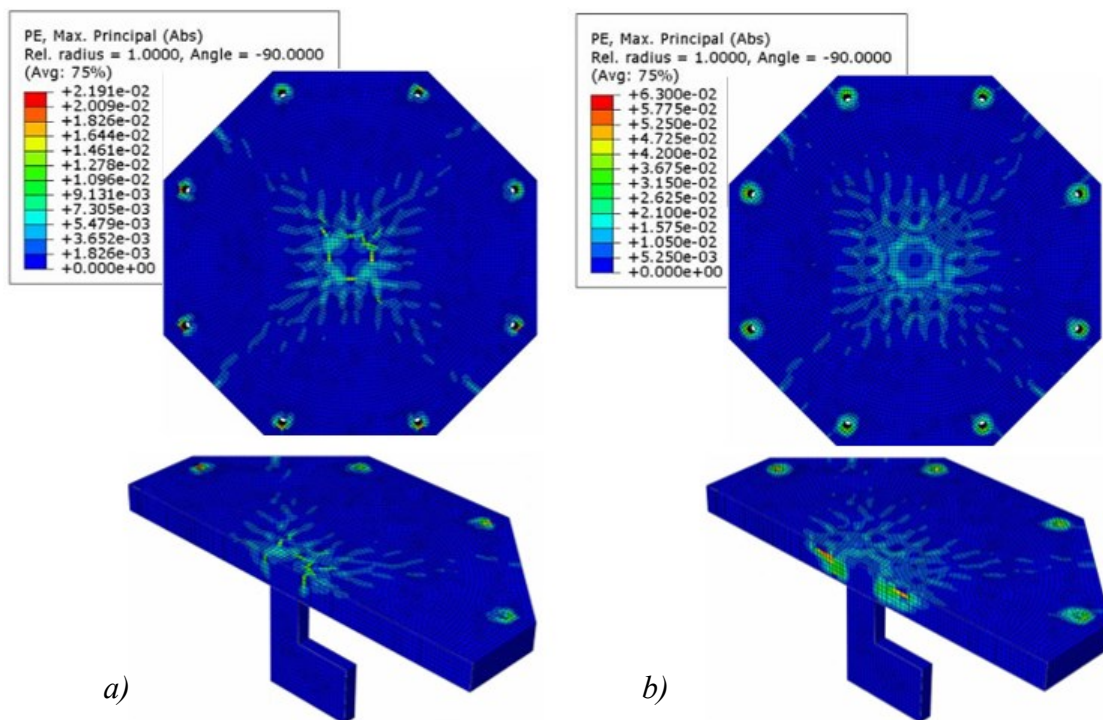
Slika 136: Odnos opterećenja i deformacije u zavisnosti od promene ugla dilatacije

Sa dijagrama se uočava da je za potrebe dostizanja eksperimentalne vrednosti sile loma, u model sa čvrstoćom na zatezanje $f_{tm} = 2.07 \text{ MPa}$ neophodno uvrstiti ugao dilatacije $\psi = 38^\circ$. Za model sa čvrstoćom na zatezanje od $f_{tm} = 1.03 \text{ MPa}$ potreban ugao dilatacije je znatno veći i iznosi $\psi = 46^\circ$. Ovom krivom dobija se najpribližniji numerički odgovor stvarnom ponašanju ploče usled opterećenja. Međutim, ukoliko se posmatra raspored prslina po zategnutoj površini ploče, sa uglom $\psi = 46^\circ$ prslina su najvećim delom skoncentrisane iznad stuba (slika 137), što nije bio slučaj kod eksperimentalnog ispitivanja gde su se u ploči prvo javljale prslina iznad uglova stuba i postepeno su se produžavale ka obimu ploče. Na slici 137-(a), prikazane su prslina usled sile od približno 70 kN, odnosno za intenzitet sile usled koje kriva opterećenje-deformacija menja svoj nagib. Usled ove sile, javljaju se samo površinske prslina u zaštitinom sloj betona što se može videti u preseku ploče. Povećavanjem sile na približno 100 kN u preseku ploče pojavljuje se kosa prslina, a sa daljim povećanjem opterećenja kosa prslina se širi i na kraju usled sile loma formira konus probijanja prikazan na slici 137-(b). Na istoj slici pod b) dat je raspored prslina usled sile loma, tj. pri dejstvu sile od približno 240 kN.

Sa smanjenjem ugla dilatacije ψ (Slika 138), dobija se preciznija raspodela prslina po zategnutoj površini ploče. U početnoj fazi opterećenja javljaju se prslina iznad uglova oslonca, a pri većim opterećenjima prslina se intenzivnije javljaju iznad oslonca formirajući konus probijanja usled sile loma. Iz tog razloga, da bi se numerički postigla sila loma i ugib koji su eksperimentalno određeni, pri čemu se teži da i raspored prslina odgovara stvarnoj raspodeli, u daljem analiziranju će se usvojiti čvrstoća na zatezanje od $f_{tm} = 2.07 \text{ MPa}$.



Slika 137: Rasprostiranje prslina u ploči za ugao $\psi = 46^\circ$



Slika 138: Rasprostiranje prslina u ploči za ugao $\psi = 38^\circ$

Sa dijagrama sa slike 139-(a) koji opisuju napon i dilatacije pri zatezanju vidi se da se sa smanjenjem maksimalne čvrstoće na zatezanje povećava granična dilatacija, a silazna grana

dijagrama ima blaži pad. Granična dilatacija u najvećoj meri zavisi od energije loma G_f koja se prema CEB-FIP Model Code 2010 [87] računa kao:

$$G_f = 0.073 f_{cm}^{0.18} = 0.141 N/mm$$

Ukoliko energiju loma sračunamo prema CEB-FIP Model Code 90 [95], granična dilatacija imaće manju vrednost, a pad silazne grane dijagrama napon-dilatacija će biti veći (Slika 139-(a)):

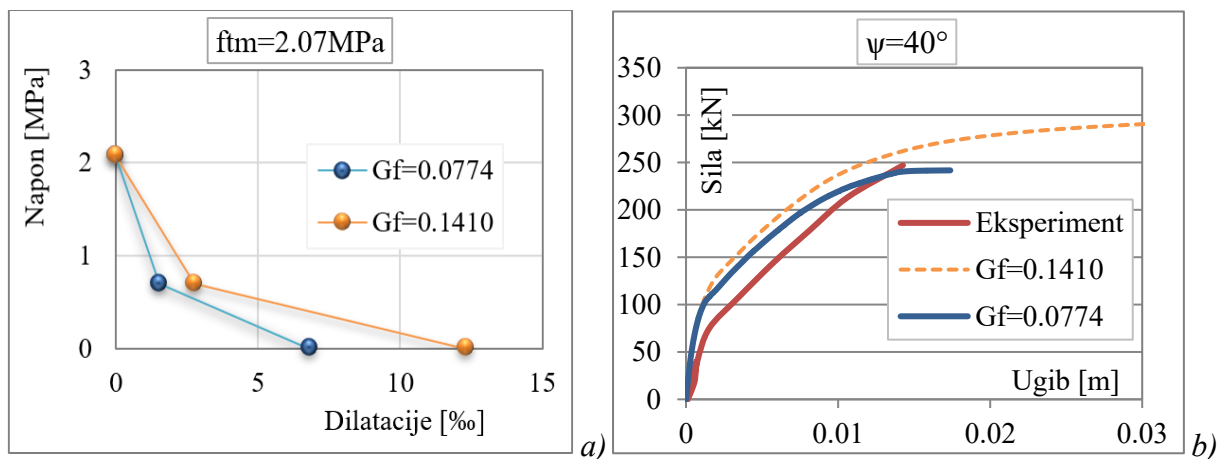
$$G_F = G_{fo} (f_{cm}/f_{cmo})^{0.7} = 0.0774 N/mm$$

gde je:

$$f_{cmo} = 10 MPa$$

$$G_{fo} = 0.030 N/mm \text{ za maksimalno zrno agregata } d_{max} = 16 mm$$

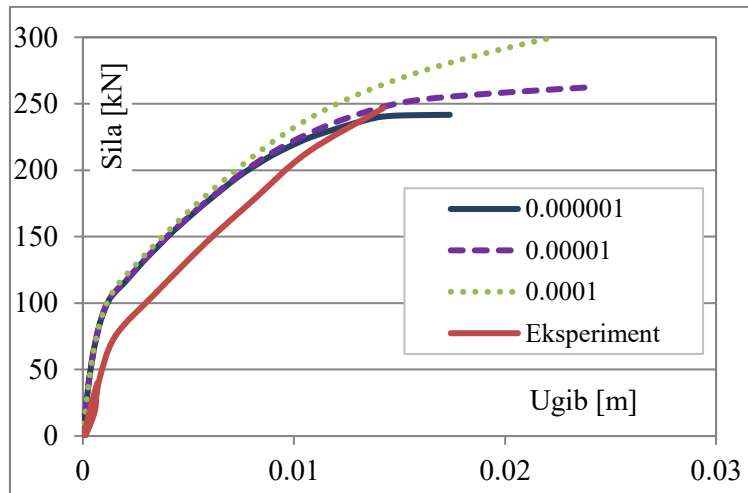
Zavisnost opterećenja i deformacije ploče usled promene vrednosti energije loma prikazana je na slici 139-(b). Prilikom numeričke analize za čvrstoću betona na zatezanje usvojeno je $f_{tm} = 2.07 MPa$, a za ugao dilatacije $\psi = 40^\circ$. Rezultati analize pokazali su da se izborom energije loma manjeg intenziteta ($G_F = 0.0774 N/mm$) dobija približniji odgovor ploče stvarnom, eksperimentalno određenom. Iz tog razloga, za sve naredne simulacije ploča biće usvojen ugao dilatacije $\psi = 40^\circ$ i primenjen izraz da određivanje energije loma: $G_F = G_{fo} (f_{cm}/f_{cmo})^{0.7}$.



Slika 139: Odnos opterećenja i deformacije u zavisnosti od promene energije loma

Kalibracija modela sprovedena je i za promenu viskozni parametar μ . Poznato je da viskozni parametar utiče na brzinu konvergencije modela u režimu omekšanja materijala. Da bi se izbeglo narušavanje rezultata potrebno je da vrednost ovog parametra bude približno 15% od veličine izabranog vremenskog koraka u Abaqusu. Zbog velike nelinearnosti pri analizi probijanja AB ploča, priraštaj vremena nije moguće fiksirati, te se on postavlja automatski.

Zbog toga će se uticaj viskoznog parametra na rezultate numeričke analize odrediti za tri različite vrednosti: $\mu=0.000001$, $\mu=0.00001$ i $\mu=0.0001$.



Slika 140: Odnos opterećenja i deformacije u zavisnosti od viskoznog parametra μ

Rezultati numeričke analize pokazali su da viskozni parametar čija je vrednost $\mu=0.000001$ najviše odgovara eksperimentalno izmerenim rezultatima, te će se ova vrednost usvojiti u svim daljim analizama.

Nakon što je utvrđeno da numerički određeni rezultati odgovaraju eksperimentalnim, isti model je primenjen na sve ostale eksperimentalno analizirane ploče. Za parametre kojima se opisuje CDP model u Abaqus-u usvojene su sledeće vrednosti: $Kc = 2/3$, $\psi = 40^\circ$, $\sigma_{bo}/\sigma_{co} = 1.16$, $e = 0.1$, $\mu = 0.000001$. Za veličinu konačnog elementa usvojena je vrednost od 20 mm. Maksimalna vrednost čvrstoće betona na zatezanje određena je uz zavisnost od čvrstoće betona na pritisak:

$$f_{tm} = \frac{1}{3} \sqrt{f_{cm}} = 2.07 \text{ MPa}$$

a energija loma prema CEB-FIP Model Code 90 [95]:

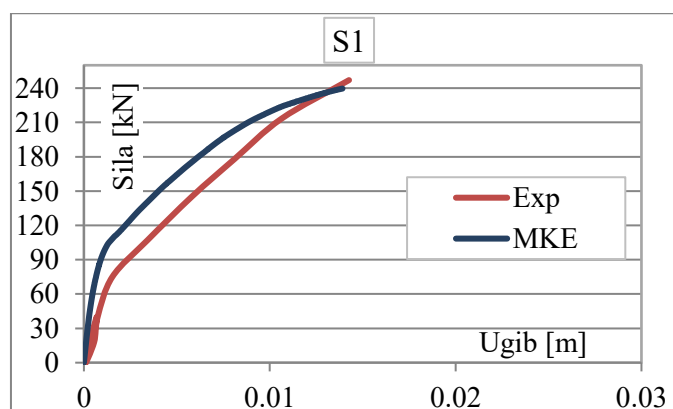
$$G_F = G_{fo} (f_{cm}/f_{cmo})^{0.7}$$

4.5. Rezultati numeričke analize

Nakon analize i kalibracije CDP modela na ploči S1, u ovom poglavlju usvojeni model će se primeniti za ocenu sile loma, deformaciju i stanje prslina usled opterećenja svih eksperimentalno ispitanih betonskih uzoraka. Nelinearna analiza je izvršena usled nanošenja opterećenja u koracima, gde se za silu loma ploče usvaja vrednost usled koje dolazi do značajnog povećanja deformacije ploče pri konstantnom intenzitetu opterećenja, tj. u trenutku kada kriva opterećenje-ugib prelazi u gotovo horizontalan položaj zbog izuzetno izraženih plastičnih deformacija pred lom usled probijanja. Rezultati određeni numeričkom analizom upoređiću se sa eksperimentalno određenim.

Ploča S1

Modeliranje kontrolne ploče S1, tj. centrično opterećene ploče bez otvora, detaljno je opisano u prethodnom poglavlju. Ploča S1 je najjednostavnija od 8 eksperimentalno analiziranih ploča, a kalibracija CDP modela je sprovedena za ovu ploču u cilju ocene primenjenog načina modeliranja i dobijenih rezultata pre nego što se modeliraju složeniji betonski uzorci. Na slici 141 prikazan je uporedni prikaz odgovora centrično opterećene ploče S1 dobijen metodom konačnih elemenata (MKE) i eksperimentalnim putem (Exp). Pri eksperimentalnom ispitivanju, lom u ploči nastupio je usled opterećenja od 246.99kN, pri čemu je maksimalna deformacija ploče iznad stuba bila 14.27mm. Rezultati numeričke analize pokazali su dobru usklađenost sa eksperimentom u pogledu granične sile i deformacije ploče usled sile loma (Tabela 55). Uočena razlika između merenih i numeričkih rezultata je u granicama od 3%, što predstavlja veoma dobro poklapanje rezultata. Mala odstupanja javila su se kod linearnog ponašanja ploče. Prema numeričkoj analizi, nelinearno ponašanje ploče nastaje nakon dostizanja sile od 100kN, dok prema eksperimentu, nelinearan odgovor ploče nastaje nakon dostizanja sile od približno 75kN.

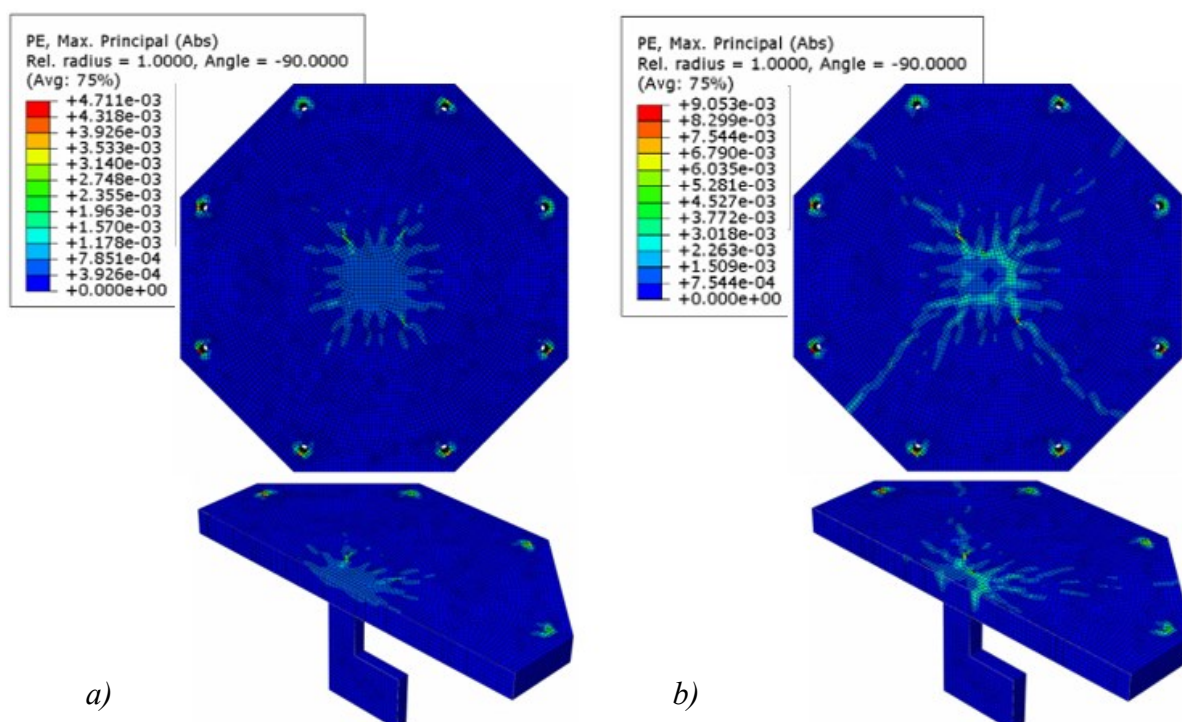


Slika 141: Veza opterećenja i deformacije u ploči S1

Tabela 55: Sila loma i deformacija ploče S1

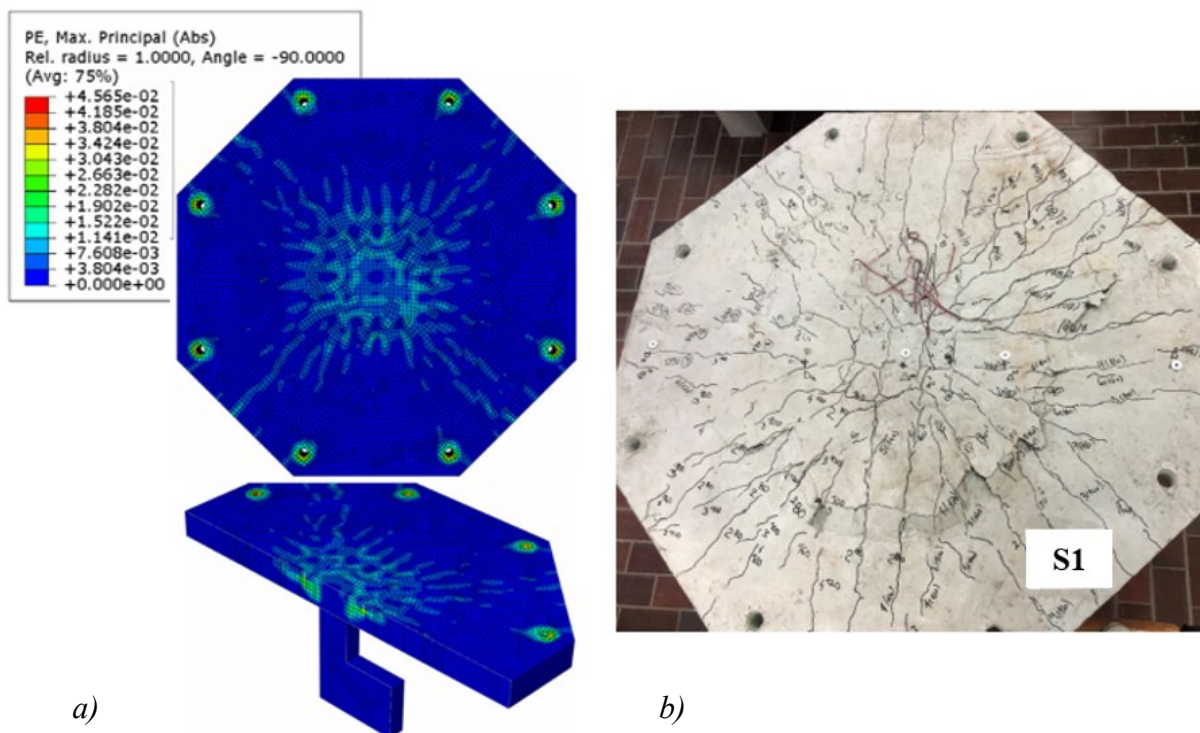
	MKE	Exp	Exp/MKE
Ugib [mm]	14.09	14.27	1.01
Sila [kN]	240.10	246.99	1.03

Stanje prslina usled opterećenja na modelu prikazano je slikom 142. Prve površinske prsline u modelu javile su se usled sile od 100kN, a pojavile su iznad opterećene površine, pri čemu su najintenzivnije prsline bile iznad uglova kvadratnog stuba. Prilikom eksperimentalnog ispitivanja prve prsline su primećene u sedmom koraku opterećenja, što odgovara sili od približno 75kN. Sa povećanjem opterećenja na približno 115kN u modelu se kreće formirati kosa prslina (Slika 142-(b)), koja se pri daljem povećanju sile širi i usled sile loma stvara konus probijanja.



Slika 142: Rasprostriranje prslina u ploči S1

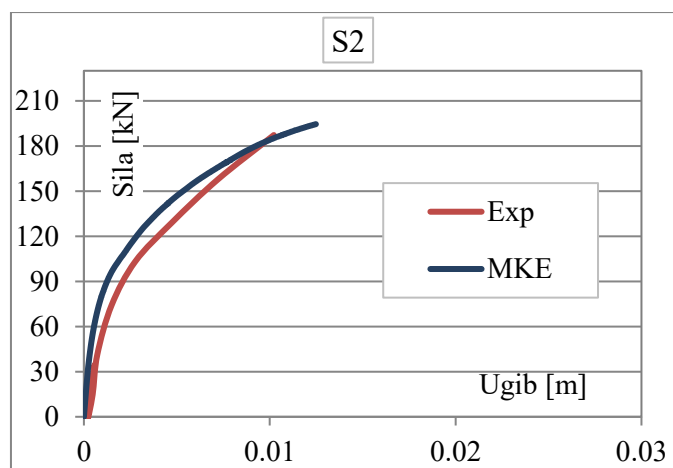
Na slici 143-(a) prikazano je rasprostriranje prslina usled sile loma na numeričkom modelu, kao i formiran konus probijanja kroz debljinu ploče. Sa slike 143 se zapaža veoma dobro poklapanje rasporeda prslina za numerički model i eksperimentalno ispitivan uzorak. Prsline su u oba slučaja skoncentrisane iznad opterećene površine i površi probijanja.



Slika 143: Rasprostiranje prslina u ploči S1 usled sile loma

Ploča S2

Modeliranje ekscentrično opterećene ploče S2 bez otvora vršeno je na isti način kao za prethodnu ploču. Na osnovu numeričkih rezultata određena je komparacija sa eksperimentalnim rezultatima u cilju ocene uspešnosti modeliranja. Dijagram na slici 144 prikazuju zavisnost sile i maksimalnog ugiba u ploči. Sa dijagrama se primećuje dobro poklapanje rezultata sve do sile loma, pri čemu je vrednost numeričkog ugiba ploče za silu u kojoj je nastao lom nešto veći od izmerenog.

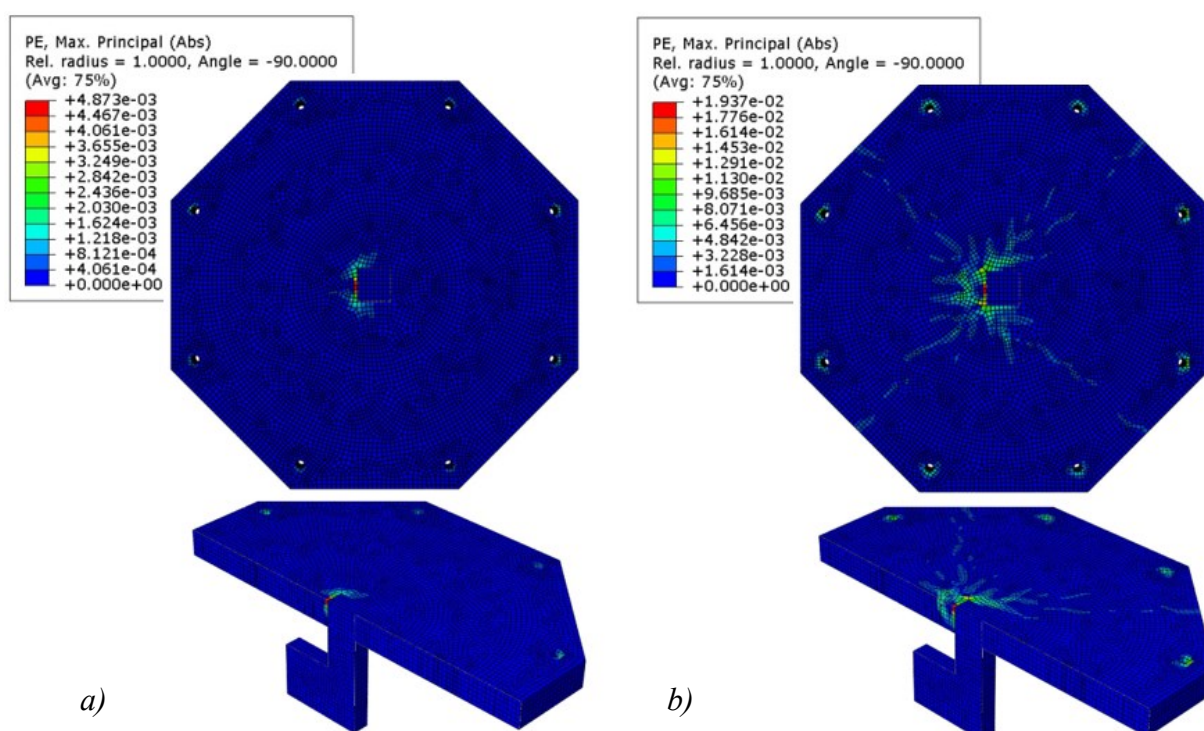


Slika 144: Veza opterećenja i deformacije u ploči S2

Tabela 56: Sila loma i deformacija ploče S2

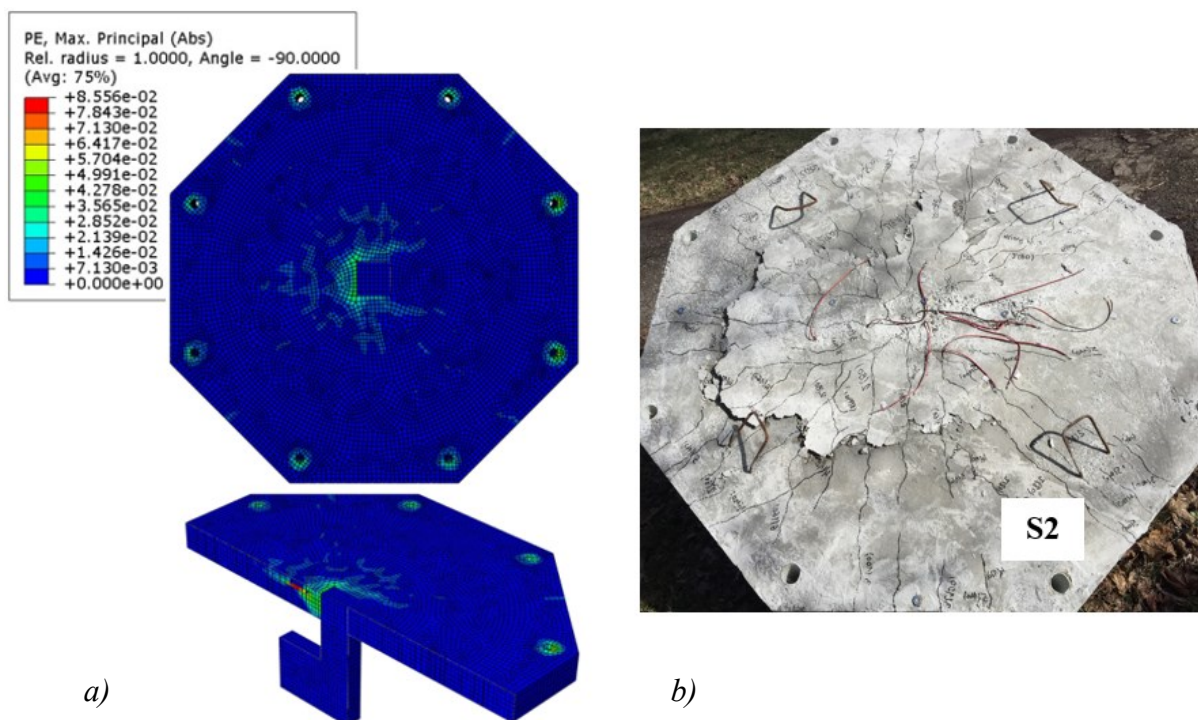
	MKE	Exp	Exp/MKE
Ugib [mm]	12.83	10.22	0.82
Sila [kN]	194.52	187.28	0.96

Promena nagiba krive sa dijagrama sila-ugib (Slika 144) pokazuje da su se prve prsline pojavile usled sile od približno 60kN i za numeričku (Slika 145-(a)), i za eksperimentalnu analizu. Nakon pojave nelinearnog ponašanja AB ploče, sa povećanjem opterećenja prsline se šire i u preseku ploče kreću sa formiranjem kose prsline. Prema numeričkoj analizi, kosa prslina se javila po dostizanju opterećenja od 115kN (Slika 145-(b)).



Slika 145: Rasprostranje prslina u ploči S2

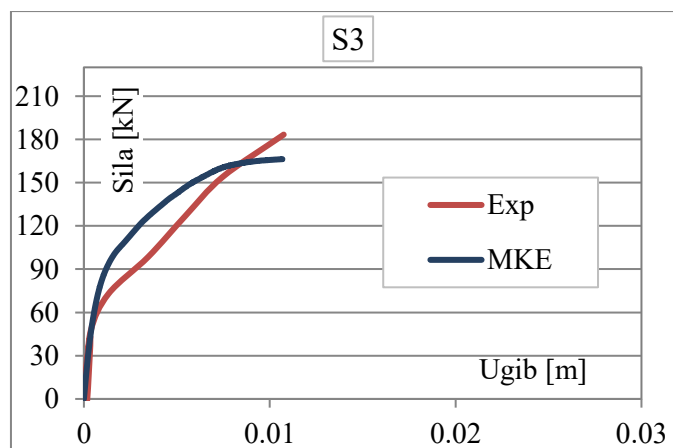
Prema numeričkoj simulaciji, lom ekscentrično opterećene ploče je nastao usled sile od 194.52kN. Za ovaj intenzitet opterećenja, na slici 146-(a) prikazano je rasprostranje prslina po površini i kroz presek ploče. Na istoj slici pod b) prikazana je stvarna slika prslina usled sile probijanja ekscentrično opterećene ploče S2. Primećuje se veoma dobra usklađenost numeričkog i stvarnog rasporeda prslina. Odnosno, u oba slučaja prsline su najvećim delom skoncentrisane iznad opterećene površine i prate ekscentrično opterećenje ploče. Da je ploča ekscentrično opterećena potvrđuje i presek kroz nju, gde se može primetiti da je kosa prslina nastala samo na delu gde i ekscentrično opterećenje deluje.



Slika 146: Rasprostiranje prslina u ploči S2 usled sile loma

Ploča S3

Isti princip modeliranja kao i za prethodne dve ploče, primenjen je za centrično opterećenu ploču S3 sa kvadratnim otvorom uz lice stuba. Ploča S3 modelirana je da bi se izvršila numerička ocena smanjenja nosivosti ploče na probijanje sa postojanjem kvadratnog otvora uz lice stuba. Na dijagramu sa slike 147 uporedno je prikazan numerički i stvarni odgovor ploče na centrično prenošenje sile sa kvadratnog stuba, dok je u tabeli 57 navedena sila loma pri eksperimentalnom ispitivanju i sila usled koje je numerička analiza prestala da konvergira što je uslovalo zaustavljanje proračuna.



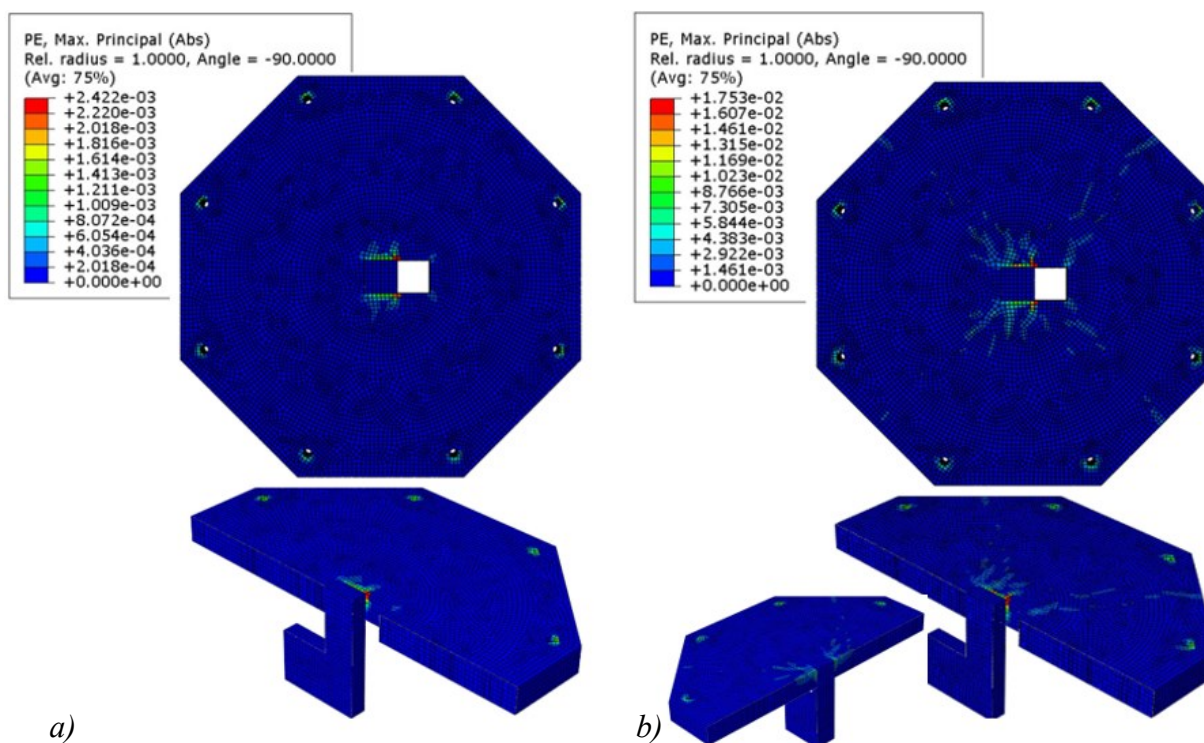
Slika 147: Veza opterećenja i deformacije u ploči S3

Tabela 57: Sila loma i deformacija ploče S3

	MKE	Exp	Exp/MKE
Ugib [mm]	10.68	10.75	1.01
Sila [kN]	166.32	183.36	1.10

Na slici 147 se uočava potpuno poklapanje dijagrama sve do dostizanja sile od približno 60kN, nakon čega eksperimentalna kriva menja nagib i prestaje linearno ponašanje ploče. Prema MKE, linearno ponašanje ploče se zadržava po dostizanju sile od približno 90kN, nakon čega kriva naglo menja nagib i pri dostizanju sile od 166.32kN proračun se završava. Kao što se može videti i u tabeli 57, numerička sila usled koje je nastao lom manja je za 9% od stvarne, dok je za deformaciju ploče numerička analiza pokazala gotovo identičnu vrednost kao eksperiment.

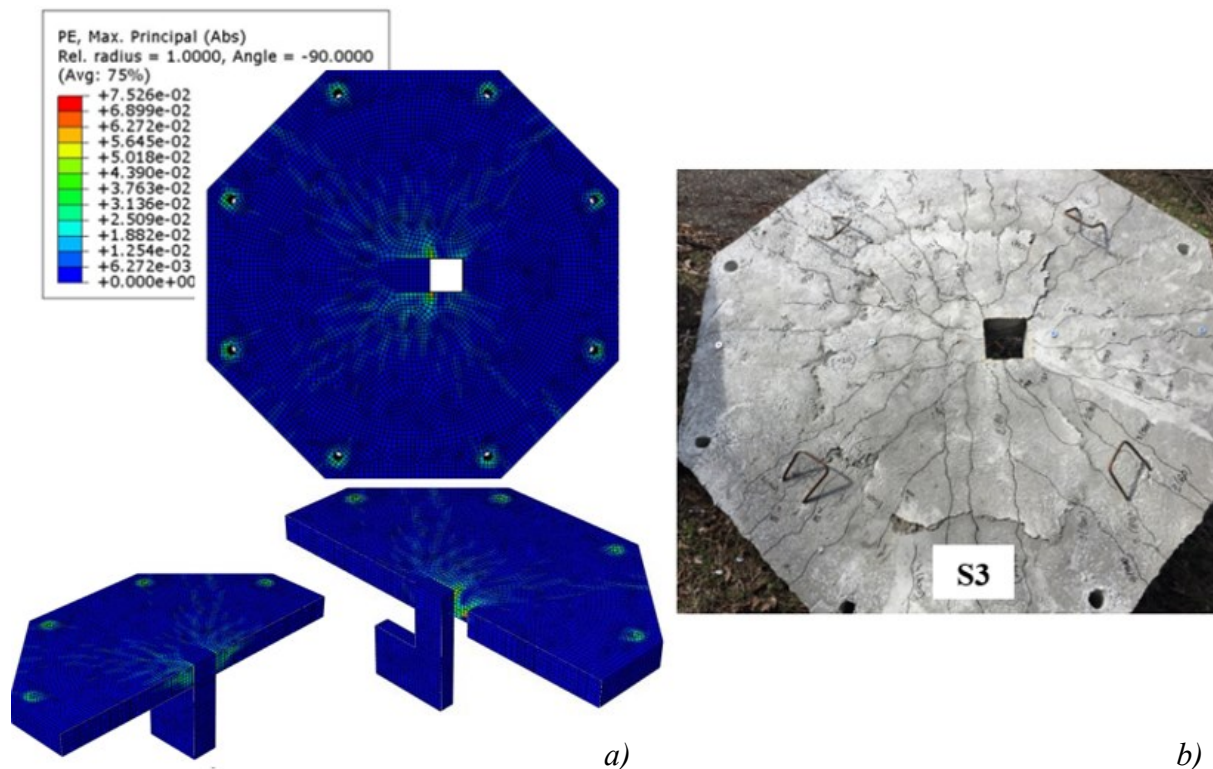
Pojava prvih površinskih prslina na modelu usledila pri delovanju opterećenja od 60kN, da bi se sa povećanjem opterećenja na 110kN pojavila i kosa prslina po debljini ploče. Usled opterećenja od 110kN prikazan je i podužni i poprečni presek ploče, iz razloga što se kosa prslina jasnije formirala u podužnom preseku.



Slika 148: Rasprostriranje prslina u ploči S3

Izgled prslina na numeričkom modelu za silu pri kojoj je numerička analiza prestala da konvergira upoređen je na slici 149 sa stvarnom slikom prslina nakon što je lom od probijanja nastupio. Konus nastao usled probijanja ploče prikazan je kroz podužni i poprečni presek ploče.

I kod ove ploče, rasprostiranje numerički određenih prslina pri graničnoj sili u dobroj je saglasnosti sa stvarnim rasporedom prslina nastalih pri probijanju centrično opterećene ploče sa otvorom uz lice kvadratnog stuba.



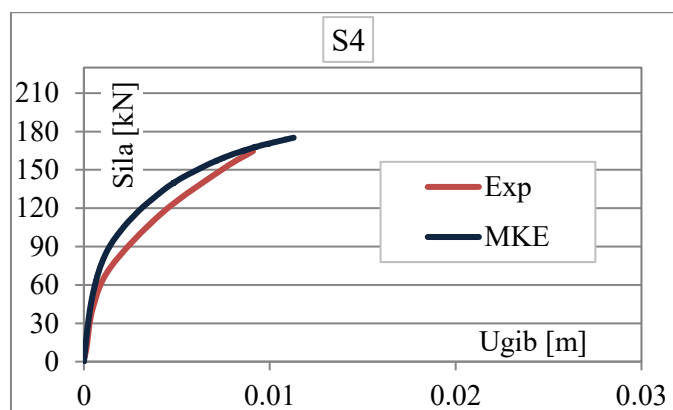
Slika 149: Rasprostiranje prslina u ploči S3 usled sile loma

Ploča S4

Rezultati numeričkog modeliranja ploče sa otvorom na suprotnoj strani od ekscentrične sile prikazani su uporedno sa eksperimentalnim dijagramom na slici 150. Na dijagramu se može videti veoma dobro poklapanje numeričkih i eksperimentalnih rezultata za linearno ponašanje AB ploče, nakon čega se opažaju mala odstupanja. Numerička analiza uz nezatno veću graničnu silu daje nešto veće ugibe nego što je to određeno eksperimentom (Tabela 58).

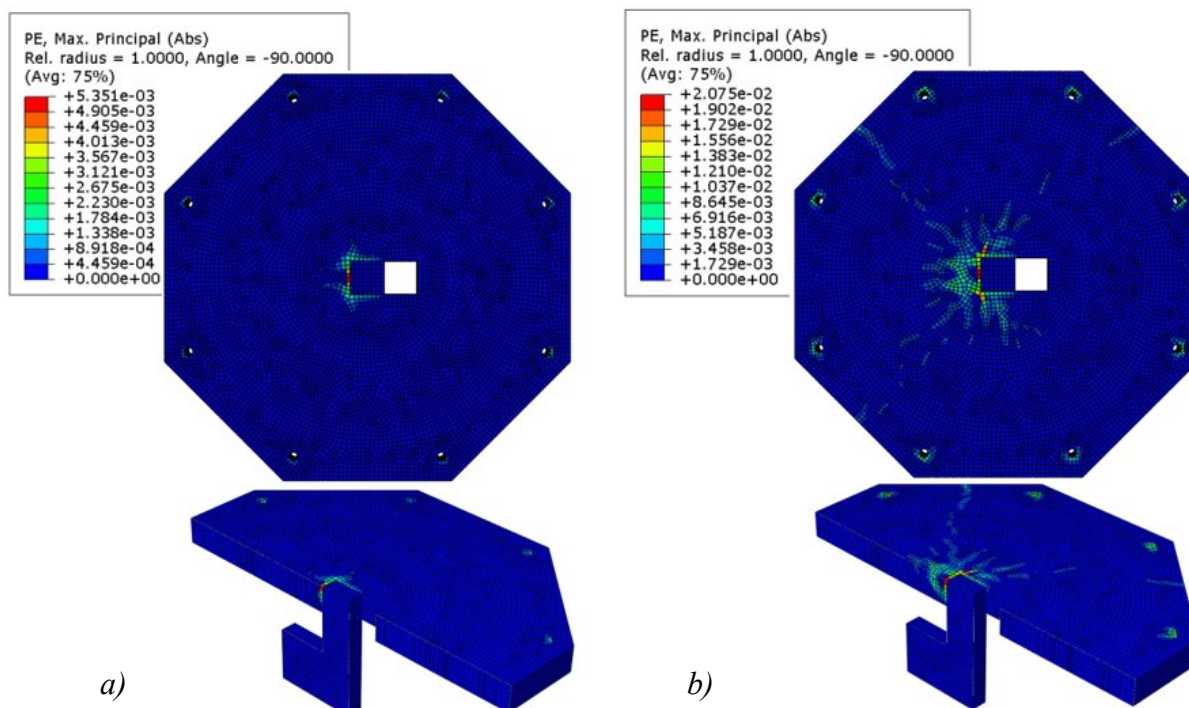
Tabela 58: Sila loma i deformacija ploče S4

	MKE	Exp	Exp/MKE
Ugib [mm]	11.29	9.10	0.81
Sila [kN]	175.13	164.61	0.94



Slika 150: Veza opterećenja i deformacije u ploči S4

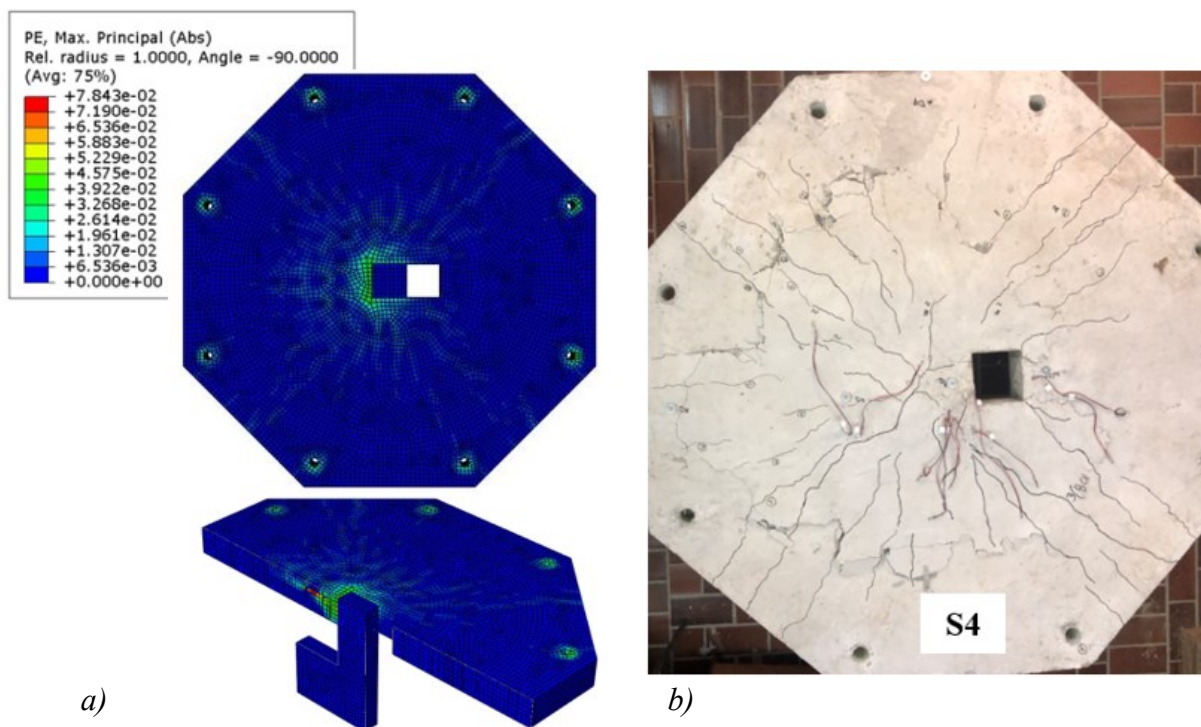
Slikom 151-(a) prikazane su prve površinske prsline u modelu koje su se javile usled sile od 60kN. Sa povećanjem opterećenja na približno 105kN u modelu se kreće formirati kosa prslina (Slika 151-(b)), koja se pri daljem povećanju sile širi i usled sile loma stvara konus probijanja.



Slika 151: Rasprostriranje prslina u ploči S4

Prema numeričkoj simulaciji, lom ekscentrično opterećene ploče sa otvorom na strani suprotnoj od dejstva sile nastao je usled opterećenja od 175.13kN. Za ovaj intenzitet opterećenja, na slici 152-(a) prikazano je rasprostriranje prslina po površini i kroz presek ploče. Na istoj slici pod b) prikazana je stvarna slika prslina usled sile probijanja ekscentrično opterećene ploče S4. Primećuje se veoma dobra usklađenost numeričkog i stvarnog rasporeda prslina. U oba slučaja

prsline su najvećim delom skoncentrisane iznad opterećene površine i prate ekscentrično opterećenje ploče. Da je ploča ekscentrično opterećena potvrđuje i presek kroz nju, gde se može videti da je kosa prslina nastala samo na delu gde i ekscentrično opterećenje deluje.



Slika 152: Rasprostranje prslina u ploči S4 usled sile loma

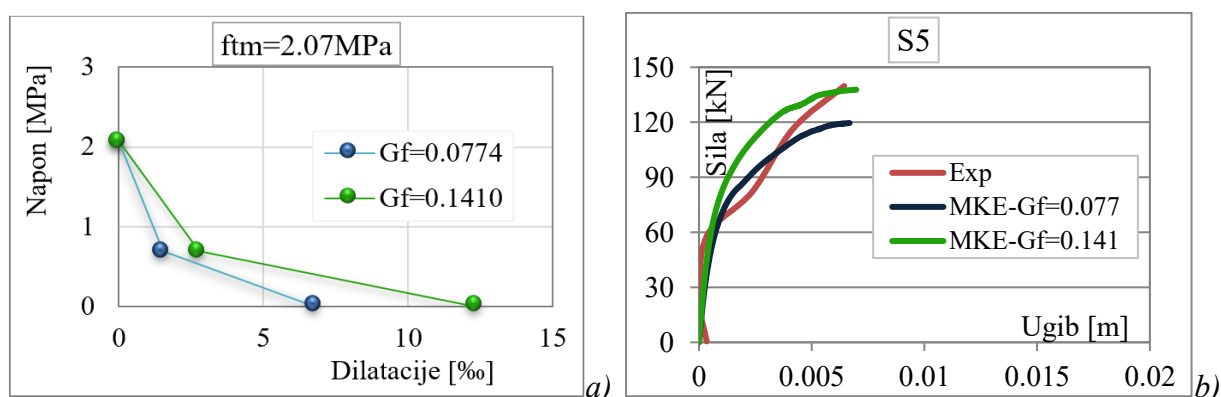
Ploča S5

Ekscentrično opterećena ploča S5 ima otvor uz lice stuba, i nalazi se na istoj strani ploče na kojoj i ekscentrično opterećenje deluje. Numerička analiza za ovu ploču prvo je izvršena prema istim principima kao i kod svih prethodnih ploča. Međutim, rezultati su pokazali da se modeliranjem ploče na ovaj način ($MKE-G_f=0.077$) nosivost ploče značajno smanjuje uz dostizanje približno iste deformacije kao i kod eksperimentalne analize. Iz tog razloga, numerička analiza je ponovo pokrenuta uz usvajanje energije loma $G_f = 0.141\text{N/mm}$. Ovim se postigla veća granična dilatacija usled zatezanja, a silazna grana dijagrama koji opisuje ponašanje betona pri zatezanju ima blaži pad. Odgovor ploče na opterećenje sa izmenjenim karakteristikama materijala prikazan je na dijagramu krivom $MKE-G_f=0.141$. Na ovaj način dobila se približno isti sila loma i granična deformacija ploče kao i kod eksperimentalnog ispitivanja (Tabela59).

Tabela 59: Sila loma i deformacija ploče S5

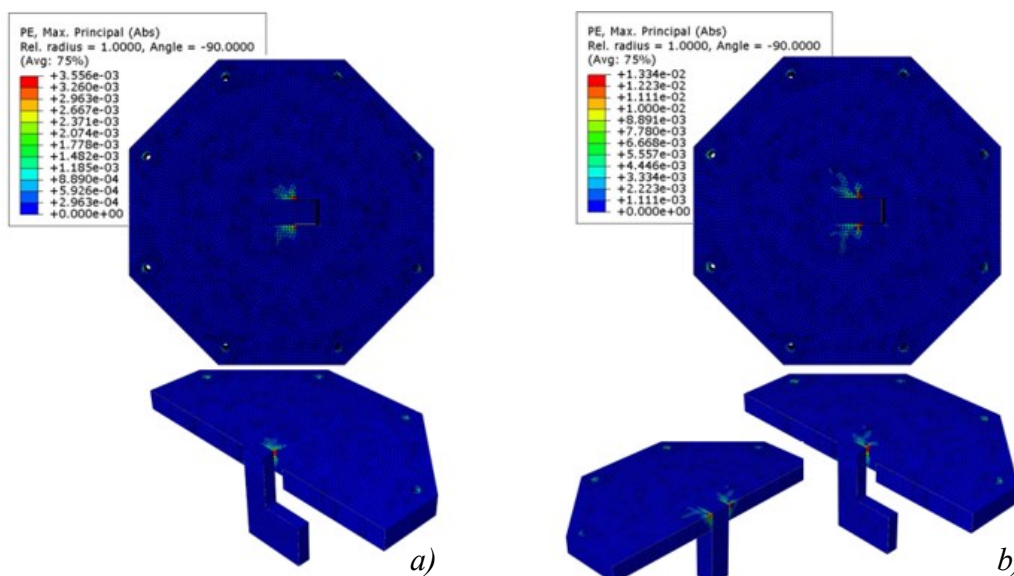
	MKE- Gf=0.077	MKE- Gf=0.141	Exp	Exp/ MKE- Gf=0.077	Exp/ MKE- Gf=0.141
Ugib [mm]	6.68	6.98	6.44	0.96	0.92
Sila [kN]	119.59	137.75	139.78	1.17	1.01

Dijagram koji opisuju ponašanje ploče usled opterećenja imaju dobro poklapanje sve do dostizanja sile od približno 60kN, nakon čega eksperimentalna kriva menja nagib i prestaje da važi linearno ponašanje ploče. Prema MKE, linearno ponašanje ploče se zadržava po dostizanju sile od približno 80kN što prouzrokuje mala odstupanja u rezultatima za nelinearno ponašanje ploče.



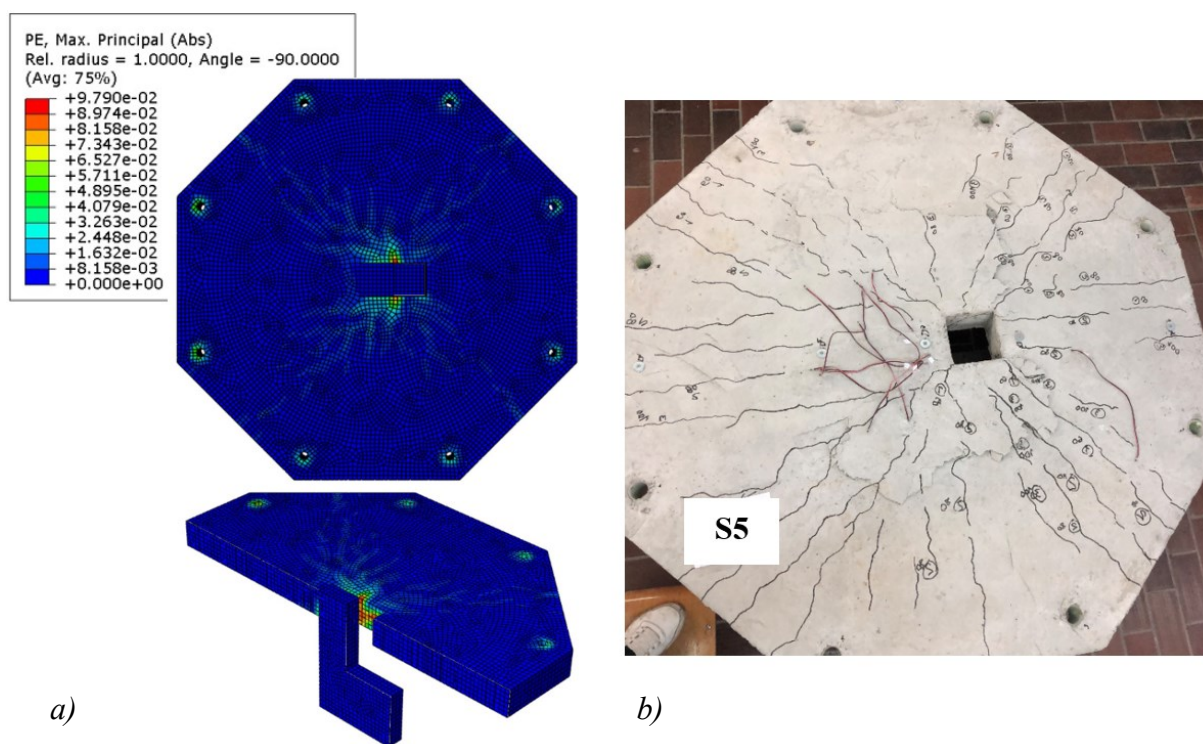
Slika 153: Veza opterećenja i deformacije u ploči S5

Na slici 154 prikazano je rasprostiranje prslina po površini ploče, a kroz poprečne preseke prati se pojava kose prsline kroz debljinu ploče. Pojava prvih površinskih prslina na modelu usledila je pri delovanju opterećenja od 45kN, da bi se sa povećanjem opterećenja na približno 80kN pojavila i kosa prslina po debljini ploče.



Slika 154: Rasprostiranje prslina u ploči S5

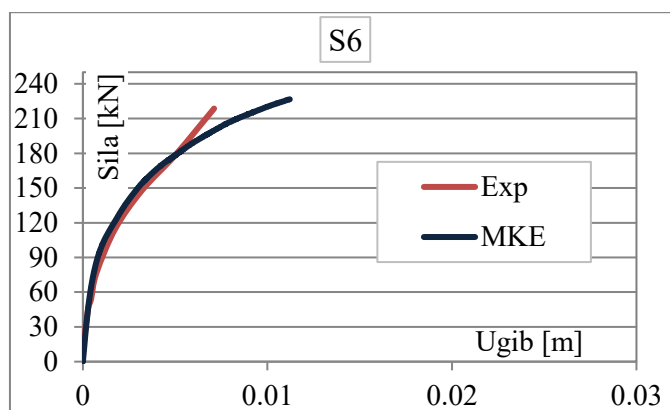
Izgled prslina na numeričkom modelu za silu pri kojoj je numerička analiza prestala da konvergira upoređen je sa stvarnom slikom prslina nakon što je lom od probijanja nastupio (Slika 155). Rasprostiranje prslina pri graničnoj sili prema MKE u dobroj je saglasnosti sa stvarnim rasporedom prslina izazvanim probijanjem ekscentrično opterećene ploče sa otvorom uz lice stuba. Ono što se primećuje na oba modela, i numeričkom i eksperimentalnom, je da su i pored ekscentričnog opterećenja prslina skoncentrisane u području direktno iznad stuba. To se javilo kao posledica postojanja otvora direktno uz lice stuba na delu ploče na kom deluje i ekscentrična sila.



Slika 155: Rasprostiranje prslina u ploči S5 usled sile loma

Ploča S6

Ploča S6 je ploča sa otvorom na suprotnoj strani od ekscentrične sile koja se na ploču nanosi preko pravougaonog stuba dimenzija 30x15cm. Rezultati numeričkog modeliranja ove ploče prikazani su uporedno sa eksperimentalnim na dijagramu sa slike 156. Iako je numerička analiza pokazala nešto veći ugib usled sile loma, celokupno ponašanje numeričkog i eksperimentalnog modela ploče u svim fazama opterećenja približno je ujednačeno. U tabeli 60 navedene su sile usled kojih je u ploči nastao lom, kao i odnos između eksperimentalne i numeričke vrednosti.

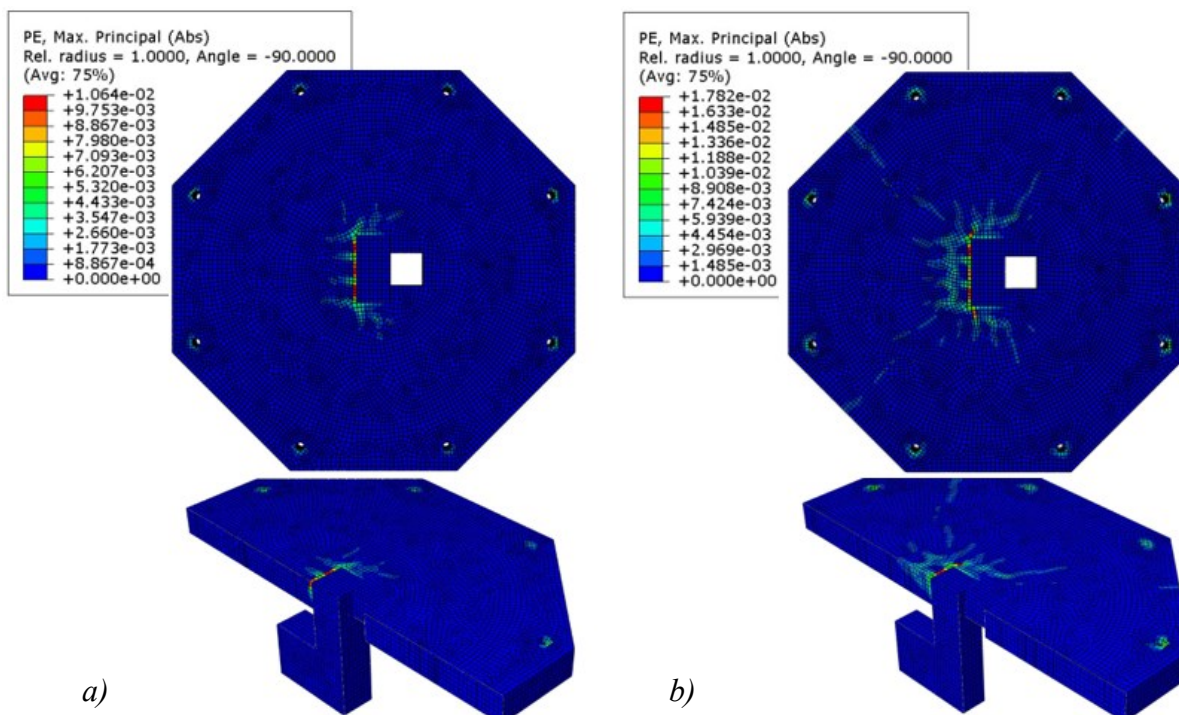


Slika 156: Veza opterećenja i deformacije u ploči S6

Tabela 60: Sila loma i deformacija ploče S6

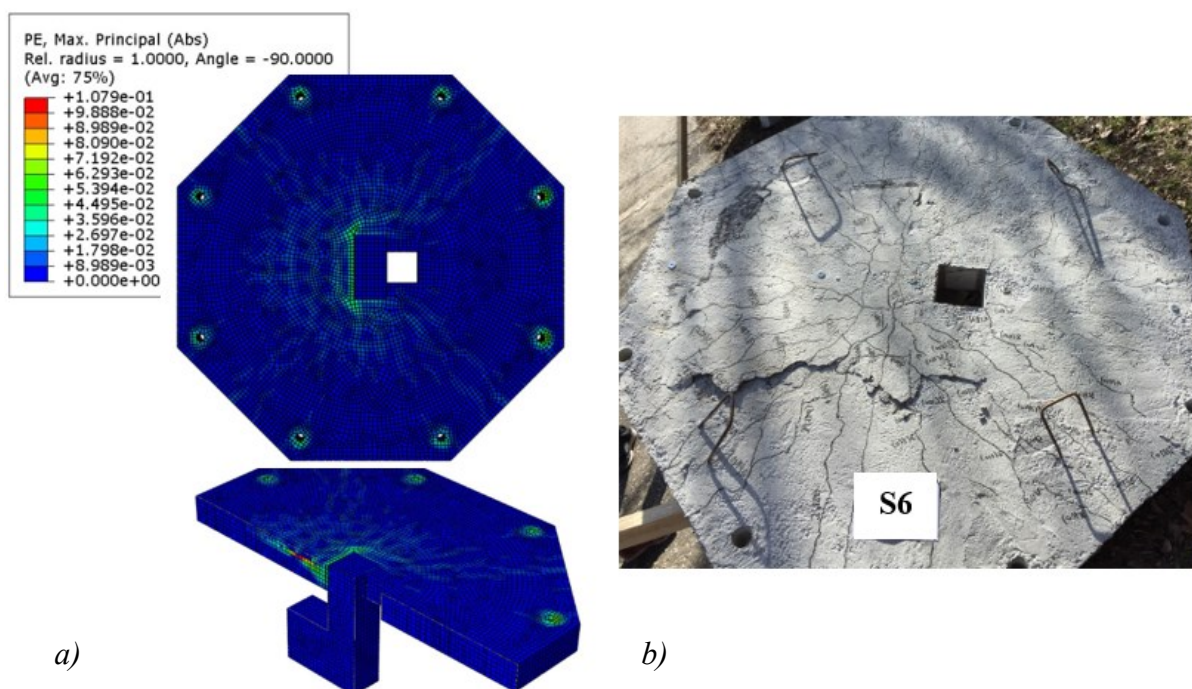
	MKE	Exp	Exp/MKE
Ugib [mm]	11.21	7.11	0.63
Sila [kN]	226.59	218.62	0.96

Promena nagiba krive na dijagramu sila-ugib pokazuje usled koje sile ploča prelazi u nelinearno ponašanje, odnosno kada dolazi do pojave prslina u AB uzorku. I za numeričku, i za eksperimentalnu analizu, linearno ponašanje ploče prestaje po dostizanju opterećenja od približno 100kN. Na slici 157-(a) prikazane su prve površinske prsline koje su se pojavile usled opterećenja od 95kN. Na istoj slici pod b) prikazane su prsline i nastala kosa prslina kroz debljinu ploče koju je u numeričkom modelu izazvala sila od 120kN.



Slika 157: Rasprostranje prslina u ploči S6

Prilikom povećavanja opterećenja na ploči, prslina se šire i najvećim delom javljaju u području dejstva ekscentričnog opterećenja. Potvrda da je ploča ekscentrično opterećena vidi se i po izgledu konusa probijanja u preseku ploče, tj. kosa prslina se razvila samo na delu u kome deluje ekscentrična sila. Na slici 158 uporedno je prikazano rasprostiranje prslina usled granične sile na numeričkom i eksperimentalnom modelu, pri čemu se primećuje veoma dobra usklađenost.



Slika 158: Rasprostiranje prslina u ploči S6 usled sile loma

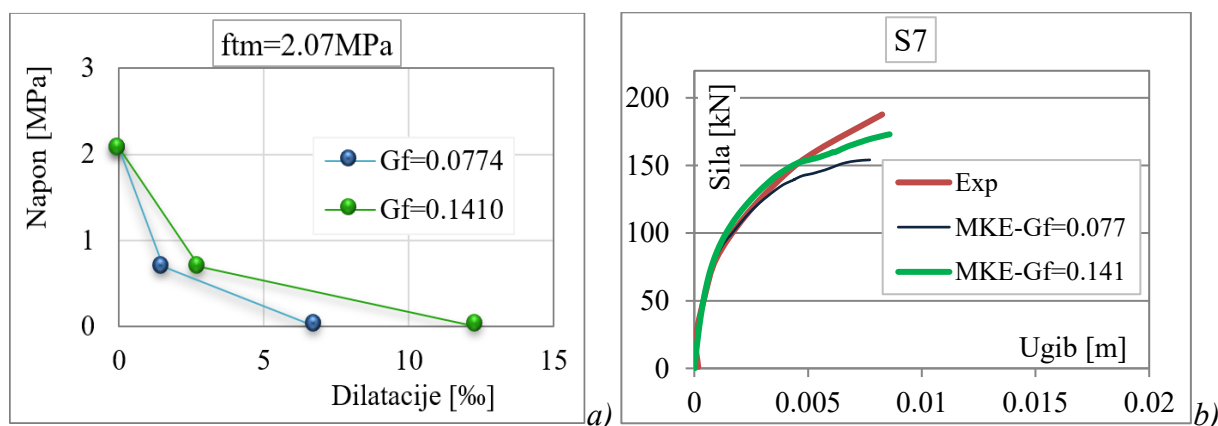
Ploča S7

Kao što je to bio slučaj za ploču S5, i ploča S7 modelirana je za dva različita opisa ponašanja betona pri zatezanju. Betonski uzorak S7 razlikuje se od uzorka S5 samo po obliku i dimenziji stuba. Ploča S7 oslonjena je na pravougaoni stub dimenzija 15x30 cm i ima kvadratni otvor uz lice stuba. Otvor se nalazi na delu ploče na kome deluje i ekscentrično opterećenje. Numerička analiza za ovu ploču je izvršena za dve različite vrednosti energije loma, $G_f = 0.141N/mm$ i $G_f = 0.077N/mm$. Rezultati analize pokazali su da se modeliranjem ove ploče sa manjom energijom loma (kriva MKE- $G_f=0.077$ na dijagramu sa slike 159) značajno potcenjuje nosivost na probijanje. Uzimanjem veće vrednosti za energiju loma ($G_f = 0.141N/mm$) postigla se veća granična sila kod koje je odstupanje od stvarne vrednosti svega 8% (Tabela 61)

Tabela 61: Sila loma i deformacija ploče S7

	MKE- Gf=0.077	MKE- Gf=0.141	Exp	Exp/ MKE- Gf=0.077	Exp/ MKE- Gf=0.141
Ugib [mm]	7.72	8.59	8.26	1.07	0.96
Sila [kN]	154.10	172.98	187.68	1.22	1.08

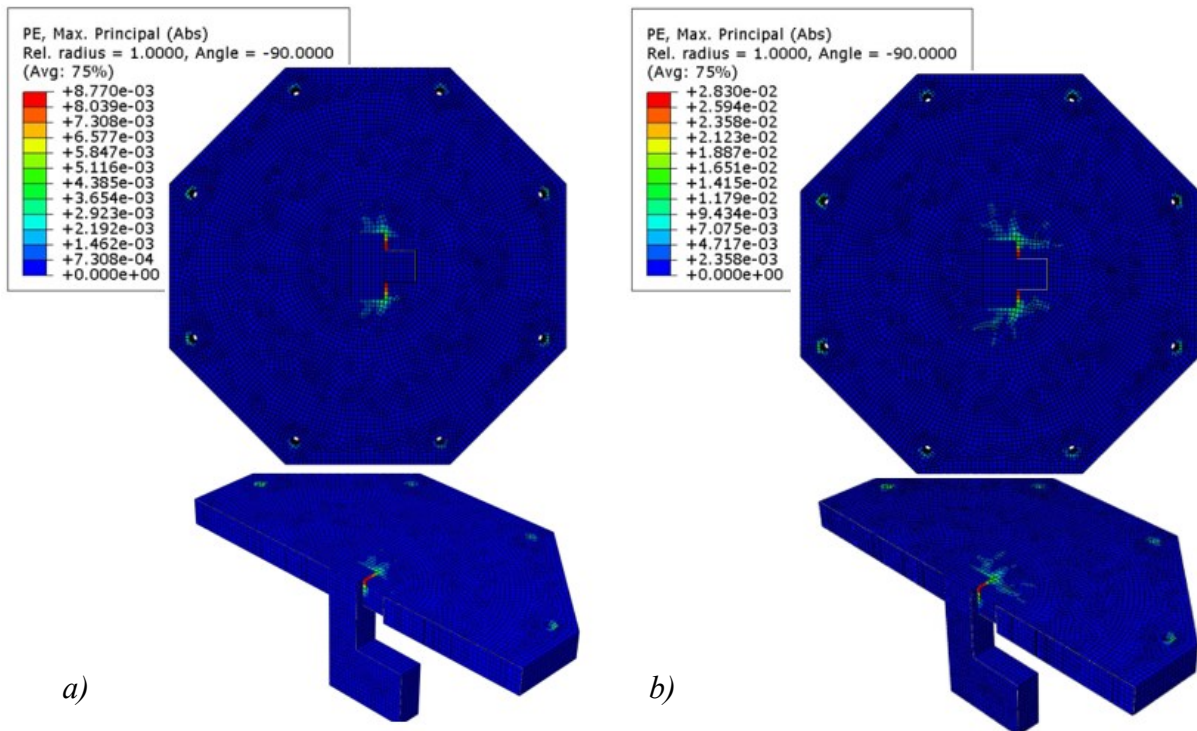
Krive sa dijagrama koje opisuju ponašanje ploče usled opterećenja imaju dobro poklapanje sve do dostizanja sile od približno 140kN, nakon čega kriva MKE-Gf=0.077 uz malo povećanje opterećenja značajno povećava deformaciju ploče i dolazi do zaustavljanja proračuna. Kriva MKE-Gf=0.141 je vrlo bliska sa eksperimentalnom sve do dostizanja sile od približno 160kN, da bi sa daljim povećanjem opterećenja pokazala mala odstupanja u odnosu na stvarnu krivu i dala nešto nižu graničnu silu loma.



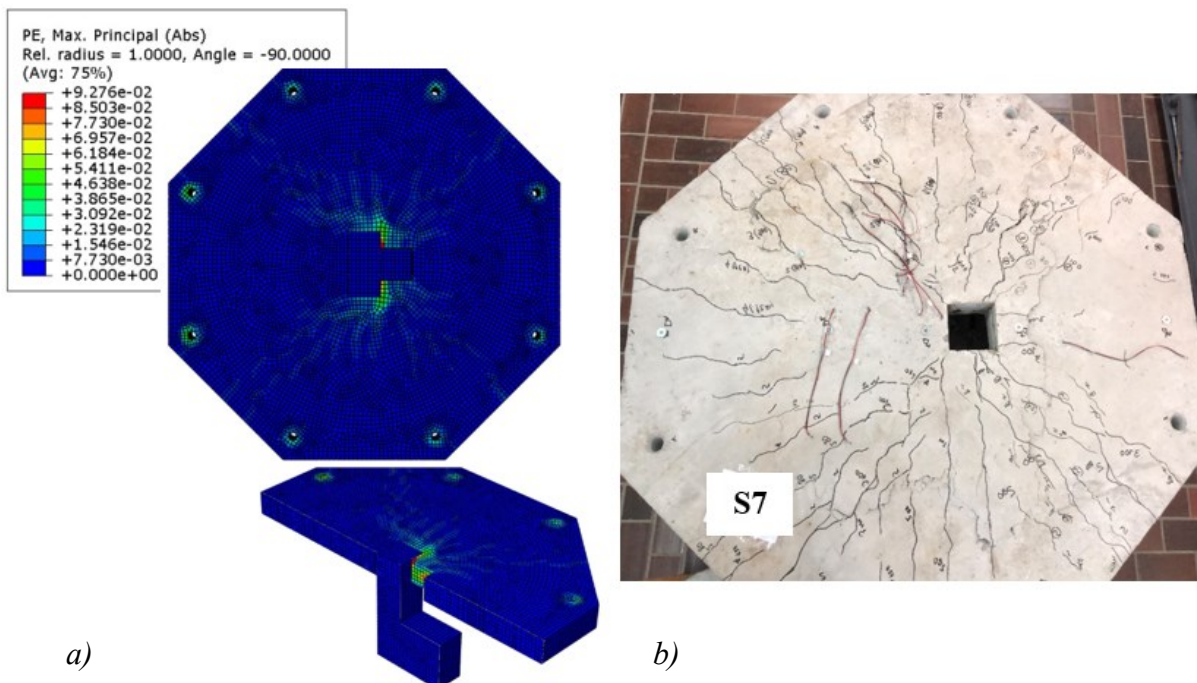
Slika 159: Veza opterećenja i deformacije u ploči S7

Na slici 160 prikazano je rasprostiranje prslina po površini ploče, a kroz poprečne preseke prati se pojava kose prsline kroz debljinu ploče. Pojava prvih površinskih prslina na modelu usledila pri delovanju opterećenja od 80kN, da bi se sa povećanjem opterećenja na približno 120kN pojavila i kosa prslina po debljini ploče.

Izgled prslina na numeričkom modelu za silu pri kojoj je numerička analiza prestala da konvergira upoređen je sa stvarnim rasprostiranjem prslina nakon što je lom od probijanja nastupio (Slika 161). Raspored prslina pri graničnoj sili prema MKE u veoma dobroj je saglasnosti sa stvarnim rasporedom prslina izazvanim probijanjem ekscentrično opterećene ploče sa otvorom uz lice stuba. Ono što se primećuje i kod numeričkog i kod eksperimentalnog modela, kao i kod ploče S5, je da su i pored ekscentričnog opterećenja prsline skoncentrisane u području direktno iznad stuba. To se javilo kao posledica postojanja ostvora direktno uz lice stuba na delu ploče na kom deluje i ekscentrična sila.



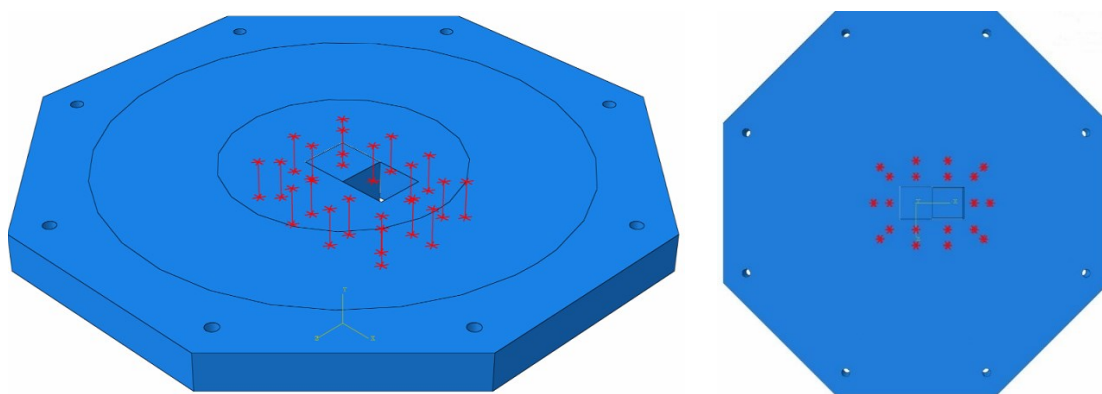
Slika 160: Rasprostriranje prslina u ploči S7



Slika 161: Rasprostriranje prslina u ploči S7 usled sile loma

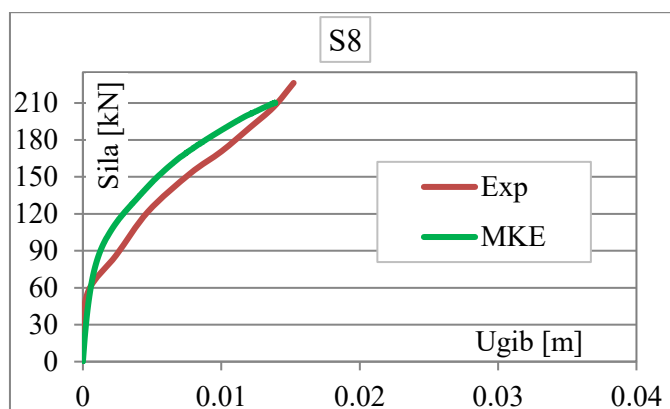
Ploča S8

Ploča S8 se razlikuje od ploče S5 samo po ojačanju sa visokovrednim zavrtnjevima. Iz tog razloga, modeliranje ekscentrično opterećene ploče sa otvorom uz lice kvadratnog stuba vršilo se dodavanjem T3D2 elemenata za simulaciju vijaka u usvojen numerički model uzorka S5. Ploča S8 je ojačana sa 20 vijaka klase čvrstoće 8.8 raspoređenih po dva obima. Prvi obim sa 10 vijaka nalazi se na rastojanju $0.5d$ od opterećene površine, a drugi na radialnom rastojanju od prvog obima za $0.75d$. Modeliranje vijaka izvršeno je prema preporukama iz rada [93], odnosno dodavanjem elemenata na dnu i vrhu vijaka kojim će se prenositi sile iz tela vijaka na okolni beton. Raspored i izgled vijaka u modelu prikazani su na slici 162.



Slika 162: Izgled i raspored vijaka u numeričkom modelu uzorka S8

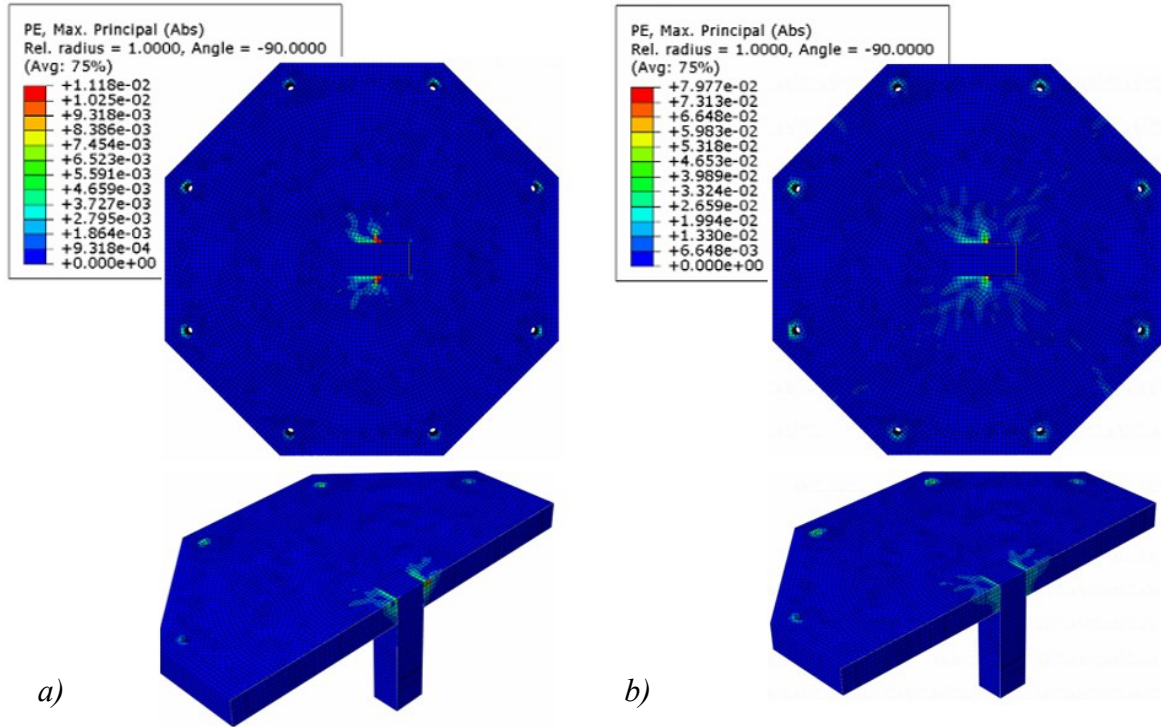
Rezultati numeričkog modeliranja ploče ojačane vijcima prikazani su uporedno sa eksperimentalnim na dijagramu sa slike 163.



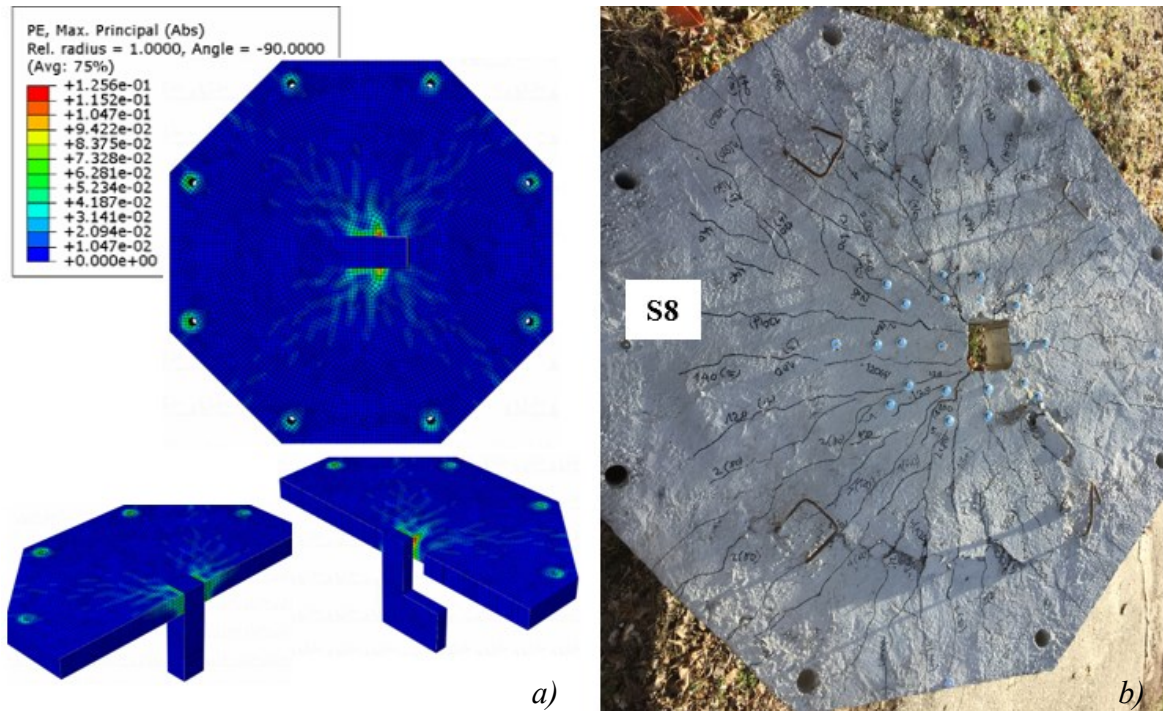
Slika 163: Veza opterećenja i deformacije u ploči S8

Na slici 164 prikazano je rasprostiranje prslina po površini ploče, a kroz poprečne preseke prati se pojava i širenje kose prsline kroz debljinu ploče. Kosa prslina u ploči (Slika 164-(a))

primećena je usled opterećenja od približno 80 kN, kao što je to bio slučaj i kod ploče S5 koja nije bila ojačana vijcima. Na slici 164-(b) prikazana je slika prslina u ploči usled sile za koju bi nastao lom u slučaju da ploča nije ojačana vijcima, odnosno usled sile od približno 140 kN.



Slika 164: Rasprostranje prslina u ploči S8



Slika 165: Rasprostranje prslina u ploči S8 usled sile loma

Prema numeričkoj silmulaciji, lom naknadno ojačane ploče vijcima sa otvorom na strani gde ekscentrično opterećenje deluje je nastao usled opterećenja od 210.28 kN. Za ovaj intenzitet opterećenja, na slici 165-(a) prikazano je rasprostiranje prslina po površini i kroz presek ploče. Na istoj slici pod *b)* prikazana je stvarna slika prslina usled sile koja je izazvala lom pri eksperimentalnom ispitivanju. Ono što se konstatuje na oba modela, i numeričkom i eksperimentalnom, je da su i pored ekscentričnog opterećenja prsline simetrično rasprostranjene u području iznad stuba, kao što je to bio slučaj i kod ploče S5. Ovo se javilo kao posledica postojanja ostvora direktno uz lice stuba na delu ploče na kom deluje i ekscentrična sila.

Nakon uspešnog modeliranja ploče ojačane visokovrednim vijcima klase čvrstoće 8.8 analiziran je uticaj promene čvrstoće vijka na nosivost ploče na probijanje. Rezultati prikazani tabelom 62 pokazuju da se sa povećanjem klase čvrstoće vijka ne povećava nosivost ploče na probijanje. U sva tri analizirana modela lom u ploči nastao je usled istog graničnog opterećenja koje je izazvalo približno istu deformaciju.

Tabela 62: Uticaj promene klase čvrstoće vijka na nosivost na probijanje ploče S8

	Eksperiment	Klasa čvrstoće vijaka		
		8.8	10.9	12.9
Ugib [mm]	15.23	13.90	13.83	13.85
Sila [kN]	226.29	210.28	210.27	210.22

Na kraju, za naknadno ojačanu ploču vijcima, uticaj promene prečnika vijka klase čvrstoće 8.8 na nosivost ploče na probijanje analiziran je numerički. Rezultati prikazani u tabeli 63 pokazali su da se sa povećanjem prečnika vijka ne utiče značajno na nosivost ploče na probijanje niti na njenu deformaciju.

Tabela 63: Uticaj promene prečnika vijka na nosivost ploče na probijanje

	Prečnik vijka [mm]		
	8	10	12
Ugib [mm]	13.67	13.90	14.41
Sila [kN]	205.69	210.28	211.13

Razlog zbog kojeg promena klase čvrstoće i prečnika vijaka ne utiče na nosivost na probijanje ploče, kao ni na njenu deformaciju, ogleda se u maloj debljini ploče koja je svega 12 cm. U slučaju da se ploče armiraju i smičućom armaturom, različiti standardi propisuju različite minimalne deljine ploče oslonjene direktno na stubove. Prema Evrokodu, ploča u koju se ugrađuje armatura za smicanje treba da ima debljinu od najmanje 20 cm, dok se prema PBAB minimalna debljina ploče ograničava na 15 cm.

Uticaj promene prečnika vijaka kojima je ploča ojačana numerički je analiziran i za ploču S8 čija je debljina povećana na 15 cm. Rezultati analize (Tabela 64) prikazali su da se sa povećanjem površine vijaka nosivost na probijanje i deformacija značajno povećavaju.

Tabela 64: Uticaj promene prečnika vijka na nosivost na probijanje ploče debljine 15 cm

	Prečnik vijka [mm]		
	8	10	12
Ugib [mm]	9.16	13.73	28.03
Sila [kN]	272.51	309.33	371.05

4.6. Analiza numeričkih rezultata

U ovom poglavlju prikazano je numeričko modeliranje AB ploča primenom metode konačnih elemenata u softverskom paketu Abaqus 6.13-1. Probijanje ploče numerički je opisano primenom CDP modela za koga je izvršena kalibracija na betonskom uzorku S1. Kalibracija je sprovedena variranjem određenih parametara koji opisuju CDP model i promenom veličine mreže konačnih elemenata. Od tri analizirane veličine, veličina konačnih elemenata od 20 mm se pokazala kao najpreciznija u pogledu ocene granične deformacije izazvane silom loma. U cilju da se postigne približno isti linearni odgovor ploče kao što je eksperimentalno određeno, u numeričkoj simulaciji su varirani različiti dijagrami kojima se opisuje ponašanje betona pri zatezanju. Kao najtačniji od tri razmatrana pokazao se dijagram kod koga se maksimalna čvrstoća na zatezanje određuje prema izrazu $f_{tm} = 0.33\sqrt{f_{cm}}$. Za usvojenu vrednost maksimalne čvrstoće betona na zatezanje i dijagram kojim se opisuje ponašanje betona pri zatezanju, sproveden je proračun u kojem su se analizirale različite vrednosti ugla dilatacije ψ . Kriterijum na osnovu kojeg je usvojen ugao dilatacije bio je numerički dostizanje sile loma i ugiba koji su eksperimentalno određeni, pri čemu se težilo da i numerička slika prslina odgovara stvarnoj raspodeli. Ugao $\psi = 40^\circ$ najbolje je odgovorio traženom zahtevu, te je usvojen za dalju analizu modela. Kalibracija modela sprovedena je i za promenu intenziteta viskoznog parametra μ koji utiče na brzinu konvergencije modela u režimu omekšanja materijala. Da bi se izbeglo narušavanje rezultata potrebno je da vrednost ovog parametra bude približno 15% od veličine izabranog vremenskog koraka u Abaqusu. Zbog velike nelinearnosti pri analizi probijanja AB ploča, priraštaj vremena nije moguće fiksirati, te se on postavlja automatski. Zbog toga je uticaj viskoznog parametra na rezultate numeričke analize određen za tri različite vrednosti od kojih se kao najpreciznija pokazala vrednost $\mu = 0.000001$. Na kraju, za potrebe kalibracije

numeričkog modela, uticaj intenziteta energije loma na numeričke rezultate je ispitan. Primenjena su dva izraza za računanje energije loma. Prvim se energija loma određuje prema CEB-FIP Model Code 2010 [87]: $G_f = 0.073 f_{cm}^{0.18}$. Ovaj izraz se pokazao kao tačniji za modeliranja ekscentrično opterećenih ploča S5, S7 i S8. Ukoliko se energija loma izračuna prema CEB-FIP Model Code 90 [95], granična dilatacija imaće manju vrednost, a pad silazne grane dijagrama napon-dilatacija će biti veći: $G_F = G_{f0} (f_{cm}/f_{cm0})^{0.7}$. Energija loma sračunata na ovaj način daje veoma dobre rezultate pri numeričkom modeliranju ploča S1, S2, S3, S4 i S6. Nakon što je utvrđeno da numerički određeni rezultati za ploču S1 odgovaraju eksperimentalnim, isti model je primenjen na sve ostale eksperimentalno analizirane ploče. Rezultati numeričke analize svih AB uzoraka, sila loma i deformacija koju izaziva, uporedno su prikazani sa eksperimentalnim rezultatima u tabeli 65. Može se primetiti da odstupanje ne prelazi 10% prilikom numeričkog određivanja sile loma, što je izuzetno dobro poklapanje rezultata. Kada se upoređi deformacija ploče izazvana silom loma za numeričke i izmerene vrednosti, primećuje se da je kod centrično opterećenih ploča S1 i S3 ona skoro identična. Razlika u rezultatima bila je svega 1%. Nešto veća odstupanja u oceni deformacije usled sile loma su se javila kod ekscentrično opterećenih ploča, do 20%, ukoliko se izuzme ploča S6. Numerička analiza ploče S6 pokazala je značajno veći ugib usled sile loma, ali je celokupno ponašanje numeričkog i eksperimentalnog modela ove ploče u svim ostalim fazama opterećenja približno ujednačeno.

Na osnovu svega navedenog može se zaključiti kako je primenom CDP modela i pažljivo određenim parametrima koji ga opisuju moguće uspešno predvideti intenzitet sile usled koje će nastupiti lom od probijanja kod različitih AB ploča. Na ovaj način pruža se prilika istraživanja uticaja različitih parametara na nosivost ploče na probijanje bez sprovođenja skupih eksperimentalnih ispitivanja koji zahtevaju značajan utrošak vremena.

Tabela 65: Poređenje eksperimentalnih i numeričkih rezultata

Ploča	Sila loma [kN]			Ugib [mm]		
	MKE	Eksperiment	Eks/MKE	MKE	Eksperiment	Eks/MKE
S1	240.10	246.99	1.03	14.09	14.27	1.01
S2	194.52	187.28	0.96	12.83	10.22	0.82
S3	166.32	183.36	1.10	10.68	10.75	1.01
S4	175.13	164.61	0.94	11.29	9.10	0.81
S5	137.75	139.78	1.01	6.98	6.44	0.92
S6	226.59	218.62	0.96	11.21	7.11	0.63
S7	172.98	187.68	1.08	8.59	8.26	0.96
S8	210.28	226.29	1.08	13.90	15.23	1.10
	Srednja vrednost			Srednja vrednost		
			1.02			0.91

5. PRORAČUN NOSIVOSTI PLOČA NA SMICANJE OD PROBIJANJA

Rezultati eksperimentalnog istraživanja predstavljeni u trećem poglavlju biće upoređeni sa rezultatima proračuna nosivosti ploče na smicanje od probijanja prema vodećim svetskim standardima (Eurocode, ACI 318, *fib* Model Code 2010) i prema domaćem važećem pravilniku PBAB. Postupak određivanja nosivosti ploče na probijanje od smicanja prema ovim standardima detaljno je opisan u poglavlju 2.5, a u nastavku teksta biće sažeto prikazane odredbe koje se odnose na eksperimentalno analizirane ploče. Za karakteristike materijala usvojene su prosečne laboratorijski određene vrednosti (Tabela 51), te su parcijalni koeficijenti za materijal zanemareni. Takođe, parcijalni koeficijenti za opterećenje nisu uzeti u obzir, jer je opterećenje prilikom eksperimenta poznato. Za statičku visinu ploče usvojena je vrednost $d=9.5$ cm.

5.1. Pravilnik za beton i armirani beton - PBAB (1987)

PBAB je pravilnik zasnovan na nemačkim normama DIN 1045 [79], a postupak procene nosivosti ploče na probijanje je zasnovan na metodi kritičnog preseka ploče koji se usvaja na udaljenosti $h_s/2$ od ivice stuba. Za pravougaoni poprečni presek stuba uvodi se zamenjujući kružni poprečni presek, pri čemu se maksimalno može uzeti da je $d = 1.5b$ bez obzira na stvarni odnos stranica stuba. Prečnik zamenjujućeg kružnog stuba dobija se kao:

$$d_s = 1.13\sqrt{b \cdot d}$$

Napon smicanja τ u kritičnom preseku se računa prema izrazu:

$$\tau = \frac{T_{max}}{O_{kp} \cdot h_s}$$

gde je:

T_{max} – najveća transversalna sila u kritičnom preseku pri eksploatacionom opterećenju;

$O_{kp} = d_{kp} \cdot \pi$ – obim kritičnog preseka;

$d_{kp} = d_s + h_s$ – prečnik kritičnog preseka;

h_s – srednja statička visina ploče za dva usvojena pravca armature;

d_s – prečnik kružnog stuba (oslonca).

Ovako sračunata vrednost nominalnog smičućeg napona u kritičnom preseku ploče upoređuje se sa dopuštenim vrednostima napona smicanja za fazu eksploatacije.

Ukoliko je

$$\tau \leq \frac{2}{3} \gamma_1 \cdot \tau_a$$

nije potrebna računaska armatura za prijem sila zatezanja, odnosno beton je u stanju da primi i prenese transverzalnu silu koja deluje u oblasti oslonaca u kritičnim presecima, gde je

$$\gamma_1 = 1.3 \alpha_a \sqrt{\mu}$$

α_a – koeficijent koji zavisi od upotrebljene armature (za rebrastu armaturu $\alpha_a = 1.3$)

μ – srednja vrednost procenta armiranja zategnute armaturom iz dva upravna pravca na širini oslonačke trake $0.4l_x$ i $0.4l_y$.

τ_a - dopušteni glavni naponi zatezanja određen linearnom interpolacijom za eksperimentalno određenu čvrstoću betona na pritisak (merenu na kockama sa stranicama od 15 cm)

Srednja vrednost procenta armiranja ograničena je na $0.5\% \leq \mu \leq 25 f_{bk}/\sigma_v \leq 1.5\%$, a u izraze se unosi u procentima.

Uticaj otvora u ploči na nosivost na probijanje ovaj pravilnik nije definisao. Prema DIN 1045, ukoliko se otvor nalazi unutar kritičnog preseka, tada se obim kritičnog preseka treba umanjiti za deo obima koji se nalazi između dve tangente povučene iz težišta stuba prema konturama otvora ($\Delta\sigma_{kp}$). Pored toga, PBAB nema nikakve odredbe za slučaj delovanja horizontalnih sila koje izazivaju nesimetrično naprezanje ploče. Takođe, prema ovom standardu, kao i prema DIN 1045, uticaj nesimetričnog naprezanja ploče usled savijanja u oblasti oko unutrašnjih stubova se zanemaruje pri opterećenju koje deluje upravno na ploču.

U tabeli 66 prikazani su rezultati proračuna prema PBAB. Značajna odstupanja u odnosu na eksperimentale rezultate javila su se za centrično opterećene ploče, gde je odnos merene i računске sile loma ploče S1 čak 2.80, dok za ploču S3 iznosi 2.74. Kako se uticaj ekscentriciteta sile ne uzima u obzir prema ovom pravilniku, probijanje ekscentrično opterećenih ploča S2, S4, S5, S6, S7 i S8 određeno je na isti način kao i za centrično opterećene ploče, s toga su koeficijenti sigurnosti ovih ploča nešto niži. Nosivost ploče ojačane visokovrednim vijcima određena je prema stvarnoj granici razvlačenja čelika od koga su vijci izvedeni i uz poštovanje ograničenja napona smicanja u kritičnom preseku: $\tau \leq \gamma_2 \cdot \tau_b$, gde je $\gamma_2 = 0.45 \alpha_a \sqrt{\mu}$, a τ_b dopušteni glavni naponi zatezanja određen linearnom interpolacijom za eksperimentalno određenu čvrstoću betona na pritisak (merenu na kockama sa stranicama od 15 cm). Odnos merene i računске sile probijanja za ekscentrično opterećenu ploču S8 je 2.38. Poređenjem ploče S8 sa pločom S5 određuje se povećanje sile probijanja koje se javilo ojačanjem ploče

vijcima. Prema izmerenim rezultatima povećanje je 62%, da bi PBAB pokazao povećanje sile loma za 44%.

Tabela 66: Poređenje eksperimentalnih rezultata i proračunskih vrednosti prema PBAB

Ploča	PBAB					Eksperiment	
	Stub [cm]	Ecc [cm]	Otvor [cm]	O_{kp} [cm]	T_{max} [kN]	V_{Exp} [kN]	$\frac{V_{Exp}}{T_{max}}$
S1	15x15	-	-	83.10	88.12	246.99	2.80
S2	15x15	15	-	83.10	89.37	187.28	2.10
S3	15x15	-	15x15	62.32	67.03	183.36	2.74
S4	15x15	15	15x15	62.32	66.09	164.61	2.49
S5	15x15	15	15x15	62.32	66.09	139.78	2.11
S6	15x30	15	15x15	71.30	76.68	218.62	2.85
S7	15x30	15	15x15	71.30	75.61	187.68	2.48
S8	15x15	15	15x15	62.32	95.12	226.29	2.38

Ecc – ekscentricitet sile u odnosu na vertikalnu osu stuba

O_{kp} – dužina osnovnog kontrolnog obima umanjena za deo koji se zanemarije zbog postojanja otvora

$f_{c,k} = 48.95 \text{ MPa}$ za I seriju ploča (Ploče S1, S4, S5 i S7)

$f_{c,k} = 50.50 \text{ MPa}$ za II seriju ploča (Ploče S2, S3, S6 i S8)

5.2. Evrokod 2

Proračunska vrednost nosivosti na smicanje od probijanja ploče bez armature za smicanje određuje se prema:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100\rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_1 \sigma_{cp}$$

gde je:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c = 0.18$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 2.45 > 2.0 \Rightarrow k = 2.0$$

koeficijent armiranja na širini jednakoj širini stuba uvećanoj za 6d: $\rho_1 = 0.0092$ za

f_{ck} usvojena je prosečna merena vrednost čvrstoće betona na pritisak;

$$k_1 = 0.1;$$

nominalni napon u betonu: $\sigma_{cp} = 0$;

Preporučena vrednost [81] za

$$v_{min} = 0.035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Prema Evrokodu 2, za slučaj ekscentrične reakcije oslonca u odnosu na kontrolni obim ploče, najveći napon smicanja od probijanja određuje se kao:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d}$$

gde je:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$$

Koeficijent k je u funkciji odnosa dimenzija stuba:

$$k = 0.6 - \text{za kvadratni stub } 15 \times 15 \text{ cm}$$

$$k = 0.45 - \text{za pravougaoni stub } 15 \times 30 \text{ cm}$$

Kod stubova sa pravougaonim poprečnim presekom:

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1$$

$$W_1 = 3246.85 \text{ cm}^2 - \text{za kvadratni stub } 15 \times 15 \text{ cm}$$

$$W_1 = 4041.85 \text{ cm}^2 - \text{za pravougaoni stub } 15 \times 30 \text{ cm}$$

Nosivost ploče ojačane vijcima računaće se kao nosivost ploče sa vertikalnom armaturom za smicanje, u skladu sa izrazom:

$$v_{Rd,cs} = 0.75 v_{Rd,c} + 1.5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd,eff} \frac{1}{u_1 d} \sin \alpha \leq 1.5 v_{Rd,c}$$

gde je:

s_r – radijalno rastojanje obima duž kojih su postavljeni vijci;

A_{sw} – površina vijaka za smicanje na dužini jednog kontrolnog obima oko stuba;

$f_{ywd,eff}$ – efektivna proračunska čvrstoća pri zatezanju vijaka za smicanje u skladu sa:

$$f_{ywd,eff} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$$

α – ugao između vijaka i ravni ploče.

Tabela 67: Poređenje eksperimentalnih rezultata i proračunskih vrednosti prema Evrokodu

Ploča	EC						Eksperiment	
	Stub [cm]	Ecc [cm]	Otvor [cm]	u_1 [cm]	β [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Exp} [kN]	$\frac{V_{Exp}}{V_{Ed}}$
S1	15x15	-	-	179.38	1.00	201.77	246.99	1.22
S2	15x15	15	-	179.38	1.50	137.78	187.28	1.36
S3	15x15	-	15x15	134.54	1.00	154.72	183.36	1.19
S4	15x15	15	15x15	134.54	1.50	101.07	164.61	1.63
S5	15x15	15	15x15	134.54	1.50	101.07	139.78	1.38
S6	15x30	15	15x15	160.29	1.35	137.35	218.62	1.59
S7	15x30	15	15x15	160.29	1.35	134.33	187.68	1.40
S8	15x15	15	15x15	134.54	1.50	155.00	226.29	1.46

Ecc – ekscentricitet sile u odnosu na vertikalnu osu stuba

u_1 – dužina osnovnog kontrolnog obima umanjena za deo koji se zanemarije zbog postojanja otvora

$f_{ck} = 38.73 \text{ MPa}$ za I seriju ploča (Ploče S1, S4, S5 i S7)

$f_{ck} = 41.39 \text{ MPa}$ za II seriju ploča (Ploče S2, S3, S6 i S8)

Tabelom 67 su prikazane vrednosti sile loma usled probijanja prema Evrokodu. Dati rezultati upoređeni su sa eksperimentalno određenim.

Kontrolni obim ploče određen je na rastojanju $2d$ od opterećene površine, pri čemu se vodilo računa o delu obima koji se odbija u slučaju postojanja otvora uz lice stuba. Ploče S1 i S2 nisu imale otvor, te je dužina kontrolnog obima 179.38 cm. Ploče S3, S4, S5 i S8 su ploče sa otvorom uz lice kvadratnog stuba, a nakon odbijanja dela obima između tangenti povučenih iz centra stuba prema konturama otvora, dužina kontrolnog obima je 134.54 cm. Ploče S6 i S7 su takođe imale neefikasni deo obima koji je odbijen zbog postojanja otvora uz lice stub, te je kontrolni obim ovih ploča 160.29 cm.

Prilikom proračuna nosivosti centrično opterećenih ploča S1 i S3, za koeficijent β usvojena je jedinična vrednost. Za ovu vrednost koeficijenta, merena nosivost ploče S1 veća je za 22% u odnosu na računsku, a kod centrično opterećene ploče sa otvorom (S3) nosivost određena eksperimentalnim putem veća je za 19% u odnosu na računsku. U slučaju da se za koeficijent β usvoji preporučena približna vrednost od 1.15, razlika između eksperimentalnih i analitičkih rezultata bi se povećala za 18%. Ukoliko se uporede sile loma ploče S3 i S1, gubitak sile usled prisustva otvora uz lice stuba prema Evrokodu je 23%. Ovaj procenat je približno jednak gubitku nosivosti kojeg je pokazala eksperimentalna analiza (26%).

Odnos merene i računске sile loma za ploču S2 je 1.36. Smanjenje nosivosti ploče prouzrokovano pojavom ekscentriciteta sile od 15 cm prema odredbama koje Evrokod propisuje je 32% (S2 u odnosu na S1). Bolja usklađenost analitičkog smanjenja nosivosti sa eksperimentalnim (smanjenje od 24%) bila bi ostvarena ukoliko bi bila usvojena preporučena vrednost koeficijenta $\beta = 1.15$ za ploču S1. U tom slučaju, poređenjem analitičkih rezultata za ploče S2 i S1 pojavila bi se razlika od 21%.

Značajna odstupanja računskih i eksperimentalnih rezultata nastala su poređenjem ploče S4 sa S5, odnosno ploče S6 sa S7. Ove četiri ploče su ekscentrično opterećene ploče sa otvorom uz lice stuba. Iako se kod ploče S5 otvor u ploči nalazi na istoj strani kao i ekscentrična sila, a u ploči S4 otvor je na suprotnoj strani, Evrokod na isti način tretira ove dve ploče. Međutim, eksperimentalna ispitivanja pokazala su da je nosivost ploče S4 veća za 17.8% u odnosu na ploču S5. Iz tog razloga, odnos merene i računске sile koja izaziva lom za ploču S5 je 1.38, da bi za ploču S4 bio znatno veći i iznosi 1.63.

Povećanje merene nosivosti ploče S6 u odnosu na S7 (16.5%) približno je isto kao za ploče S4 i S5. Ploče S6 i S7 su oslonjene na pravougaoni stub, a međusobno su se razlikovale jedino po položaju otvora u odnosu na ekscentričnu silu. Ove dve ploče Evrokod takođe posmatra na isti način, a mala razlika kod računске sile loma javila se zbog nejednake klase betona ovih ploča.

Razlika izmerenih i rezultata sračunatih prema Evrokodu za ploču S7 je 40%, a značajno veća razlika (59%) javila se za ploču S6.

Ploča S8 je ojačana sa 20 vijaka raspoređenih po dva obima. Prvi obim sa 10 vijaka nalazi se na rastojanju $0.5d$ od opterećene površine, a drugi na radialnom rastojanju od prvog obima za $0.75d$. Površina A_{sw} je sračunata za 5 vijaka po jednom obimu koji se nalaze u području kontrolnog obima. Prema Evrokodu potrebno je odrediti kontrolni obim u_{out} za koji se više ne zahteva armatura za smicanje, pri čemu najudaljeniji obim armature za smicanje treba da bude na rastojanju manjem od $1.5d$ unutar u_{out} . Ovaj uslov u ploči S8 je ispoštovan, a upoređivanjem rezultata ploče S8 pokazalo se da je Evrokod za 46% na strani sigurnosti. Računska nosivost ploče S8 bila bi veća za 21% od one prikazane tabelom 67 kada se ne bi odredila prema ograničenju maksimalne nosivosti ploče koja se može dostići upotrebom armature za smicanje ($v_{Rd,cs} \leq 1.5v_{Rd,c}$). Povećanje sile nosivosti ojačanjem ploče zavrtnjavima odredila se poređenjem rezultata ploče S8 i S5. Sila loma ploče S8 prema Evrokodu bila je veća od sile loma ploče S5 za približno 50%, da bi kod merenih rezultata povećanje sile loma ploče S8 bilo 62% u odnosu na ploču S5.

5.3. ACI 318

Nominalna čvrstoća na smicanje za ploče nosive u dva pravca bez armature za smicanje se prema američkom standardu ACI 318 računa kao:

$$v_n = v_c$$

Čvrstoća ploče na smicanje koja se poverava betonu (v_c) se usvaja kao najmanja vrednost od tri moguće:

$$a) v_c = 4\lambda\sqrt{f'_c}$$

$$b) v_c = \left(2 + \frac{4}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$$

$$c) v_c = \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$$

Koeficijent β predstavlja odnos duže u odnosu na kraću stranu stuba ili opterećene površine, koeficijent α_s ima vrednost 40 za unutrašnji stub, f'_c je specifična čvrstoća betona na pritisak.

Za određivanje parametra λ koristi se izraz:

$$\lambda = \frac{f_{ct}}{6.7\sqrt{f_{cm}}} \leq 1.0$$

f_{cm} je prosečna izmerena vrednost čvrstoće betona na pritisak, a f_{ct} je prosečna izmerena vrednost čvrstoće betona na zatezanje.

Za ploče kod kojih se javlja i moment savijanja na vezi stuba i ploče, maksimalna vrednost napona smicanja se može sračunati prema:

$$v_{u,AB} = v_{ug} + \frac{\gamma_v \cdot M_{sc} \cdot c_{AB}}{J_c}$$

gde je:

$$\gamma_v = (1 - \gamma_f) = \left(1 - \frac{1}{1 + 2/3 \sqrt{(c_1 + d)/(c_2 + d)}} \right)$$

pri čemu je maksimalna vrednost koeficijenta γ_f za ploče nosive u dva ortogonalna pravca:

$$\gamma_f = \frac{1.25}{1 + 2/3 \sqrt{(c_1 + d)/(c_2 + d)}}$$

$$c_1 = 15 \text{ cm}$$

$$c_2 = 15 \text{ cm} - \text{ za kvadratni stub } 15 \times 15 \text{ cm}$$

$$c_2 = 30 \text{ cm} - \text{ za pravougaoni stub } 15 \times 30 \text{ cm}$$

$$c_{AB} = \frac{c_1 + d}{2} = 12.25 \text{ cm}$$

Za unutrašnji stub polarni moment inercije J_c dobija se prema:

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

Nominalna čvrstoća na smicanje za ploče nosive u dva pravca sa armaturom za smicanje se prema ACI računa kao:

$$v_n = v_c + v_s = 2\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{A_v f_{yt}}{b_o s} \leq \phi 6\sqrt{f'_c}$$

s – radijalno rastojanje obima duž kojih su postavljeni vijci;

A_v – površina vijaka za smicanje na dužini jednog kontrolnog obima oko stuba;

f_{yt} – dopušteno proračunsko naprezanje smičuće armature ograničene na 414Mpa;

$\phi = 0.75$ – faktor smanjenja čvrstoće na smicanje.

Prilikom proračuna nosivosti ploče na smicanje od probijanja američki propisi ne uzimaju u obzir uticaj armature za prijem sila zatezanja od savijanja. Kontrolni obim ploče se određuje na odstojanju $0.5d$ od opterećene površine i ima oblik kao i opterećena površina. Zbog postojanja otvora uz lice stuba, deo obima koji se zanemaruje određuje se oduzimanjem dela obima između dve tangente povučene iz centra stuba prema konturama otvora. Dužine kontrolnih obima b_o za

sve analizirane ploče prikazane su tabelom 68. Ekscentrično opterećenje ploče se prema ovom pravilniku uvodi u proračun, između ostalog, i preko koeficijenta γ_f . Intenzitet sile loma sračunat je za dve vrednosti ovog koeficijenta, preporučenu i maksimalnu vrednost. Primenom preporučene vrednosti koeficijenta γ_f , proračunski model se pokazao kao izrazito konzervativan, gde koeficijent sigurnosti dostiže vrednost čak 2.06. Uvođenjem u proračun maksimalne vrednosti koeficijenta γ_f , koeficijenti sigurnosti su se smanjili na vrednost nižu od dva. Poređenje rezultata eksperimentalne analize sa analitički određenim prema odredbama koje propisuje ACI 318 prikazano je tabelom 68.

Tabela 68: Poređenje eksperimentalnih rezultata i proračunskih vrednosti prema ACI 318

Ploča	ACI						Eksperiment		
	Stub [cm]	Ecc [cm]	Otvor [cm]	b_o [cm]	V_u [kN]	V_u^* [kN]	V_{Exp} [kN]	$\frac{V_{Exp}}{V_u}$	$\frac{V_{Exp}}{V_u^*}$
S1	15x15	-	-	98	170.64	-	246.99	1.45	-
S2	15x15	15	-	98	104.45	123.68	187.28	1.79	1.51
S3	15x15	-	15x15	73.5	133.81	-	183.36	1.37	-
S4	15x15	15	15x15	73.5	84.13	96.71	164.61	1.96	1.70
S5	15x15	15	15x15	73.5	84.13	96.71	139.78	1.66	1.45
S6	15x30	15	15x15	103.5	130.30	152.73	218.62	1.68	1.43
S7	15x30	15	15x15	103.5	125.42	147.02	187.68	1.50	1.28
S8	15x15	15	15x15	73.5	109.63	126.02	226.29	2.06	1.80

Ecc – ekscentricitet sile u odnosu na vertikalnu osu stuba

b_o – dužina osnovnog kontrolnog obima umanjena za deo koji se zanemarije zbog postojanja otvora

V_u^* - Sila loma za maksimalnu vrednost koeficijenta γ_f

$f_{cm} = 38.73 \text{ MPa}$, $f_{ct} = 3.09 \text{ MPa}$ za I seriju ploča (Ploče S1, S4, S5 i S7)

$f_{cm} = 41.39 \text{ MPa}$, $f_{ct} = 3.21 \text{ MPa}$ za II seriju ploča (Ploče S2, S3, S6 i S8)

Ukoliko uporedimo rezultate centrično opterećene ploče S1, nosivost određena eksperimentalnim putem veća je u odnosu na računsku za 45%. Nešto manji procenat sigurnosti, 37%, javio se kod centrično opterećene ploče S3 sa otvorom uz lice kvadratnog stuba. Smanjenje sile nosivosti pojavom otvora u centrično opterećenoj ploči može se oceniti posmatranjem rezultata ploče S1 i S3. Prema ACI 318 ovo smanjenje je 22%, a prema eksperimentalnoj analizi gubitak nosivosti prouzrokovan pojavom otvora u ploči je 26%.

Pad sile loma u slučaju ekscentričnog opterećenja ploče određuje se poređenjem rezultata za ploču S1 i S2. Za preporučenu vrednost koeficijenta γ_f smanjenje sile je približno 40%, dok je za maksimalnu vrednost koeficijenta γ_f smanjenje nosivosti u dobroj saglasnosti sa eksperimentom i iznosi 28%. Odnos merene i računске sile probijanja za preporučenu vrednost γ_f iznosi 1.79, a za maksimalnu vrednost ovog koeficijenta 1.51.

I američki pravilnik na isti način tretira ploče S4 i S5, odnosno S6 i S7, da bi eksperimentalna merenja pokazala da je nosivost ploče S4 veća za 17.7% u odnosu na ploču S5, a povećanje nosivosti ploča S6 u odnosu na S7 iznosilo je 16.5%. Ono što se primećuje kod ove četiri ploče je da je odnos merene i računске sile probijanja znatno veći kod ploča S4 i S5 sa kvadratnim stubom, nego što je to kod ploča S6 i S7 sa pravouganim stubovima.

Prilikom računanja nosivosti ploče ojačane vijcima, američkim propisima doprinos betona se redukuje za 50% u odnosu na nosivost ploče koja nema armaturu. Doprinos armature se računa kao vertikalna sila koju ona može da prihvati, pri čemu se vrednost dopuštenog proračunskog naprezanja smičuće armature ograničava na 414MPa (60000 psi). Nosivost ploče određena je prema ograničenju maksimalne nosivosti ploče ($v_n \leq \phi 6\sqrt{f'_c}$). U slučaju da se ovo pravilo zanemarilo i da se nosivost ploče odredila na osnovu površine vijaka iz kontrolnog preseka, računska nosivost ploče bila bi za 70% veća od prikazane u tabeli 68, a samim tim koeficijenti sigurnosti realniji. Ocena povećanja nosivosti ojačanjem ploče zavrtnjevima može se odrediti poređenjem rezultata za ploču S8 i S5. Prema ACI 3018 to povećanje je 30%, da bi rezultati eksperimentalne analize pokazali povećanje od 62%.

5.4. *Fib Model Code 2010*

Proračun nosivosti na smicanje od probijanja ploče bez armature za smicanje određuje se kao:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} = k_{\psi} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_o d$$

Parametar k_{ψ} je u zavisnosti od rotacije ploče:

$$k_{\psi} = \frac{1}{1.5 + 0.9k_{dg}\psi d} \leq 0.6$$

gde je d statička visina ploče, ψ rotacija ploče koja se za ploče dimenzionisane prema linearno elastičnoj analizi bez preraspodele računa prema izrazu:

$$\psi = 1.5 \frac{r_s f_y}{d E_s} \left(\frac{m_{Ed}}{m_{Rd}} \right)^{1.5}$$

r_s je poluprečnik izolovanog kružnog elementa ploče, f_y je granica tečenja armature za savijanje, d je statička visina ploče, a E_s je modul elastičnosti armature.

Osrednjeni moment savijanja u traci iznad unutrašnjeg stuba određuje se prema:

$$m_{Ed} = V_{Ed} \left(\frac{1}{8} + \frac{|e_u|}{2b_s} \right)$$

U ovim izrazima e_u je ekscentricitet rezultujuće smičuće sile u odnosu na težište osnovnog kontrolnog obima, a širina oslonačke trake iznad stuba određuje se kao:

$$b_s = 1.5\sqrt{r_{s,x}r_{s,y}}$$

Osrednjeni moment nosivosti ploče u traci iznad stuba računa se na osnovu koeficijenta armiranja (ρ_l) zategnute armature za savijanje:

$$m_{Rd} = \rho_l b d^2 f_{yd} \left(1 - 0.5 \rho_l \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right)$$

Koeficijent k_{dg} zavisi od maksimalnog zrna agregata (d_g), te za $d_g \geq 16\text{mm}$ njegova vrednost iznosi $k_{dg} = 1.0$.

Proračun nosivosti ploče na probijanje sprovodi se u efektivnom kontrolnom preseku čiji je obim b_0 . Ovaj obim dobija se redukcijom osnovnog kontrolnog obima b_l uzimajući u obzir neravnomernu raspodelu napona smicanja:

$$b_0 = k_e \cdot b_{l,red}$$

Koeficijent k_e se određuje u funkciji neuravnoteženog momenta savijanja prema:

$$k_e = \frac{1}{1 + e_u/b_u}$$

gde je b_u prečnik kruga koji ima površinu jednaku površini unutar osnovnog kontrolnog obima. Za konstrukcije kod kojih bočna stabilnost ne zavisi od ramovskog dejstva između ploča i stubova, i ukoliko se susedni rasponi ne razlikuju za više od 25%, za koeficijent k_e se može usvojiti približna vrednost $k_e = 0.90$ za unutrašnji stub.

Proračunska nosivost armature za smicanje pod uglom α u odnosu na srednju ravan ploče iznosi:

$$V_{Rd,s} = \sum A_{sw} k_e \sigma_{swd} \sin\alpha$$

gde je A_{sw} ukupna površina poprečnog preseka smičuće armature koja je presečena sa potencijalnom smičućom prslinom (pod uglom od 45°), to jest u oblasti od $0.35d_v$ i d_v od oslonačke površine. Proračunska vrednost napona u armaturi za smicanje određuje se kao:

$$\sigma_{swd} = \frac{E_s \Psi}{6} (\sin\alpha + \cos\alpha) \left(\sin\alpha + \frac{f_{bd}}{f_{ywd}} \frac{d}{\phi_w} \right) \leq f_{ywd}$$

ϕ_w je prečnik šipke armature za smicanje, f_{ywd} je granica razvlačenja ove armature, a čvrstoća prijanjanja za rebrastu armaturu može da se usvoji kao $f_{bd} = 3\text{MPa}$.

Maksimalna nosivost ploče pri probijanju određena je prema:

$$V_{Rd,max} = k_{sys} k_\psi \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_o d \leq \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_o d$$

gde je efikasnost armature za smicanje određena koeficijentom:

$$k_{sys} = \frac{V_{Rd}}{V_{Rd,c}}$$

Za ploče koje su ojačane armaturom za smicanje se zahteva da ta armatura može da prihvati minimalno polovinu proračunske sile smicanja, te se određuje prema:

$$\sum A_{sw} k_e \sigma_{swd} \sin \alpha \geq 0.5 V_{Ed}$$

Tabelom 69 su upoređeni rezultati eksperimentalne analize sa analitički određenim prema odredbama koje propisuje *fib* Model Code 2010. Proračun nosivosti ploče na probijanje je zasnovan na teoriji kritične smičuće prsline, i sprovodi se za efektivni kontrolni presek čiji je obim b_0 . Ovaj obim dobija se redukcijom osnovnog kontrolnog obima b_1 uzimajući u obzir neravnomernu raspodelu napona smicanja. Za slučaj postojanja otvora u ploči, redukovani obim dobija se eliminisanjem dela obima koji se nalazi između dve tangente povučene iz centra opterećene površine prema konturama otvora. Efekat pojave neuravnoteženog momenta savijanja uzima se u obzir množenjem dužine redukovanog osnovnog obima koeficijentom k_e , a uticaj koncentracije napona smicanja u uglovima velikih oslonjenih površina redukuje se sa ograničenjem dužine stranice opterećene površine na maksimalno $3d$.

Tabela 69: Poređenje eksperimentalnih rezultata i proračunskih vrednosti prema *fib* Model Code 2010

Ploča	<i>fib</i> Model Code 2010						Eksperiment	
	Stub [cm]	Ecc [cm]	Otvor [cm]	b_0 [cm]	k_ψ [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Exp} [kN]	$\frac{V_{Exp}}{V_{Ed}}$
S1	15x15	-	-	89.84	0.3480	184.88	246.99	1.34
S2	15x15	15	-	58.93	0.3461	124.66	187.28	1.50
S3	15x15	-	15x15	67.38	0.3862	159.03	183.36	1.15
S4	15x15	15	15x15	44.20	0.3930	102.70	164.61	1.60
S5	15x15	15	15x15	44.20	0.3930	102.70	139.78	1.36
S6	15x30	15	15x15	67.36	0.3269	134.60	218.62	1.62
S7	15x30	15	15x15	67.36	0.3312	131.87	187.68	1.42
S8	15x15	15	15x15	44.20	0.3930	215.13	226.29	1.05

Ecc – ekscentricitet sile u odnosu na vertikalnu osu stuba

b_0 – dužina efektivnog kontrolnog obima

k_ψ – parametar zavisnosti rotacije ploče

$f_{ck} = 38.73$ MPa za I seriju ploča (Ploče S1, S4, S5 i S7)

$f_{ck} = 41.39$ MPa za II seriju ploča (Ploče S2, S3, S6 i S8)

Poređenjem merenih sa računskim rezultatima primećuje se da je realna nosivost svih analiziranih ploča potcenjena, odnosno da su rezultati određeni u skladu sa *fib* Model Code

2010 na strani sigurnosti. Najveći koeficijenti sigurnosti javili su se kod ekscentrično opterećenih ploča sa otvorom na suprotnoj strani u odnosu na dejstvo sile, a najmanji koeficijent sigurnosti kod ploče ojačane zavrtnjevima.

Odnos merene i računске sile probijanja za centrično opterećenu ploču S1 je 1.34, a za centrično opterećenu ploču (S3) sa otvorom 1.15. Smanjenje sile nosivosti pojavom otvora u centrično opterećenoj ploči može se oceniti posmatranjem rezultata ploče S1 i S3. Prema *fib* Model Code 2010 ovo smanjenje je 14%, a prema eksperimentalnoj analizi gubitak nosivosti prouzrokovan pojavom otvora u ploči je 26%.

Smanjenje nosivosti ploče prouzrokovano pojavom ekscentriciteta pri opterećenju utvrđeno je poređenjem rezultata ploče S1 sa S2. Računska nosivost ploče S2 manja je za 33% od nosivosti S1, dok se gubitak nosivosti od 24% javio kod eksperimentalno analiziranih ploča S2 u odnosu na S1. Koeficijent sigurnosti kod ekscentrično opterećene ploče S2 je 1.50, odnosno izmerena sila loma veća je od računске za 50%.

fib Model Code 2010 ne pravi razliku između ploča S4 i S5, te su računске nosivosti ovih ploča iste. Na isti način posmatrane su i ploče S6 i S7, a mala razlika računске sile probijanja ove dve ploče se javila zbog različite čvrstoće betona pri pritisku. Eksperimentalna ispitivanja su pokazala da položaj otvora u odnosu na ekscentričnu silu utiče na nosivost ploče, odnosno pokazala su da je nosivost ploče S4 veća za 17.8% u odnosu na ploču S5, a povećanje nosivosti ploča S6 u odnosu na S7 je 16.5%. Razlika izmerenih i rezultata sračunatih prema *fib* Model Code 2010 za ploču S5 je 36%, kod ploče S7 razlika je 42%, da bi kod ploča S4 i S6 ova razlika rezultata bila značajnija, približno 60%.

Doprinos betona kod određivanja nosivosti ploče ojačane vijcima se prema *fib* Model Code 2010 redukuje povećanjem ugla nagiba ploče. Deo sile loma koji prihvataju vijci se računa prema stvarnoj granici razvlačenja čelika od koga su vijci izvedeni, a odnos merene i računске sile probijanja za ploču S8 1.05. Poređenjem ploče S8 sa pločom S5 određuje se povećanje sile probijanja koje se javilo ojačanjem ploče vijcima. Prema izmerenim rezultatima povećanje je 62%, da bi *fib* Model Code 2010 pokazao povećanje sile loma za 109%.

5.5. Analiza rezultata proračuna

U okviru ove doktorske disertacije odabrani propisi za ocenu nosivosti ploče na smicanje od probijanja su PBAB, Evrokod, američki pravilnik ACI 318 i *fib* Model Code 2010. U izrazima koje predlažu propisi izostavljeni su različiti koeficijenti sigurnosti za dejstva i svojstva

materijala. Razlog tome je poznavanje opterećenja prilikom eksperimentalnog ispitivanja, a mehanička svojstva materijala su laboratorijski određena. Nosivost na probijanje ploče oslonjene na stub se prema PBAB, Evrokodu i ACI 318 procenjuje na osnovu metode kritičnog preseka, dok je *fib* Model Code 2010 zasnovan na teoriji kritične smičuće prsline. Navedeni propisi nosivost ploče na probijanje proveravaju za kontrolni obim koji se nalazi na određenoj udaljenosti od opterećene površine. PBAB za kritični presek ploče uvek usvaja kružni oblik u osnovi, bez obzira na oblik poprečnog preseka stuba, i nalazi se na udaljenosti $0.5h_s$ od ivice stuba. Prema Evrokodu osnovni kontrolni obim konstruiše se da ima najmanju moguću dužinu koja se usvaja na rastojanju $2d$ od ivice stuba. Američki propisi ACI 318 osnovni kontrolni presek usvajaju na $0.5d$ od ivice stuba, a presek ima oblik opterećene površine. Kod propisa *fib* Model Code 2010, kontrolni obim se nalazi na $0.5d$ od ivice stuba, a usvaja se tako da se dobije njegova minimalna vrednost.

U slučaju postojanja otvora u blizini oslonca, svi navedeni pravilnici na isti način redukuju kontrolni obim. Iz centra opterećene površine povlače se tangente prema konturama otvora, a deo obima koji je ograničen tangentama smatra se neefikasnim. Ono što je različito za propise je udaljenost otvora od opterećene površine za koju je potrebno redukovati obim. Prema Evrokodu predložena je udaljenost otvora manja od $6d$, za ACI 318 ona je manja od $10d$, dok *fib* Model Code 2010 ograničava ovu udaljenost na vrednost manju od $5d$. PBAB ne definiše udaljenost otvora od konture stuba za koju se uticaj otvora na probijanje može zanemariti.

Uticaj ekscentričnog opterećenja većina pravilnika uvodi u proračun pomoću koeficijenata koji su u funkciji neuravnoteženog momenta savijanja. Za Evrokod to je koeficijent β , prema *fib* Model Code 2010 uvodi se koeficijent k_e , da bi ACI 318 uticaj neuravnoteženog momenta savijanja uključio u proračun preko izraza $(1 - \gamma_f)M_{sc}c_{AB}/J_c$. Za konstrukcije kod kojih bočna stabilnost ne zavisi od ramovskog dejstva između ploča i stubova, i ukoliko se susedni rasponi ne razlikuju za više od 25%, za koeficijent k_e se kod unutrašnjih centrično opterećenih stubova može usvojiti približna vrednost $k_e = 0.90$, a za koeficijent β se usvaja preporučena vrednost $\beta = 1.15$. PBAB nema nikakve odredbe za slučaj delovanja horizontalnih sila koje izazivaju nesimetrično naprezanje ploče. Takođe, prema ovom standardu, uticaj nesimetričnog naprezanja ploče usled savijanja u oblasti oko unutrašnjih stubova se zanemaruje pri opterećenju koje deluje upravno na ploču.

Proračun nosivosti na smicanje od probijanja ploče bez armature za smicanje u funkciji je od čvrstoće betona na pritisak, debljine ploče, od oblika i veličine opterećene površine i od količine armature za prijem sila zatezanja od savijanja. Evrokod i *fib* Model Code 2010 sve navedene

pojmove uvrstavaju u proračun, dok ACI 318 ne uzima u obzir doprinos armature za savijanje na nosivost ploče na probijanje, a PBAB ne uvodi uticaj debljine ploče na njenu nosivost na probijanje.

U slučaju ploče ojačane armaturom za smicanje, vodeći svetski standardi proračun probijanja sprovode pod pretpostavkom da se nosivost ploče sastoji od nosivosti betona i nosivosti armature. Pri tome, doprinos betona se redukuje za 25% prema Evrokodu, odnosno 50% prema ACI 318, u odnosu na nosivost ploče koja nema armaturu za smicanje. Doprinos betona kod određivanja nosivosti ploče ojačane armaturom za smicanje se prema *fib* Model Code 2010 redukuje povećanjem ugla nagiba ploče. Razlog smanjenja su pretpostavke o tečenju armature i izražene prsline u betonu. Doprinos armature za smicanje se računa kao vertikalna sila koju ona može da prihvati. Evrokod doprinos armature za smicanje određuje sa efektivnom proračunskom čvrstoćom pri zatezanju koja je u funkciji statičke visine ploče, a ACI ograničava vrednost dopuštenog proračunskog naprezanja smičuće armature na 414Mpa (60000 psi). *Fib* Model Code 2010 ne ograničava vrednost granice razvlačenja čelika. Nosivost ploče ojačane armaturom za smicanje se prema PBAB određuje prema stvarnoj granici razvlačenja čelika za armiranje i uz poštovanje ograničenja napona smicanja u kritičnom preseku: $\tau \leq \gamma_2 \cdot \tau_b$, gde je $\gamma_2 = 0.45\alpha_a\sqrt{\mu}$, a τ_b dopušteni glavni napon zatezanja.

Računske vrednosti sile loma određene u skladu sa navedenim propisima upoređene su sa rezultatima eksperimentalnog istraživanja i prikazane su tabelom 70. Primećuje se da su svi analizirani proračunski modeli na strani sigurnosti, odnosno da potcenjuju realnu nosivost na probijanje svih razmatranih ploča. Daleko najveće koeficijente sigurnosti daje PBAB iz 1987. godine kod kojeg je još uvek zadržana teorija dopuštenih napona kada je u pitanju osiguranje AB ploča od probijanja. Prema ovom standardu, značajnija odstupanja od eksperimentalnih vrednosti javila su se za centrično opterećene ploče, gde je odnos merene i računске sile loma ploče S1 čak 2.80, dok za ploču S3 iznosi 2.74. Kako se uticaj ekscentriciteta sile ne uzima u obzir prema ovom pravilniku, probijanje ekscentrično opterećenih ploča S2, S4, S5, S6, S7 i S8 određeno je na isti način kao i za centrično opterećene ploče, s toga su koeficijenti sigurnosti ovih ploča nešto niži. Ukoliko se analiziraju samo ekscentrično opterećene ploče, najveći koeficijenti sigurnosti javljaju se kod ploča oslonjenih na pravougaone stubove stranica 15x30cm, zbog ograničavanja maksimalnog odnosa stranica ($d = 1.5b$) koji se uzima u proračun.

Kao najkonzervativniji, od tri savremena standarda, se pokazao pravilnik ACI 318, a jedan od razlog za to je zanemarivanje doprinosa količine armature za savijanje na nosivost ploče na probijanje, što nije slučaj kod druga dva pravilnika. Pravilnici *fib* Model Code 2010 i Evrokod

su uglavnom usaglašeni u proceni nosivosti ploče na probijanje, a najveća razlika ogleda se kod ploče ojačane zavrtnejevima. Razlog tome je što Evrokod doprinos armature za smicanje određuje sa efektivnom proračunskom čvrstoćom pri zatezanju, dok *fib* Model Code 2010 uvrštava stvarnu vrednost granice razvlačenja čelika. Pored toga, značajna razlika u odnosu merene i računске vrednosti prema propisima za ploču S8 javlja se zbog različitog ograničenja maksimalne nosivosti ploče ojačane vijcima. Evrokod ograničava proračunsku nosivost na probijanje ploče sa armaturom za smicanje na maksimalno 50% veću vrednost od nosivosti na probijanje ploče bez armature za smicanje ($v_{Rd,cs} \leq 1.5v_{Rd,c}$), dok je kod ACI 318 nosivost ograničena kao: $v_n \leq \phi 6\sqrt{f'_c}$. Maksimalna nosivost ploče sa smičućom armaturom je za *fib* Model Code 2010 određena kao: $k_{sys}k_{\psi} \leq 1$. Koeficijentom k_{sys} se uzima u obzir efikasnost armature za smicanje i u slučaju da su ispoštovane preporuke standarda u pogledu detalja za armiranje može se usvojiti $k_{sys} = 2$. Ovde je važno napomenuti i to da se prilikom proračuna sile loma ploče S8 uticaj prednaprezanja vijaka nije uzeo u obzir ni za jedan od analiziranih standarda.

Eksperimentalnim istraživanjem pokazano je da ploča S4 (ploča sa otvorom na suprotnoj strani od dejstva ekscentrične sile) ima nosivost veću za 17.8% u odnosu na ploču sa otvorom na strani gde i opterećenje deluje (S5). Približno isto povećanje nosivosti (16.5%) imala je ploča S6 u odnosu na S7, iako su se međusobno razlikovale jedino po položaju otvora u odnosu na ekscentričnu silu. Ono što je primećeno kod svih analiziranih pravilnika je tretiranje ploča S4 i S5, odnosno ploče S6 i S7, na isti način. Dakle, ni jedan od navedenih pravilnika ne uzima u obzir povoljan položaj otvora u odnosu na ekscentričnu silu na nosivost ploče na probijanje, što je uzrok pojave najvećeg neslaganja merene i računске sile kod ploča S4 i S6.

Tabela 70: Poređenje eksperimentalne i računске vrednosti sile loma

Ploča	Stub [cm]	Ecc [cm]	Otvor [cm]	V_{Ed} [kN]				V_{Eksp} [kN]	V_{Exp}/V_{Ed}			
				PBAB	EC 2	ACI 318	MC 2010		PBAB	EC 2	ACI 318	MC 2010
S1	15x15	-	-	88.12	201.77	170.64	184.88	246.99	2.80	1.22	1.45	1.34
S2	15x15	15	-	89.37	137.78	104.45	124.66	187.28	2.10	1.36	1.79	1.50
S3	15x15	-	15x15	67.03	154.72	133.81	159.03	183.36	2.74	1.19	1.37	1.15
S4	15x15	15	15x15	66.09	101.07	84.13	102.70	164.61	2.49	1.63	1.96	1.60
S5	15x15	15	15x15	66.09	101.07	84.13	102.70	139.78	2.11	1.38	1.66	1.36
S6	15x30	15	15x15	76.68	137.35	130.30	134.60	218.62	2.85	1.59	1.68	1.62
S7	15x30	15	15x15	75.61	134.33	125.42	131.87	187.68	2.48	1.40	1.50	1.42
S8	15x15	15	15x15	95.12	155.00	109.63	215.13	226.29	2.38	1.46	2.06	1.05
Srednja vrednost									2.49	1.40	1.68	1.38

6. REZIME I ZAKLJUČCI

6.1. Rezime

Predmet istraživanja doktorske disertacije su pune AB ploče direktno oslonjene na stubove. Ove ploče postale su dominantan sistem izvođenja međuspratnih konstrukcija višespratnih zgrada raznih namena, pre svega zbog brze gradnje, ali i zbog jednostavnog vođenja instalacija, boljeg osvetljenja prostora, manje spratne visine izostavljanjem grednih elemenata i značajnog uprošćavanja izvođenja. Limitirajući faktor u primeni ravnih ploča su nosivost na probijanje stuba kroz ploču i pojava relativno velikih ugiba, pa im je primena ograničena rasponom i intenzitetom promenljivog opterećenja. Sa porastom reakcije stuba razvijaju se kose prsline u ploči koje dovode do formiranja konusne površi neposredno oko stuba. U trenutku loma, betonsko telo ograničeno konusnom površi probija kroz ploču, a ovaj lom se naziva probijanje ploče. Lom probijanjem predstavlja krtu vrstu loma, ne angažuje plastični rad čelika za armiranje, dešava se trenutno i nenajavljeno, zbog čega njegove posledice često uključuju, osim materijalnih, i ljudske žrtve.

Na probijanje ploče utiče veliki broj parametara, zbog čega je ovo istraživanje ograničeno na ekscentrično opterećene AB ploče sa otvorom uz lice unutrašnjeg stuba i bez posebne armature za prihvatanje sila zatezanja od smicanja izazvanog probijanjem. U okviru eksperimentalne analize (poglavlje tri) obuhvaćena su ispitivanja na osam AB ploča kao i ocena fizičko-mehaničkih karakteristika primenjenih materijala. Sve ploče su izrađene sa istim dimenzijama, prečnika 180 cm, debljinom ploče 12 cm i statičkom visinom ploče 9.5 cm. Kako bi se postigao oblik što približniji kružnici, a u cilju izrade jednostavnije oplata, ploče su izrađene u obliku osmougona čije su stranice 74.6 cm. Zategnuta zona ploče armirana je u dva ortogonalna pravca sa armaturom prečnika $\emptyset 10$ postavljenom na međusobnom rastojanju od 10 cm, dok je pritisnuta zona armirana istim prečnikom šipke ali na rastojanju od 20 cm. Šest ploča ima otvor u blizini oslonca, od kojih su ploče S4, S5, S6, S7, i S8 ekscentrično opterećene, a ploča S3 centrično opterećena. Oblik i dimenzije otvora su u svim pločama isti, kvadratni sa stranicama 15x15 cm. Ploče S1 i S2 su ploče bez otvora, pri čemu je S1 centrično opterećena, a S2 ekscentrično opterećena ploča. Na osnovu ove dve ploče (S1 i S2) se vršila ocena stepena redukcije nosivosti ploče prouzrokovana postojanjem i položajem otvora uz lice stuba. Ploče sa otvorom su izvedene tako da oko samih otvora nije postavljena dodatna armatura, kao što to većina pravilnika propisuje. Cilj je bio simulirati naknadno formiranje otvora u ploči za potrebe

vođenja raznih vrsta instalacija u postojećoj konstrukciji. Pojava otvora u neposrednoj blizini oslonca ploče smanjuje značajno njenu nosivost na probijanje, te se često zahteva neki vid naknadnog ojačanja ovih ploča. Jedna od mogućnosti je ojačanje ploče visokovrednim zavrtšnjemima, što je u okviru ove disertacije analizirano na uzorku S8. Pre ispitivanja ploče do loma, u betonskoj ploči su izbušene rupe za postavljanje vijaka. Ploča je ojačana sa dvadeset visokovrednih vijaka prečnika 10 mm. Vijci su izrađeni od klase čvrstoće 8.8, a pre samog nanošenja opterećenja na ploču vijci su prethodno napregnuti na punu silu nosivosti.

U četvrtom poglavlju prikazano je numeričko modeliranje AB ploča primenom metode konačnih elemenata u softverskom paketu Abaqus 6.13-1. Probijanje ploče je opisano primenom CDP modela za koga je izvršena kalibracija na betonskom uzorku S1. Kalibracija je sprovedena variranjem različitih parametara koji opisuju CDP model i promenom veličine mreže konačnih elemenata. Rezultati numeričke analize pokazali su da i pored toga što je konstitutivni zakon napona i dilatacije pri zatezanju vezan za veličinu konačnog elementa, ona i dalje utiče na numeričke rezultate. Nakon što je utvrđeno da numerički određena sila loma i deformacija ploče S1 za veličinu mreže konačnih elemenata od 20 mm najviše odgovara eksperimentalnim vrednostima, isti model je primenjen i na sve ostale eksperimentalno analizirane ploče. Jedina razlika koja se javljala kod modeliranja AB uzoraka je način računanja energije loma. Energija loma određena prema CEB-FIP Model Code 2010 [87] pokazala se kao tačnija za modeliranja ekscentrično opterećenih ploča S5, S7 i S8. Ukoliko se energija loma izračuna prema CEB-FIP Model Code 90 [95], granična dilatacija imaće manju vrednost, a pad silazne grane dijagrama napon-dilatacija će biti veći. Energija loma sračunata na ovaj način daje veoma dobre rezultate pri numeričkom modeliranju ploča S1, S2, S3, S4 i S6. Za silu loma ploče uzimala se vrednost usled koje dolazi do značajnog povećanja deformacije ploče pri konstantnom intenzitetu opterećenja, tj. u trenutku kada kriva opterećenje-ugib prelazi u gotovo horizontalan položaj zbog izuzetno izraženih plastičnih deformacija pred nastanak probijanja. Rezultati numeričke analize AB uzoraka uporedno su prikazani sa eksperimentalnim rezultatima u tabeli 71.

U okviru petog poglavlja određena je nosivost ploče na smicanje od probijanja prema PBAB, Evrokodu, američkom pravilniku ACI 318 i *fib* Model Code 2010. U izrazima koje predlažu navedeni propisi izostavljeni su različiti koeficijenti sigurnosti za dejstva i svojstva materijala zbog poznavanja opterećenja prilikom eksperimentalnog ispitivanja i mehaničkih svojstava materijala koja su laboratorijski određena. Nosivost na probijanje ploče oslonjene na stub se prema PBAB, Evrokodu i ACI 318 procenjuje na osnovu metode kritičnog preseka, dok je *fib* Model Code 2010 zasnovan na teoriji kritične smičuće prsline. Navedeni propisi nosivost ploče

na probijanje proveravaju za kontrolni obim koji se nalazi na određenoj udaljenosti od opterećene površine. Osnovni kontrolni obim se prema Evrokodu usvaja na rastojanju $2d$ od ivice stuba, dok PBAB, ACI 318 i *fib* Model Code 2010 osnovni kontrolni presek usvajaju na $0.5d$ od ivice stuba. U slučaju postojanja otvora u blizini oslonca, svi navedeni pravilnici na isti način redukuju kontrolni obim. Iz centra opterećene površine povlače se tangente prema konturama otvora, a deo obima koji je ograničen tangentama smatra se neefikasnim. Ono što je različito za propise je udaljenost otvora od opterećene površine za koju je potrebno redukovati obim. Prema Evrokodu predložena je udaljenost otvora manja od $6d$, za ACI 318 ona je manja od $10d$, dok *fib* Model Code 2010 ograničava ovu udaljenost na vrednost manju od $5d$. PBAB ne definiše udaljenost otvora od konture stuba za koju se uticaj otvora na probijanje može zanemariti.

Pri kontroli graničnog stanja probijanja uobičajeno se pretpostavlja da su naponi smicanja ravnomerno raspoređeni duž kritičnog preseka ploče. To nije slučaj kada veza stuba i ploče pored sile, prenosi i moment savijanja, tzv. neuravnoteženog momenta. Kod unutrašnjih stubova, neuravnoteženi moment može da se javi usled nejednakog spoljašnjeg vertikalnog opterećenja, ili usled dejstva horizontalnih sila od vetra ili seizmike. Uticaj ekscentričnog opterećenja uvodi se u proračun pomoću koeficijenata koji su u funkciji neuravnoteženog momenta savijanja. Za Evrokod to je koeficijent β , prema *fib* Model Code 2010 uvodi se koeficijent k_e , da bi ACI 318 uticaj neuravnoteženog momenta savijanja uključio u proračun preko izraza $(1 - \gamma_f)M_{sc}C_{AB}/J_c$. PBAB nema nikakve odredbe za slučaj delovanja horizontalnih sila koje izazivaju nesimetrično naprezanje ploče, dok se uticaj nesimetričnog naprezanja ploče usled savijanja u oblasti oko unutrašnjih stubova zanemaruje pri opterećenju koje deluje upravno na ploču.

Tabela 71: Poređenje eksperimentalne sile loma sa numeričkim i računskim vrednostima

Ploča	Stub [cm]	Ecc [cm]	Otvor [cm]	$V_{E_{ksp}}$ [kN]	V_{Exp}/MKE	V_{Exp}/V_{Ed}			
						PBAB	EC 2	ACI 318	MC 2010
S1	15x15	-	-	246.99	1.03	2.80	1.22	1.45	1.34
S2	15x15	15	-	187.28	0.96	2.10	1.36	1.79	1.50
S3	15x15	-	15x15	183.36	1.10	2.74	1.19	1.37	1.15
S4	15x15	15	15x15	164.61	0.94	2.49	1.63	1.96	1.60
S5	15x15	15	15x15	139.78	1.01	2.11	1.38	1.66	1.36
S6	15x30	15	15x15	218.62	0.96	2.85	1.59	1.68	1.62
S7	15x30	15	15x15	187.68	1.08	2.48	1.40	1.50	1.42
S8	15x15	15	15x15	226.29	1.08	2.38	1.46	2.06	1.05
Srednja vrednost					1.02	2.49	1.40	1.68	2.49

Računske vrednosti sile loma određene u skladu sa navedenim propisima upoređene su sa rezultatima eksperimentalnog istraživanja i prikazane su tabelom 71, gde se vidi da najveće koeficijente sigurnosti daje PBAB iz 1987. godine koji još uvek osiguranje AB ploča od probijanja zasniva na teoriji dopuštenih napona. Prema ovom standardu, značajna odstupanja od eksperimentalnih vrednosti javljaju se za centrično opterećene ploče, te je odnos merene i računске sile loma ploče S1 čak 2.80, a za ploču S3 ovaj koeficijent je 2.74. Odnos merenih i računskih vrednosti nešto je niži za ekscentrično opterećene ploče S2, S4, S5 i S8 zbog toga što PBAB zanemaruje uticaj ekscentriciteta sile na probijanje ploče. Sa povećanjem dimenzija stuba, eksperiment je pokazao da se nosivost ploče S6 i S7 povećala za približno 35% u odnosu na ploče S4 i S5, dok je prema PBAB ovo povećanje svega 15% zbog ograničenja maksimalnog odnosa stranica ($d = 1.5b$) koji se uzima u proračun. To je razlog zbog čega su se, i pored tretiranja ekscentrično opterećenih ploče kao da su centrično opterećene, najveći koeficijenti sigurnosti javili upravo za ploče oslonjene na pravougaone stubove (S6 i S7). Nosivost ploče ojačane armaturom za smicanje se prema PBAB određuje prema stvarnoj granici razvlačenja čelika za armiranje i uz poštovanje ograničenja napona smicanja u kritičnom preseku: $\tau \leq \gamma_2 \cdot \tau_b$, gde je $\gamma_2 = 0.45\alpha_a\sqrt{\mu}$, a τ_b dopušteni glavni napon zatezanja. Odnos merene i računске sile probijanja za ekscentrično opterećenu ploču S8 je 2.38. Poređenjem ploče S8 sa pločom S5 određuje se povećanje sile probijanja koje se javilo ojačanjem ploče vijcima. Prema izmerenim rezultatima povećanje je 62%, da bi PBAB pokazao povećanje sile loma za 44%.

Poređenje odredbi savremenih, vodećih svetskih standarda za osiguranje ploče od probijanja detaljno je prikazano za sve eksperimentalno ispitane ploče, pri čemu su računске vrednosti sile loma upoređene i sa eksperimentalno određenim.

Ploča S1

Lom u centrično opterećenoj ploči bez otvora (S1) nastao je usled sile od 246.99 kN prilikom eksperimentalne analize. Za ovu ploču, u numeričkoj analizi sprovedena je kalibracija modela, s toga je odstupanje merenih i numeričkih rezultata svega 3%. Poređenjem računskih vrednosti sile loma sa eksperimentalnom, najmanja razlika javila se prema odredbama koje propisuje Evrokod (22%). Prema *fib* Model Code 2010 odnos merene i računске sile loma je 1.34, da bi se prema ACI 318 pojavila najveća odstupanja rezultata, čak 45%.

Ploča S2

Pojavom ekscentriciteta sile od 15 cm u odnosu na vertikalnu osu stuba, nosivost ploče na probijanje se redukovala. Smanjenje nosivosti ploče S2 izazvano ekscentričnim opterećenjem u odnosu na centrično opterećenu ploču S1 eksperimentalno je određeno i iznosi približno 25%.

Analiza zasnovana na MKE pokazala je dobru usklađenost sa stvarnim rezultatima, pri čemu se javila razlika od 4% između merenih i numeričkih rezultata. Smanjenje nosivosti ploče prouzrokovano pojavom ekscentriciteta sile prema odredbama koje Evrokod propisuje je 32%, a odnos računске i stvarne vrednosti sile loma je 1.36. Pad sile loma u slučaju ekscentriciteta sile od 15 cm prema ACI 318 je približno 40%, a razlika između merene i računске sile prema ovom pravilniku je 1.79. Računska nosivost ploče S2 manja je za 33% od računске nosivosti S1 za *fib* Model Code 2010, dok je izmerena sila loma veća od računске za 50%.

Ploča S3

Pločom S3 nastojalo se ispitati smanjenje nosivosti centrično opterećene ploče pojavom kvadratnog otvora (15x15 cm) u njoj. S ciljem da se dobije maksimalni pad nosivosti, otvor je postavljen uz lice stuba. Eksperimentalna analiza pokazala je da je sila koja izaziva lom u ploči S3 manja od sile loma ploče S1 za približno 26%. Numerička analiza je za nosivost centrično opterećene ploče sa otvorom uz lice stuba (S3) pokazala najveća odstupanja u pogledu određivanja sile loma. Razlika u rezultatima nije veća od 10%, pa se predloženi model smatra prihvatljivim i za ovu ploču. Ukoliko poredimo računске rezultate sa merenim, najmanja razlika u rezultatima javila se kod *fib* Model Code 2010 i iznosi 15%. Nešto veća razlika, 19%, dobija se prema Evrokodu, da bi najveće odstupanje od 37% pokazao ACI 318.

Ploče S4 i S5

Kombinacija ekscentričnog opterećenja i prisustva otvora uz lice stuba razmatrana je na pločama S4 i S5. Ove dve ploče se razlikuju međusobno samo po položaju otvora u odnosu na opterećenje ploče. Ploča S4, sa otvorom na suprotnoj strani od sile koja se na stub nanosi, imala je nosivost veću za približno 18% u odnosu na ploču sa otvorom na strani gde i opterećenje deluje (S5). Ukoliko uporedimo sile loma ovih ploča sa silom loma ekscentrično opterećene ploče bez otvora (S2), smanjenje izazvano pojavom otvora u ploči S4 je svega 12%, dok je za ploču S5 znatno veće, i iznosi 25%. Poređenjem ploča S4 i S5 sa centrično opterećenom pločom sa otvorom (S3), dobija se redukcija nosivosti ploča sa otvorom pri prenošenju ekscentrične sile sa stuba. Smanjenje nosivosti ploče pojavom ekscentriciteta sile za ploču S4 iznosilo je 10%, dok je za ploču S5 iznosilo 24%.

Rezultati numeričkog modeliranja ploče S4 i S5 pokazali su se kao veoma precizni, pa je odstupanje od merenih vrednosti za ploču S4 6%, dok je za S5 svega 1%.

Ono što se primećuje kod svih analiziranih pravilnika je tretiranje ploča S4 i S5 na isti način. Dakle, ni jedan od navedenih pravilnika ne uzima u obzir povoljan položaj otvora u odnosu na

ekscentričnu silu na nosivost ploče na probijanje, što je uzrok pojave velikog neslaganja merene i računске sile kod ploča S4. Najveće odstupanje rezultata javilo se za pravilnik ACI 318, i iznosi čak 96%. Prema Evrokodu i *fib* Model Code 2010 računska sila loma ploče S4 veća je od stvarne za približno 60%, dok je odnos merene i računске sile loma ploče S5 1.38 za Evrokod, a 1.36 za *fib* Model Code 2010.

Ploče S6 i S7

Pločama S6 i S7 imalo se za cilj analizirati nosivost ekscentrično opterećene ploče sa otvorom uz lice pravougaonog stuba (15x30 cm). Ploča (S6) sa otvorom na suprotnoj strani od dejstva sile imala je veću nosivost u odnosu na ploču S7 za približno 17%. Ovo je pokazalo dobru usklađenost sa povećanjem nosivosti ploče S4 u odnosu na S5. Porast sile loma usled povećanja dimenzija stuba ocenjuje se upoređivanjem ploče S4 i S6, odnosno S5 i S7. Ovo povećanje pokazalo je dobru usklađenost za oba slučaja. Nosivost ploče S6 bila je veća za približno 33% u odnosu na S4, da bi to povećanje za ploče S7 u odnosu na S5 iznosilo 34%.

Numerička analiza za ploče S6 i S7 ponovo se pokazala kao veoma dobra, gde se poređenjem rezultata sa stvarnim javlja odstupanje od 4% za ploču S6, a za ploču S7 8%.

Kao što je to bio slučaj za ploče S4 i S5, sva tri pravilnika tretiraju ploče S6 i S7 na isti način, te se i kod ploče S6, kao i kod ploče S4, javljaju izrazito veliki koeficijenti sigurnosti u odnosu na ostale analizirane ploče. Prema Evrokodu i *fib* Model Code 2010 razlika koja se pojavila između merenih i računskih sila loma ploče S6 je približno 60%, da bi kod ploče S7 bila približno 40%. Ono što se primećuje kod ploče S6 i S7 prema ACI 318 je da je odnos merene i računске sile probijanja znatno manji nego kod ploča S4 i S5, što nije bio slučaj kod Evrokoda i *fib* Model Code 2010. Nosivost ploče na probijanje za ploču S6 veća je za 68% u odnosu na računsku prema ACI 318, a za ploču S7 razlika u rezultatima je 50%.

Ploča S8

Eksperimentalna analiza ploče S8 za cilj je imala oceniti povećanje sile probijanja sa ojačanjem ploče visokovrednim zavrtnjima. Ploča sa najmanjom nosivosti na probijanje od prethodnih 7 analiziranih (S5), ojačana je sa 20 M10 vijaka prednapregnutih na punu silu zatezanja. Ojačanjem ploče na ovaj način postiglo se povećanje nosivosti za 62% u odnosu na istu ploču bez ojačanja sa vijcima (S5). Rezultati eksperimentalne analize su pokazali da se naknadnim ojačanjem ploče vijcima može u potpunosti nadoknaditi smanjenje nosivosti ploče izazvano prisustvom otvora u ploči i/ili pojavom ekscentriciteta sile. Odnosno, poređenjem ploče S8 sa S3 primećujemo da je nosivost ploče ojačane vijcima veća za 23% u odnosu na centrično

opterećenu ploču sa otvorom, a povećanje nosivosti ploče S8 u odnosu na ekscentrično opterećenu ploču S2 je 21%. Sila loma ploče ojačane vijcima uz prisustvo otvora na strani delovanja ekscentrične sile manja je za svega 8% od sile koja izaziva lom u centrično opterećenoj ploči bez otvora (S1).

Kao što je već navedeno, ploča S8 razlikuje se od ploče S5 samo po naknadnom ojačanju ploče sa vijcima klase čvrstoće 8.8. Iz tog razloga, modeliranje ploče S8 se ostvarilo dodavanjem T3D2 elemenata za simulaciju vijaka u usvojen numerički model uzorka S5. Modeliranje vijaka izvršeno je prema preporukama iz rada [93], odnosno dodavanjem elemenata na dnu i vrhu vijaka kojim će se prenositi sile iz tela vijaka na okolni beton. Nakon uspešnog modeliranja ploče, pri čemu su se javila odstupanja od 8% prilikom određivanja sile loma, analiziran je uticaj promene čvrstoće vijaka na nosivost ploče na probijanje. Rezultati su pokazali da se sa povećanjem klase čvrstoće vijaka ne povećava nosivost ploče S8 na probijanje. U sva tri analizirana modela lom u ploči nastao je usled istog graničnog opterećenja kojem je odgovarala ista deformacija. Na kraju, za naknadno ojačanu ploču vijcima, uticaj promene prečnika vijaka klase čvrstoće 8.8 na nosivost ploče na probijanje analiziran je numerički. Rezultati su pokazali da se sa povećanjem prečnika vijaka ne utiče značajno na nosivost na probijanje ploče S8 niti na njenu deformaciju. Razlog zbog kojeg promena klase čvrstoće i prečnika vijaka ne utiče na nosivost na probijanje ploče, kao ni na njenu deformaciju, ogleda se u maloj debljini ploče koja je svega 12 cm. Zbog toga je uticaj promene prečnika vijaka kojima je ploča ojačana numerički analiziran i za ploču S8 čija je debljina povećana na 15 cm. Rezultati analize pokazali su da se sa povećanjem površine vijaka nosivost na probijanje ploče debljine 15 cm i njena deformacija značajno povećavaju.

U slučaju ploče ojačane armaturom za smicanje, proračun probijanja sprovodi se pod pretpostavkom da se nosivost ploče sastoji od nosivosti betona i nosivosti armature. Na ovaj način je doprinos prednaprezanja vijaka na ukupnu nosivost ploče S8 zanemaren. Pri tome, doprinos betona se redukuje za 25% prema Evrokodu, odnosno 50% prema ACI 318, u odnosu na nosivost ploče koja nema armaturu za smicanje. Doprinos betona kod određivanja nosivosti ploče ojačane armaturom za smicanje se prema *fib* Model Code 2010 redukuje povećanjem ugla nagiba ploče. Razlog smanjenja su pretpostavke o tečenju armature i izražene prsline u betonu. Evrokod doprinos armature za smicanje određuje sa efektivnom proračunskom čvrstoćom pri zatezanju koja je u funkciji statičke visine ploče, a ACI 318 ograničava vrednost dopuštenog proračunskog naprezanja smičuće armature na 414MPa. *Fib* Model Code 2010 ne ograničava vrednost granice razvlačenja čelika. Poređenjem merenih rezultata sa Evrokodom pokazalo se da je računski određena sila loma za 46% na strani sigurnosti. Računska nosivost ploče S8 bila

bi veća za 21% od one prikazane tabelom 70 kada se ne bi odredila prema ograničenju maksimalne nosivosti ploče koja se može dostići upotrebom armature za smicanje ($v_{Rd,cs} \leq 1.5v_{Rd,c}$). Uz poštovanje svih ograničenja, sila loma ploče ojačane vijcima je za približno 50% veća od sile loma identične ploče bez ojačanja (S5). Nosivost ploče na probijanje prema ACI 318 određena je prema ograničenju maksimalne nosivosti ploče ($v_n \leq \phi 6\sqrt{f'_c}$). U slučaju da se ovo pravilo zanemarilo i da se nosivost ploče odredila na osnovu površine vijaka iz kontrolnog preseka, računaska nosivost ploče bila bi za 70% veća od prikazane u tabeli 70, a samim tim koeficijenti sigurnosti realniji. Uz poštovanje svih propisanih ograničenja, povećanje nosivosti ojačanjem ploče zavrtnjevima prema ACI 318 je svega 30%, a odnos merene i računske sile loma je čak 2.06. Prema *fib* Model Code 2010 deo sile loma koji prihvataju vijci računa se prema stvarnoj granici razvlačenja čelika od koga su vijci izvedeni, te je odnos merene i računske sile probijanja za ploču S8 1.05. Povećanje računske nosivosti, koje se postiglo ojačanjem ploče vijcima na ovaj način, je čak 109% i znatno je veće od stvarnog povećanja nosivosti (62%).

6.2. Zaključci

Na osnovu dobijenih rezultata može se zaključiti sledeće:

- Pojavom ekscentričnog opterećenja u ploči značajno se smanjuje njena nosivost na probijanje. U slučaju da se opterećenje nalazi 15 cm od vertikalne ose stuba nosivost ploče je smanjena za približno 25%.
- Pojavom kvadratnog otvora dimenzija 15x15 cm uz lice unutrašnjeg stuba, nosivost centrično opterećene ploče smanjena je za 26%.
- Položaj otvora u odnosu na smer delovanja momenta savijanja izazvanog ekscentričnim opterećenjem utiče na nosivost ploče na probijanje. Postavljanjem otvora na suprotnu stranu od sile koja se na stub nanosi dobija se veća sila loma za približno 18% u odnosu na ploču sa otvorom na strani gde i opterećenje deluje.
- Povećanjem opterećene površine (poprečnog preseka stuba) dolazi do porasta nosivosti ploče na probijanje. Povećanje nosivosti ploče za analizirani pravougaoni (15x30 cm) u odnosu na kvadratni stub (15x15 cm) približno je 35%.
- Naknadnim ojačanjem ploče visokovrednim vijcima može se u potpunosti nadoknaditi smanjenje nosivosti ploče izazvano prisustvom otvora u ploči i/ili pojavom

ekscentriciteta sile. Ojačanjem ploče na ovaj način postiglo se povećanje nosivosti za 62% u odnosu na istu ploču bez ojačanja visokovrednim vijcima.

- Pojava kose prsline u ploči, koja obrazuje konus probijanja, usledila je pri opterećenju od 30-40% sile loma za sve ploče osim S8. Kod ove ploče (S8) nelinearno ponašanje nastaje nakon dostizanja sile od približno 20% sile loma.
- Deformacija ploče je najvećim delom skoncentrisana u blizini opterećenja koje izaziva probijanje, odnosno skoncentrisana je u području između opterećenja i površi probijanja. Kako se ne javlja značajna deformacija ploče, lom nastaje trenutno, pa se probijanje smatra uzrokom loma.
- Primenom CDP modela i pažljivo određenim parametima koji ga opisuju moguće je uspešno predvideti intenzitet sile usled koje će nastupiti lom od probijanja kod različitih AB ploča. Primenom ovog modela i predloženog načina modeliranja moguće je efikasno analizirati uticaj raznovrsnih parametara na nosivost ploče na probijanje bez sprovođenja skupih eksperimentalnih ispitivanja koji zahtevaju veliki utrošak vremena.
- Numerička nosivost na probijanje ploče, čija je debljina 12 cm, ostaje nepromenjena sa povećanjem klase čvrstoće visokovrednih vijaka kojima je ploča naknadno ojačana.
- Povećanje prečnika vijaka, kojima se vrši naknadno ojačanje ploče, ne utiče značajno na promenu numeričke nosivosti na probijanje ploče čija je debljina 12 cm. Međutim, numeričkom analizom utvrđeno je da se nosivost na probijanje značajno menja sa promenom površine visokovrednih vijaka ako se debljina ploče poveća na 15 cm.
- Nosivost na probijanje ploče oslonjene na stub se prema PBAB, Evrokodu i američkom standardu ACI 318 procenjuje na osnovu metode kritičnog preseka, dok je *fib* Model Code 2010 zasnovan na teoriji kritične smičuće prsline.
- Navedeni standardi nosivost ploče na probijanje proveravaju za kontrolni obim koji se nalazi na određenoj udaljenosti od opterećene površine. Prema Evrokodu ovaj obim se nalazi na $2d$ od opterećene površine, dok se za PBAB, kao i kod američkog standarda ACI 318 i *fib* Model Code 2010 kontrolni obim nalazi na $0.5d$ od ivice stuba.
- Prema savremenim propisima, uticaj ekscentričnog opterećenja uvodi se u proračun pomoću koeficijenata koji su u funkciji neuravnoteženog momenta savijanja, dok se prema PBAB ovaj uticaj zanemaruje.
- U slučaju postojanja otvora u blizini oslonca, svi navedeni pravilnici redukuju kontrolni obim ploče povlačenjem tangenti iz centra opterećene površine prema konturama otvora, a deo obima koji je ograničen tangentama smatraju neefikasnim. Prema

Evrokodu udaljenost otvora za koju je potrebno izvršiti redukciju obima manja je od $6d$, za ACI 318 ona je manja od $10d$, dok fib Model Code 2010 ograničava ovu udaljenost na vrednost manju od $5d$. PBAB ne definiše udaljenost otvora od konture stuba za koju se uticaj otvora na probijanje može zanemariti.

- Računski određene vrednosti sile loma u skladu sa navedenim propisima su na strani sigurnosti, odnosno za sve analizirane ploče pravilnici potcenjuju realnu nosivost na probijanje.
- Daleko najveće koeficijente sigurnosti, kada je u pitanju proračun nosivosti AB ploča od probijanja, daje PBAB iz 1987. godine.
- Kao najkonzervativniji, od analiziranih savremenih standarda, pokazao se pravilnik ACI 318. Jedan od razloga za to je zanemarivanje doprinosa armature za savijanje na nosivost ploče na probijanje, što nije slučaj kod druga dva pravilnika.
- Prema Evrokodu, ACI 318 i fib Model Code 2010, za centrično opterećene ploče javljaju se znatno manji koeficijenti sigurnosti, tj. računska nosivost na probijanje ovih ploča je preciznija u odnosu na ekscentrično opterećene ploče. Nasuprot tome, PBAB niže koeficijente sigurnosti daje za ekscentrično opterećene ploče zbog zanemarivanja uticaja ekscentriciteta opterećenja.
- PBAB zbog ograničenja maksimalnog odnosa stranica ($d = 1.5b$) koji se uzima u proračun, značajno umanjuje doprinos povećanja nosivosti ploče na probijanje sa povećanjem dimenzija pravougaonog stuba.
- Pravilnici fib Model Code 2010 i Evrokod su uglavnom usaglašeni u proceni nosivosti ploče na probijanje, a najveća razlika ogleda se kod ploče ojačane zavrtnejevima. Razlog tome je određivanje doprinosa armature za smicanje sa efektivnom proračunskom čvrstoćom pri zatezanju kod Evrokoda, dok fib Model Code 2010 uvrštava stvarnu vrednost granice razvlačenja čelika.
- Uočeno je da se prema ACI 318 doprinos smičuće armature veoma potcenjuje, dok fib Model Code 2010, nasuprot tome, doprinos ojačanja ploče vijcima na ukupnu nosivost ploče na probijanje precenjuje.
- Iako je eksperimentalna analiza pokazala da je nosivost ekscentrično opterećene ploče sa otvorom na suprotnoj strani od delovanja opterećenja veća za približno 18% od ekscentrično opterećene ploče sa otvorom na delu na kome i opterećenje deluje, prema svim analiziranim pravilnicima ploče S4 i S5, kao i S6 i S7, se tretiraju na isti način. Ni jedan od navedenih pravilnika ne uzima u obzir smer delovanja (prema otvoru ili u

suprotnom smeru) momenta savijanja na nosivost ploče na probijanje. Ovo je uticalo na pojavu izrazitih odstupanja računski određene sile loma u odnosu na eksperimentalnu i numeričku. Najveće odstupanje u rezultatima javlja se primenom pravilnika PBAB, gde je odnos eksperimentalne i računске sile probijanja čak 2.85 za ploču S6. Prema ACI 318, eksperimentalna nosivost na probijanje ploče S4 je za 96% veća u odnosu na računsku, dok je prema Evrokodu i *fib* Model Code 2010 odstupanje približno 60% u odnosu na eksperimentalne rezultate.

- Značajna razlika u nosivosti na probijanje ekscentrično opterećene ploče u zavisnosti od položaja otvora mogla bi se koristiti u slučaju potrebe formiranja otvora u AB ploči, gde se sa odgovarajućim izborom položaja otvora u odnosu na ekscentrično opterećenje može bitno uticati na nosivost ploče na probijanje.
- Rezultati ove disertacije, takođe se mogu primeniti i u praksi za slučaj naknadnog otvaranja ploče za prolaz instalacija. Gubitak nosivosti ploče nastao zbog formiranja otvora u blizini oslonca ploče mogao bi se nadoknaditi primenom visokovrednih prednapregnutih vijaka, različitih prečnika i klase čvrstoće, u zavisnosti od debljine ploče, kao i udaljenosti i veličine otvora od AB stuba.

6.3. Pravci budućih istraživanja

Buduća istraživanja u oblasti probijanja ploča direktno oslonjenih na stubove mogla bi se usmeriti u sledećim pravcima:

- Uticaj promene oblika (kvadratnog, pravougaonog, kružnog, i ostalih), veličine i broja otvora u ekscentrično opterećenoj ploči;
- Promena udaljenosti različitih otvora od centrično ili ekscentrično opterećenog stuba, u cilju ocene rastojanja za koje se postojanje otvora u ploči može zanemariti;
- Promena koeficijenta armiranja AB ploče;
- Primena viših klasa betona (marki betona) za analizirane AB ploče;
- Eksperimentalna i numerička analiza AB ploče bez prednaprezanja visokovrednih vijaka kojima se ploča naknadno ojačava;
- Promena prečnika i klase čvrstoće visokovrednih vijaka sa kojima se ploče različitih debljina naknadno ojačavaju;
- Analiza uticaja neuravnoteženog momenta savijanja usled ekscentričnog opterećenja AB ploča oslonjenih na ugaone i ivične stubove.

LITERATURA:

- [1] Najdanović, D. : “*Betonske konstrukcije*”, Beograd, **2009**.
- [2] Lionel Moreillon: “*Shear strength of structural elements in high performance fibre reinforced concrete (HPFRC)*”. Universite Paris-Est, **2013**.
- [3] Jaroslav Halvoník, Jana Kalická, Lucia Majtánová, Mária Minárová: “*Reliability of models aimed at evaluating the punching resistance of flat slabs without transverse reinforcement*“. Engineering Structures, Vol. 188, **2019**, pp. 627-636.
- [4] M. A.L. Silva, J. C.P.H. Gamage: „*Combined effects of carbon fiber reinforced polymer flexural reinforcements and post installed shear dowels on the performance of flat slabs*“. Composite Structures, Vol. 236, **2020**
- [5] Schmidt, P., Kueres, D., Hegger, J.: „*Punching shear behavior of reinforced concrete flat slabs with a varying amount of shear reinforcement*“. Structural Concrete, Vol 21, No.1, **2020**, pp.235-246
- [6] M.Navarro, S.Ivorra, F.B.Varona: „*Parametric finite element analysis of punching shear behaviour of RC slabs reinforced with bolts*“. Computers & Structures, Vol. 228, **2020**
- [7] Saleh, H., Kalfat, R., Abdouka, K., Al-Mahaidi, R. : „*Experimental and numerical study into the punching shear strengthening of RC flat slabs using post-installed steel bolts*“. Construction and Building Materials, Vol. 188, **2018**, pp.28-39
- [8] Salama, A.E., Hassan, M., Benmokrane, B. : „*Effect of gfrp shear stirrups on strength of two-way gfrp rc edge slabs: experimental and finite-element investigations*“. Journal of Structural Engineering, Vol. 146, No.5, **2020**
- [9] Gasparini, Dario A.: “*Contributions of cap turner to development of reinforced concrete flat slabs 1905-1909*”. Journal of Structural Engineering, Vol 128, No.10, **2002**, pp. 1243-52
- [10] Peter Reed, Kate Schoonees and Jeremy Salmond:” *Historic concrete structures in New Zealand*”. Science & Technical Publishing, Department of Conservation PO Box 10420, The Terrace Wellington 6143, New Zealand.
- [11] Alexander Kierdorf: “*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, Vol. II, Cambridge Construction History Society, Cambridge University, **2006**, pp 1793 – 1807

- [12] Jasper O. Drafgn: " *A brief history of lime, cement, concrete and reinforced concrete*". Vol. 48. No. 1, **1942**
- [13] Gasparini, Dario A, Williams Vermes: " *C.A.P. Turner and reinforced concrete flat-slab bridges*". 7th Historical Bridges Conference, **2001**.
- [14] Meghan Elliott: " *Square buildings and round bars: C.A.P. Turner and the Minneapolis warehouse district*". Construction History Society Of America Issue No. 13, **2010**
- [15] Minneapolis Community Planning and Economic Development: " *The Green & DeLaittre wholesale grocery company warehouse, historic designation study*". **2010**
- [16] Minneapolis community planning and economic development: " *Minneapolis warehouse district designation study*". **2009**
- [17] Furst, A., Marti, D.: " *Robert Maillart's design approach for flat slabs*". Journal of Structura Engineering, Vol. 123, No.8, **1997**, pp.1102–1110
- [18] David. P. Billington: " *Robert Maillart: The engineer's synthesis of art and science*"
- [19] N. Subramanian : „ *Alternative punching shear reinforcement for RC flat slabs*“. The Indian Concrete Journal, **2014**, pp. 33-44.
- [20] *Reinforcement against punching failure of slabs*. Version: Peikko Group, 6/**2013**.
- [21] D.V. Bompa, A.Y. Elghazouli: „ *Structural performance of RC flat slabs connected to steel columns with shear heads*“. Engineering Structures, Vol. 117, **2016**, pp.161-183
- [22] Hong-Gun Park, M.A., You-Ni, K., Jin-Gyu, S., Su-Min, K.: " *Lattice shear reinforcement for enhancement of slab-column connections*". Journal Of Structural Engineering, **2012**, pp.425-438.
- [23] Ålander, C.: " *Advanced Systems For Rational Slab Reinforcement*", http://www.bamtec.com/elements/e2_final_alander.pdf
- [24] Li Na , Lu Yiyan, Li Shan, Liu Lan: „ *Slenderness effects on concrete-filled steel tube columns confined with CFRP*“. Journal of Constructional Steel Research Vol.143, **2018**, pp. 110–118
- [25] Keykha, A.H: " *A Numerical Investigation on the Structural Behavior of Deficient Steel Frames Strengthened using CFRP Composite*". Civil Engineering Dimension, Vol. 20, No. 1, **2018**, pp. 1-7
- [26] Ali Sabah Al Amlı, Nadhir Al-Ansari and Sabah Jasim Dahboosh Shejiri: „ *Repairing of RC T-section beams with opening by CFRP for cracks and ultimate torque*". Journal of Civil Engineering and Architecture, Vol. 12, **2018**, pp. 83-90.

- [27] Bahadır Alyavuz, Özgür Anil, Nalan Bulut: „*Nonlinear finite element analysis of masonry wall strengthened with CFRP strips*”. Advanced Composite Materials, **2016**.
- [28] Bešević, M. : „*Savremeni pristup sanacija nosećih betonskih konstrukcija*“. Zbornik radova, Vol. 21, **2012**, pp. 109-123
- [29] Hamdy K. Shehab, Ahmed S. Eisa, Kareem A. El-Awady: „*Strengthening of cutouts in existing one-way spanning RC flat slabs using cfrp sheets*”. International Journal of Concrete Structures and Materials, Vol.11, No.2, **2017**, pp. 327-341
- [30] Yin Shen, Shaohui Lu, Fangyuan Li: „*An experimental study on concrete flat slabs prestressed with carbon fibre reinforced polymer sheets*”. Hindawi Publishing Corporation, Advances in Materials Science and Engineering, **2015**, pp. 1-11
- [31] Husain Abbas, Aref A. Abadel, Tarek Almusallam, Yousef Al-Salloum: „*Effect of CFRP and TRM strengthening of rc slabs on punching shear strength*”. Latin American Journal of Solids and Structures, Vol. 12, **2015**, pp. 1616-1640
- [32] Helder Luiz da Silva Rodrigues, Priscila Moreira da Silva, Dênio Ramam Carvalho de Oliveira: „*Flat slabs strengthened to punching with carbon fiber reinforced polymer (CFRP) dowels*”. Acta Scientiarum Technology, Vol. 37, No. 4, **2015**, pp. 323-330
- [33] R. Aghayari1 and M.J. Moradi: „*Improving the punching shear strength of RC slabs by FRP and steel sheets*“. Journal of Rehabilitation in Civil Engineering, Vol. 4, No.1, **2016**, pp.01-17
- [34] Haifa Saleh, Kamiran Abdouka, Riadh Al-Mahaidi, Robin Kalfat: „*Strengthening of slab–column connections against punching shear using FRP materials: state-of-the-art review*”. Australian Journal of structural Engineering, **2018**.
- [35] Fernández Ruiz M, Muttoni A, Kunz J.: „*Strengthening of flat slabs against punching shear using post-installed shear reinforcement*“. ACI Struct Journal, Vol. 107, No.4, **2010**, pp.434–442
- [36] Faria D. M. V., Einpaul J., Ramos A.P., Fernández Ruiz M., Muttoni A.: „*On the efficiency of flat slabs strengthening against punching using externally bonded fibre reinforced polymers*“, Construction and Building Materials, Vol.73, **2014**, pp.366-377.
- [37] Abdullah A, Bailey CG, Wu ZJ. : „*Tests investigating the punching shear of a column–slab connection strengthened with non-prestressed or prestressed FRP plates*“. Constr Build Mater, Vol.43, **2013**, pp.1134–1144
- [38] Wang JW, Tan KI.: „*Punching shear behaviour of RC flat slabs externally strengthened with CFRP system*“. In: Proceedings of the 5th international conference

- on fibre-reinforced plastic for reinforced concrete structures (FRPRCS-5), Vol. 2. London: Thomas Telford, **2001**
- [39] Ceroni, Francesca, Marisa Pecce, Stjin Matthys, Luc Taerwe: “*Debonding strength and anchorage devices for reinforced concrete elements strengthened with FRP sheets*”. Composites Part B: Engineering, Vol. 39, No.3, **2008**, pp. 429–441
- [40] Kalfat, R., R. Al-Mahaidi, and Scott T. Smith: “*Anchorage devices used to improve the performance of reinforced concrete beams retrofitted with FRP composites: State of the art review*”. Journal of Composites for Construction Vol. 17, No.1, **2013**, pp. 14–33
- [41] Grelle, Stephen, Lesley Sneed: “*Review of anchorage systems for externally bonded FRP laminates*”. International Journal of Concrete Structures and Materials, Vol. 7, No.1, **2013**, pp. 17–33
- [42] Sharaf, Mohamed H., Khaled A. Soudki, Michael Van Dusen: “*CFRP strengthening for punching shear of interior slab-column connections*”. Journal of Composites for Construction, Vol.10, No.5, **2006**, pp. 410–418
- [43] Taehun Ha, Myung-Ho Lee, Jonghwan Park, Dae-Jin Kim: „*Effects of openings on the punching shear strength of RC flat-plate slabs without shear reinforcement*”. The structural design of tall and special buildings, **2015**.
- [44] Živković Smilja, Bešević Miroslav, Vojnić Purčar Martina, Kozarić LJiljana: „*Nonlinear finite element analysis of punching shear strength of eccentrically loaded RC flat slabs with opening*“. KSCE: Journal of Civil Engineering, Vol. 23, No. 11, **2020**, pp. 4771-4780
- [45] T. F. EL-Shafiey, M. Hussein, M. A. Abdel-Aziz: „*Behaviour of flat slabs with openings adjacent to columns*“. 14th International Conference, Structural Faults & Repair, **2012**.
- [46] Regan, P. E., and Samadian, F.: “*Shear Reinforcement against Punching in Reinforced Concrete Flat Slabs*”. The Structural Engineer, Vol. 79, No. 10, **2001**, pp.24-31
- [47] Oliveira, D. C., Gomes, R.B., Melo, G.S. : „*Punching shear in reinforced concrete flat slabs with hole adjacent to the column and moment transfer*”. BRACON Structures and Materials Journal, Vol. 7, No. 3, **2014**, pp. 414-440
- [48] Liana L. J. Borges, Guilherme S. Melo, Ronaldo B. Gomes: „*Punching shear of reinforced concrete flat plates with openings*”. ACI Structural Journal, **2013**, pp. 1-10.
- [49] Silva, J.A., Marques, M.G., Trautwein, M.L., Gomes, R.B., Guimaraes, G.N.: „*Punching of reinforced concrete flat slabs with holes and shear reinforcement*“. REM, Int. Eng. J., Ouro Preto, Vol. 70, No 4, **2017**, pp.407-413

- [50] Bassam Q. Abdulrahman, Zhangjian Wu , Lee S. Cunningham: „*Experimental and numerical investigation into strengthening flat slabs at corner columns with externally bonded CFRP*”. Construction and Building Materials, Vol. 139, **2017**, pp. 132–147 .
- [51] Sorin-Codrut Florut, Gabriel Sas, Cosmin Popescu, Valeriu Stoian: „*Tests on reinforced concrete slabs with cut-out openings strengthened with fibre-reinforced polymers*”. Composites: Part B, Vol. 66, **2014**, pp. 484–493
- [52] TALBOT, A. N.: “*Reinforced concrete wall footings and column footings*”. Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, Bulletin No. 67, Mar. **1913**, 114pp.
- [53] Marko B., Domagoj D., Ivan D.: „*Proboj ravnih ploča s posmičnom armaturom i bez takve armature*”. Građevinar, Vol. 67, No.8, **2015**, pp.771-786
- [54] Elstner, R. C., Hognestad, E., “*Shearing strength of reinforced concrete slabs*”. Journal of the American Concrete Institute, Proceedings, Vol. 53, No. 1, **1956**, pp. 29-58
- [55] Marinković, S.: „*Granično stanje probijanja armiranobetonskih i prethodno napregnutih ploča*“. Građevinski kalendar, Vol. 39, Beograd, **2006**, pp.305-351
- [56] Reimann, H. : “*Zur bemessung von dunnen plattendecken auf stützen ohne kopf gegen durchstanzen* “. Thesis, Otto Graf Institut, Stuttgart, **1963**.
- [57] Long, A.E., Bond, D. : “ *Punching failure of reinforced concrete slabs*”. Proceedings ,Vol. 37, Institution of Civil Engineers, London, **1967**, pp 109-135
- [58] Broms, C.E. : “*Punching of flat plates – A question of concrete properties in biaxial compression and size effect*”. ACI Structural Journal, Vol. 87, **1990**, pp. 292-304
- [59] Hallgren, M.: “*Punching shear capacity of reinforced high strength concrete slabs*”, PhD thesis, Bulletin 23, Department of Structural Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, **1996**, 206 pp.
- [60] Muttoni, A., Schwartz, J.: “*Behaviour of beams and punching in slabs without shear reinforcement*”, IABSE Colloquium, Vol. 62, Zurich, Switzerland, **1991**, pp. 703-708
- [61] Muttoni, A.: “*Shear and punching strength of slabs without shear reinforcement*”. Beton-und Stahlbetonbau, Vol. 98, No. 2, Berlin, Germany, **2003**, pp. 74-84
- [62] Muttoni, A.: “*Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement*”. ACI Structural Journal, Vol. 105, No. 4, **2008**, pp. 440–450
- [63] Fernández Ruiz, M., Muttoni, A.: “*Applications of critical shear crack theory to punching of reinforced concrete slabs with transverse reinforcement*”. ACI Structural Journal, Vol. 106, No. 4, **2009**, pp.485–494

- [64] J. Sagaseta, M. Fernández Ruiz, A. Muttoni: “*Non-symmetrical punching of flat slabs and slab bridges without transverse reinforcement*”. **2009**.
- [65] Stefano Guandalini, Olivier L. Burdet, Aurelio Muttoni: “*Punching tests of slabs with low reinforcement ratios*”, ACI Structural Journal, Vol. 106, No. 1, **2009**, pp.87-95
- [66] Thibault Clément, Aurelio Muttoni: “*Influence of a prestressing eccentricity on the punching shear strength of post-tensioned slab bridges*”. 8th fib PhD Symposium in Kgs. Lyngby, Denmark, **2010**.
- [67] Rui Vaz Rodrigues, Aurelio Muttoni, Miguel Fernández Ruiz: “*Influence of shear on rotation capacity of reinforced concrete members without shear reinforcement*”. ACI Structural Journal, Vol. 107, No. 5, **2010**, pp.516-525
- [68] Maya, L.F., Fernández Ruiz, M., Muttoni, A., Foster, S.J.: “*Punching shear strength of steel fibre reinforced concrete slabs*”. Engineering Structures, Vol. 40, **2012**.
- [69] Campana S., Fernández Ruiz M., Anastasi A., Muttoni A. : “*Analysis of shear-transfer actions on one-way RC members based on measured cracking pattern and failure kinematics*”. Magazine of Concrete Research, UK, **2013**, 19 pp.
- [70] Campana, S., Fernández Ruiz, M., Muttoni, A. : “*Shear strength of arch-shaped members without transverse reinforcement*”, ACI Structural Journal, Vol. 111, No. 1, USA, **2014**.
- [71] Cavagnis, F., Fernández Ruiz, M., Muttoni, A.: “*Shear failures in reinforced concrete members without transverse reinforcement: An analysis of the critical shear crack development on the basis of test results*”. Engineering structures, Vol. 103, UK, **2015**, pp. 157-173
- [72] Clément, T., Ramos, A.P., Fernández Ruiz, M., Muttoni, A.: “*Design for punching of prestressed concrete slabs*”. Structural Concrete, Vol. 14, No. 2, Lausanne, Switzerland, **2013**, pp. 157-167
- [73] Clément, T., Ramos, A.P., Fernández Ruiz, M., Muttoni, A.: “*Influence of prestressing on the punching strength of post-tensioned slabs*”. Engineering Structures, **2014**, pp. 56–69.
- [74] Einpaul, J., Brantschen, F., Fernández Ruiz, M., Muttoni, A.: “*Performance of punching shear reinforcement under gravity loading: Influence of type and detailing*”. ACI Structural Journal, Vol. 113, No 4, Farmington Hills, USA, **2016**, pp. 827-838
- [75] Einpaul, J., Bujnak, J., Fernández Ruiz, M., Muttoni, A.: “*Study on influence of column size and slab slenderness on punching strength*”, ACI Structural Journal, Vol. 113, Farmington Hills, USA, **2016**, pp. 135-145.

- [76] Einpaul, J., Fernández Ruiz, M., Muttoni, A.: “*Influence of moment redistribution and compressive membrane action on punching strength of flat slabs*”, Engineering Structures, **2015**, pp.43–57.
- [77] Marinković, S.: „*Granična nosivost pri probuju armiranobetonskih ploča*“. Magistarski rad, Građevinski fakultet Beograd, **1991**.
- [78] Bollinger, K.: “*Load-carrying behaviour and reinforcement of axisymmetrically loaded reinforced concrete plates*”. Doctoral thesis, Abteilung Bauwesen der Universität Dortmund, Dortmund, Germany, **1985**, 262 pp.
- [79] Pravilnik o tehničkim normativama za beton i armirani beton, Beograd, **1987**.
- [80] Evrokod 2 – Projektovanje betonskih konstrukcija – Deo 1-1: *Opšta pravila i pravila za zgrade*, Institut za standardizaciju Srbije, **2015**, Beograd.
- [81] Evrokod 2 – Projektovanje betonskih konstrukcija – Deo 1-1: *Opšta pravila i pravila za zgrade-Nacionalni prilog*, Institut za standardizaciju Srbije, **2015**, Beograd.
- [82] ACI (American Concrete Institute): “*ACI Committee 318: Building code requirements for structural concrete and commentary*”, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA, **2014**.
- [83] Hanson, N. W.: “*Precast-prestressed concrete bridges: Horizontal shear connections*”. Journal, PCA Research and Development Laboratories, Vol. 2, No. 2, **1960**, pp. 38-58.
- [84] Tomičić Ivan: „*Betonske konstrukcije*“, treće izmenjeno i dopunjeno izdanje, Zagreb, **1996**.
- [85] ACI (American Concrete Institute): “*ACI Committee 318: Building code requirements for structural concrete and commentary*”. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA, **2011**.
- [86] ACI (American Concrete Institute): “*ACI Committee 318: Building code requirements for structural concrete and commentary*”. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA, **2005**.
- [87] CEB-FIP, “*Model Code 2010*”, Thomas Telford, London, **2010**.
- [88] Brujić, Z., Kukaras, D., Folić, R., Ali, S., Čeh, A.: „*Punching shear strength of eccentrically loaded RC flat slabs without transverse reinforcement*“. Građevinar, Vol. 70, No. 9, **2018**, pp. 757-770
- [89] Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., Oñate, E.: “*A plastic-damage model for concrete*”. International J. Solids Struct., Vol. 25, No 3, **1989**, pp. 299-326

- [90] Lee, J., and Fenves, G.L.: “*Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures*”. J. of Engin. Mechan., Vol. 124, No 8, **1998**, pp. 892-900.
- [91] ABAQUS Analysis user’s manual 6.13-1, *Dassault Systems Simulia Corp.*, Providence, RI, USA.
- [92] Krätzig, W.B., Pölling, R.: “*An elasto-plastic damage model for reinforced concrete with minimum number of material parameters*”. Computer and Structures, Vol.82, **2004**, pp. 1201-1215
- [93] Negele, A., Eligehausen, R., Ožbolt, J., Polak, M.A.: “*Finite-element simulations on punching tests of shear retrofitted slab-column connections*”. Proc., IA-FraMCoS-6: International Association of Fracture Mechanics for Concrete and Concrete Structures, Catania, Italy, **2007**, pp. 911–918
- [94] Luis Fernando Sampaio Soares: „*Influence of slab continuity on punching resistance*“. Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College of Science, Technology and Medicine, London, **2017**.
- [95] CEB-FIP, „*Model Code 1990*“. Comité Euro-International du Béton, **1993**