UNIVERZITET U BEOGRADU
GRAĐEVINSKI FAKULTET

Andrija L. Radović

KONSTRUKCIJSKI BETONI SA REDUKOVANIM SADRŽAJEM CEMENTA I VELIKIM SADRŽAJEM KREČNJAČKOG BRAŠNA

doktorska disertacija

Beograd, 2025.

UNIVERSITY OF BELGRADE
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

Andrija L. Radović

STRUCTURAL CONCRETE WITH REDUCED CEMENT AND HIGH LIMESTONE POWDER CONTENT

Doctoral Dissertation

Belgrade, 2025.

Mentor: Prof. dr Snežana Marinković, dipl. inž. građ.
Građevinski fakultet, Univerzitet u Beogradu

Članovi komisije: V. prof. dr Ivan Ignjatović, dipl. inž. građ.
Građevinski fakultet, Univerzitet u Beogradu

V. prof. dr Aleksandar Savić, dipl. inž. građ.
Građevinski fakultet, Univerzitet u Beogradu

V. prof. dr Nikola Tošić, dipl. inž. građ.
Civil and Environmental Engineering Department,
Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona

Datum odbrane:

ZAHVALNOST

„Deca zanemaruju životno iskustvo svojih roditelja, a nacije ignorišu istoriju. Najteže se lekcije moraju uvek iznova učiti“. Ove mudre reči jednog od najvećih genijalaca svih vremena često su me pratile tokom svoje pustolovine kroz životni eksperiment zvani doktorat. I po ko zna koji put, ponovo sam načinio sve greške koje nisam trebao, ili nisam smeo. Da sve bude uzbudljivije, predano sam se trudio da zanemarim ili ignorišem ogromno znanje i iskustvo svojih mentora, članova komisije i kolega, toliko da mi ni sam Ajnštajn ne bi mogao pomoći. Još uvek se pitam zašto prosto kad može komplikovano?

Sa jedne strane, to je značilo da će moj put kroz trnovitu stazu nauke biti duži, teži i bespotrebno komplikovaniji nego što je morao biti. Koračajući uporno, krčio sam strpljivo svo trnje koje mi se našlo na tom putu.

Sa druge strane, to odlaganje neminovnog ishoda omogućilo je neočekivana saznanja, nove perspektive i naučno uzdizanje do visina o kojima nisam mogao ni sanjati. Sada, kada je sve gotovo, ili kada sve počinje, plodovi tog putovanja beskrajno su slatki.

Nadam se da je bar deo onoga što sam na tom putu iskusio utkan među ove korice i da će čitaoci moći da osete makar delić onog zadovoljstva (čuvenog konjanika u sedlu, još čuvenijeg prof. Branka Žeželja) koje i sam osećam na kraju ovog lavirinta. Gorčinu nezrelih plodova, ili preciznije sopstvenih odluka koje sam usput okusio, potrudio sam se da ostavim izvan ovih stranica.

Najpre želim da izrazim duboku zahvalnost svojoj mentorki, prof. dr Snežani Marinković. Sve što sam postigao tokom izrade ove disertacije rezultat je njenog nesebičnog truda, strpljenja i predanosti. Kroz čitav proces, sa mnom je velikodušno delila svoje znanje i iskustvo, usmeravala me, hrabrila, ali i postavljala standarde kojima sam težio. Ako neko u mom rukopisu, prepozna njen, to će mi biti najiskrenije zadovoljstvo. Da sam ranije poslušao sve njene savete, ovaj posao bi verovatno bio završen mnogo ranije, ali verujem da će i ovako biti svedočanstvo jednog vrednog i plodonosnog zajedničkog rada.

Iskreno se zahvaljujem i v. prof. dr Nikoli Tošiću na pronicljivim komentarima i savetima koji su mi pomogli da drugačije sagledam i savladam brojne izazove. Naše diskusije su značajno doprinele oblikovanju ovog rada. Njegova podrška i motivacija kroz sve godine zajedničkog rada za mene su bili dragoceni.

V. prof. dr Aleksandru Saviću zahvalan sam na pomoći u eksperimentalnom delu istraživanja, kao i na korisnim sugestijama tokom analize i interpretacije rezultata. Njegovi komentari često su otvarali nova pitanja i pomogli mi da donesem jasnije zaključke.

Zahvalnost dugujem i v. prof. dr Ivanu Ignjatoviću za podršku, korisne ideje, podsticaje i dobronamerne savete u trenucima kada su bili najpotrebniji.

Takođe, iskreno se zahvaljujem svojim kolegama sa grupacije za Betonske konstrukcije, a posebno: doc. dr Jeleni Dragaš, doc. dr Vedranu Careviću, doc. dr Ivanu Milićeviću, Milici Vidović, Stefanu Mitroviću i Milanu Stameniću. Njihova nesebična pomoć, razumevanje i spremnost da podele znanje značili su mi više nego što reči mogu da iskažu.

Posebnu zahvalnost upućujem Milici i Ivanu, hvala im na podršci i prijateljstvu koje su mi pružali tokom celog ovog procesa. Njihova prisutnost često mi je davala dodatnu snagu da nastavim i u trenucima kada je bilo najteže.

Obimno eksperimentalno istraživanje sprovedeno za potrebe ove disertacije ne bi se moglo realizovati bez pomoći kolega iz Laboratorije za ispitivanje materijala. Posebnu zahvalnost dugujem Savi Stavnjaku, Radomiru Petroviću i Mladenu Joviću koji su mi nesebično pomagali

tokom rešavanja brojnih problema vezanih za ovaj deo istraživanja. Njihove su šale i u najtežim trenucima ulivale nadu u uspešan završetak započetog posla.

Osećam prijatnu dužnost da se zahvalim državnim i privrednim subjektima koji su na razne načine pomogli u sprovođenju istraživanja: Ministarstvu prosvete, nauke i tehnološkog razvoja Republike Srbije i kompaniji „Belgrade Waterfront“ na finansijskoj pomoći, kompaniji „Lafarge Srbija d.o.o.“ Beočin na donaciji cementa, kompaniji „Omya Venčac d.o.o.“ Aranđelovac na donaciji krečnjačkog brašna, za prirodni agregat pobrinula se kompanija „Elita Cop d.o.o.“ Beograd, dok su plastifikatore obezbedile kompanije „TKK d.o.o.“ i „Sika Srbija d.o.o“ iz Beograda.

Čitavo moje školovanje, uključujući istraživački rad i pisanje doktorske teze ne bi bilo moguće bez nesebične i beskonačne podrške moje porodice i brojnih dragih ljudi. Veliko hvala mojim roditeljima, bratu, sestri i njenoj porodici koji su me podržavali sve ove godine. Njihova ljubav i podrška bili su nepomerljiv oslonac tokom svih graničnih stanja koja su me zadesila na ovom putu. Takođe, hvala i mojoj devojci Zorani koja me je pratila na ovom dugom i teškom putu. Njena podrška i strpljenje bile su dve stvari bez kojih sigurno ne bih uspeo, nadam se da nisam potrošio celokupan kredit i da nas tek čekaju lepi zajednički trenuci.

Na kraju, ili na početku, hvala mom stricu i učitelju Nikoli Radoviću, koji je postavio temelje mog obrazovanja, neviđene upornosti i usadio pelcer želje za novim saznanjima i dostizanju nevidljivog vrha koji nam stalno izmiče u onome čime se bavimo.

KONSTRUKCIJSKI BETONI SA REDUKOVANIM SADRŽAJEM CEMENTA I VELIKIM SADRŽAJEM KREČNJAČKOG BRAŠNA

Rezime:

Sa godišnjom proizvodnjom koja premašuje 35 milijardi tona, beton predstavlja najkorišćeniji građevinski materijal, ali i jedan od najrasprostranjenijih proizvoda koje je čovek ikada stvorio. Ipak, njegova široka primena ima ozbiljne ekološke posledice, pre svega zbog njegove sastavne komponente - cementa, čija je proizvodnja odgovorna za znatne emisije ugljen-dioksida. U potrazi za održivijim rešenjima, sve više se istražuju mogućnosti zamene cementa materijalima koji su ekološki i ekonomski prihvatljiviji. U tom kontekstu, krečnjačko brašno se izdvaja kao posebno pogodno rešenje, ne samo zbog svog doprinosa smanjenju emisija CO_2, već i zbog svoje ekonomske prednosti i znatno veće dostupnosti od drugih materijala, što ga čini atraktivnom alternativom u održivoj proizvodnji betona. Ipak, iako poseduje brojne prednosti, uticaj KB na performanse betona još nije u potpunosti rasvetljen, što značajno ograničava njegovu praktičnu primenu.

U okviru disertacije izvršeno je detaljno eksperimentalno istraživanje koje je zbog svoje obimnosti podeljeno u tri celine. Prvi deo istraživanja obuhvatio je brojna testiranja čvrstoća pri pritisku betona spravljanih sa različitim sadržajem i vrstama KB. Analiziran je uticaj količine zamene cementa, finoće mliva KB kao i pratećih parametara od koji je najveću ulogu imao vodocementni faktor. Pokazano je da se i pored velike zamene cementa KB (preko 50%), relativno jednostavno mogu dobiti betoni istih ili viših čvrstoća od referentnih betona. Međutim, obradljivost ovih mešavina može biti nezadovoljavajuća, naročito pri nižim vodocementim faktorima.

Drugi deo istraživanja odnosio se na testiranje osnovnih fizičko-mehaničkih svojstava i parametara trajnosti mešavina koje su pokazala zadovoljenje oba kriterijuma iz prve faze (čvrstoća pri pritisku i obradljivost). Mehaničke karakteristike betona sa dodatkom KB pokazale su se kao konkurentne referentnim mešavinama. Ipak, parametri trajnosti donekle kvare celokupan rezultat. Referentni betoni pokazuju dosta bolju otpornost u skoro svim testovima trajnosti u poređenju sa betonima sa KB. AB gredni elementi ispitani su testom dugotrajnog opterećenja, u okviru treće faze ispitivanja. To su ujedno i prva istraživanja ponašanja elemenata izvedenih od ove vrste betona u svetu. Tokom 1000 dana kontinualno je vršeno merenje ugiba ali i pratećih reoloških svojstava betona – skupljanja i tečenja. Rezultati pokazuju da po svim parametrima elementi spravljeni od betona sa KB imaju daleko bolje ponašanje od referentnih.

Na osnovu sopstvenih eksperimentalnih rezultata i podataka iz literature izvršeno je testiranje dostupnih modela za procenu čvrstoće pri pritisku, zatezanju, modula elastičnosti, karbonatizacione otpornosti. Rezultati su pokazali da su predikcije nezadovoljavajuće tačnosti, te je izvršena korekcija ovih modela. Određeni su empirijski koeficijenti čijom se primenom značajno poboljšava preciznost predikcije. Istovetno testirani su i modeli kojima se procenjuju ugibi, skupljanje i tečenje. Predikcioni modeli za ugib pokazuju dobro podudaranje sa merenim vrednostima, ukoliko se u obzir uzmu realne vrednosti skupljanja i tečenja.

Ključne reči: konstrukcijski *beton, krečnjačko brašno, obradljivost, mehanička svojstva, trajnost, armiranobetonske grede, dugotrajno opterećenje, ugibi, reologija, održivost*

Naučna oblast: *Građevinarstvo*

Uža naučna oblast: *Betonske konstrukcije*

STRUCTURAL CONCRETE WITH REDUCED CEMENT AND HIGH LIMESTONE POWDER CONTENT

Abstract:

With annual production exceeding 35 billion tons, concrete is the most used building material and also one of the most widespread products ever created. Its wide application has serious environmental consequences, primarily due to its constituent component - cement, whose production is responsible for significant carbon dioxide emissions. Looking for a sustainable solutions, the possibilities of replacing cement with materials that are more environmentally and economically acceptable are being increasingly investigated. In this context, limestone powder stands out as a particularly suitable solution, not only because of its contribution to reducing CO_2 emissions, but also because of its economic advantage and significantly higher availability than other materials, which makes it an attractive alternative in sustainable concrete production. However, despite numerous advantages, the impact of LS powder on the performance of concrete is still unclear, which significantly limits its practical application.

As part of the dissertation, a detailed experimental research, divided into three parts, was carried out. The first part of the research included numerous experimental tests of the compressive strength of concrete made with different LS powder contents. The impact of the amount of replaced cement, the fineness of LS powder as well as the accompanying parameters, such as water-cement ratio, were analyzed. Despite the large replacement of cement with LS powder (over 50%), it has been shown that it is relatively easy to obtain concretes of the same or higher strength than reference concrete. However, the workability of these mixtures can be unsatisfactory, especially at lower water-cement ratios.

The second part of the experimental campaign was related to the testing of the basic physical-mechanical properties and durability of the mixtures, which showed the satisfaction of both criteria from the first phase (compressive strength and workability). The mechanical characteristics of concrete with the addition of LS powder proved to be competitive with the reference mixes, although durability results were different. Reference concretes show much better resistance in almost all durability tests compared to concretes with LS powder. RC beams were tested under sustained load within the third phase. Also, these are the first beams made of LS powder concrete tested under sustained load in the world. During 1000 days, beam deflection and rheological properties of concrete - shrinkage and creep - were continuously measured. According to all parameters, the results show that beams made of concrete with LS powder had better behavior than the reference ones.

Based on own experimental results and data from the literature, available models for compressive and tensile strength, modulus of elasticity and carbonation resistance predictions were tested. The results showed that the predictions were of unsatisfactory accuracy and the correction of these models was made. Empirical coefficients were determined, which application significantly improves the precision of the models. At the same time, models were tested to evaluate deflection, shrinkage and creep. Predictive models for deflection show good agreement with measured values, if realistic values of shrinkage and creep are considered.

Keywords: *structural concrete, limestone powder, workability, mechanical properties, durability, reinforced concrete beams, long-term loading, deflections, rheology, sustainability*

Scientific field: *Civil Engineering*

Scientific sub-field: *Concrete Structures*

SADRŽAJ

Zahvalnost ... **II**

Rezime: ... **IV**

Abstract: ... **V**

Sadržaj ... **VI**

1. Uvodni deo ... **1**

1.1. Pozadina i predmet istraživanja ... *2*
1.2. Ciljevi istraživanja ... *5*
1.3. Metodologija ... *5*
1.4. Struktura rada ... *7*

2. Pregled literature ... **9**

2.1. Kratak hronološki osvrt na propise ... *10*
2.2. Izbor optimalnog granulometrijskog sastava mešavine ... *12*
2.3. Obradljivost (i ugradljivost) svežeg betona ... *15*
2.4. Čvrstoća betona pri pritisku ... *20*
2.5. Čvrstoća pri zatezanju (cepanjem i savijanjem) ... *34*
2.6. Modul elastičnosti betona ... *37*
2.7. Vodonepropustljivost ... *40*
2.8. Dejstvo mraza (i soli za odmrzavanje) ... *42*
2.9. Penetracija hlorida ... *44*
2.10. Karbonatizacija ... *49*
2.11. Skupljanje betona ... *54*
2.12. Tečenje betona ... *64*
2.13. Granično stanje deformacija ... *71*
2.14. Zaključak ... *77*

3. Sopstveni eksperimentalni program: prikaz rezultata, analiza i diskusija ... **79**

3.1. Uvod ... *80*
3.2. Ispitivanje komponentnih materijala ... *80*
3.3. Projektovanje betonskih mešavina ... *83*
3.4. Prva faza eksperimentalnog ispitivanja ... *86*
3.5. Druga faza eksperimentalnog ispitivanja ... *111*
3.6. Treća faza eksperimentalnog istraživanja ... *132*

4. Analiza i predlozi modela za predikciju svojstava betona i ponašanja elemenata pri dugotrajnom opterećenju ... **185**

4.1. Uvod ... *186*
4.2. Čvrstoća pri pritisku ... *186*
4.3. Čvrstoća pri zatezanju (cepanjem) ... *208*
4.4. Modul elastičnosti ... *216*
4.5. Karbonatizacija ... *224*
4.6. Skupljanje ... *239*
4.7. Tečenje ... *242*
4.8. Ugibi AB grednih nosača pri dugotrajnom opterećenju ... *244*
4.9. Zaključci ... *250*

5. Analiza životnog ciklusa i troškova 252

5.1. Uvod 253
5.2. Materijali i metode 254
5.3. Rezultati i diskusija 263
5.4. Analiza osetljivosti rezultata 269
5.5. Zaključci 271

6. Zaključci i preporuke za buduća istraživanja 273

6.1. Zaključci 274
6.2. Preporuke za buduća istraživanja 276

Literatura 278

Prilog 1: recepture betonskih mešavina 294

Изјава о ауторству 301

Изјава о истоветности штампане и електронске верзије докторског рада 302

Изјава о коришћењу 303

1. UVODNI DEO

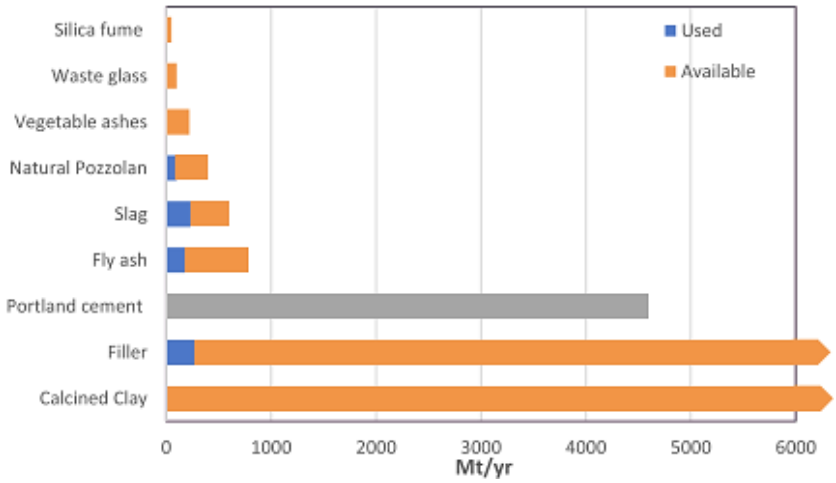
1.1. POZADINA I PREDMET ISTRAŽIVANJA

Ubrzani napredak nauke, tehnologije i industrije dovodi do poboljšanja kvaliteta ljudskog života, ali i do povećanja negativnih posledica ljudskih aktivnosti na životnu sredinu. Od svih ljudskih aktivnosti, građevinska industrija prepoznata je kao jedan od najvećih potrošača prirodnih resursa i energije, a ujedno i jedan od najvećih generatora otpada i zagađivača čovekove okoline (Scrivener, John and Gartner, 2018). Betonska industrija prouzrokuje značajan deo ovih uticaja tokom procesa poizvodnje materijala (prvenstveno cementa), eksploatacije objekata i faze rušenja, odnosno generisanja i deponovanja otpada na kraju životnog veka konstrukcije. To je posledica činjenice da je beton najkorišćeniji građevinski materijal, ali i ljudski proizvod uopšte, sa godišnjom proizvodnjom od neverovatnih 35 milijardi tona (GCCA, 2021). Konstantna migracija stanovništva ka velikim gradovima, praćena povećanjem ljudske populacije na Zemlji, iziskuje odgovarajuću infrastrukturu, što će neminovno dovesti do povećane potražnje za betonom. Da bi se podmirile sve veće potrebe čovečanstva, procenjuje se da će se proizvodnja betona uvećati za čitavih 50% i premašiti enormnih 50 milijardi tona do 2050. godine (GCCA, 2021). Samim tim očekuje se povećana potražnja za cementom kao njegovom nezaobilaznom komponentom.

Proizvodnja cementa odgovorna je za 8-10% ukupnih antropogenih emisija CO_2 (Miller, Horvath and Monteiro, 2016; Busch *et al.*, 2022), što cement čini ekološki najproblematičnijim sastojkom betona. Oko 60% ukupnog udela emisije CO_2 rezultat je dekompozicije krečnjaka tokom procesa dekalcinacije, dok je preostalih 40% rezultat sagorevanja fosilnih goriva za dobijanje potrebne količine energije u procesu proizvodnje (McCaffrey, 2019; CEMBUREAU, 2020). Kako bi se sačuvala konkurentnost betona kao najkorišćenijeg građevinskog materijala i u budućnosti, neophodno je preduzeti odgovarajuće mere u cilju promocije održivog razvoja i očuvanja životne sredine. Kao odgovor na brojne savremene izazove, betonska industrija se nalazi u procesu velike transformacije i prelaska sa tradicionalne proizvodnje na značajno efikasniji i moderniji, održivi poslovni model. Neka od rešenja u tom pravcu, prvenstveno ona koja se odnose na razvoj novih tehnologija i primenu savremenije opreme u procesu proizvodnje cementa, povećanje efikasnosti peći i prelazak na alternativne izvore energije mogu zahtevati velika finansijska ulaganja, što u zemljama u razvoju donekle otežava ili odlaže njihovu primenu. Imajući to u vidu, jednostavna zamena određene količine cementa (klinkera) jeftinijim i ekološki prihvatljivijim materijalima može imati značajan globalni doprinos u poboljšanju održivosti čitavog sektora.

U 2017. godini, prosečan sadržaj klinkera u cementu iznosio je oko 77%, a do kraja tekuće decenije planirano je smanjenje za dodatnih 3%, što znači da će 26% klinkera biti zamenjeno odgovarajućim alternativnim materijalima (CEMBUREAU, 2020). Ovi materijali mogu biti aktivni, tzv. latentno hidraulički mineralni dodaci (leteći pepeo, granulisana zgura visokih peći, silikatna prašina, metakaolin) i inertni mineralni dodaci (fileri), (EN 206-1, 2021).

Dosadašnja pažnja istraživača uglavnom je usmerena na primenu aktivnih mineralnih dodataka (Alaka and Oyedele, 2016; Reddy, Dinakar and Rao, 2018; Xu and Shi, 2018; Kurda, de Brito and Silvestre, 2020; Dragaš, Marinković and Radonjanin, 2021), prvenstveno jer poseduju odgovarajuća pucolanska svojstva koja pozitivno utiču na niz hemijskih reakcija koje se odvijaju u procesu očvršćavanja betona, tj. u procesu hidratacije, a samim tim i na svojstva betona u očvrslom stanju. Potencijalni problemi i veliko ograničenje u široj praktičnoj primeni jesu ograničene količine (slika 1.1) otpadnih materijala na bazi industrijskih nusproizvoda koje su u konstantnom padu (Scrivener, John and Gartner, 2018) i relativno visoka cena nekih od njih.



Slika 1.1 Procenjena dostupnost i trenutno korišćenje pojedinih mineralnih dodataka u svetu (Working group UNEP-SBCI, 2015)

Najnovija istraživanja u svetu (Palm *et al.*, 2016; Proske *et al.*, 2017; John *et al.*, 2018) pokazuju veoma veliki potencijal inertnih i slabo reaktivnih materijala, a to su uglavnom različite vrste filera. Ne postoji univerzalna i potpuno precizna definicija filera (John *et al.*, 2018). Može se reći da su to veoma fini praškasti materijali koji su uglavnom inertni ili slabo reaktivni (Thongsanitgarn *et al.*, 2011; John *et al.*, 2018), a mogu biti različitog porekla i mineraloškog sastava.

Iako se poslednjih godina zapaža povećano interesovanje u naučnim i stručnim krugovima za ovu vrstu mineralnih dodataka, njihova prva primena kao delimične zamene cementa zabeležena je još početkom prošlog veka u SAD-u (John *et al.*, 2018). Prilikom izgradnje brana Arrowrock (1912-15) visine 107 m i dužine 351 m (devet godina najviša brana na svetu) i Elephant Butte (1911-16) visine 92 m i dužine 510 m, slika 1.2, u cilju smanjenja unutrašnje temperature usled visoke toplote hidratacije i skupljanja ovih masivnih betonskih konstrukcija, skoro 50% cementa je zamenjeno samlevenim granitom i peskom (90% zrna manje od 75 μm) koji su izvadjeni u toku gradnje (John *et al.*, 2018). U periodu 1935-37 godine, izvršena je sanacija nizvodne strane Arowrock brane i prelivnog kanala zbog deterioracije betona izazvane atmosferskim uticajima tokom eksploatacije. Tom prilikom je i visina brane povećana za dodatnih 1,5 m. Iako je prošlo više od sto godina od njihove izgradnje, obe pomenute brane su i dalje u funkciji.

Slika 1.2 Brane Arrowrock na reci Boise (levo) i Elephant Butte na reci Rio Grande (desno), (*National Park Service USA*, 2017; *Bureau of Reclamation*, 2021)

Izgradnja ovih impozantnih inženjerskih poduhvata praćena je i prvim značajnijim dugotrajnim ispitivanjima mehaničkih svojstava i trajnosti betona kod kojih je cement zamenjen finim praškastim materijalima (Davis, Hanna and Brown, 1950). Ipak, na iole ozbiljniju primenu filera u cementnoj industriji čekalo se još čitavih pedeset godina (Working group UNEP-SBCI, 2015). Usled posledica velike naftne krize 1973. godine počela je nešto veća primena ovih materijala kao zamene za klinker, nakon čega je usledio i period standardizacije (John *et al.*, 2018). Tada je konačno počela i zakonski regulisana primena filera u cementnoj industriji.

Od svih filera, krečnjačko brašno (slika 1.3) ima najveći potencijal, prvenstveno zbog izuzetnih performansi, široke dostupnosti i niske cene (Scrivener et al., 2018). Budući da je ono komercijalni proizvod široko dostupan na tržištu u Srbiji i u svetu, nisu potrebna bilo kakva kapitalna ulaganja ili revolucionarne promene tehnološkog procesa pri proizvodnji cementa i betona. U literaturi se mogu naći i podjednako zadovoljavajući rezultati prilikom korišćenja filera kvarcnog porekla (Vogt, 2010). U svakom slučaju, treba imati na umu višu cenu ovih filera koja je uglavnom posledica složenijeg tehnološkog procesa proizvodnje, manju dostupnost, ali i njihovu veliku štetnost po ljudsko zdravlje (Kang *et al.*, 2018; Scrivener, John and Gartner, 2018).

Slika 1.3 Krečnjačko brašno

Zamenom određene količine cementa krečnjačkim brašnom nastaje jedna novija vrsta tzv. zelenih (ekoloških) betona sa redukovanim sadržajem cementa i velikim sadržajem krečnjačkog brašna. Kako bi se iskoristio veliki potencijal i omogućila široka praktična primena ovih betona u armiranobetonskim konstrukcijama, neophodno je detaljnije poznavanje ključnih parametara koji utiču na pojedina svojstva ovih betona u svežem i očvrslom stanju, što će i biti predmet ovog naučnog istraživanja. U skladu sa tim, definisane su sledeće polazne hipoteze:

1) Zamena do 55% cementa krečnjačkim brašnom ne utiče negativno na mehanička svojstva u odnosu na uporedni cementni beton bez krečnjačkog brašna;
2) Procenat zamene cementa, količina i granulometrijski sastav krečnjačkog brašna, kao i vodo-cementni faktor bitno utiču na fizičko-mehanička svojstva betona sa redukovanim sadržajem cementa i velikim sadržajem krečnjačkog brašna;
3) Postojeći modeli za predikciju fizičko-mehaničkih svojstava konvencionalnih betona, uz eventualne korekcije, mogu se primeniti i kod ove vrste betona
4) Postojeći modeli za proračun ugiba armiranobetonskih grednih nosača od konvencionalnog betona, uz eventualne modifikacije, mogu se primeniti i u slučaju betona sa redukovanim sadržajem cementa i velikim sadržajem krečnjačkog brašna.

Ove hipoteze se u nastavku disertacije i dokazuju.

1.2. CILJEVI ISTRAŽIVANJA

Osnovni cilj sprovedenog naučnog istraživanja u okviru ove disertacije je definisanje smernica i preporuka za projektovanje konstrukcijskih betona sa redukovanim sadržajem cementa i velikim sadržajem krečnjačkog brašna, bolje razumevanje ponašanja ove vrste zelenih betona u grednim armiranobetonskim elementima pri dugotrajnom opterećenju, kao i njihovu promociju široj stručnoj javnosti, što je veliki korak ka njihovoj praktičnoj primeni. U tom smislu, na osnovu sopstvenih eksperimentalnih ispitivanja, kao i rezultata dostupnih iz literature, definisani su sledeći specifični ciljevi:

1) Prikupljanje, sistematizacija i kritička analiza prethodnih istraživanja u oblasti fizičko-mehaničkih, reoloških i svojstava trajnosti betona sa redukovanim sadržajem cementa i velikim sadržajem krečnjačkog brašna u cilju analize postojećeg stanja u oblasti primene krečnjačkog brašna kao zamene za cement;
2) Dopuna postojećih rezultata novim saznanjima i realizacija obimnog sopstvenog ispitivanja čvrstoće pri pritisku pri različitim starostima betona u funkciji procenta zamene cementa, količine i granulometrijskog sastava krečnjačkog brašna, vodo-cementnog faktora;
3) Definisanje osnovnih principa i postupaka projektovanja sastava konstrukcijskih betona sa redukovanim sadržajem cementa i velikim sadržajem krečnjačkog brašna;
4) Analiza rezultata i predlozi eventualnih korekcija postojećih empirijskih izraza za predikciju čvrstoće konvencionalnih betona, kako bi se omogućila primena istih i u slučaju ove vrste zelenih betona;
5) Planiranje i realizacija eksperimentalnog ispitivanja ostalih fizičko-mehaničkih svojstava i pojedinih parametara trajnosti na odabranim mešavinama uobičajene klase čvrstoće (C25/30 i C30/37) i komparacija dobijenih rezultata;
6) Planiranje i realizacija eksperimentalnog ispitivanja ponašanja armiranobetonskih grednih nosača od betona sa redukovanim sadržajem cementa i velikim sadržajem krečnjačkog brašna i uporednih greda od klasičnog betona pri dugotrajnom opterećenju;
7) Testiranje postojećih proračunskih modela za predikciju ugiba grednih nosača izvedenih od konvencionalnih betona na grednim nosačima izvedenim od betona sa redukovanim sadržajem cementa i velikim sadržajem krečnjačkog brašna i definisanje eventualnih predloga korekcija;
8) Uporedna ocena održivosti konstruktivnih armiranobetonskih elemenata (ploča i stubova) različitih dimenzija izvedenih od konvencionalnih i od betona sa redukovanim sadržajem cementa i velikim sadržajem krečnjačkog brašna primenom metoda višekriterijumske analize.

1.3. METODOLOGIJA

U ovom poglavlju opisana je metodologija koja će se koristiti za ostvarivanje prethodno definisanih ciljeva, a iz nje, većim delom proizilazi i struktura same disertacije.

Prikupljanje i kritička analiza rezultata dostupnih iz literature poslužiće za detaljnije sagledavanje trenutnog stanja nauke u oblasti primene krečnjačkog brašna u konstrukcijskim betonima, kao i njegov uticaj na najbitnija fizičko-mehanička i reološka svojstva ovih betona, ali i njihove trajnosti. Pored toga, detaljno će se prikazati model proračuna ugiba

armiranobetonskih grednih elemenata od konvencionalnih betona, kao i proces određivanja veličina skupljanja i tečenja i način na koje se ove veličine uključuju u model za proračun ugiba. Na osnovu prethodnog, biće izvršena selekcija glavnih parametara koji utiču na svojstva ovih betona. To će omogućiti pravilno planiranje eksperimentalnog programa i definisanje obima ispitivanja. Rezultati sopstvenih eksperimentalnih ispitivanja predstavljaju glavni deo ove disertacije i koristiće se kao primarni metod za dokazivanje polaznih hipoteza.

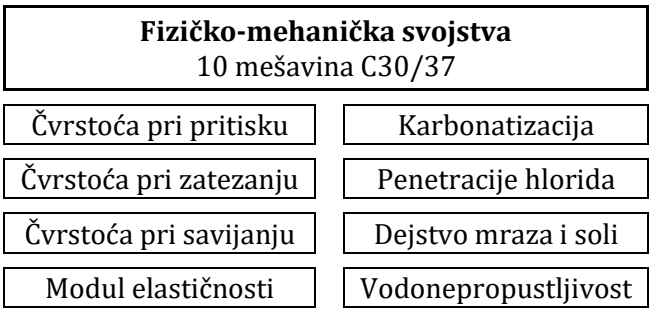
Eksperimentalni program koji će biti sproveden u okviru ovog istraživanja podeljen je u tri faze, od kojih svaka predstavlja nezavisnu celinu. U sklopu prve faze eksperimentalnog programa, pored ispitivanja pojedinih svojstava svih komponentih materijala (cement, više vrsta krečnjačkog brašna, prirodni agregat, armaturni čelik), biće projektovano i pri različitoj starosti ispitana čvrstoća pri pritisku preko 150 različitih betonskih mešavina, kako bi se detaljnije analizirao uticaj najbitnijih parametara kao što su: vodo-cementni faktor, procenat zamene cementa, odnosno količina i granulometrijski sastav primenjenog krečnjačkog brašna. Planirano je 30%, 45%, 55% i 65% cementa naizmenično zameniti krečnjačkim brašnom, uz korišćenje četiri različite vrste brašna istog hemijskog sastava, ali različitog granulometrijskog sastava, od kojih je jedno veoma slične krupnoće kao i cement, dva su značajno finija od cementa, dok je četvrto izrazito krupnije. U ovoj fazi planirana su ispitivanja pri starosti uzoraka od 1, 7, 28 i 180 dana. Grafički prikaz I faze planiranog eksperimentalnog ispitivanja prikazan je na slici 1.4.

Čvrstoća pri pritisku (1d; 7d, 28d, 180d)			
CEM I (kg)	**CEM + KB (kg)**	**w/c faktor**	**Vrsta KB**
OPC% (330)	330	0,54; 0,58; 0,62; 0,71	
K-30% (230)	330; 380; 430	0,54; 0,58; 0,62; 0,71	K1; K2, K3; K4
K-45% (180)	330; 380; 430	0,54; 0,58; 0,62; 0,71	K1; K2, K3; K4
K-55% (150)	380; 430	0,65; 0,71; 0,75; 0,80	K1; K2, K3; K4
K-65% (120)	380; 430	0,80; 0,88; 0,93; 0,98	K1; K2, K3; K4

Slika 1.4 Grafički prikaz I faze planiranog eksperimentalnog ispitivanja

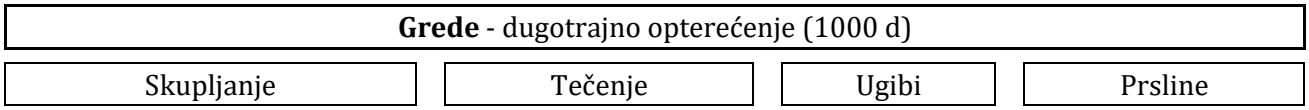
Dobijeni rezultati poslužiće za sveobuhvatnu analizu parametara koji najviše utiču na čvrstoću pri pritisku betona sa velikim sadržajem krečnjačkog brašna, kao i testiranje postojećih empirijskih izraza za predikciju iste, uz predlog eventualnih korekcija. Pored toga, proveriće se i potreba za korekcijom postojećeg izraza koji opisuje vremensku funkciju čvrstoće betona pri pritisku.

Nakon definisanja receptura i završetka prve faze, u drugoj fazi eksperimentalnog programa biće sprovedena ispitivanja pojedinih fizičko-mehaničkih svojstava (čvrstoća pri pritisku, čvrstoća pri zatezanju – brazilski opit, čvrstoća pri zatezanju savijanjem, modul elastičnosti, penetracija hlorida, karbonatizacija – prirodna i ubrzana, vodonepropustljivost) konvencionalnih betona i betona sa redukovanim sadržajem cementa i velikim sadržajem krečnjačkog brašna. Sva pomenuta ispitivanja sprovešće se na 10 odabranih mešavina iz prve faze, uobičajene čvrstoće (ciljana klasa čvrstoće C25/30 i C30/37). Nakon čega će se izvršiti komparacija dobijenih rezultata i izvesti odgovarajući zaključci. Grafički prikaz II faze planiranog eksperimentalnog ispitivanja prikazan je na slici 1.5.



Slika 1.5 Grafički prikaz II faze planiranog eksperimentalnog ispitivanja

Konačno, u trećoj fazi eksperimentalnog programa planirano je ispitivanje ponašanja šest armiranobetonskih grednih nosača izvedenih od konvencionalnog betona i od betona sa redukovanim sadržajem cementa i visokim sadržajem krečnjačkog brašna, pri dejstvu dugotrajnog eksploatacionog opterećenja. Posebna pažnja u ovom delu biće koncentrisana na veličinu ugiba, dilatacije skupljanja i tečenja, dilatacije u pritisnutom betonu i zategnutoj armaturi tj. krivinu preseka, kao i širinu prslina. Grafički prikaz III faze planiranog eksperimentalnog ispitivanja prikazan je na slici 1.6.



Slika 1.6 Grafički prikaz III faze planiranog eksperimentalnog ispitivanja

I u ovom slučaju biće izvršena komparacija dobijenih rezultata kako bi se izveli odgovarajući zaključci. Pored toga ovi rezultati poslužiće i za kontrolu validnosti postojećih proračunskih modela za proračun ugiba grednih nosača izvedenih od konvencionalnih betona na grednim nosačima izvedenim od betona sa redukovanim sadržajem cementa i velikim sadržajem krečnjačkog brašna. Ukoliko se ne dobiju rezultati zadovoljavajuće tačnosti, pristupiće se korekciji modela.

Na kraju, biće sprovedena uporedna ocena održivosti konstruktivnih armiranobetonskih elemenata (ploča i stubova) različitih dimenzija izvedenih od konvencionalnih i betona sa različitim sadržajem krečnjačkog brašna. Za ove potrebe biće primenjena metoda višekriterijumskog odlučivanja.

1.4. STRUKTURA RADA

Doktorska disertacija je organizovana u 6 glavnih celina.

Prvo poglavlje opisuje kompletnu pozadinu i predmet istraživanja u kome se objašnjavaju uzroci, potrebe i praktičan značaj primene krečnjačkog brašna u konstrukcijskim betonima. Napravljen je i poseban osvrt na ogromne ekološke izazove današnjice sa kojima se suočava betonska industrija i važnost promocije održivog razvoja u čitavom građevinskom sektoru. Nakon toga, istaknuta je važnost poznavanja svojstava na nivou materijala, ali i ponašanja kompletnih elemenata izvedenih od ove vrste zelenih betona. Takođe, definisani su specifični ciljevi i metodologija sprovedenog istraživanja, a prikazana je i struktura ove disertacije.

Drugo poglavlje predstavlja kritički osvrt na pregled dostupne literature, odnosno dosadašnjih istraživanja i zaključaka dostupnih u ovoj oblasti. Upućuje se na relevante propise iz oblasti primene krečnjačkog brašna u betonu, bilo kao zamene za klinker ili dodatak u vidu filera. Detaljno su prikazani postojeći modeli za proračun osnovnih fizičko-mehaničkih svojstava klasičnih cementnih betona, kao i predlozi za unapređenje, dopune i korekcije u cilju njihove

primene kod betona sa visokim sadržajem krečnjačkog brašna. Takođe, posebna pažnja posvećena je modelima koji opisuju reološka svojstva klasičnih betona, ali i onima koji se odnose na proračun ugiba AB nosača. Analiziran je uticaj zamene cementa krečnjačkim brašnom na sva svojstva betona koja su bitna za njegovu konstrukcijsku primenu.

Treće poglavlje prikazuje rezultate sopstvenih eksperimentalnih istraživanja, koja su sistematski organizovana u tri tematske celine. U prvoj celini sprovedena su ispitivanja sa ciljem definisanja optimalnih betonskih mešavina sa visokim udelom krečnjačkog brašna. Kao ključni kriterijumi prilikom projektovanja mešavina uzeti su čvrstoća pri pritisku i obradljivost sveže mešavine. U okviru ove faze pripremljeno je oko 200 različitih mešavina, koje su testirane u različitim starostima. Pored toga, analizirani su ključni parametri koji utiču na ova svojstva betona. Izvršena je sukcesivna zamena mase cementa u količini od 30%, 45%, 55% i 65%. Kako bi se obuhvatio uticaj granulometrije korišćene su četiri vrste krečnjačkog brašna istog hemijskog sastava, ali različite krupnoće. Drugi deo istraživanja obuhvatio je ispitivanja fizičko-mehaničkih svojstava 10 odabranih mešavina iz prve faze. Pored čvrstoće pri pritisku, analizirane su i čvrstoće pri zatezanju cepanjem i savijanjem, modul elastičnosti, ali i parametri trajnosti kao što su otpornosti na penetraciju hlorida i karbonatizaciju, vodonepropustljivost, ali i otpornost na dejstvo mraza u prisustvu soli za odmrzavanje. Treća faza ovog dela istraživanja fokusirana je na analizu ponašanja AB grednih nosača pod dugotrajnim opterećenjem, sa posebnim akcentom na reološka svojstva betona, tj. skupljanje i tečenje. Za ove potrebe izvedeno je tri para grednih nosača, od kojih su dve referente grede od klasičnih betona, dok je kod preostale četiri količina cementa redukovana 45% u odnosu na referentnu.

Četvrto poglavlje, uz prethodno, čini najznačajniji deo ove doktorske disertacije. Sopstveni eksperimentalni rezultati prošireni su relevantnim podacima iz dostupne literature, čime je formirana objedinjena baza podataka. Ova baza je poslužila kao temelj za testiranje modela i formulaciju predloga korekcija postojećih standarda, kako bi njihovi modeli bili primenljivi i kod betona sa velikim sadržajem krečnjačkog brašna. U prvom delu poglavlja izvršena je detaljna analiza ključnih mehaničkih svojstava betona sa različitim sadržajem (do 75%) krečnjačkog brašna (čvrstoća pri pritisku, čvrstoća pri zatezanju i modul elastičnosti) koje neposredno utiču na ponašanje AB elemenata. Po prvi put, na osnovu sveobuhvatne i sistematske analize, uveden je faktor efikasnosti (k) za betone sa različitim sadržajem krečnjačkog brašna. Drugi deo poglavlja posvećen je analizi jednog od ključnih parametara trajnosti – karbonatizaciji, koja predstavlja dominantan mehanizam degradacije AB konstrukcija u uslovima kontinentalne klime. Na osnovu sprovedenih analiza, predloženi su odgovarajući zaštitni slojevi za betone sa velikim sadržajem krečnjačkog brašna. Na kraju, analiziran je vremenski tok ugiba AB greda pod konstantnim opterećenjem, primenom rigoroznog proračunskog postupka koji se zasniva na numeričkoj integraciji krivine, kao i prateće pojave kao što su skupljanje i tečenje.

Peto poglavlje predstavlja sveobuhvatnu višekriterijumsku procenu održivosti betona sa krečnjačkim brašnom kroz evaluaciju tehničkih, ekonomskih i ekoloških kriterijuma. Potencijalna primena analizirana je kroz dva tipa odabranih konstukcijskih elemenata, različitog naponskog stanja i geometrije (ploče i stubovi), što je činilo ukupno četiri moguća scenarija. Rezultati su pokazali nesumnjive ekološke, a u određenim slučajevima i ekonomske benefite pri korišćenju betona sa velikim sadržajem krečnjačkog brašna.

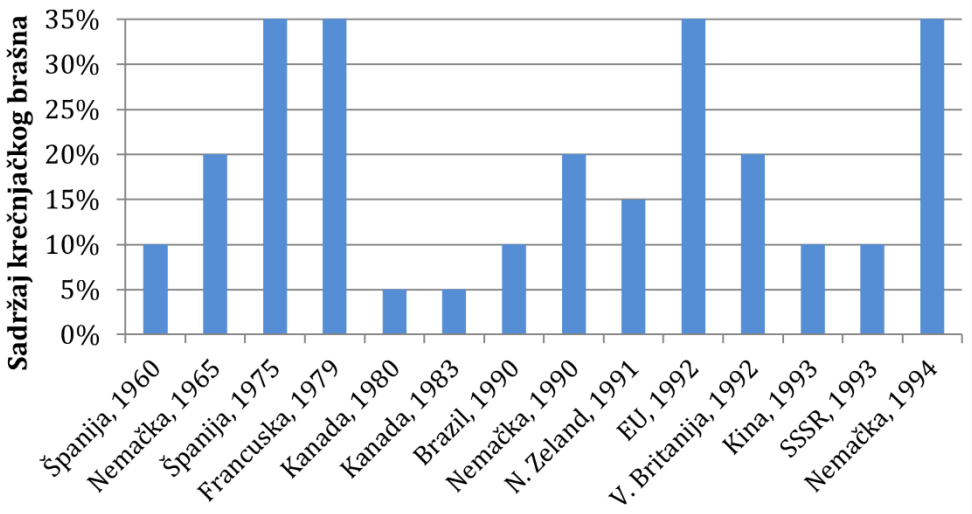
Šesto poglavlje obuhvata opšte zaključke disertacije, kao i preporuke za buduća istraživanja u ovoj oblasti.

Nakon spiska korišćene literature, u prilogu su date recepture betonskih mešavina koje su projektovane i testirane za potrebe ove disertacije.

2. PREGLED LITERATURE

2.1. KRATAK HRONOLOŠKI OSVRT NA PROPISE

Prvi propisi i zakonski regulisana primena krečnjačkog brašna (KB) u cementnoj industriji javljaju se sredinom prošlog veka. Na početku su bili dosta konzervativni i to su bile veoma skromne cifre (do 5% zamene cementa), ali su se vremenom propisi inovirali i dopuštali su sve veću procentualnu zamenu klinkera (Hawkins, Tennis and Detwiler, 2005; Tennis, Thomas and Weiss, 2011). Sa druge strane, često su se mogli naći i standardi koji su u trenutku objavljivanja bili, verovatno, previše nekonzervativni, imajući u vidu sam početak primene KB i sve nesigurnosti vezane za tehnologiju proizvodnje istih, slika 2.1. Tako se u španskom standardu iz 1960. dopuštalo 10% KB, da bi se već 1975. godine ovo ograničenje povećalo na 35%, što važi i danas. Nedugo nakon toga, 1979. je i Francuska u svom nacionalnom propisu usvoja jednako ograničenje, dok su Nemački standardi iz 1965. i 1994. godine dopuštali 20% i 35% filera respektivno (Tennis, Thomas and Weiss, 2011). Pregledom svetskih standarda utvrđeno je da je 1991. godine oko 25 zemalja širom sveta dopuštalo svega 5% filera u cementu (Hawkins, Tennis and Detwiler, 2005), dok je već 1993. oko 40 zemalja sveta usvojilo ograničenje od 20% (Tennis, Thomas and Weiss, 2011).

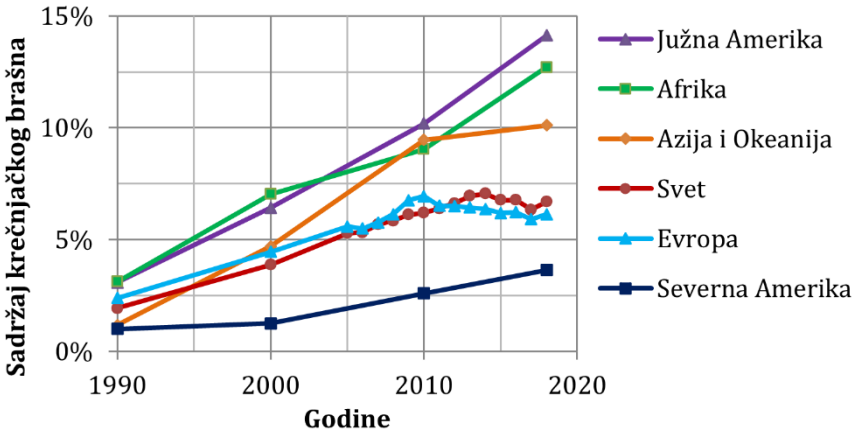


Slika 2.1 Maksimalni procentualni sadržaj krečnjačkog filera u cementu i godina publikacije standarda u periodu 1960-1995. (Radović, Marinković and Savić, 2021)

Danas, mnogi savremeni propisi iz ove oblasti ograničavaju maksimalni procentualni sadržaj filera (isključivo krečnjačkog porekla, krečnjačko brašno – KB) u cementu na 35%, sa tendencijom povećanja u skorijoj budućnosti do čak 55% (Working group UNEP-SBCI, 2015). Tako se u evropskom standardu za cement koji je trenutno na snazi (EN 197-1, 2013), definišu takozvani portland-kompozitni cementi (CEM II) sa dodatkom krečnjaka koji može biti u granicama 6-20% (oznaka PC 20L; PC 20LL) ili 21-35% (oznaka PC 35L; PC 35LL). Takođe, upotreba KB kao dodatka u funkciji filera kod samougrađujućih betona je obavezna, a to je ujedno i najveća oblast gde je prepoznat potencijal ovog dodatka (Savić, 2015).

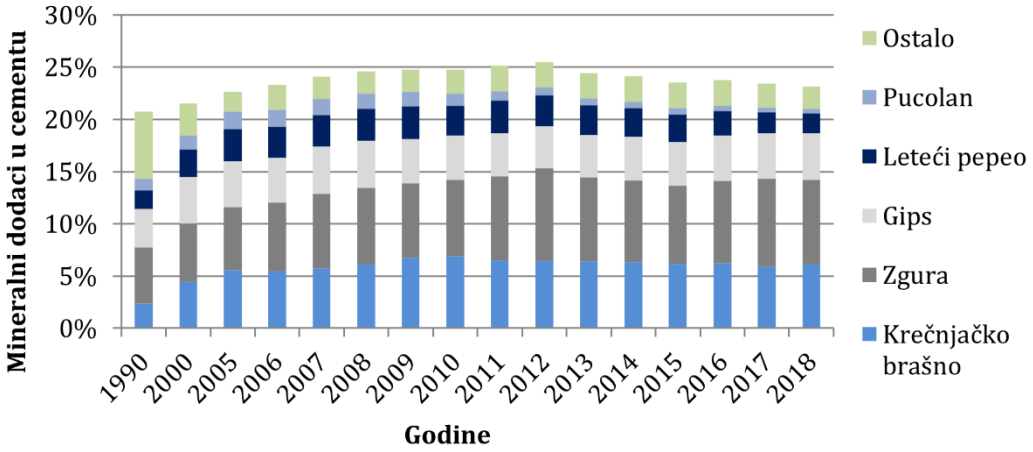
Nažalost, količine koje se primenjuju u praksi daleko su ispod maksimalno dozvoljenih vrednosti iz propisa. Prosečni sadržaj KB u cementu prema podacima World Business Council for Sustainable Development (WBCSD Cement Sustainability Initiative, 2018) na različitim kontinentima u periodu 1990-2018, prikazan je na slici 2.2. Identičan je trend u Evropi i u svetu. Od početka devedesetih godina prošlog veka, beleži se veoma blagi porast, do nekih 6-7%, a zatim od 2011. godine do danas ostaje praktično konstantan. Nešto bolje je stanje u zemljama Južne Amerike i Afrike, gde se poslednjih 40 godina uočava konstantan rast od

približno 0.4% godišnje. Sličan tempo prate i zemlje Azije i Okeanije, dok je najmanja zastupljenost KB u Severnoj Americi (<5%).



Slika 2.2 Sadržaj KB u cementu – hronološki (Marinković, Radović and Carević, 2023), podaci (WBCSD Cement Sustainability Initiative, 2018)

Analogno važi i kada su u pitanju drugi mineralni dodaci (slika 2.3). Očigledno je KB, pored zgure, procentualno najzastupljeniji dodatak u cementu, ali je to čak pet puta manje od dozvoljenih vrednosti (EN 197-1, 2013).



Slika 2.3 Procentualni sadržaj mineralnih dodataka u cementu po godinama u zemljama EU (Radović, Marinković and Savić, 2021), podaci (WBCSD Cement Sustainability Initiative, 2018)

Kao pozitivan primer treba istaći Maroko, Alžir i Tunis. U ovim zemljama je prosečni sadržaj KB u cementu najviši u svetu i poslednjih 10 i više godina kreće se u granicama od 20-22% (WBCSD Cement Sustainability Initiative, 2018). Dodatno, u pomenutim zemljama KB je duplo zastupljenije od svih ostalih mineralnih dodataka zajedno.

Ovde treba napomenuti da pored maksimalno dopuštenog sadržaja KB u cementu, većina propisa uvodi još neka ograničenja. Tako EN 197-1 (EN 197-1, 2013) definiše minimalni maseni sadržaj kalcijum karbonata ($CaCO_3$) koji ne sme biti manji od 75%, dok sadržaj gline ne sme biti veći od 1,2 g/100 g brašna. Pored toga, u zavisnosti od maksimalnog sadržaja organskog ugljenika (Total organic carbon – TOC) razlikuju se dve vrste krečnjaka, u oznaci L i LL. Maksimalni sadržaj TOC u slučaju L krečnjaka ne sme prekoračiti 0,5% mase, dok je u slučaju LL krečnjaka ovaj uslov stroži i ne sme preći 0,2% mase (EN 197-1, 2013).

U EN 12620 (EN 12620, 2010) definisani su odredjeni zahtevi u pogledu granulometrijskog sastava za kameno brašno (filler aggregate), tabela 2.1Tabela 2.1.

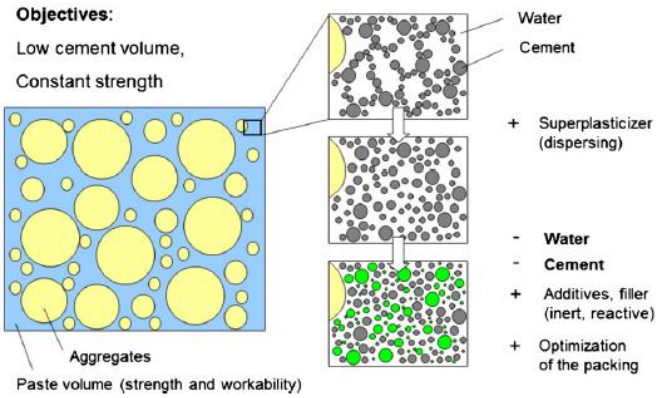
Tabela 2.1 Granulometrijski zahtevi za kameno brašno (EN 12620, 2010)

Veličina otvora sita [mm]	Procentualni prolaz [%]
2,0	100
0,125	85-100
0,063	70-100

2.2. IZBOR OPTIMALNOG GRANULOMETRIJSKOG SASTAVA MEŠAVINE

Kako bi se omogućila značajna redukcija količine veziva (cementa), uz očuvanje zadovoljavajućih fizičko-mehaničkih performansi neophodnih za praktičnu primenu ovih betona, od krucijalne je važnosti izvršiti pravilno projektovanje sastava betonskih mešavina. To podrazumeva pravilan izbor i odgovarajuću količinu svih komponentnih materijala (agregat, cement, filer, voda). U tom smislu, primena neke od metoda za povećanje gustine pakovanja (particle packing method) može biti od velike koristi.

Poznato je da agregat ima procentualno najveće učešće i čini približno 70-80% ukupne zapremine betona, a sve ostale komponente preostalih 20-30% (Kwan, Chen and Jiang, 2015). Odavde proizilazi i njegov veliki uticaj na svojstva betona, kako u svežem, tako i u očvrslom stanju. Zato je jedan od početnih i najvažnijih koraka pri projektovanju sastava betonskih mešavina optimalan izbor granulometrijskog sastava agregata (Pradhan, Kumar and Barai, 2017). Njime se definiše učešće pojedinih frakcija u mešavini. Frakcije se kombinuju u cilju smanjenja šupljina izmedju pojedinih zrna agregata unutar same mešavine. Na taj način se smanjuje preostali slobodan prostor koji treba ispuniti sitnim česticama, odnosno pastom (cement, filer, voda). Ovakav pristup je veoma pogodan u slučaju primene određene količine KB na račun redukcije cementa, zbog širokog opsega veoma finih čestica sfernog oblika, koje mogu ispuniti i veoma male šupljine, slika 2.4.



Slika 2.4 Princip simultane redukcije cementa i vode uz dodatak filera (Proske, Hainer, et al., 2013, 2014)

Dakle, izbor odgovarajuće količine i sastava same paste jeste naredni korak nakon definisanja granulometerijske krive agregata (Pradhan, Kumar and Barai, 2017). Drugim rečima, kroz dva prethodna koraka definisan je čitav spektar svojstava samog betona. Treba imati u vidu, da je upotreba određene količine superlastifikatora neophodna kako bi se izbegla aglomeracija veoma sitnih čestica, što bi dovelo do povećane potražnje vode i posledično degradacije čvrstoće betona. Nivo ostvarene upakovanosti prvenstveno zavisi od veličine zrna (čestica)

komponentnih materijala, njihovog oblika, ali i od fizičko-hemijskih i mineraloških svojstava samih čestica (Fennis, 2011; Pradhan, Kumar and Barai, 2017). Danas se mogu naći brojne metode koje na različite načine, sa više ili manje uspeha, utiču na povećanje gustine pakovanja betona. Ovim metodama, u zavisnosti od pristupa problemu, odgovaraju modeli različite složenosti. Generalno, svi ovi modeli se mogu podeliti na kontinualne i diskretne.

Kontinualni modeli za definisanje granulometrijskog sastava agregata ili čitave mešavine, razvijeni su uglavnom na osnovu teorijskih analiza uz uvođenje brojnih pretpostavki i pojednostavljenja. Baziraju se na relativno jednostavnim matematičkim relacijama kojima se definišu tzv. referentne granulometrijske krive (ideal grading curves, optimization curves). Teorijski, najveća gustina pakovanja prilikom korišćenja ovih modela ostvaruje se kada se granulometrijska kriva mešavine poklopi sa odgovarajućom referentnom krivom.

Razvojem računarske tehnike uz eksperimentalnu kontrolu i verifikaciju rezultata, poslednjih godina dolazi do niza predloga veoma složenih diskretnih modela (Fennis, 2011). Ovim modelima se može postići izuzetno velika upakovanost zrna, koja se ne može očekivati korišćenjem jednostavnih kontinualnih modela. Međutim, za razliku od kontinualnih, praktična primena diskretnih modela ograničena je zbog odredjene nestandardne opreme koja je neophodna, kao i velikog broja parametara koji se moraju odrediti empirijski za svaki slučaj posebno (Fennis, 2011; Fennis and Walraven, 2012). U tom smislu, praktična primena kontinualnih modela još uvek može biti opravdana.

Jedan od prvih, verovatno i najpoznatijih, kontinualnih modela predstavlja kriva optimizacije predložena je od strane Fuler-a (Brewe and Myers, 2005; Vogt, 2010) koja je opisana izrazom (2.1):

$$Y_{(d)} = \left(\frac{d}{d_{max}}\right)^n \qquad (2.1)$$

gde je:

$Y_{(d)}$ – procentualni prolazak kroz sito sa otvorom d
d – otvor posmatranog sita [mm]
d_{max} – nominalna vrednost najkrupnijeg zrna agregata [mm]
n = 0,5 (0,45) – eksponent

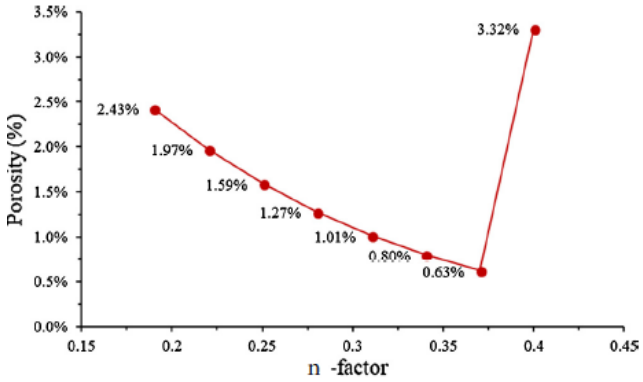
Ova kriva je u upotrebi već više od sto godina, a i danas se zbog svoje jednostavnosti, često koristi u praksi. Brojni istraživači izvršili su odredjene modifikacije ovog izraza u cilju poboljšanja gustine pakovanja. Na osnovu sopstvemnih eksperimentalnih istraživanja Andreasen and Andersen (Fennis and Walraven, 2012; Cai, 2017) su predložili modifikaciju eksponenta u zavisnosti od teksture i oblika zrna u granicama 0,33-0,5. Manja vrednost eksponenta rezultira povećanjem udela sitnijih čestica u mešavini.

Najveći nedostatak prethodnog izraza jeste jedna od polaznih pretpostavki da su najsitnija zrna koja ispunjavaju šupljine između krpunijih zrna agregata beskonačno mala (Brewe and Myers, 2005), što ne odgovara stvarnosti. Dakle, eksplicitno je u formuli uzeto u obzir samo nominalno najkrupnije zrno agregata, dok uticaj finih čestica cementa i krečnjačkog brašna nije adekvatno obuhvaćen.

Ovaj nedostatak prepoznat je od strane Funk-a i Dinger-a (Vogt, 2010; Müller, Haist and Vogel, 2014), koji na na osnovu kompjuterskih simulacija (za idealno sferna zrna) predlažu modifikaciju, izraz (2.2):

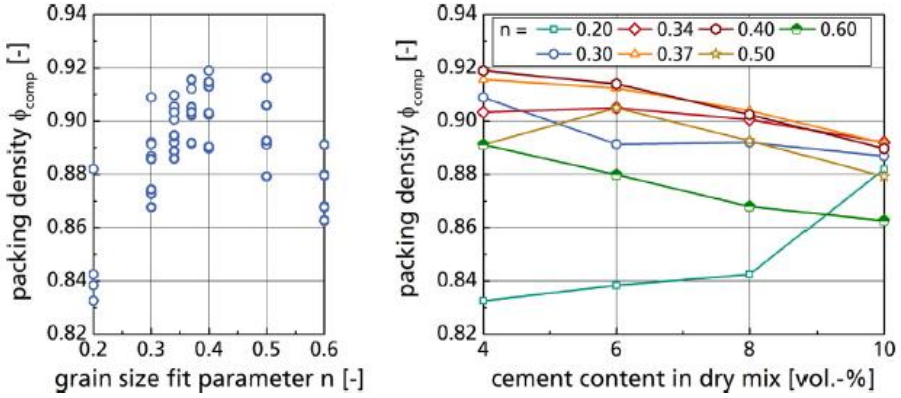
$$Y_{(d)} = \frac{d^n - d_{min}^n}{d_{max}^n - d_{min}^n} \qquad (2.2)$$

Ovaj izraz, pored nominalno najkrupnijeg (d_{max}) u obzir uzima i veličinu najsitnijeg (d_{min}) zrna u mešavini. Nedostatak ovog predloga je što ne uzima u obzir stvarni oblik zrna. Takođe, postavlja se pitanje da li je uopše moguće ovako jednostavnim izrazom obuhvatiti veličine koje se međusobno razlikuju i čitavih 10-20 hiljada puta. U svakom slučaju, za predloženu vrednost eksponenta n = 0,37 dobija se najveća gustina pakovanja (Vogt, 2010; Yousuf, Sanchez and Shammeh, 2019). Na slici 2.5 prikazana je promena poroznosti mešavine u funkciji eksponenta n, za d_{min} = 0.25 μm i d_{max} = 19 mm (de Grazia *et al.*, 2019). Jasno se uočava da je maksimalna upakovanost mešavine (najmanja poroznost) postignuta pri vrednosti eksponenta n ≈ 0,37. Usvajanje veće vrednosti eksponenta dovodi do naglog rasta poroznosti, dok se usvajanjem manje vrednosti eksponenta poroznost umereno povećava i još uvek se može očekivati postizanje dobre upakovanosti mešavine. Zato se u literaturi za Funk-Dinger-ov model preporučuje usvajanje vrednosti eksponenta u granicama 0,2-0,4 (Vogt, 2010; Pradhan, Kumar and Barai, 2017), u zavisnosti od željenih performansi betona.



Slika 2.5 Poroznost mešavine u funkciji eksponenta n (de Grazia et al., 2019)

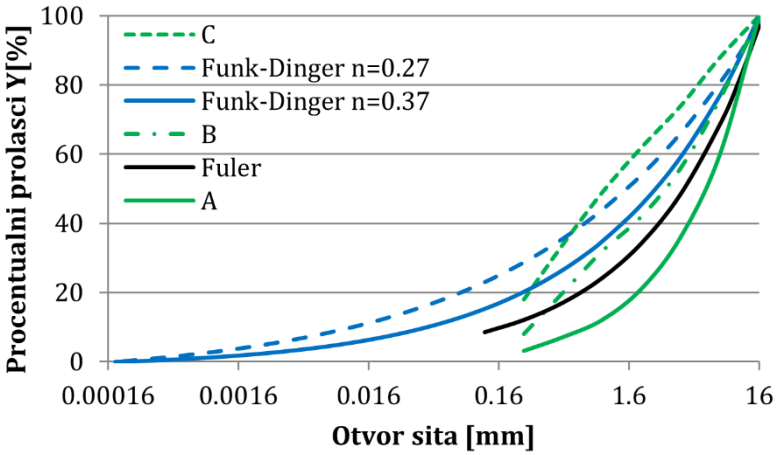
Na slici 2.6 prikazana je gustina pakovanja betonskih mešavina u funkciji vrednosti eksponenta (levo) i sadržaja cementa (desno), (Mueller *et al.*, 2017). Analiza obuhvata betonske mešavine sa veličinom zrna u granicama od d_{min} = 0.1 mm do d_{max} = 16 mm i količinom cementa 100-300 kg. Sa slike se uočava da se najveće gustine pakovanja, bez obzira na sadržaj cementa, dobijaju za vrednosti n ≈ 0,37, što potvrđuje prethodne preporuke. Pored toga, gustina pakovanja je veća kod mešavina sa većim sadržajem filera (manjim sadržajem cementa).



Slika 2.6 Gustina pakovanja u funkciji eksponenta n (levo) i sadržaja cementa (desno), (Müller, Haist and Vogel, 2014)

Treba imati na umu da je zahtevani kvalitet agregata koji se može upotrebiti za spravljanje betona regulisan standardom EN12620 (EN 12620, 2010). Sa druge strane, preporučeno

područje granulometrijskog sastava agregata (krive A, B i C) definisano je standardom SRPS U.M1.206 (SRPS U.M1.206, 2023). Na slici 2.7 prikazane su sve prethodno pomenute referentne krive koje definišu optimalno područje granulometrijskog sastava betonske mešavine (d_{min} = 0.2 μm i d_{max} = 16 mm).



Slika 2.7 Upoređivanje različitih modela za izbor granulometrijskog sastava agregata (mešavine)

Može se uočiti da krive predložene od strane Fulera i Fank-Dingera, izrazi (2.1) i (2.2), padaju u referentno područje između linija A i C na praktično čitavom opsegu veličine zrna 0.25-16 mm. Napominje se, još jednom, da samo Funk-Dingerova kriva može uzeti u obzir uticaj zrna veličine < 0.125 mm. U opštem slučaju, nije neophodno da granulometrijska kriva neke realne betonske mešavine bude u potpunosti koincidentna sa bilo kojom referentnom krivom ili da se nađe u određenom referentom području koje je omeđeno pomoću više krivih linija, ukoliko se eksperimentalno dokaže da projektovani beton ispunjava zahtevana svojstva (Muravljov, Zakić and Radević, 2022).

2.3. OBRADLJIVOST (I UGRADLJIVOST) SVEŽEG BETONA

Zadovoljavajuća obradljivost sveže betonske mase u određenom vremenskom periodu nakon spravljanja mešavine veoma je važna sa praktičnog aspekta. To je ono što omogućava da se adekvatno odgovori zahtevima koje nameću pojedine faze tehnološkog procesa proizvodnje betona, kao što su transport do određene lokacije, pravilna ugradnja i završna obrada. Od te početne faze zavisi celokupno ponašanje armiranobetonskih elemenata ili konstrukcija, u toku čitavog upotrebnog veka. Najčešće se izražava u funkciji konzistencije betona koja ustvari predstavlja skup svih osobina svežeg betona (homogenost, ugradljivost, obradljivost, kohezivnost, prenosivost, pumpabilnost, segregacija) koje se mogu iskazati putem stepena krutosti, odnosno pokretljivosti mešavine. U tom smislu, pravilna upakovanost zrna (čestica) može smanjiti trenje unutar mešavine i povećati pokretljivost iste. Sa druge strane, insistiranje na maksimalnoj upakovanosti je u koliziji sa prethodnim zahtevom (de Grazia *et al.*, 2019). Stoga je potrebno naći neophodan balans, što se donekle može postići pravilnim izborom eksponenta u jednačini (2.2). Manja vrednost eksponenta (n < 0,37) uz minorno povećanje poroznosti rezultira povećanjem sadržaja sitnijih čestica, što u izvesnoj meri poboljšava obradljivost (Vogt, 2010).

2.3.1. Uticaj KB na obradljivost

Kontradiktorna mišljena o uticaju krečnjačkog brašna na obradljivost betonskih mešavina mogu se uglavnom naći u radovima starijeg datuma (Hawkins, Tennis and Detwiler, 2005;

Tennis, Thomas and Weiss, 2011), pa jedni govore o pozitivnom (Rezvani *et al.*, 2014), a drugi o negativnom efektu (Bederina, Makhloufi and Bouziani, 2011). Ipak, čini se da se u istraživanjima novijeg datuma dominantno beleže pozitivni efekti. Navedena situacija je verovatno posledica pomenute modernizacije i unapređenja tehnološkog procesa proizvodnje krečnjačkog brašna, koja je naročito izražena poslednjih 20 godina. Prvenstveno se radi o poboljšanju samog procesa mlevenja koji omogućava dobijanje širokog opsega vrlo finih čestica (John *et al.*, 2018). Dodatno usavršavanje i primena hemijskih dodataka nove generacije (superplastifikatori visokih performansi) doneli su ogroman iskorak u čitavoj tehnologiji betona, što je omogućilo razvoj različitih betona koji odgovaraju izazovima i potrebama savremenog društva. Na obradljivost mešavina prvenstveno utiču vodo-cementni (w/c), tj. vodo-praškasti (w/p) odnos, procenat zamene cementa, kao i granulometrijski i mineraloški sastav krečnjačkog brašna.

Analizirajući uticaj zamene cementa do 45% po masi pri konstantnom vodo-cementnom (w/c = 0,54) faktoru, Tešić i sar. (Tešić, Marinković and Savić, 2021) zaključuju da je moguće dobiti betone zadovoljavajuće obradljivosti samo pri relativno niskim procentima zamene (do 15%). Mešavine sa većim procentima zamene nisu postigle zadovoljavajuću obradljivost, iako je u nekim slučajevima usvojena količina superplastifikatora iznosila čak 3,5% praškaste komponente (cement+krečnjačko brašno). Pogoršanje obradljivosti mešavina sa povećanjem sadržaja krečnjaka, u ovom slučaju, ustvari je posledica simultane redukcije cementa i vode. To potvrđuju i rezultati drugih autora (Radović, Marinković and Savić, 2021). Međutim, oni zapažaju da se određenom korekcijom (povećanjem) w/c faktora do izvesne granice može poboljšati ugradljivost betona i sa znatno većim sadržajem krečnjačkog brašna (30% i 45%). U nekim slučajevima, primećena je i nedovoljna kohezija mešavina koje sadrže krečnjak, što je rezultiralo pojavom tzv. smičućeg sleganja (shear slump), (Robalo *et al.*, 2021; Tešić, Marinković and Savić, 2021), slika 2.8.

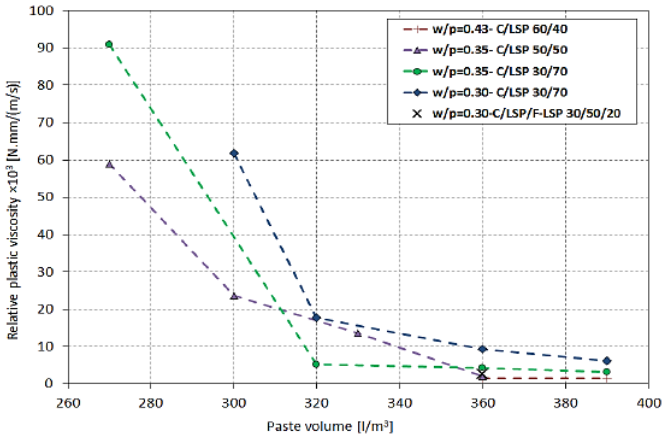
Kako bi se izbegli ovi problemi, pojedini autori pri projektovanju ovih betona usvajaju pristup w/p = const, koji će uz određenu količinu superplastifikatora uglavnom pozitivno uticati na obradljivost (Dhir *et al.*, 2007; Meddah, Lmbachiya and Dhir, 2014). Međutim, prevelika količina vode u ovom slučaju, često za posledicu ima potpunu degradaciju ostalih performansi betona, što ih čini praktično neupotrebljivim. Zato Kwan i sar. (Kwan, Chen and Jiang, 2015) umesto masene zamene cementa, predlažu zapreminsku zamenu cementne paste (cement+voda). Primenjujući predloženi postupak u svom radu, analizirali su veliki broj betona, kod kojih je do 12% zapremine cementne paste (do 55% mase cementa) zamenjeno KB iste finoće.

Slika 2.8 Pojava smičućeg sleganja usled gubitka kohezije (Tešić, Marinković and Savić, 2021)

Usvojena je konstantna zapremina paste u svim mešavinama od 34% (340 l/m^3), što je rezultiralo promenljivim sadržajem vode u funkciji procenta zamene, w/c = const (0,35-0,6). Doziranje superplasatifikatora (1-2% mase praškaste komponente) izvršeno je u cilju

dobijanja željene kozistencije, sleganje ≥ 200mm. Ovakav pristup pokazao je niz prednosti jer se količine komponentnih materijala koji čine pastu adaptiraju u svakom slučaju zasebno, što dovodi do očuvanja mehaničkih svojstava betona. Treba imati u vidu da je u ovom radu usvojena količina cementa u referentnim mešavinama bila prilično velika (370-500 kg/m^3), pa je i pri najvećim procentima zamene ona iznosila ≥ 240kg/m^3.

I u radovima nemačkih istraživača mogu se pronaći određene preporuke po pitanju obradljivosti, (Proske, Hainer, *et al.*, 2013, 2014; Palm *et al.*, 2016). Za postizanje zadovoljavajuće ugradljivosti predlažu ograničenje sadržaja sitnih čestica (< 0,125 mm) na min 430 kg/m^3 betona i količine vode od min. 145 (125) l/m^3, dok se plastifikator dozira po potrebi do postizanja željene konzistencije. Uticaj w/p faktora i zapremine paste na plastičnu viskoznost betonske mešavine prikazan je na slici 2.9. Očigledan je izuzetan uticaj količine paste na vrednost plastične viskoznosti, a samim tim i na obradljivost betona. Plastična viskoznost naglo opada sa povećanjem količine paste do 320 l/m^3, bez obzira na veličinu w/p faktora. Intenzitet pada je izraženiji kod mešavina sa većim sadržajem krečnjaka i većih w/p faktora. Za analizirane betone (w/p = 0,3-0,4) optimalna količine paste nalazi se u granicama 320-360 l/m^3, jer se eventualnim povećanjem paste izvan ove granice ne dobija značajnija promena plastične viskoznosti (osim u slučaju primene izuzetno finih krečnjaka, Blenova (Blaine) vrednost ≈ 16000 cm^2/g).



Slika 2.9 Relativna plastična viskoznost u zavisnosti od vrednosti w/p faktora i zapremine paste (Proske, Rezvani, et al., 2013)

Rezvani i saradnici (Rezvani *et al.*, 2014) izvršili su ispitivanje najbitnijih parametara koji utiču na obradljivost betona sa redukovanim sadržajem cementa, koristeći dva tipa reometra (merenja su izvršena 25 min nakon dodavanja vode). Analizirani su uticaji w/c faktora (0,25÷0,4), količine zamenjenog cementa, odnosno sadržaja krečnjačkog brašna (20÷65%) i fizičko-hemijskih svojstava krečnjaka. U svim mešavinama usvojena je ista količina paste (cement, krečnjak, voda) od 320 l/m^3. Vrednosti prečnika rasprostiranja kod svih mešavina bile su oko 700 mm. Osnocna fizičko-hemijska svojstva cementa i korišćenih krečnjaka prikazana su u tabeli 2.2.

Tabela 2.2 Fizičko-hemijska svojstva cementa i krečnjaka (Rezvani *et al.*, 2014)

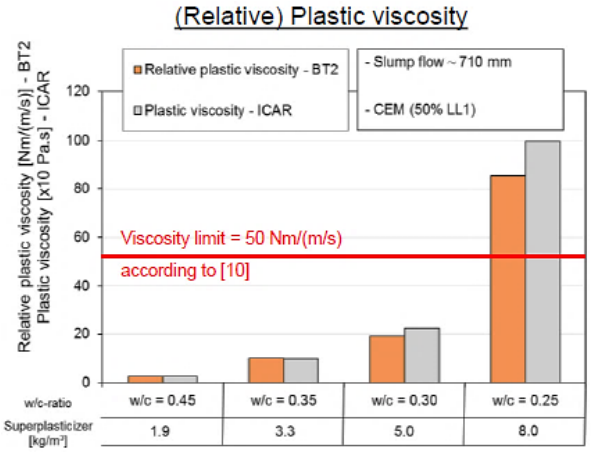
Materijal	CEM I	LL1	LL2	LL3	LL4
Blenova vrednost [cm^2/gr]	5508	4205	2700	10440	5000
Specifična težina [kg/m^3]	3130	2710	2680	2680	2670
$CaCO_3$ sadržaj [%]	-	97,8	74,5	74,1	87,0

Na osnovu Blenovih vrednosti može se zaključiti da su krečnjaci u oznaci LL1 i LL4 slične krupnoće kao i CEM I, dok je LL2 krupniji i konačno LL3 koji je značajno sitniji od CEM I. Krečnjak u oznaci LL1 ima najveći sadržaj $CaCO_3$ minerala, što znači da je najčistiji. Ostali sadrže nešto veću količini glinenih minerala. Sprovedena ispitivanja u različitim serijama prikazana su u tabeli 2.3.

Tabela 2.3 Ispitani uzorci (Rezvani *et al.*, 2014)

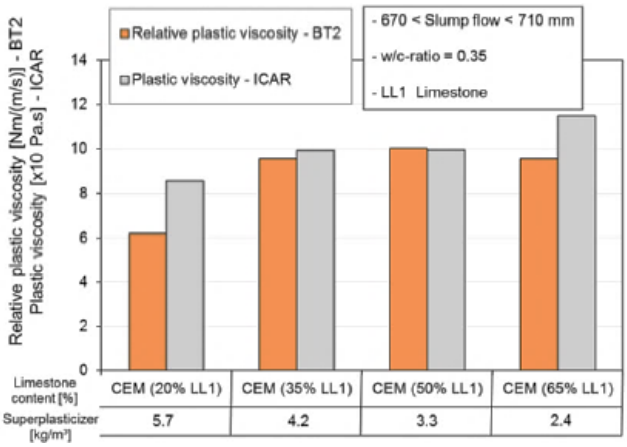
	w/c	Oznaka uzorka (% zamene i korišćeno brašno)
Serija 1	0,45 0,35 0,30 0,25	CEM (50% LL1)
Serija 2	0,35	CEM (20% LL1) CEM (35% LL1) CEM (50% LL1) CEM (65% LL1)
Serija 3	0,35	CEM (50% LL1) CEM (50% LL2) CEM (50% LL3) CEM (50% LL4)

U prvoj seriji analiziran je efekat w/c faktora na veličinu plastične viskoznosti betona. Dobijeni rezultati prikazani su na slici 2.10. Očekivano, smanjenje w/c faktora dovodi do drastičnog povećanja plastične viskoznosti, tj. opadanja obradljivosti, što je potvrđuju i druga istraživanja (Proske, Rezvani, *et al.*, 2013). Autori zaključuju da su sve mešavine kod kojih je w/c > 0,25 imale zadoljavajuću obradivost (plastična viskoznost je bila manja od 50 Nm/(m/s). Mešavina sa w/c = 0,25, i pored relativno velike količine superplastifikatora, pokazala je izuzetno tiksotropno ponašanje i nije bilo moguće adekvatno je ugraditi.



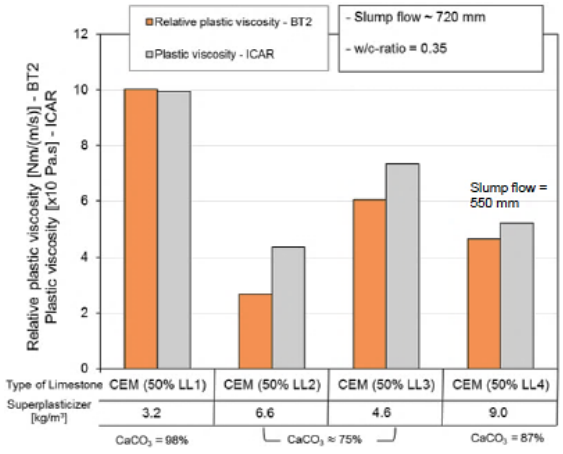
Slika 2.10 Uticaj w/c faktora na obradljivost betona sa velikim sadržajem KB (Rezvani *et al.*, 2014)

U drugoj seriji sagledan je uticaj procentualne zamene cementa (sadržaj krečnjačkog brašna) na veličinu plastične viskoznosti, slika 2.11. Povećanje sadržaja krečnjaka dovodi do smanjenja količine superplastifikatora, pri istoj vrednosti prečnika rasprostiranja. Dodatno, sa povećanjem sadržaja krečnjaka u mešavini opaža se postepeno povećanje plastične viskoznosti, što je verovatno posledica pomenute razlike u količini superplastifikatora.



Slika 2.11 Uticaj sadržaja KB na obradljivost betona (Rezvani *et al.*, 2014)

Na kraju, u trećoj seriji ovog eksperimentalnog ispitivanja, procenjen je i uticaj različitih tipova krečnjaka i njihovih fizičko-hemijskih svojstava na plastičnu viskoznost, slika 2.12. Ovaj uticaj očigledno nije zanemarljiv. Kao što se vidi sa slike, plastična viskoznost pri istom hemijskom sastavu krečnjaka i istom procentu zamene, veća je u slučaju krečnjaka veće finoće. Autori to povezuju sa povećanjem gustine pakovanja ovih betona, što je u saglasnosti i sa drugim istraživanjima (Palm *et al.*, 2016; Wang *et al.*, 2018), koja su pokazala prisustvo veće količine uvučenog vazduha u mešavinama sa krupnijim brašnom. Pozitivan uticaj finijih krečnjaka na obradljivost mešavina izraženiji je pri većim procentima zamene i većim w/p faktorima (Proske, Rezvani, *et al.*, 2013). Pored toga, rezultati pokazuju da potrebna količina superplastifikatora (za istu vrednost prečnika rasprostiranja) opada sa povećanjem finoće krečnjaka. Krečnjaci sa većim sadržajem minerala gline (LL4) imaju potrebu za većom količinom superplastifikatora, ali i značajno nižu plastičnu viskoznost (Palm *et al.*, 2016). Interesantno bi bilo uporediti i plastičnu viskoznost mešavina sa istom količinom superplastifikatora, bez obzira na veličinu rasprostiranja. Jer se razlike u rezultatima možda mogu pripisati i različitim dozama superplastifikatora, a ne isključivo hemijskom sastavu KB.



Slika 2.12 Efekat hemijskog sastava KB na obradljivost (Rezvani *et al.*, 2014)

2.3.2. Preporuke za predikciju sleganja betona sa KB

Generalno, u literaturi se teško mogu pronaći izrazi kojima se može kvantifikovati veličina sleganja betona u svežem stanju, jer zavisi od brojnih parametara. U svakom slučaju, na osnovu sopstvenih i nekoliko eksperimentalnih testova drugih autora, Wang (Wang, 2020) predlaže empirijski izraz za kvantitativnu procenu veličine sleganja betona sa KB. Dve godine kasnije, isti autor (Wang *et al.*, 2022) predlaže delimičnu modifikaciju ovog izraza, koji u konačnom obliku glasi:

$$s = 0{,}088w - 250{,}9\frac{w}{c + L_s} - 146{,}2\frac{s_D}{s_D + c_A} + 18{,}4\frac{L_s}{c + L_s} + 0{,}199s_p + 341 \qquad (2.3)$$

- gde su: $w/(c+L_s)$ = w/p vodo-praškasti faktor; L_s – masa krečnjaka u mešavini; s_D - masa sitnog agregata; c_A - masa krupnog agregata i s_p – masa superplastifikatora definisana izrazom (2.4):

$$s_p = 9{,}198 - 7{,}74\frac{w}{c + L_s} \qquad (2.4)$$

Mana ovih izraza je što su uspostavljeni na ograničenom broju studija, na betonima koji su pored KB sadržali i druge mineralne dodatke.

2.4. ČVRSTOĆA BETONA PRI PRITISKU

2.4.1. Cementni betoni

Čvrstoća betona pri pritisku predstavlja osnovno svojstvo i verovatno najbitniji parametar pri ukupnoj oceni kvaliteta betona, dok se praktično sva ostala fizičko-mehanička svojstva mogu izraziti u funkiji ove veličine. To je još uvek, u većini slučajeva, praktično jedina poznata veličina koja se definiše prilikom porudžbine betona od proizvođača. Najčešće se određuje na opitnim telima oblika cilindra dimenzija ϕ150/300 mm, ili kocke ivice 150 mm. U stručnoj literaturi mogu se pronaći brojni empirijski izrazi, koji sa većom ili manjom tačnošću, opisuju vezu čvrstoće betona pri pritisku i w/c faktora kao jednog od ključnih indikatora iste. Koliki je značaj ovih, relativno jednostavnih izraza, govori činjenica da se zavisnost $f_c = f_{(w/c)}$ ubraja u grupu osnovnih zakona čvrstoće betona (Malešev, Radonjanin and Muravljov, 2004). Odnose se uglavnom na srednju (eventualno karakterističnu) čvrstoću opitnih tela oblika kocke čije su dimenzije ivica 15 cm (20 cm), pri starosti od 28 dana. Iako je većina predložena pre mnogo decenija, njihova primena još uvek je opravdana u praksi, jer često je neophodno u početnoj fazi projektovanja mešavine okvirno proceniti njenu čvrstoću i po potrebi izvršiti korekciju recepture. U nastavku su prikazana tri predloga koja su pronašla svoje mesto u domaćoj praksi, a odnose se na konvencionalne (cementne) betone (CB), (Malešev, Radonjanin and Muravljov, 2004; Muravljov, Zakić and Radević, 2022).

Predlog Fere-a (Feret), (uzima u obzir samo vodu i cement):

$$f_{cm} = \frac{A}{\left(1 + \frac{w}{c} \cdot \frac{\gamma_{sc}}{\gamma_{sw}}\right)^2} = \frac{A}{\left(1 + \frac{w}{c + kP} \cdot \frac{\gamma_{sc}}{\gamma_{sw}}\right)^2} \qquad (2.5)$$

- gde su: f_{cm} – srednja vrednost čvrstoće betona pri starosti od 28 dana ($f_{cm} = f_{ck} + 8$ MPa; f_{ck} - karakteristična vrednost čvrstoće pri pritisku sa fraktilom od 5%) srednja; A – koeficijent koji uzima u obzir kvalitet cementa i za klase cementa 32,5; 42,5 i 52,5 iznosi redom 250, 320 i 390; w/c – vodo-cementni faktor; γ_{sc} i γ_{sw} specifične mase cementa i vode, respektivno.

Predlog Beljajeva (uključuje i vrstu agregata):

$$f_{cm} = \frac{f_{pc}}{A\left(\frac{w}{c}\right)^{1.5}} = \frac{f_{pc}}{A\left(\frac{w}{c+kP}\right)^{1.5}} \tag{2.6}$$

- gde su: f_{pc} – klasa upotrebljenog cementa (32,5; 42,5 i 52,5); k – koeficijent koji zavisi od vrste agregata (A = 4 za rečni i A = 3,5 za drobljeni).

Predlog Bolomeja (uključuje uticaj agregata „i ostalih“ faktora):

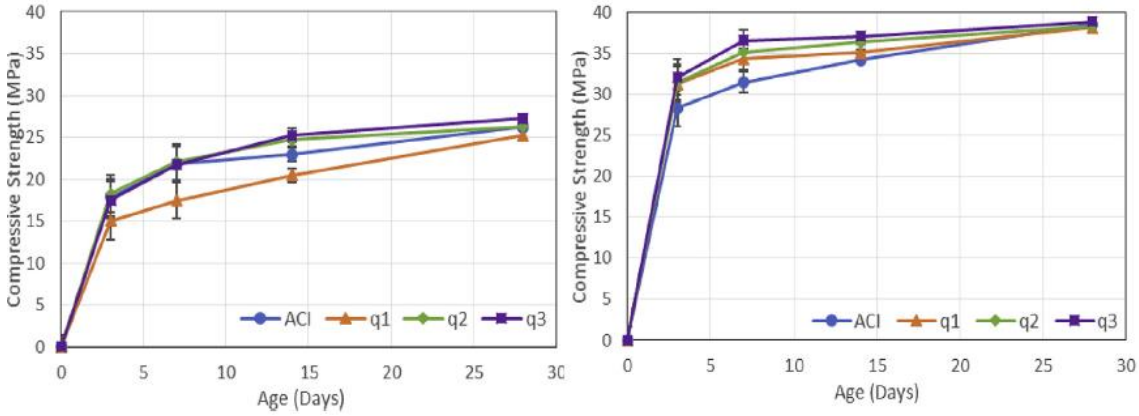
$$f_{cm} = A \cdot f_{pc}\left(\frac{1}{\frac{w}{c}} - 0.5\right) = A \cdot f_{pc}\left(\frac{1}{\frac{w}{c+kP}} - 0.5\right) \tag{2.7}$$

- gde je A koeficijent koji obuhvata uticaj agregata i „ostalih“ faktora na čvrstoću pri pritisku i kreće se u opsegu 0,55-0,65.

Poslednji deo u jednačinama (2.5)-(2.7) predstavlja modifikovanu verziju koja se uglavnom koristi u slučaju primene mineralnih dodataka koji poseduju pucolanska svojstva (P), kao što su leteći pepeo i silikatna prašina. Na prikazani način, pomoću faktora efikasnosti (aktivnosti) – „k“ faktora, vrlo jednostavno se može obuhvatiti uticaj različitih tipova mineralnih dodataka. U tom slučaju, često se umesto količine cementa ili praškaste komponente, operiše sa tzv. ekvivalentnom količinom cementa (c_{eq} = c + kP) i umesto w/c ili w/p faktora često se koristi efektivni vodo-cementni faktor $(w/c)_{eff}$ = w/(c + kP).

Ovaj koncept prvi put je predložen u radovima (Papadakis and Tsimas, 2002; Papadakis, Antiohos and Tsimas, 2002), a danas je postao opšteprihvaćen. Vrednosti k faktora za leteći pepeo i silikatnu prašinu regulisane su standardom (EN 206-1, 2021). Sa druge strane, veoma je bitno istaći da pomenuti standard ne sprečava korišćenje ovog koncepta i kada se primenjuju druge vrste mineralnih dodataka, ukoliko se dokaže njegova pogodnost.

Ukoliko se insistira na postizanju što veće čvrstoće, pored smanjenja w/c faktora (izrazi (2.5)-(2.7)), rešenje treba tražiti i u veličini eksponenta n ≈ 0,37 u jednačini (2.2) koja daje najbolju upakovanost (de Grazia *et al.*, 2019; Yousuf, Sanchez and Shammeh, 2019). Jusuf i sar. (Yousuf, Sanchez and Shammeh, 2019) proučavali su uticaj ovog parametra na čvrstoću pri pritisku. Mešavine spravljene sa relativno niskom količinom cementa 266-277 kg/m^3 (n_3 = 0,37) bez preduzimanja nekih drugih mera, pokazale su do 30% veće čvrstoće pri starostima manjim od 28 dana, i do 15% veće čvrstoće pri starosti od 28 dana, u poređenju sa mešavinama koje su spravljene sa 380-400 kg/m^3 cementa (n_1 = 0,26), slika 2.13.



Slika 2.13 Čvrstoća pri pritisku u različitim starostima za različite vrednosti eksponenta (n_1=0,26; n_2=0,31; n_3=0,37), (Yousuf, Sanchez and Shammeh, 2019)

Budući da je čvrstoća pri pritisku vremenski zavisna funkcija, često je potrebno poznavanje ove veličine u starosti betona različitoj od 28 dana. U tom slučaju, za betone negovane u skladu sa (EN 12390-2, 2019) na srednjoj temperaturi od 20°, srednja vrednost čvrstoće betona u različitim starostima $f_{cm}(t)$ se može proceniti korišćenjem jednačine (2.8), (*fib*, 2013; EN 1992-1-1, 2015).

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \tag{2.8}$$

Koeficijent koji zavisi od starosti betona $\beta_{cc}(t)$ i koji uzima u obzir klasu cementa, određuje se iz sledećeg izraza:

$$\beta_{cc}(t) = exp\left\{ s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} \tag{2.9}$$

- gde je: t – starost betona u danima; s – koeficijent koji zavisi od vrste cementa i iznosi s = 0.2 za 42,5R, 52,5N, 52,5R; s = 0.25 za 32,5R, 42,5N i s = 0.38 za 32,5N. U Modelu propisa 2010 (*fib*, 2013), se dodatno preporučuje da u slučaju f_{cm} > 60 MPa, treba uzeti s = 0,2 bez obzira na klasu čvrstoće cementa.

Istovetnom jednačinom ((2.8) nove verzije propisa FprEC2 (FprEN 1992-1-1, 2023) kao i MC20 (fib, 2023) definišu čvrstoću betona pri različitim starostima. Razlika u odnosu na trenutne verzije propisa ogleda se u načinu definisanja koeficijent $\beta_{cc}(t)$, koji se može odrediti primenom sledećeg izraza:

$$\beta_{cc}(t) = exp\left\{ s_c \cdot \left[1 - \left(\frac{t_{ref}}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \left(\frac{28}{t_{ref}} \right)^{\frac{1}{2}} \right\}; t \leq t_{ref} \tag{2.10}$$

- gde je: t – starost betona u danima za koju se sračunava vrednost čvrstoće; sc – koeficijent koji zavisi od klase betona i vrste cementa i kreće se u vrednostima od 0.1 do 0.6; t_{ref} – starost betona za koju je određena čvrstoća (ispitano probno telo).

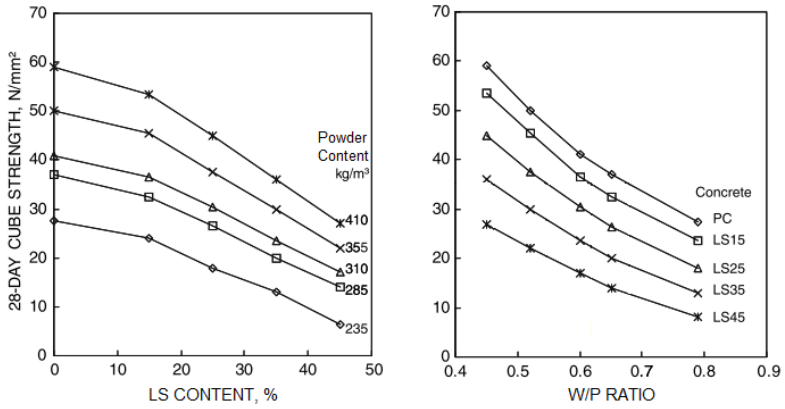
Izrazi koji definišu koeficijent $\beta_{cc}(t)$ postaju identični ukoliko se za t_{ref} usvoji vrednost 28 dana. Odnosno nove verzije propisa daju mogućnost da se na osnovu ispitivanja čvrstoće na opitnim telima pri starosti t_{ref} (u opštem slučaju različito od 28) odredi vrednost čvrstoće pri starosti $t \leq t_{ref}$.

2.4.2. Uticaj KB na čvrstoću

Čvrstoća pri pritisku je od primarnog interesa i istraživačima prilikom razvoja novih vrsta betona, jer je prvi i osnovni pokazatelj njihovog praktičnog potencijala. Tek nakon što se u dovoljnoj meri rasvetle svi činioci koji utiču na ovo svojstvo betona, može se pristupiti ispitivanju drugih fizičko-mehaničkih svojstava. Zato ne iznenađuje prilično veliki broj objavljenih studija koje analiziraju uticaj raznih parametara na čvrstoću pri pritisku betona sa redukovanim sadržajem cementa i velikim sadržajem KB.

Savremena istraživanja navode da KB nije potpuno inertno i da delimično reaguje sa dostupnim aluminatima, stabilizuje etringit, povećava ukupnu zapreminu produkata hitratacije, tj. smanjuje poroznost, što rezultuje povećanjem čvrstoće (Working group UNEP-SBCI, 2015; Moon *et al.*, 2017; John *et al.*, 2018). Međutim, ova reakcija je generalno slaba i povećanje produkata hidratacije je malo, što znači da pri velikim procentima zamene KB može fizički razblažiti klinker i umanjiti kvalitet betona (John *et al.*, 2018). Dakle, uticaj KB je mnogo složeniji i u zavisnosti od usvojenog pristupa (w/c = const ili w/p = const) prilikom projektovanja mešavina, zavise i dobijeni zaključci. U svojim obimnim studijama Dir i Medah sa sar. (Dhir *et al.*, 2007; Meddah, Lmbachiya and Dhir, 2014), analizirali su uticaj sadržaja KB

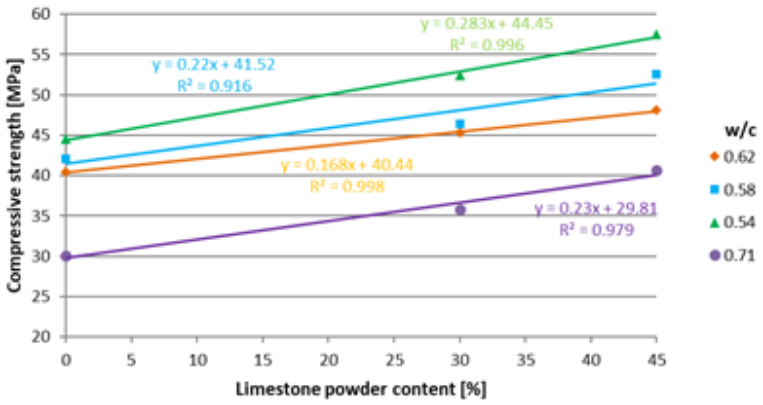
(procentualne zamene mase cementa) i w/p faktora na čvrstoću pri pritisku. Ovi rezultati su prikazani na slici 2.14 .



Slika 2.14 Čvrstoća pri pritisku u funkciji sadržaja krečnjaka (levo) i w/p faktora (desno), (Dhir et al., 2007)

Sa slike se može uočiti obrnuto proporcionalna zavisnost čvrstoće i procentualnog sadržaja KB, odnosno evidentan je drastičan pad čvrstoće pri povećanju količine KB za sve betone. Štaviše, veliki broj mešavina ima toliko narušenu čvrstoću da su praktično neupotrebljive. Gubitak čvrstoće je izraženiji kod betona sa nižom početnom količinom cementa. Tako se poređenjem etalonske mešavina sa početnih 410 kg/m^3 cementa i odgovarajuće mešavine kod koje je 45% cementa zamenjeno KB, konstatuje pad čvrstoće od oko 50%, dok je kod mešavine sa početnih 235 kg/m^3 cementa, pri istoj procentualnoj zameni cementa, ovaj pad iznosio 75%. Očekivano, može se uočiti i inverzna zavisnost čvrstoće betona i w/p faktora. I u drugim radovima (Diab, Abd Elmoaty and Aly, 2016; Diab, Mohamed and Aliabdo, 2016; Jin *et al.*, 2020) uglavnom se zapaža pristup usvajanja w/p = const, pa se dobijaju analogni zaključci.

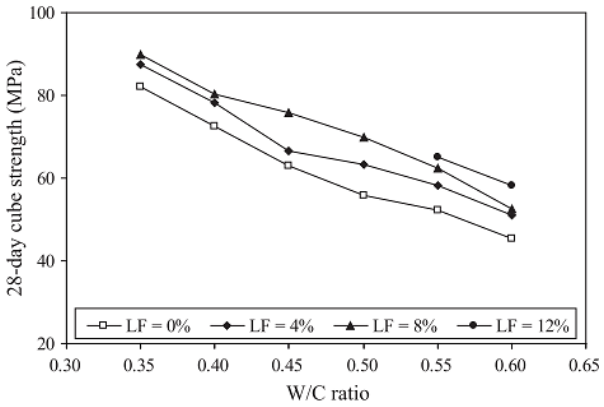
Suprotno prethodnom, zamenom 30% i 45% cementa uz usvojeni pristup w/c = const dobijena je pozitivna linearna zavisnost čvrstoće pri pritisku betona i sadržaja KB (Radović, Marinković and Savić, 2021), slika 2.15. U zavisnosti od vrednosti usvojenog w/c faktora, kod uzoraka koji su sadržali 45% KB dobijene su 25-35% veće čvrstoće od etalonskih uzoraka. Do sličnih zaključaka došli su istraživači iz Nemačke (Proske, Hainer, *et al.*, 2013, 2014; Proske, Rezvani, *et al.*, 2014; Rezvani, Proske and Graubner, 2014; Palm *et al.*, 2016; Proske *et al.*, 2018) prilikom zamene velike količine cementa (i preko 50%).



Slika 2.15 Čvrstoća pri pritisku u funkciji sadržaja KB (Radović, Marinković and Savić, 2021)

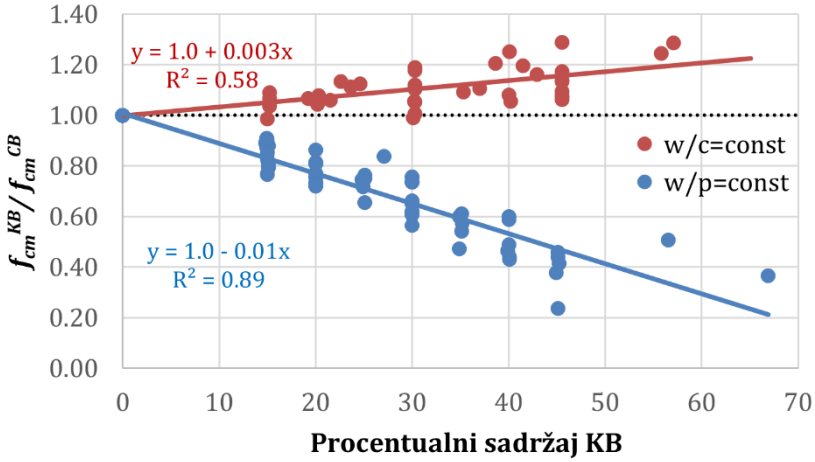
Imajći u vidu sve razlike između prethodna dva (dijametralno suprotna) pristupa, Čen i saradnici (Chen, Kwan and Jiang, 2014; Kwan, Chen and Jiang, 2015) svojim predlogom da se

umesto masene zamene cementa pristupi zapreminskoj zameni cementne paste (cement i voda), prave jednu vrstu kompromisnog rešenja. U njihovim istraživanjima zapremina KB data je u procentualnom iznosu ukupne zapremine betona i iznosila je 0-12% (do 55% mase cementa), dok su se w/c faktori kretali u opsegu 0,35-0,6. Slika 2.16 predstavlja deo rezultata pomenutih istraživanja. Na ovaj način, za isti w/c faktor, dobijena je 20-30% veća čvrstoća betona sa KB od konvencionalnih cementnih betona (CB).



Slika 2.16 Čvrstoća pri pritisku za različite vrednosti w/c faktora i zapreminskog sadržaja KB (Li and Kwan, 2015b)

U cilju detaljnijeg razumevanja uticaja količine KB na čvrstoću betona pri pritisku prikupljeni su dostupni podaci iz 10 različitih studija (Dhir *et al.*, 2007; Chen, Kwan and Jiang, 2014; Meddah, Lmbachiya and Dhir, 2014; da Silva and de Brito, 2015; Li and Kwan, 2015b, 2015a; da Silva and J. de Brito, 2016; Sawyer, 2016; Radović, Marinković and Savić, 2021; Tešić, Marinković and Savić, 2021). Rezultati obuhvataju ukupno 121 betonsku mešavinu, od čega 27 mešavina pripada grupi CB (etalonski uzorci), dok ostalih 94 sadrže različite količine (15-70%) KB u ukupnoj praškastoj komponenti. Na slici 2.17 prikazani su odnosi čvrstoće pri pritisku betona sa velikim sadržajem KB (f_{cm}^{KB}) i čvrstoće konvencionalnih CB (f_{cm}^{CB}) u funkciji procentualnog sadržaja KB, za slučaj w/c = const i w/p = const. Rezultati su u potpunosti saglasni sa prethodnim razmatranjima.

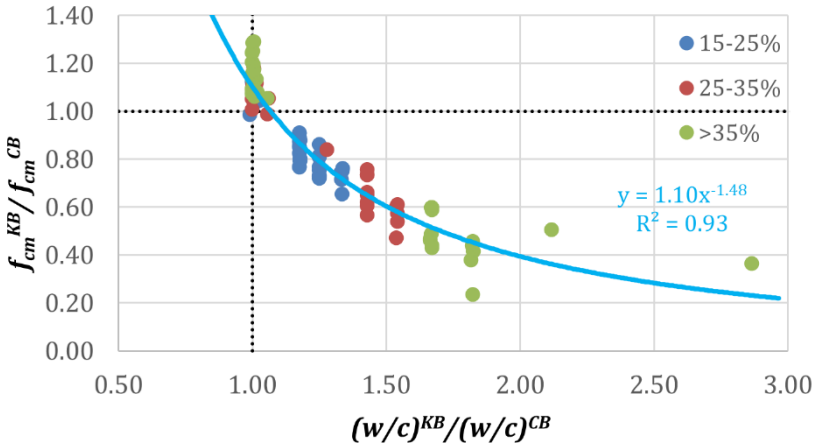


Slika 2.17 Odnos čvrstoće pri pritisku betona sa velikim sadržajem KB i konvencionalnih CB u funkciji procentualnog saržaja KB

Sa slike se uočava da se prilikom usvajanja konstantne vrednosti w/c faktora mogu očekivati slične ili nešto više čvrstoće pri pritisku betona koji sadrže KB. Tačnije, na svakih 10%

povećanja sadržaja KB, prosečno povećanje čvrstoće iznosi oko 3,5%. Treba imati u vidu da postoji određeno rasipanje rezultata koje nije zanemarljivo, pa samim tim koeficijent determinacije nije naročito visok, R^2 = 0,58. Sa druge strane, ukoliko se w/p faktor zadrži konstantnim, čvrstoće CB u poređenju sa betonima koji sadrže KB će, po pravilu, uvek biti više. U proseku, na svakih 10% povećanja sadržaja KB dolazi do gubitka čvrstoće betona od približno 12%. Visoka vrednost koeficijenta determinacije R^2 = 0,89 ukazuje na relativno visoku pouzdanost predikciije. Veoma je bitno zapaziti da se i pri izuzetno velikim procentima zamene cementa (oko 60%), mogu dobiti betoni više čvrstoće od referentnih CB, ukoliko se w/c faktor pravilno usvoji.

Budući da je w/c faktor jedan od ključnih parametara, potrebno je dodatno rasvetliti njegovu ulogu. Da bi se to uradilo pravilno poželjno je da CB i betoni sa velikim sadržajem KB imaju iste ili slične sastave, što u opštem slučaju nije uvek ispunjeno. Zato je izvršena normalizacija ovog parametra deljenjem w/c faktora betona koji sadrže KB $(w/c)^{KB}$ i w/c faktora konvencionalnih CB $(w/c)^{CB}$. U zavisnosti od sadržaja KB u praškastoj komponenti, betoni su podeljeni u tri grupe, i to: I grupa obuhvata betone koji sadrže 15-25% KB, II grupa betone sa 25-35% KB i konačno, III grupa uključuje mešavine kod kojih je količina KB veća od 35%. Rezultati su prikazani na slici 2.18. Primećuje se jaka zavisnost čvrstoće betona od usvojenog w/c faktora, na šta upućuje veoma visok koeficijent determinacije R^2 = 0,93. Kao što je očekivano, evidentan je izuzetno negativan uticaj povećanja w/c faktora na čvrstoću betona. Dakle, sa povećanjem $(w/c)^{KB}/(w/c)^{CB}$ odnosa, čvrstoća betona sa KB eksponencijalno opada u poređenju sa čvrstoćom CB, bez obzira na količinu KB. Niža čvrstoća ovih betona posledica je većeg w/c faktora. Uticaj KB, kao što se vidi, nije od primarnog značaja. Drugim rečima, svi analizirani betoni prate identičnu zavisnost.

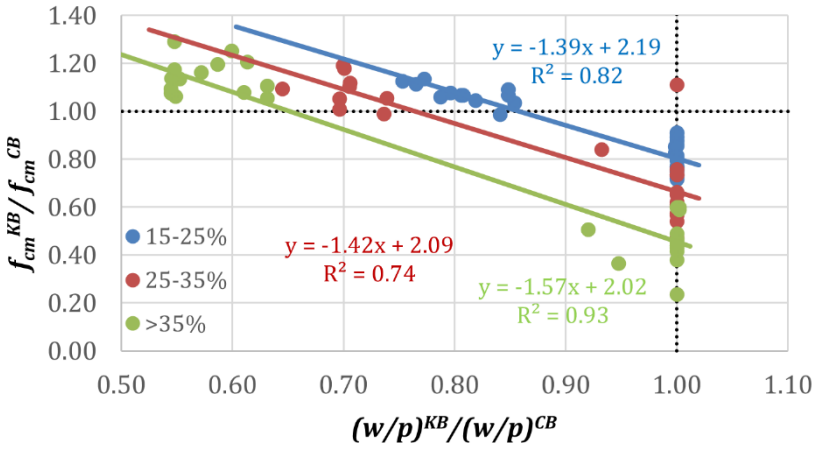


Slika 2.18 Odnos čvrstoće pri pritisku betona sa KB i CB u zavisnosti od normalizovane vrednosti w/c faktora

Sledeći dobijenu zavisnost na slici 2.18Slika 2.18, može se zaključiti da ukoliko se ciljaju betoni uporednih (sličnih) čvrstoća, prava na dijagramu y = 1 (±0,1), odnosno $f_{cm}^{KB}/f_{cm}^{CB} \approx 1$, vrednost w/c faktora betona sa KB mogu biti maksimalno 15% veće u odnosu na CB. Dakle, jedan od značajnih zaključaka jeste da se prilikom zamene cementa KB treba zadržati konstantan ili u slučaju velike zamene delimično korigovan w/c faktor, kako ne bi došlo do (prevelike) redukcije čvrstoće.

Pored prethodnih parametara, interesantno je utvrditi i uticaj w/p faktora na čvrstoću betona, jer se upravo ovaj parametar često koristi u literaturi, ali i u praksi. Razlog leži u već pomenutoj činjenici da je prilikom proizvodnje Portland-kompozitnih cemenata sa dodatkom krečnjaka, njegova količina definisana u određenom opsegu. Odnosno, tačna količina KB u

cementu najčešće nije poznata krajnjim korisnicima. U tom slučaju se po već ustaljenoj terminologiji u praksi, pod cementom podrazumeva čitava praškasta komponenta (cement+KB). Kako je moguće da w/p koeficijent značajno varira, izvršena je normalizacija ovog parametra deljenjem $(w/p)^{KB}$ faktora betona sa KB i $(w/p)^{CB}$ uporednih CB. Kao i u prethodnom slučaju, u zavisnosti od količine KB betoni su podeljeni u tri grupe (15-25%, 25-35%, >35%), slika 2.19.

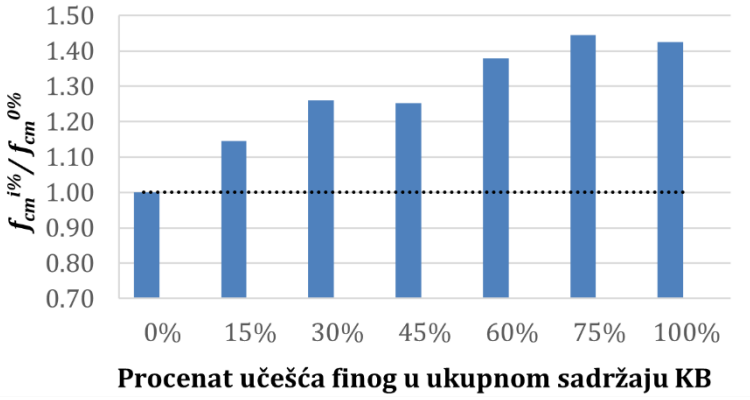


Slika 2.19 Veza normalizovane čvrstoće pri pritisku betona i w/p faktora

Generalno, dobijene su inverzne linearne funkcije čvrstoće betona i w/p faktora, sa visokim vrednostima koeficijenata determinacije (R^2 = 0,74-0,93). Prave nisu u potpunosti paralelne, ali njihovi koeficijenti pravca ne odstupaju previše i kreću se u opsegu 1,39-1,57. Za isti w/p faktor, čvrstoća betona opada sa povećanjem procenta KB u mešavini. Budući da KB spada u red inertnih ili slabo reaktivnih materijala, dolazi do pojave odredjenog viška vode koja ne može hidratisati. To za posledicu ima povećanje efektivnog w/c faktora, što u kombinaciji sa tzv. efektom filera dovodi do značajnog razblaživanja cementne paste i povećanja poroznosti. Odakle sledi, da bi se dobili betoni slične čvrstoće, neophodno je u zavisnosti od količine zamenjenog cementa, redukovati w/p faktor betona sa KB za 10-40% u poređenju sa w/p faktorom CB.

Prethodna razmatranja i zaključke dodatno potvrđuje i sprovedena parametarska analiza Ajata i saradnika (Ayat *et al.*, 2018) koja se bazira na primeni veštačkih neuronskih mreža. Korišćenjem rezultata dobijenih iz 6 studija sa 360 podataka (od čega je 70% korišćeno za formiranje, a preostalih 30% za validaciju modela), dobijene su veoma visoke vrednosti koeficijenata determinacije ($R^2 \geq 0,97$) u svim fazama treniranja, testiranja i validacije modela. To upućuje na izuzetnu pouzdanost predikcije i na ogroman potencijal ovih metoda u analizi svojstava betona sa redukovanim sadržajem cementa i velikim sadržajem KB, naročito u trenutku kada se sprovode brojna eksperimentalna istraživanja ovih betona i kada su dostupne velike količine eskperimentalno verifikovanih podataka. Nažalost, osim okvirne procene uticaja pojedinih parametara kao što su procenat zamene cementa, w/p faktori, sadržaj superplastifikatora, starost uzoraka u trenutku spitivanja, količine praškaste komponente (cementa), na čvrstoću pri pritisku betona koji sadrže do 30% KB, nema predloženih matematičkih relacija kojima bi se te zavisnosti i opisale.

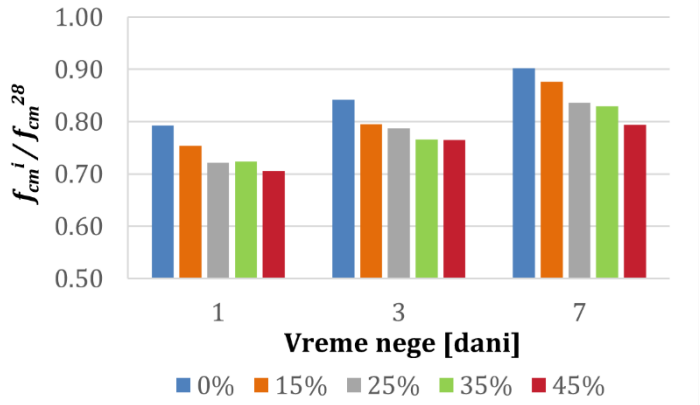
Na čvrstoću KB pri pritisku veliki uticaj može imati i finoća mliva, odnosno granulometrijski sastav primenjenog KB. Proske i saradnici (Proske, Hainer, *et al.*, 2013) ispitali su uticaj sukcesivne zamene krupnijeg KB (veličina srednjeg zrna d_{50} = 15,4 μm) znatno finijim KB (d_{50} = 1,8 μm) istog hemijskog sastava, na čvrstoću pri pritisku (slika 2.20).



Slika 2.20 Uticaj finoće mliva KB na čvrstoću, podaci (Proske, Hainer, et al., 2013)

Povećanjem učešća finijeg KB u mešavini čvrstoća postepeno raste. Konačno, kao rezultat kompletne zamene krupnijeg KB finijim došlo je do povećanja čvrstoće od čak 43%. Autori to objašnjavaju povećanjem gustine pakovanja i homogenizacijom mešavine, ali i poboljšanjem prelazne zone između cementne matrice i agregata. Još jedan od razloga može biti i to da finiji krečnjaci bolje hemijski reaguju sa aluminatnom fazom od krupnijih, što se pozitivno odražava na čvrstoću. I ostala istraživanja potvrđuju pozitivan efekat korišćenja KB većih finoća mliva na čvrstoću betona (Lundgren, 2004; Wang *et al.*, 2018; Radović, Marinković and Savić, 2021; Tešić, Marinković and Savić, 2021). Dodatno, povećanje čvrstoće je veće kod uzoraka sa većim procentualnim učešćem KB, (Proske, Hainer, *et al.*, 2013, 2014). U svakom slučaju, da bi se ovaj uticaj kvantifikovao na bilo koji način, potrebno je izvršiti dodatna ispitivanja.

Još jedan parametar koji može biti od značaja kada je reč o čvrstoći betona, bilo da se radi o konvencionalnim CB ili o betonima sa velikim sadržajem KB, jeste način i dužina nege. Odstupanje od standardnih uslova nege koji su propisani u EN 12390-2 (EN 12390-2, 2019), 28 dana u vodi na temperaturi od 20°C, ispitano je u radu (Dhir *et al.*, 2007). Odnos čvrstoće uzoraka negovanih u vodi u trajanju od „i" dana (f_{cm}^{i}) i uzoraka negovanih u vodi u trajanju od 28 dana (f_{cm}^{28}), za različite procente zamene cementa pri konstantnom w/p faktoru, prikazan je na slici 2.21.



Slika 2.21 Uticaj nege na čvrstoću betona, podaci (Dhir et al., 2007)

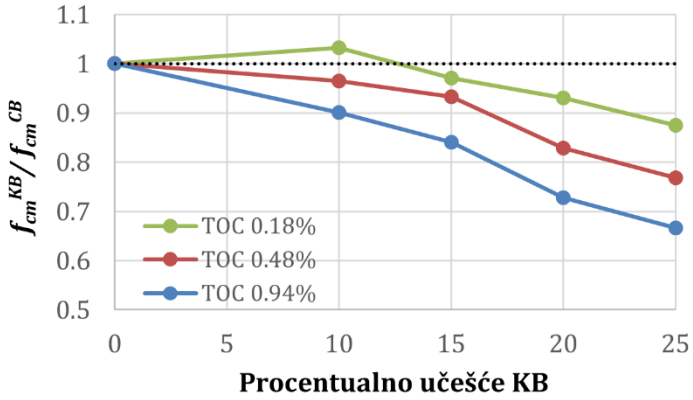
Rezultati pokazuju da dužina nege betonskih uzoraka očito ima pozitivnu ulogu, jer se sa produžetkom nege dobijaju betoni veće čvrstoće, što se slaže i sa drugim studijama (Ramezanianpour *et al.*, 2009). Pored toga, čini se da je uticaj nege izraženiji kod betona koji sadrže KB. Najmanje su osetljivi CB kod kojih je maksimalna redukcija čvrstoće bila oko 20%,

a najosteljiviji su se pokazali betoni sa najvećim procentom zamene cementa (45%) kod kojih je maksimalni zabeležen pad od bezmalo 30%.

Efekat temperaturne razlike vode u kojoj su negovani uzorci nije od naročitog značaja (Jin *et al.*, 2020), osim u slučaju relativno niskih temperatura nege (≤5°C) kada su primetne velike disproporcije u čvrstoći (do 50%), naročito kod betona male starosti (3, 7 dana), (Dhir *et al.*, 2007; Jin *et al.*, 2020). Čak i tako negovani uzorci dostići će čvrstoću uzoraka negovanih u standardnim uslovima, pri nešto većim starostima (180 dana), (Dhir *et al.*, 2007). Objašnjenje se može pronaći u činjenici da su procesi hidratacije značajno usporeni kada su temperature ≤5°C (Muravljov, Zakić and Radević, 2022).

Ukupan sadržaj organskog ugljenika (TOC), koji je jedan od pokazatelja čistoće KB, može imati negativan uticaj na čvrstoću pri pritisku (Diab, Mohamed and Aliabdo, 2016). Oni su u svom radu analizirali uticaj 3 vrste KB iste granulometrije, ali različitog sastava, na čvrstoću pri pritisku betona sa različitim procentima zamene cementa (10-25%): S1 (TOC 0.94%), S2 (TOC 0.48%) i S3 (TOC 0.18%). KB u oznaci S2 se može svrstati u grupu L krečnjaka, dok S3 ispunjava uslove propisane za grupu LL krečnjaka, (EN 197-1, 2013). S1 ne ispunjava uslove ovog standarda u pogledu sadržaja TOC. Čvrstoće ovih betona prikazane su na slici 2.22.

Upoređujući čvrstoće dobijene korišćenjem krečnjaka S2 i S1, dobijaju se 5-15% veće čvrstoće u slučaju S2. Veoma slični rezultati dobijaju se upoređivanjem krečnjaka S2 i S3, ovog puta u korist čistijeg, S3 krečnjaka. Na kraju, betoni spravljeni korišćenjem S3 krečnjaka imali su 15-30% veću čvrstoću od odgovarajućih betona spravljenih korišćenjem S1 krečnjaka. Veće razlike u svim slučajevima su dobijene kod betona sa većim sadržajem KB.



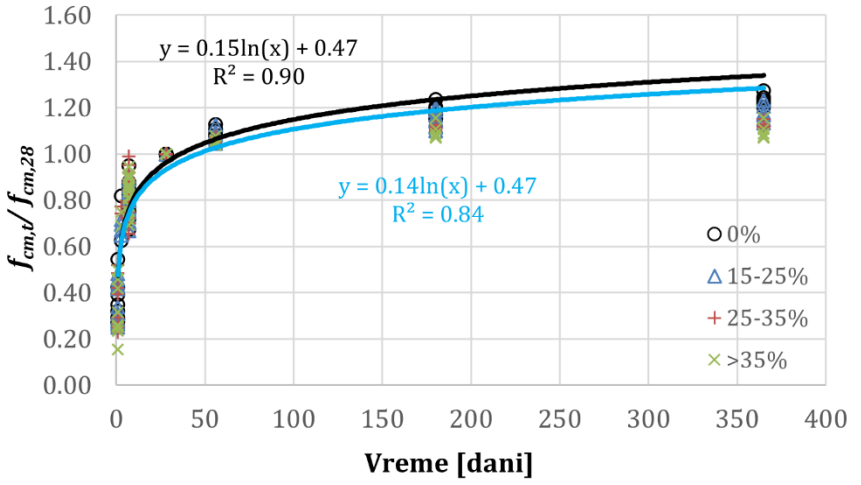
Slika 2.22 Efekat ukupnog sadržaja ugljenika na čvrstoću pri pritisku, podaci (Diab, Mohamed and Aliabdo, 2016)

2.4.3. Vremenski razvoj čvrstoće

Promena čvrstoće betona u vremenu prvenstveno zavisi od vrste i klase primenjenog cementa, ali i od količine i granulometrijskog sastava KB. Generalno, važi mišljenje da betoni spravljeni korišćenjem cemenata sa različitim mineralnim dodacima imaju sporiji prirast čvrstoće od betona sa čistim cementom, ali se pri starosti od 28 dana ne očekuju razlike u čvrstoći ukoliko su primenjeni cementi iste klase (Muravljov, Zakić and Radević, 2022). Međutim, kada je u pitanju KB, mogu se očekivati više početne čvrstoće usled ubrzanog procesa hidratacije cementa koji je posledica efekta nukleacije sitnih čestica (Wang *et al.*, 2018; Wang, 2020), što je izraženije kod finijih KB. Iako se čini da se ovi efekti u toku vremena gube, pa se može očekivati izvesna redukcija čvrstoće zbog efekta razblaživanja cementne paste.

Dir, Medah i ostali (Dhir *et al.*, 2007; Meddah, Lmbachiya and Dhir, 2014) analizirali su uticaj sadržaja KB (procentualne zamene mase cementa) i w/p faktora na čvrstoću pri pritisku uzoraka različite starosti. Primećeno je da porast sadržaja KB u mešavini ima negativan efekat na razvoj čvrstoće betona, bilo u početnoj fazi ili pri višim starostima uzoraka. Štaviše, nakon prolaska perioda kada je proces hidratacije najintenzivniji, tokom prvih 28 (eventualno 56) dana, nije primećeno dalje povećanje čvrstoće kod uzoraka sa velikim sadržajem KB (35% i 45%). Interesantno je da je početni prirast čvrstoće izraženiji kod mešavina sa nižim w/p faktorom, dok je kasniji prirast daleko izraženiji kod mešavina sa višim vrednostima w/p faktora. U svakom slučaju, postoje i istraživanja koja su na ograničenom broju uzoraka pokazala veći prirast kasnije čvrstoće betona koji su sadržali KB (Diab, Mohamed and Aliabdo, 2016).

Slika 2.23, na osnovu rezultata 10 dostupnih studija iz literature (Dhir *et al.*, 2007; Chen, Kwan and Jiang, 2014; Meddah, Lmbachiya and Dhir, 2014; da Silva and de Brito, 2015; Li and Kwan, 2015b, 2015a; da Silva and J. de Brito, 2016; Sawyer, 2016; Radović, Marinković and Savić, 2021; Tešić, Marinković and Savić, 2021) prikazuje razvoj čvrstoće CB i betona koji sadrže KB u vremenu. Analizirano je 67 betonskih mešavina sa ukupno 259 podataka, od kojih se 55 odnose CB i 204 na betone koji sadrže KB u granicama 15-70%. Zbog ograničenog broja, uključene su sve mešavine, bez obzira da li su etalonski i betoni sa KB imali jednake vrednosti w/c, odnosno w/p faktora (w/p = const u većini mešavina). U cilju generalizacije i lakše interpretacije rezultata, na slici je prikazana normalizovana vrednost čvrstoće, tj. odnos čvrstoće betona određene starosti ($f_{cm,t}$) i čvrstoće betona u starosti od 28 dana ($f_{cm,28}$) koja je usvojena kao referenta. U zavisnosti od sadržaja KB betoni su podeljeni u tri grupe (15-25%, 25-35%, >35%).



Slika 2.23 Razvoj čvrstoće u vremenu za CB i betone sa KB

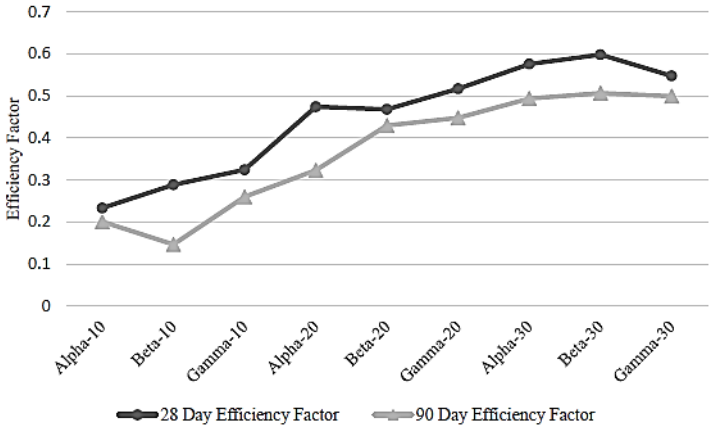
Iako su rasipanja rezultata, čak i u okviru pojedinih grupa, za određenu starost relativno velika, čini se da prikazani rezultati dobro prate logaritamski trend. Drugim rečima, visoke vrednosti koeficijenata determinacije (R^2 = 0,84-0,90) pokazuju da se ove zavisnosti prilično pouzdano mogu opisati prikazanim logaritamskim funkcijama. U svakom slučaju, deluje da je ovako dobijen priraštaj u većim starostima betona (365 dana) malo precenjen.

Sa slike se jasno uočava i nešto veći priraštaj čvrstoće CB u poređenju sa betonima koji sadrže KB. Čini se da se sa povećanjem procentualnog učešća KB priraštaj čvrstoće smanjuje, ali ograničen broj rezultata ne dozvoljava izvođenje preciznijih zaključaka. Za ozbiljnije sagledavanje ovog uticaja svakako je neophodan znatno veći broj testiranih betona.

2.4.4. Preporuke za predikciju čvrstoće betona sa KB

Nakon brojnih, više ili manje uspešnih, pokušaja da se projektuju betonske mešavine sa redukovanim sadržajem cementa, usledila je potreba da se dovoljno pouzdano i tačno unapred procene njihove čvrstoće. U tom smislu izvršene su provere postojećih izraza iz literature, dok su pojedini istraživači otišli korak dalje i predložili sopstvene izraze.

Tako su Robalo i ostali (Robalo *et al.*, 2021) ustanovili da korišćenje Fereovog predloga za procenu čvrstoće, jednačina (2.5), nije pogodno kada su u pitanju betoni sa redukovanim sadržajem (30-50%) cementa, iako su u isti inkorporirali uticaj KB. Sa druge strane Kim i saradnici (Kim *et al.*, 2018) polazeći od modifikovane verzije istog izraza, poslednji deo jednačine (2.5), određuju fakor efikasnosti KB (k_{LS}) u različitim starostima betona. Ovakav pristup deluje ispravnije, ali je nedostatak sprovedenog istraživanja ograničen broj mešavina (1 CB i 9 koje sadrže KB) sa relativno malim procentima zamene cementa (10-30%). U radu su korišćene tri vrste KB različite finoće, u oznaci alfa d_{50} = 4,5 μm, beta d_{50} = 8,5 μm i gama d_{50} = 15 μm, dok je w/p faktor u svim mešavinama iznosio 0,4. Slika 2.24 predstavlja dobijen fakor efikasnosti KB različite finoće mliva, u starosti betona od 28 i 90 dana, pri različitim procentima zamene cementa. Na osnovu prikazanih rezultata, može se uočiti pozitivna kvazi-linearna (ili nelinearna) zavisnost faktora efikasnosti i sadržaja KB. Odnosno, može se očekivati veći doprinos KB pri manjim zamenama cementa, dok se sa povećanjem zamene ovaj efekat umanjuje. Na osnovu toga, moglo bi se naslutiti da postoji određena granica u zameni cementa nakon koje neće biti daljeg povećanja doprinosa KB čvrstoći betona, ili čak suprotno, da će ovaj efekat početi da opada. Nažalost, nema dovoljno rezultata koji bi potvrdili ili opovrgli ovo zapažanje.



Slika 2.24 Faktor efikasnosti KB u različitim starostima betona (Kim et al., 2018)

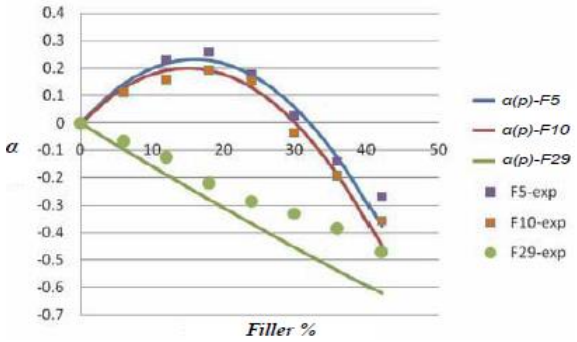
Neočekivano, za isti procenat zamene cementa, koeficijent efikasnosti je veći u slučaju KB veće krupnoće, ali se čini da sa povećanjem procenta zamene efikasnost brže raste u slučaju KB veće finoće. Povećanje starosti betona praćeno je postepenim padom koeficijenta efikasnosti. Postavlja se pitanje da li zaista postoji potreba da se koeficijent efikasnosti računa pri različitim starostima betona. Umesto toga, ispravnije bi bilo sračunati i ukoliko je moguće izvršiti kalibraciju ovog koeficijenta za starost betona od 28 dana, kao što je to u orginalnom izrazu (2.5). Nakon toga, moglo bi se pristupiti ispitivanju podobnosti izraza (2.8) i (2.9) za procenu vrednosti čvrstoće u starosti betona koja se razlikuje od 28 dana i po potrebi izvršiti njihovu korekciju.

U radu (Guemmadi *et al.*, 2009) predložena je korekcija formule izvorno predložene od strane Skramtajeva (Muravljov, Zakić and Radević, 2022), uvođenjem koeficijenta *α(p)* kojim se uzima u obzir procentualno učešće KB, izraz (2.11):

$$f_{cm} = A \cdot f_{pc} \left(\frac{c \cdot (1 + \alpha(p))}{w} - 0.5 \right) \tag{2.11}$$

- gde je A koeficijent koji zavisi od kvaliteta cementa i agregata i ima vrednost 0,55-0,65.

Koeficijent α(p) je određen na osnovu rezultata obimne studije u kojoj je količina praškaste komponente varirana u granicama 250-400 kg/m^3, količina KB iznosila je 6-42%, dok je w/p faktor u svim mešavinama iznosio 0,57. Upotrebljene su tri vrste KB različite finoće sa prečnicima prosečnog zrna 5, 10 i 29 μm. Na osnovu datih obrazloženja o samom eksperimentalnom programu studije, procenjuje se da je ukupno moglo biti testirano i preko sto uzoraka; nažalost velika većina ovih podataka nije prikazana. Čvrstoća pri pritisku izmerena je na cilindričnim opitnim telima dimenzija ϕ160/320 mm. Slika 2.25 prikazuje promenu koeficijenta α(p) za tri vrste primenjenih KB, a u funkciji procentualnog sadržaja KB u ukupnoj masi praškaste komponente. Iako je usvojen pristup w/p = const, pa je bilo očekivano da će se to negativno odraziti na čvrstoću betona koji sadrže KB, to se nije u potpunosti desilo. Tačnije, samo u slučaju primene najkrupnijeg KB (29 μm) dolazi do linearnog pada čvrstoće (negativna vrednost α(p)) sa povećanjem sadržaja KB. Kada su u pitanju finija KB (5 i 10 μm), situacija je nešto komplikovanija. Sa povećanjem sadržaja KB uočava se postepeno povećanje čvrstoće, odnosno koeficijenta α(p). Ovaj koeficijent dostiže svoju maksimalnu vrednost kada je procenat zamene cementa približno 18%, nakon čega se ovaj efekat umanjuje. Najzad, vrednost α(p) postaje bliska nuli kada se procenat zamene poveća do nekih 30%.



Slika 2.25 Promena koeficijenta α(p) u funkciji količine i finoće mliva KB, (Guemmadi et al., 2009)

To znači da se tada pozitivan efekat KB se u potpunosti poništava, čvrstoća betona sa KB postaje približno jednaka čvrstoći uporednih CB. Sa daljim povećanjem sadržaja KB, koeficijent α(p) menja znak. To znači da se za veće zamene cementa od 30% dobijaju niže čvrstoće od etalonskih CB.

Jedan od orginalnih izraza za procenu čvrstoće betona sa KB predstavljen je u radu (Wang, 2020), jednačina (2.12):

$$f_c = 55{,}2 \cdot \frac{c \cdot \alpha}{w} + 80{,}1 \cdot \frac{L_s \cdot \alpha_{LS}}{w} - 35{,}4 \tag{2.12}$$

- gde koeficijenti α i α_{LS} predstavljaju stepen reakcije (hidratacije) cementa i KB respektivno, (Wang, 2018, 2019; Wang and Luan, 2018).

Koeficijent hidratacije KB može se proceniti korišćenjem izraza (2.13):

$$\alpha_{LS} = \alpha_{LS,1} \cdot m_1 \cdot m_2 \cdot m_3 \cdot m_4 \cdot m_5 \cdot m_6 \tag{2.13}$$

Koeficijent $\alpha_{LS,1}$ obuhvata sadržaj monokarboaluminata, koji su ustvari glavni produkt hidratacije KB i određuje se iz sledećeg izraza:

$$\alpha_{LS,1} = 0{,}0087 \cdot \ln(t) - 0{,}0265 \text{ , za t > 21h} \tag{2.14}$$

- gde je t – vreme reakcije KB u satima, koja počinje oko 21h nakon mešanja. Eksperimentalno je utvrđeno da je stepen reakcije KB nakon 180 dana oko 5% (Wang, 2018).

Koeficijenti m_i – uzimaju u obzir redom: m_1 - učešće KB u ukupnom sadržaju praškaste komponente, m_2 - finoću mliva KB, m_3 - finoću mliva cementa, m_4 - druge vrste mineralnih dodataka (leteći pepeo, zgura, metakaolin), m_5 - w/p odnos, m_6 - uticaj nege. Mogu se sračunati korišćenjem narednih izraza:

$$m_1 = \frac{0{,}2}{\frac{L_s}{c + L_s}} \tag{2.15}$$

$$m_2 = 1{,}0131 - 0{,}0144 \cdot d_{50} \tag{2.16}$$

$$m_3 = 0{,}55 \cdot \frac{S_c}{S_{c,1}} + 0{,}45 \tag{2.17}$$

S_c i $S_{c,1}$ – Blenove vrednosti [m^2/g] specifične površine cementa i referentnog cementa (Ipavec *et al.*, 2011).

$$m_4 = 1 \text{ (nema drugih dodataka)} \tag{2.18}$$

$$m_5 = \frac{\alpha}{\alpha_{0,5}} \tag{2.19}$$

α_0 – stepen reakcije cementa u referentnoj studiji (Ipavec *et al.*, 2011), $m_5 = 1$ za w/p=0,5.

$$m_6 = 1 - \frac{T - 20}{35} \tag{2.20}$$

T – temperatura nege [°C].

Zamenom jednačina (2.14)-(2.20) u (2.13), dobija se:

$$\alpha_{LS,1} = (0{,}0087 \cdot \ln(t) - 0{,}0265) \cdot \frac{0{,}2}{\frac{L_S}{c + L_S}} \cdot (1{,}0131 - 0{,}0144 \cdot d_{50}) \cdot \left(0{,}55 \cdot \frac{S_c}{S_{c,1}} + 0{,}45\right) \cdot \frac{\alpha}{\alpha_{0,5}} \cdot \left(1 - \frac{T - 20}{35}\right) \tag{2.21}$$

Sada postaje jasno da, iako se pošlo od naizgled relativno jednostavnog izraza (2.12) za procenu čvrstoće, uzimanjem u obzir brojnih parametara koji nisu potvrđeni na dovoljnom broju studija, isti postaje toliko komplikovan da se postavlja pitanje njegove pouzdanosti i praktičnosti u svakodnevnoj inženjerskoj primeni.

Još jedan od raspoloživih modela za proračun čvrstoće pri pritisku betona koji sadrže KB, a koja se zasniva na CPM (Compressible Packing Model) modelu za poboljšanje gustine pakovanja, prikazana je u radu (Joudi-Bahri *et al.*, 2012), jednačina (2.22):

$$f_c = \frac{p \cdot f_{Cm,28}}{1 + q \cdot f_{Cm,28}} \tag{2.22}$$

- gde su p i q koeficijenti koji uzimaju u obzir učešće veze između paste i agregata i efekat agregata redom.

Čvrstoća paste (praškaste matrice) u starosti od 28 dana određuje se na sledeći način:

$$f_{Cm,28} = 13{,}4 \cdot f_{pc,28}\left[-B\frac{f_{(7)}}{28}\cdot\frac{\sum S_{LS}\cdot L_s}{c}+\left(1+\rho_c\frac{w+a}{c_{eq}}\right)^{-2{,}85}\right]MPT^{-0{,}13} \quad (2.23)$$

- gde je :

$f_{pc,28}$ – klasa čvrstoće cementa u starosti od 28 dana,

B = 0,0023 – uzima u obzir efekat ubrzanja procesa hidratacije usled prisustva KB,

L_S i S_{LS} – masa i specifična površina KB u jedinici zapremine svežeg betona redom,

w i a – zapremina vode i uvučenog vazduha u jediničnoj zapremini svežeg betona u [l],

ρ_c – zapreminska masa cementa [kg/l],

Kinetički koeficijent razvoja čvrstoće u vremenu izražen je kao:

$$f_{(7)} = 0{,}0522\left(\frac{f_{pc,7}}{f_{pc,28}}-1\right) \quad (2.24)$$

- gde $f_{pc,7}$ predstavlja klasu čvrstoće cementa u starosti od 7 dana.

Maksimalna debljina paste (maximal paste tickness) računa se iz jednačine:

$$MPT = D_{max}\left(\sqrt[3]{\frac{g^*}{g}}-1\right) \quad (2.25)$$

- gde je:

D_{max} je veličina maksimalnog zrna agregata,

g i g* - realna i maksimalna gustina pakovanja čestica većih od 80 μm.

Ekvivalentna masa cementa može se sračunati na osnovu:

$$c_{eq} = c\left[1+\Psi_{max}\cdot t_{C3A}\left(1-exp\left(K_{LS}\frac{\sum L_s}{t_{C3A}\cdot c}\right)\right)\right] \quad (2.26)$$

t_{C3A} – sadržaj C_3A u cementu

Ψ_{max} = 0,017 i K_{LS} = 79 – kalibracioni koeficijenti koji uzimaju u obzir vezivni efekat KB (određeni na malterima koji sadrže KB).

Kao i u prethodnom slučaju, izraz (2.22) je samo prividno jednostavan. Ponovo se problem javlja kada se u isti uključe brojne nepoznate veličine, koje je u svakom pojedinačniom slučaju neophodno proceniti na osnovu nekih izraza ili eksperimentalnim putem. Stoga je, pri eventualnoj upotrebi bilo kojih od prethodnih jednačina, neophodno detaljno se upoznati sa svim studijama koje su korišćenje u njihovom razvoju ili kalibraciji.

Ukoliko se u obzir uzmu prethodna razmatranja, kao jedna od jednostavnijih alternativa za procenu čvrstoće betona može poslužiti izraz (2.27):

$$f_{cm} = \frac{15{,}727}{\left(\frac{w}{c+0{,}265L_s}\right)^{1{,}194}} \quad (2.27)$$

Ovaj izraz zbog svoje jednostavnosti može biti privlačan za praktičnu upotrebu, ali treba imati u vidu njegova ograničenja. U osnovi ovo je modifikacija izraza Abramsa (Grdić, 2011), predložena od Wanga i saradnika (Wang *et al.*, 2022) koristeći rezultate samo dve studije (Yeh, 2007; Meddah, Lmbachiya and Dhir, 2014), pa je pitanje koliko se on može generalizovati.

2.5. ČVRSTOĆA PRI ZATEZANJU (CEPANJEM I SAVIJANJEM)

2.5.1. Cementni betoni

Čvrstoća betona pri zatezanju sa aspekta graničnih stanja nosivosti AB konstrukcija nije od značaja. Međutim, kada se vrši dokaz graničnih stanja upotrebljivosti, onda poznavanje ove veličine igra veliku ulogu. Budući da je ispitivanje uzoraka pri čistom jednoaksijalnom zatezanju relativno komplikovano, čvrstoća betona pri zatezanju (f_{ctm}) najčešće se određuje na drugi način. Jedan od najpouzdanijih testova predstavlja izlaganje opitnih tela (oblika cilindra ili kocke) linijskom pritisku po suprotnim izvodnicama - ispitivanje cepanjem uzoraka, $f_{ctm,sp}$. Na ovaj način dobijena čvrstoća može delimično da odstupa od stvarne jednoaksijalne čvrstoće pri zatezanju. Zato propisi MC10, EC2, MC20 (fib, 2013, 2023; EN 1992-1-1, 2015) definišu vezu ovih čvrstoća na sledeći način:

$$f_{ctm} = \alpha_{sp} \cdot f_{ctm,sp} \tag{2.28}$$

- gde faktor konverzije (α_{sp}), ima vrednost 0,9 (EN 1992-1-1, 2015) ili 1,0 (fib, 2013).

Druga mogućnost za određivanje čvrstoće pri zatezanju jeste ispitivanjem nearmiranih betonskih opitnih tela oblika prizme do loma, kada se dobija tzv. čvrstoća pri zatezanju savijanjem $f_{ctm,fl}$. Ovako dobijena čvrstoća zavisi od visine poprečnog preseka i čvrstoće pri aksijalnom zatezanju, pa se za njihovu konverziju preporučuje korišćenje sledećeg izraza:

$$f_{ctm} = \alpha_{fl} \cdot f_{ctm,fl} \tag{2.29}$$

Koeficijent konverzije dobija se iz izraza (2.30), (EN 1992-1-1, 2015) ili (2.31), (fib, 2013, 2023).

$$\alpha_{fl} = max\left(\frac{1}{1{,}6 - h/1000}; 1\right) \tag{2.30}$$

$$\alpha_{fl} = \frac{0{,}06 \cdot h^{0{,}7}}{1 + 0{,}06 \cdot h^{0{,}7}} \tag{2.31}$$

- gde je h visina opitnog tela u mm.

Opšte je poznato da je čvrstoća betona višestruko (8-12 puta) niža od čvrstoće pri pritisku. Parametri koji dominanto utiču na čvrstoću pri pritisku betona, uglavnom utiču i na čvrstoću pri zatezanju. Izrazima (2.32) i (2.33), (*fib*, 2013; EN 1992-1-1, 2015) definisana je matematička relacija ovih čvrstoća, koja se može koristiti u slučaju kada su eksperimentalni podaci nedostupni.

$$f_{ctm} = 0{,}3 \cdot (f_{ck})^{2/3} \text{ , za klase betona} \leq C50 \tag{2.32}$$

$$f_{ctm} = 2{,}12 \cdot ln(1 + 0{,}1 \cdot (f_{ck} + 8)) \text{ , za klase betona} > C50 \tag{2.33}$$

Buduće verzije standarda definišu relaciju ove dve čvrstoće na sledeći način: FprEC2, zadržava izraz (2.32) za klase betona ≤ C50, dok za klase betona > C50 daje relaciju definisanu jednačinom (2.34); MC20 daje novi izraz, jednačina (2.35), koji važi za sve klase betona.

$$f_{ctm} = 1{,}1 \cdot (f_{ck})^{1/3} \tag{2.34}$$

$$f_{ctm} = 1{,}8 \cdot ln(f_{ck}) - 3{,}1 \tag{2.35}$$

Kako ova veličina može znatno da varira, često se koriste donja ($f_{ctk,0,05}$ = 0,7·f_{ctm}) i gornja ($f_{ctk,0,05}$ = 1,3·f_{ctm}) granična vrednost karakteristične čvrstoće pri zatezanju (5% i 95% fraktil).

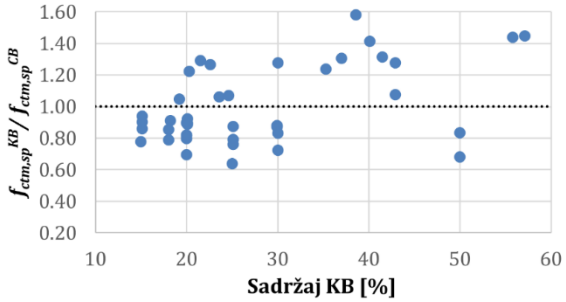
Slično čvrstoći pri pritisku, i čvrstoća betona pri zatezanju je vremenski promenljiva funkcija na koju dominantno utiču uslovi nege i dimenzije konstrukcijskog elementa. Jedan od aproksimativnih izraza za predikciju čvrstoći pri zatezanju betona različite starosti prikazan je u standardu (EN 1992-1-1, 2015) i ima sledeći oblik:

$$f_{ctm}(t) = [\beta_{cc}(t)]^{\alpha} \cdot f_{ctm} \tag{2.36}$$

- gde se funkcija starosti betona $\beta_{cc}(t)$ dobija iz izraza (2.9), dok je eksponent α = 1 za t < 28 dana i α = 2/3 za t ≥ 28 dana. Standardi FprEC2 i MC20 (fib, 2023; FprEN 1992-1-1, 2023)definišu ovu zavisnost u istom obliku kao što je predočeno izrazom (2.36), međutim vrednost koeficijenta α je konstantna i iznosi 0,6.

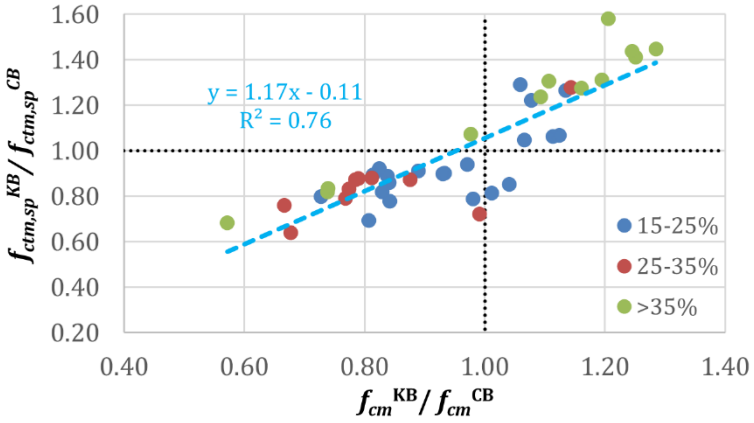
2.5.2. Uticaj KB na čvrstoću pri zatezanju

Kada je u pitanju uticaj KB na čvrstoću betona pri zatezanju, broj dostupnih studija višestruko je manji od onih koje se odnose na čvrstoću pri pritisku. Tačnije, postoji svega desetak studija koje su analizirale ovu problematiku. U radu (Tennis, Thomas and Weiss, 2011) se navodi da je efekat KB na ponašanje betona pri zatezanju, u potpunosti identičan efektu na ponašanje pri pritisku. U saglasnosti sa prethodnom tvrdnjom, autori navode da se sve dostupne jednačine koje se odnose na CB, mogu koristiti i u slučaju betona koji sadrže KB. Treba imati u vidu da se u pomenutom radu analiziraju betoni sa relativno malim procentima zamene (do 15%), kao i to da su izvedeni zaključci na osnovu ograničenog broja radova od kojih su neki publikovani i pre skoro 30 godina. Diab i saradnici (Diab, Mohamed and Aliabdo, 2016) za isti w/p faktor konstatuju gubitak čvrstoće pri zatezanju sa povećanjem procenta zamene cementa u odnosu na referentni CB. Sa druge strane, Li i Kvan (Li and Kwan, 2015b) za isti w/c faktor, beleže veću čvrstoću pri zatezanju uzoraka sa većim sadržajem KB. Ova čvrstoća dodatno raste sa smanjenjem w/c faktora. Konačno, Kim i dr. (Kim *et al.*, 2018) nisu utvrdili uticaj sadržaja KB, ni njegove granulometrije na vrednost čvrstoće pri zatezanju. Dakle, i kada je u pitanju čvrstoća betona pri zatezanju mišljenja su podeljena. Zato se u nastavku, na osnovu dostupnih podataka iz literature (Irassar *et al.*, 2001; Kwan, Chen and Jiang, 2015; Li and Kwan, 2015b; Diab, Abd Elmoaty and Aly, 2016; Diab, Mohamed and Aliabdo, 2016; Wang, Yang and Chen, 2017; Kim *et al.*, 2018; Jin *et al.*, 2020; Robalo *et al.*, 2020, 2021) dodatno analizira uticaj pojedinih parametara na ovu čvrstoću. Ukupno je izdvojeno 58 mešavina, od kojih 16 pripadaju grupi CB, dok se ostalih 42 odnosi na betone sa različitim sadržajem (15-60%) KB u ukupnoj praškastoj komponenti. Slika 2.26 prikazuje uticaj sadržaja KB na čvrstoću pri zatezanju. Radi bolje preglednosti, prikazane su normalizovane vrednosti čvrstoće pri zatezanju betona sa KB ($f_{ctm,sp}^{KB}$) i referentnih CB ($f_{ctm,sp}^{CB}$). Nažalost, zbog ograničenog broja dostupnih podataka, nije moguće uočiti eventualne razlike u slučaju usvajanja pristupa w/c = const ili w/p = const. Zato su prikazane sve mešavine.



Slika 2.26 Čvrstoća pri zatezanju cepanjem u funkciji sadržaja KB

Kao što se može videti, usled velikog rasipanja rezultata (koeficijent varijacije CoV = 24%) nema jasno izražene zavisnosti ovih veličina. Odnosno, može se uočiti da čvrstoća pri zatezanju cepanjem betona koji sadrže KB može biti do 40% viša ili niža od uporednih CB, bez obzira na sadržaj KB. Ukoliko se normalizovana čvrstoća pri zatezanju prikaže u funkciji normalizovane čvrstoće pri pritisku (slika 2.27), situacija je potpuo drugačija.



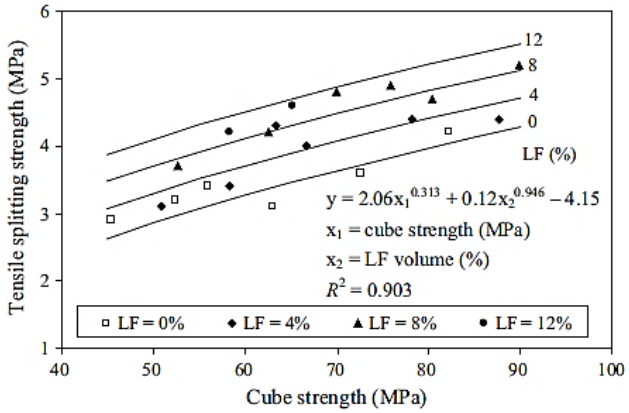
Slika 2.27 Veza čvrstoće betona pri zatezanju cepanjem i čvrstoće pri pritisku

Primećuje se pozitivna linearna zavisnost odnosa čvrstoća pri zatezanju i pritisku, sa relativno visokim koeficijentom determinacije R^2 = 0,76. Čini se da povećanje čvrstoće pri zatezanju izraženije sa porastom čvrstoće pri pritisku. Odnosno, redukcija normalizovane čvrstoće pri zatezanju praktično je identična redukciji normalizovane čvrstoće pri pritisku.

2.5.3. Preporuke za predikciju čvrstoće betona sa KB

Testiranje podobnosti izraza iz EC2 na svega nekoliko mešavina sa velikim procentom zamene cementa (do 50%), izvršili su (Robalo *et al.*, 2021). Prema njihovom mišljenju ovaj izraz generalno daje zadovoljavajuće predikcije. Sa druge strane, Kim i saradnici (Kim *et al.*, 2018) na osnovu rezultata 10 ispitanih mešavina (10-30% zamene) ustanovili su linearnu zavisnost čvrstoće pri zatezanju cepanjem i pritisku, gde su čvrstoće pri zatezanju u proseku iznosile oko 8,6% čvrstoće pri pritisku.

Analizom sopstvenih rezultata Li i Kvan (Li and Kwan, 2015a) predlažu nelinearnu vezu za procenu čvrstoće pri zatezanju cepanjem na osnovu čvrstoće pri pritisku i zapreminskog sadržaja KB, slika 2.28.



Slika 2.28 Čvrstoća pri zatezanju cepanjem u funkciji čvrstoće pri pritisku i zapreminskog učešća KB, (Li and Kwan, 2015a)

U ovom obimnom eksperimentalnom ispitivanju izvršena je zapreminska zamena cementne paste u iznosu 0-12% (do 55% mase cementa), sa w/c faktorima u opsegu 0,35-0,6. Pomenuta veza data je u sledećem obliku:

$$f_{ctm,sp} = 2{,}06 \cdot f_{cm}^{0{,}313} + 0{,}12 \cdot L_s^{0{,}946} \tag{2.37}$$

Još jedan predlog za predikciju čvrstoće pri zatezanju koji se može pronaći u literaturi (Joudi-Bahri *et al.*, 2012), glasi:

$$f_{ctm} = k_t \cdot f_{cm}^{0{,}57} \tag{2.38}$$

- gde k_t predstavlja koeficijent koji se dobija na osnovu CPM modela za poboljšanje gustine pakovanja, dok se f_{cm} dobija iz izraza (2.22).

Ukoliko se posmatra čvrstoća pri zatezanju savijanjem, broj dostupnih podataka u literaturi je još manji. Pronađeno je svega 16 rezultata koji se odnose na betone sa KB i još 5 odgovarajućih CB (Irassar *et al.*, 2001; Dhir, McCarthy and Paine, 2005; Dhir *et al.*, 2007; Meddah, Lmbachiya and Dhir, 2014; da Silva and de Brito, 2015; Li and Kwan, 2015a; Kwan, Chen and Jiang, 2015; da Silva and J. de Brito, 2016; Diab, Abd Elmoaty and Aly, 2016; Diab, Mohamed and Aliabdo, 2016; Robalo *et al.*, 2020; Poudyal, Adhikari and Won, 2021).

U ovom slučaju, proverom na nekoliko sopstvenih mešavina sa 30-50% KB, (Robalo *et al.*, 2021) navode da izrazi EC2 za procenu čvrstoće pri zatezanju savijanjem značajno (do 60%) potcenjuju realne vrednosti dobijene eksperimentalnim putem. Kim i saradnici (Kim *et al.*, 2018) na osnovu rezultata 10 ispitanih mešavina (10-30% zamene) nisu utvrdili uticaj granulometrije KB na posmatranu čvrstoću. Ipak, ustanovljeno je (sa koeficijentom determinacije $R^2 = 0{,}86$) da je čvrstoća pri zatezanju savijanjem linearna funkcija čvrstoće pri pritisku. Srednja vrednost dobijenih čvrstoća pri zatezanju iznosila je su približno 13,5% čvrstoće pri pritisku. S obzirom na usvojeni pristup konstantnog w/p faktora, kao posledica linearnog pada čvrstoće pri pritisku sa povećajnem količine KB u mešavini, primećuje se i linearan pad čvrstoće pri zatezanju savijanjem. Do analognih zaključaka došli su Dir i saradnici (Dhir *et al.*, 2007).

2.6. MODUL ELASTIČNOSTI BETONA

2.6.1. Cementni betoni

Najbitnije svojstvo betona sa aspekta deformacija, predstavlja modul elastičnosti betona. Od njega zavisi odgovor nekog elementa konstrukcije bilo da se radi o dugotrajnom ili

kratkotrajnom opterećenju. Ova veličina dominanstno zavisi od sastava betona, a naročito količine i kvaliteta primenjenog agregata. Modul elastičnosti betona (E_{cm}) definisan je kao sekantni modul u području radnih napona (0–0,4)f_{cm} koji odgovara nagibu dijagrama pri brzom rasterećenju, (EN 1992-1-1, 2015). Određuje se u skladu sa standardom EN 12390-13 (EN 12390-13, 2021), ispitivanjem cilindričnih (ređe prizmatičnih) uzoraka dimenzija ϕ150/300 mm, višekratnim cikličnim opterećenjem i rasterećenjem. Ova vrednost približno odgovara početnom tangentnom modulu, odnosno, nagibu u koordinatnom početku na dijagramu napon-dilatacija (*fib*, 2013).

Ukoliko nisu izvršena eksperimentalna ispitivanja, za praktičnu primenu, modul elastičnosti betona, može se odrediti na osnovu čvrstoće pri pritisku, korišćenjem sledećih izraza:

$$E_{cm} = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3}, EC2 \tag{2.39}$$

$$E_{ci} = E_{cm} = 21{,}5 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{\frac{1}{3}}, MC10, MC20 \tag{2.40}$$

$$E_{cm} = 9500 \cdot {f_{cm}}^{1/3}, FprEC2 \tag{2.41}$$

U zavisnosti od vrste agregata prethodni izrazi se koriguju odgovarajućim koeficijentima, te daju praktično iste vrednosti (razlike su zanemarljive, 1-4%).

Promena modula elastičnosti u toku vremena može se opisati sledećim izrazom (*fib*, 2013; EN 1992-1-1, 2015):

$$E_{cm}(t) = [\beta_{cc}(t)]^{\alpha} \cdot E_{cm} \tag{2.42}$$

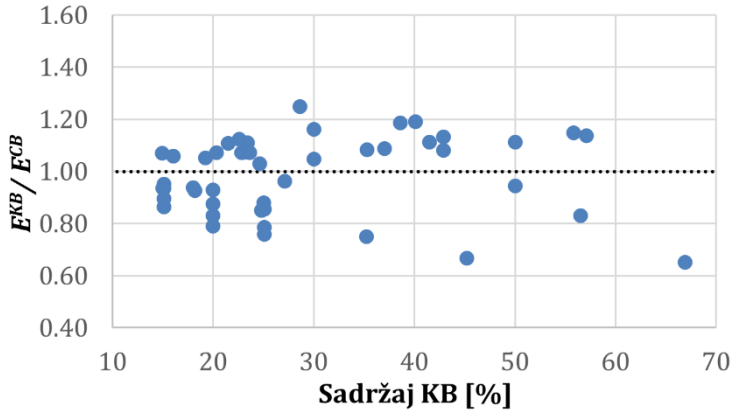
- gde se funkcija starosti betona $\beta_{cc}(t)$ dobija iz izraza (2.9), dok je eksponent α = 0,3 prema EC2, α = 0,5 prema MC10, α = 1/3 prema FprEC2, odnosno α = 0,33 za MC20.

2.6.2. Uticaj KB na vrednost modula elastičnosti

Kada je u pitanju efekat KB i u ovom slučaju ima kontradiktornih rezultata. Tako se za isti w/p faktor, sa jedne strane zapaža redukcija vrednosti modula elastičnosti sa povećanjem sadržaja KB (da Silva and de Brito, 2015; da Silva and Jorge de Brito, 2016; Diab, Abd Elmoaty and Aly, 2016; Diab, Mohamed and Aliabdo, 2016), a razlog se može potražiti u redukciji čvrstoće pri pritisku. Sa druge strane, postoji i par retkih istraživanja (Robalo *et al.*, 2020; Poudyal, Adhikari and Won, 2021) koja kao rezultat usvajanja konstantnog w/p faktora imaju povećanje čvrstoće pri pritisku, a posledično i modula elastičnosti betona. Očekivano, pri konstantnom w/c odnosu, usled povećanja čvrstoće dolazi i do povećanja modula elastičnosti (Dhir, McCarthy and Paine, 2005; Li and Kwan, 2015b).

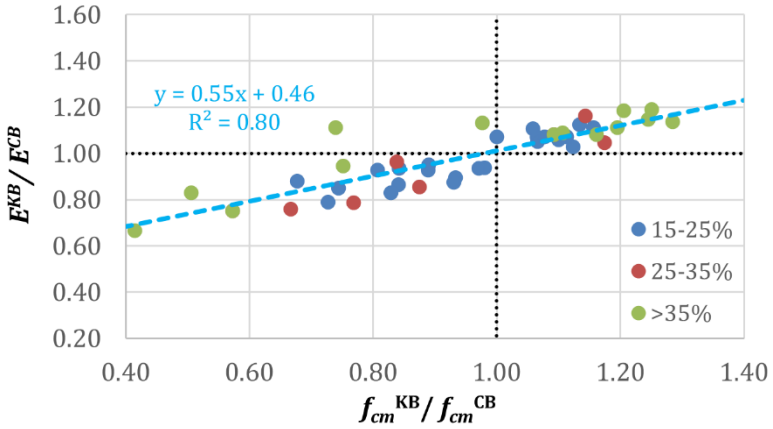
Pregledom literature koja se bavi ovim svojstvom betona uočava je relativno mali broj dostupnih podataka. U ovoj fazi izdvojeno je 46 mešavina sa KB i 17 uporednih CB, (Irassar *et al.*, 2001; Dhir, McCarthy and Paine, 2005; Dhir *et al.*, 2007; Meddah, Lmbachiya and Dhir, 2014; da Silva and de Brito, 2015; Kwan, Chen and Jiang, 2015; Li and Kwan, 2015a; da Silva and J. de Brito, 2016; Diab, Abd Elmoaty and Aly, 2016; Diab, Mohamed and Aliabdo, 2016; Robalo *et al.*, 2020; Poudyal, Adhikari and Won, 2021).

Slika 2.29 pokazuje uticaj procentualnog sadržaja krečnjačkog brašna i odnosa vrednosti modula elastičnosti betona sa KB i uporednih CB. Rasipanje rezultata je prilično veliko i ne mogu se uspostaviti bilo kakve pouzdane zavisnosti ovih parametara. Generalno, može se očekivati da modul elastičnosti betona koji sadrže KB može biti do 23% viši, i do 25% niži od modula elastičnosti referentnih CB.



Slika 2.29 Veza normalizovane vrednosti modula elastičnosti i sadržaja KB

Na slici 2.30 prikazana je veza normalizovanih vrednosti modula elastičnosti i normalizovanih čvrstoća pri pritisku. Primećuje se pozitivna linearna zavisnost ovih parametara. Nedvosmisleno je čvrstoća pri pritisku parametar koji najviše utiče na vrednosti modula elastičnosti betona, na šta ukazuje i visok koeficijent determinacije R^2 = 0,8. Dodatno, linija trenda prolazi kroz tačku sa koordinatama (1,0; 1,0) na dijagramu, što ukazuje da se za slične čvrstoće betona sa KB i CB mogu očekivati i slične vrednosti njihovih modula elastičnosti. Može se očekivati da će se povećanjem čvrstoće od 10% odraziti na povećanje modula elastičnosti od 5%, i obratno.

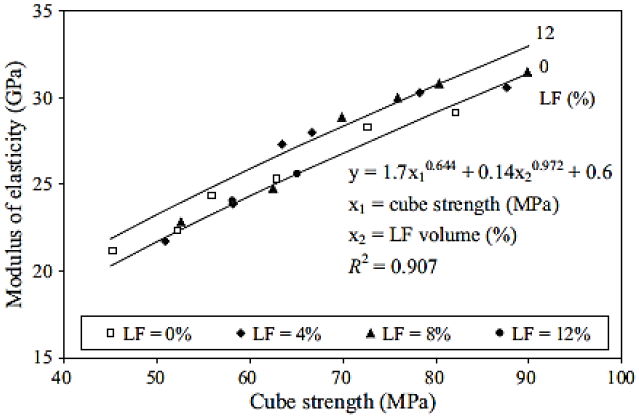


Slika 2.30 Normalizovana vrednost modula elastičnosti betona u funkciji normalizovane čvrstoće pri pritisku

2.6.3. Preporuke za predikciju modula elastičnosti betona sa KB

Testiranjem izraza EC2 za procenu vrednosti modula elastičnosti na nekoliko sopstvenih mešavina, Robalo i saradnici (Robalo *et al.*, 2021) utvrđuju da isti značajno (20-30%) podcenjuju stvarne vrednosti dobijene eksperimentalnim putem.

Na osnovu sopstvenih istraživanja zapreminske zamene cementne paste, Li i Kvan (Li and Kwan, 2015a) su predložili kvazi-linearnu jednačinu za procenu veličine modula elastičnosti u funkcijji čvrstoće pri pritisku i procentualnog sadržaja KB u ukupnoj zapremini mešavine, slika 2.31.



Slika 2.31 Zavisnost modula elastičnosti od čvrstoće pri pritisku i zapreminskog učešća KB, (Li and Kwan, 2015a)

Na osnovu jednačine (2.43) uočava se povećanje modula elastičnosti od 2,5-3,0 GPa na svakih 10 MPa povećanja čvrstoće. Uticaj sadržaja KB je višestruko niži, pa se povećanjem zapreminskog sadržaja KB u ukupnoj zapremini za svaki procenat dobija povećanje modula za približno 0,15 GPa.

$$E_{cm} = 1{,}7 \cdot f_{cm}^{0{,}644} + 0{,}14 \cdot L_s^{0{,}972} \tag{2.43}$$

U svakom slučaju eksperimentalnom određivanju modula elastičnosti treba dati prednost, ali i kod tako određene veličine treba računati na izvesne varijacije u rezultatima, imajući u vidu brojne parametere koji mogu uticati na ovu veličinu, a čiji se uticaj ne može kvantifikovati.

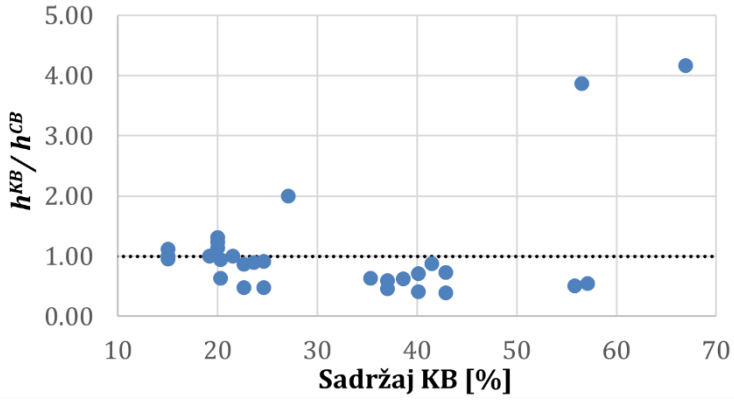
2.7. VODONEPROPUSTLJIVOST

Sa praktične tačke gledišta vodonepropustljivost (VDP) betona je od primarnog interesa u hidrotehničkim konstrukcijama, ali i drugim objektima ili delovima objekata koji su stalno ili povremeno izloženi dejstvu hidrostatičkog pritiska vode. Prvenstveno zavisi od stepena hidratacije cementa, poroznosti i strukture samih pora cementne matrice, kvaliteta tranzitne zone cementne matrice i agregata, ali i veličine hidrostatičkog pritiska vode (Muravljov, Zakić and Radević, 2022). VDP se ispituje na opitnim telima različitih oblika (najčešće kocke, ređe cilindri i prizme), sa minimalnom dimenzijom ispitivane površine od 150 mm i visinom od najmanje 100 mm. Nakon izlaganja ispitivane površine vodi pod pritiskom od 0,5±0,05 MPa u trajanju od 72±12 h, vrši se cepanje uzorka upravno na ispitivanu površinu i očitava maksimalna dubina prodiranja vode (EN 12390-8, 2019).

2.7.1. Uticaj KB na vodonepropustljivost

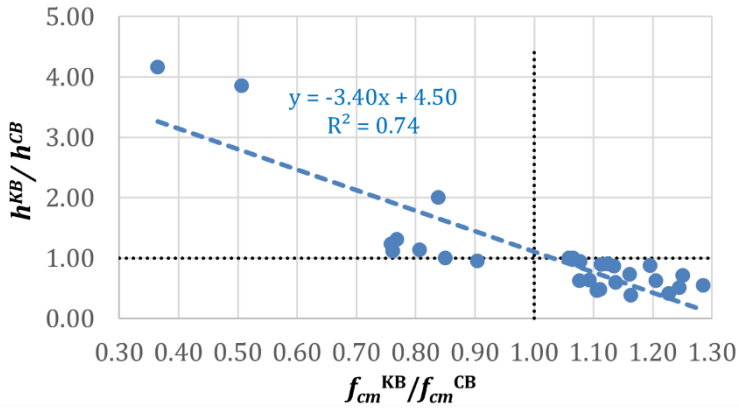
Kada su u pitanju betoni koji sadrže KB, broj pronađenih studija je vrlo ograničen. Pronađene su samo četiri studije (Ramezanianpour *et al.*, 2009; Chen, Kwan and Jiang, 2014; da Silva and de Brito, 2015; Li and Kwan, 2015b) sa ukupno 13 mešavina CB i 29 mešavina koje sadrže KB u granicama 15-65%, što je nedovoljno da se izvuku pouzdani zaključci. U pomenutim radovima mišljena su podeljena. Usvajanjem konstantnog w/p faktora, autori (Ramezanianpour *et al.*, 2009; da Silva and de Brito, 2015) uočavaju značajno veću dubinu prodiranja vode betona koji sadrže KB (h^{KB}) u poređenju sa klasičnim CB (h^{CB}). Suprotno, pri konstantnom w/c faktoru (Chen, Kwan and Jiang, 2014; Li and Kwan, 2015b) beleže povoljnija svojstva betona sa KB. Na slici 2.32 prikazane su normalizovane vrednosti dubine prodiranja vode u funkciji procentualnog sadržaja KB u praškastoj komponenti, na osnovu rezultata prethodnih studija. Iako broj rezultata nije dovoljan za izvođenje potpuno pouzdanih zaključaka, vaćno je primetiti da se uz pravilan pristup i pri velikoj zameni cementa

(preko 50%) mogu dobiti betoni koji su boljeg kvaliteta u pogledu VDP, u poređenju sa konvencionalnim CB.



Slika 2.32 Maksimalna dubina prodiranja vode u funkciji procentualnog sadržaja KB

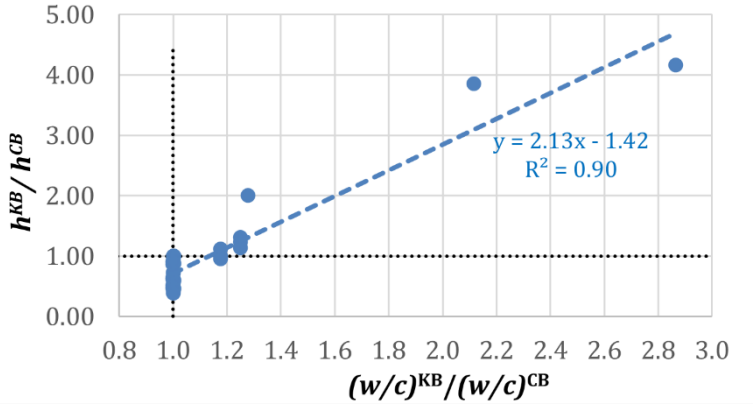
Ukoliko se normalizovana vrednost prodiranja vode prikaže u funkciji normalizovane čvrstoće betona (slika 2.33) dobija se linearna zavisnost sa zadovoljavajuće visokim koeficijentom determinacije od 0,74. Dakle, sa povećanjem čvrstoće betona smanjuje se prodor vode, odnosno povećava se njegova otpornost. Ukoliko je čvrstoća betona sa KB slična ili viša od referentnih CB, mogu se očekivati slične ili manje vrednosti dubine prodiranja vode.



Slika 2.33 Veza normalizovane dubine prodiranja vode i normalizovane čvrstoće betona

Još veća vrednost ovog koeficijenta (R^2 = 0,9) dobija se u slučaju prikazivanja veze normalizovane dubine prodiranja vode i normalizovane vrednosti w/c faktora, slika 2.34. Ovo je verovatno i najbitniji parametar koji utiče na VDP betona. Jer je primetno drastično povećanje dubine prodiranja sa povećanjem w/c odnosa.

Nažalost, ovako visoke vrednosti koeficijenata determinacije u oba razmatrana slučaja, ne mogu da nadomeste nedovoljan broj dostupnih eksperimentalnih rezultata, pa sve prethodne komentare treba shvatiti uslovno. Kao što se vidi, prikazani rezultati nisu ravnomerno raspoređeni, tj. koncentrisani su uglavnom u relativno uskom opsegu vrednosti pojedinih parametara, što dodatno utiče na njihovu pouzdanost. U svakom slučaju dodatna istraživanja uticaja pojedinih parametara na VDP betona sa KB su neophodna.



Slika 2.34 Veza normalizovane dubine prodiranja vode i normalizovane vrednosti w/c faktora

2.8. DEJSTVO MRAZA (I SOLI ZA ODMRZAVANJE)

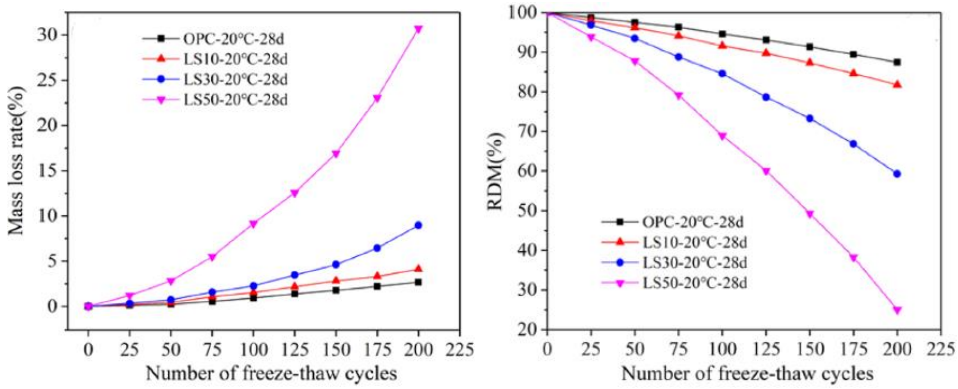
Primarni razlog razaranja vodom zasićenog betona izloženom niskim temperaturama jeste pojava unutrašnjih napona usled povećanja zapremine vode prilikom smrzavanja i prelaska u čvrsto agregatno stanje. Otpornost na dejstvo mraza utvrđuje se cikličnim zamrzavanjem i odmrzavanjem opitnih tela različitih oblika (kocke, cilindri, prizme) i propisanih dimenzija. Kao kriterium otpornosti na mraz najčešće se definiše broj ciklusa zamrzavanja i odmrzavanja nakon koga dolazi do pada čvrstoće tretiranih uzoraka za više od 25% (Muravljov, Zakić and Radević, 2022). Pojedini delovi konstrukcije pored niske temperature, istovremeno mogu biti izložene i dejstvu soli za odmrzavanje. U tom slučaju vrše se posebna ispitivanja otpornosti na dejstvo mraza i soli, u skladu sa (CEN/TS 12390-9, 2017). Pločasti uzorci isečeni iz betonskih kocki oblepljuju se gumom i termički izoluju, a u formiranu kadu na površini koja se ispituje sipa se 3% rastvor soli (NaCl). Količina materijala koji otpadne (oljušti se) po jedinici ispitivane površine nakon određenog broja (28 ili 56) ciklusa zamrzavanja i odmrzavanja je pokazatelj otpornosti ispitivanog betona na dejstvo mraza i soli. Na ovaj način može se ispitivati i otpornost na dejstvo mraza (bez soli za odmrzavanje).

Prethodna, ali i sva druga fizička svojstva betona, u velikoj meri zavise od kapilarne poroznosti betona. Jedan od najboljih načina za njihovo poboljšanje jeste usvajanje dovoljno niskog w/c faktora. U slučajevima kada je beton izložen niskim temperaturama bilo (bez ili uz prisustvo soli) primena hemijskih dodataka tipa aeranata može biti od velike koristi.

2.8.1. Uticaj KB na dejstvo mraza (i soli za odmrzavanje)

Pretragom dostupnih studija utvrđeno je da samo 3 analiziraju efekat KB (≥ 15%) na otpornost betona na dejstvo mraza (Dhir *et al.*, 2007; Palm *et al.*, 2016; Jin *et al.*, 2022).

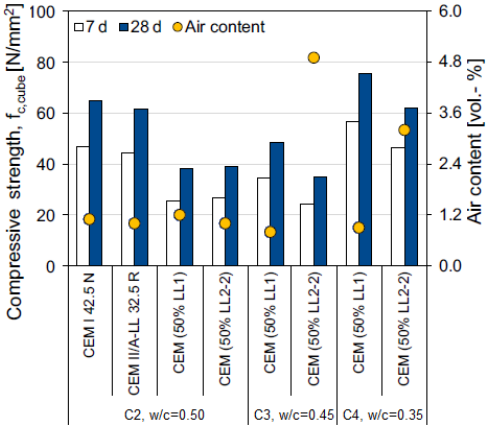
U radu (Jin *et al.*, 2022) analizirani su betoni sa različitim procentom zamene cementa po masi 10, 30 i 50%. Početna količina cementa iznosila je 360 kg/m^3, dok je usvojeni w/p faktor iznosio 0,45. Svi betoni bili su aerirani tako da je količina uvučenog vazduha bila u granicama 4,5-5%. Nakon 200 naizmeničnih ciklusa smrzavanja i odmrzavanja betonskih prizmi dimenzija 100x100x400 mm, primećena su značajno veća oštećenja uzoraka koji su sadržali KB. To je kvantifikovano kroz procenat gubitka mase i odnos relativnog modula elastičnosti nakon određenog broja ciklusa smrzavanja i domrzavanja i početnog relativnog modula elastičnosti, slika 2.35. Iako su korišćeni aerirani betoni, primetne su velike razlike referentnih i betona koji sadrže KB. Sa povećanjem sadržaja KB do 30% postepeno raste gubitak mase uzorka, ali su oni relativno mali i nakon čak 200 ciklusa ne prelaze 8-9%. Povećanjem sadržaja KB sa 30% na 50% dovodi do drastične degradacije uzorka, što je praćeno gubitkom mase od čak 30%.



Slika 2.35 Gubitak mase i relativni modul elastičnosti u zavisnosti od broja ciklusa smrzavanja i odmrzavanja (Jin et al., 2022)

Ukoliko se ocena vrši prema vrednostima relativnog dinamičkog modula elastičnosti, razlike su još izraženije. Nakon 200 ciklusa, relativni modul elastičnosti iznosio je 89, 81, 60 i 25% od početne vrednosti, za uzorke kod kojih je sadržaj krečnjačkog brašna iznosio 0, 10, 30 i 50% redom. U suprotnosti sa prethodnim razmatranjima, autori (Dhir *et al.*, 2007) nisu utvrdili negativan uticaj KB na otpornost aeriranih betona (oko 5% uvučenog vazduha) na dejstvo mraza nakon 56 ciklusa smrzavanja i odmrzavanja. U ovom istraživanju korišćena je relativno niska početna količina cementa od 285 kg/m^3, koji je sukcesivno zamenjen po masi u iznosima od 0, 15, 25, 35 i 45%. Usvojena je visoka vrednost w/p = 0,58 faktora, što je rezultiralo veoma niskim čvrstoćama betona u opsegu 10-40 MPa (mereno na kocki ivice 150 mm). I pored toga, svi aerirani betoni pokazali su izuzetnu otpornost na dejstvo mraza (količina oljuštenog materijala oko 0,05 kg/m^2).

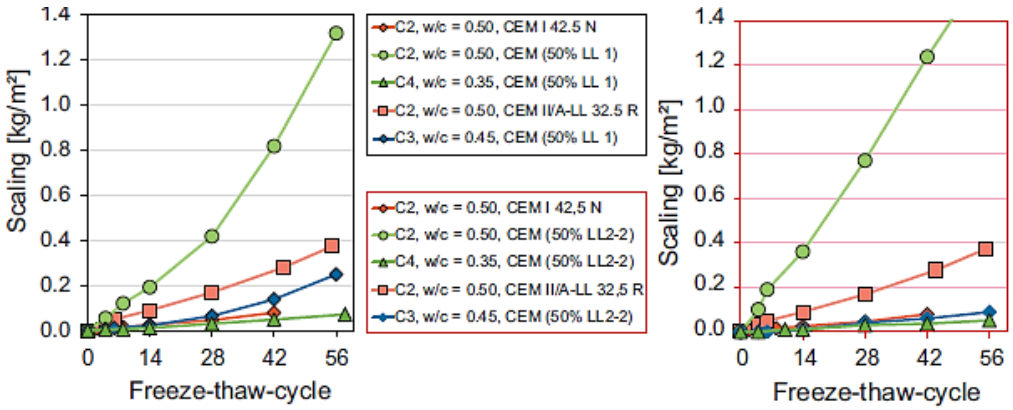
Palm i saradnici (Palm *et al.*, 2016) su ispitivali betone kod kojih je 50% cementa zamenjeno KB različite finoće i hemijskog sastava (LL1 i LL2), fizičko-hemijskih svojstava kao u tabeli 2.2. Spravljene su tri serije uzoraka sa različitim količinama praškaste komponente (C2-320 kg/m^3, C3-335 kg/m^3 i C4-380 kg/m^3) i w/p faktorima (0,50; 0,45 i 0,35), a korišćen je i komercionalno dostupan kompozitni cement CEM II/A-LL koji sadrži 6-20% KB. Rezultati ovog ispitivanja prikazani su na slikama 2.36 i 2.37.



Slika 2.36 Čvrstoća pri pritisku i sadržaj uvučenog vazduha ispitanih betona (Palm et al., 2016)

Najveću otpornost na mraz pokazali su redom betoni sa oznakama C4-0,35-50%LL2-2; C4-0,35-50%LL1; C3-0,45-50%LL2-2; i C2-0,50-CEM I 42,5N, iako je razlika između njih praktično zanemarljiva. Objašnjenje može biti u činjenici da najbolja mešavina pored solidne čvrstoće (niskog w/p faktora), ima najviši sadržaj uvučenog vazduha, što u ovom slučaju može

biti od velikog značaja. Ovoj tvrdnji u prilog ide i činjenica da je treća mešavina, i pored najniže čvrstoće (oko 36 MPa) i najvećeg sadržaja uvučenog vazduha (oko 4,8%) postigla veoma dobru otpornost.



Slika 2.37 Količina oljuštenog materijala u različitim ciklusima smrzavanja i odmrzavanja (Palm et al., 2016)

Druga mešavina sadrži sitnije KB, što je u kombinaciji sa niskim w/p faktorom verovatno rezultiralo velikom kompaktnošću i posledično najvišom čvrstoćom (77 MPa), tj. najmanjim sadržajem uvučenog vazduha (0,9%). I većina ostalih mešavina je takođe postigla zadovoljavajuću otpornost na mraz (količina oljuštenog materijala nakon 56 ciklusa smrzavanja i odmrzavanja bila je manja od 0,4 kg/m^2). Na kraju, izdvajaju se dve mešavine C2-0,50-50%LL1 i C2-0,50-50%LL2-2 koje su zbog visokog w/p faktora i manje količine cementa imale relativno nisku čvrstoću (40 MPa) i veoma slabu otpornost na mraz (količina oljuštenog materijala veća od 1,3 kg/m^2). Dakle, na osnovu prethodnih razmatranja može se zaključiti da i betoni sa značajno redukovanim sadržajem veziva, uz korekciju w/p (ili w/c) faktora mogu postići istu ili veći otpornost na mraz, u poređenju sa klasičnim CB. Ukoliko se ne izvrši korekcija, već se usvoji konstantan w/p faktor, sa povećajnem sadržaja KB otpornost na mraz opada, odnosno količina oljuštenog materijala se linearno (ili čak eksponencijalno) povećava (Dhir *et al.*, 2007). Međutim, u ovom slučaju, i pored relativno visokog w/p = 0,52 faktora (količina cementa u referentnoj mešavini 355 kg/m^3), praktično su sve mešavine, bez obzira na čvrstoću (47-20 MPa) i sadržaj KB (0-45%) pokazale dobru otpornost na mraz (≤ 0,4 kg/m^2 oljuštenog materijala). Tačnije, jedino je mešavina sa 45% KB i veoma niskom čvrstoćom od 20 MPa, imala blago prekoračenje ove vrednosti (0,44 kg/m^2). Povećanjem w/p faktora na 0,62 i smanjenjem količine cementa na 285 kg/m^3 dolazi do redukcije čvrstoće sa povećanjem KB i značajne degradacije otpornosti na mraz. I pored toga, jedino je mešavina sa 45% KB (13 MPa) prekoračila uslov propisan za klasu otpornosti MS1 (≤ 0,6 kg/m^2 oljuštenog materijala), (SRPS U.M1.206, 2023).

2.9. PENETRACIJA HLORIDA

2.9.1. Cementni betoni

Proces penetracije hlorida unutar betonske mase nema negativnih efekata po samu strukturu i ne uzorkuje fizičku degradaciju očvrslog betona. Međutim, kada hloridi (u dovoljnoj koncentraciji) prodru do armature, dolazi do depasivizacije zaštitnog sloja betona (pH vrednost sa 12-13 opada ispod 9) i same armature, čime su ispunjeni preduslovi za početak njene korozije. Proces korozije se može opisati nizom elektrohemijskih reakcija za čije su odvijanje neophodni kiseonik i voda. Budući da imaju jako štetan uticaj na armaturu, proces korozije usled dejstva hlorida se odvija veoma brzo. U određenom trenutku, usled povećanja

zapremine produkata korozije (2-3 puta) javljaju se upravni naponi zatezanja. Kada ovi naponi postanu dovoljno veliki doći će najpre do pojave podužnih prslina, a zatim i do odlamanja zaštitnog sloja i fizičke degradacije betona. Nakon toga, armatura postaje direktno izložena negativnim uticajima okoline, čime se proces korozije značajno ubrzava.

Procena otpornosti betona na penetraciju hlorida vrši se uglavnom putem ubrzanih testova, kod kojih se uzorci izlažu visokim koncentracijama hlorida u relativno kratkom vremenskom periodu. Jedna od metoda predikcije koja se zasniva na transportnom mehanizmu putem difuzije opisana je u standardu (NT Build 443, 1995). Kao alternativa prethodnom ispitivanju za čije je sprovođenje potrebno minimalno pet nedelja, najčešće se koristi metoda koja se bazira na migraciji hlorida (NT Build 492, 1999; EN 12390-18, 2018). Ovo ispitivanje je značajno kraće i traje od nekoliko sati, do nekoliko dana, a preporučeno je i od strane međunarodnog udruženja za konstrukcijski beton (*fib* bulletin 34, 2006). U tom slučaju najčešće se koriste opitna tela oblika cilindra dimenzija ø100/50 mm, koja se dobijaju isecanjem iz sredine livenih cilindara minimalne visine 100 mm. Sa jedne strane uzorka nalazi se 10% rastvor hlorida NaCl (katolit), dok se sa druge strane nalazi 1,2% rastvor natrijum hidroksida NaOH (anolit). Usled dejstva pogonske sile u vidu električnog napona podstiče se migracija hlorida od negativne elektrode sa jedne, do pozitivne elektrode, sa druge strane uzorka. Nakon završetka testa, uzorak se cepa na dva dela na koje se nanosi rastvor srebro nitrata, a zatim se meri dubina prodora hloridnih jona (x_d). Na osnovu ove veličine, određuje se koeficijent migracije hlorida, na sledeći način (NT Build 492, 1999; EN 12390-18, 2018):

$$D_{nssm} = \frac{0{,}0239(273+T)L}{(U-2)t} \cdot \left(x_d - 0{,}0238\sqrt{\frac{(273+T)Lx_d}{U-2}} \right) \quad [m^2/s] \tag{2.44}$$

- gde je:

U – vrednost primenjenog napona [V]

t – vreme trajanja testa [h]

T – srednja vrednost temperature rastvora na početku i na kraju testa [°C]

x_d –prosečna dubina penetracije hlorida [mm]

L – visina uzorka [mm]

Koeficijent migracije je ujedno i najvažniji parametar koji opisuje svojstva betona u pogledu otpornosti na penetraciju hlorida. Treba imati u vidu, da se u ovom slučaju hloridni joni kreću znatno brže nego kada se njihov transport vrši putem difuzije, pa ne može doći do (fizičkog i hemijskog) vezivanja hlorida, (Gruyaert, 2011). To se uzima u obzir uvođenjem funkcije starenja A(t), koeficijenta kojim se obuhvata uticaj spoljašnje sredine k_e i transfer parametra k_t u prethodni izraz. Nakon transformacije, dobija se izraz (2.45)(2.45) , koji služi za određivanje kritične vrednosti koncentracije hlorida [% mase cementa], (*fib* bulletin 34, 2006).

$$C_{crit} = C_{(x=a,t)} = C_0 + \left(C_{s,\Delta x} - C_0\right)\left[1 - erf\frac{a-\Delta x}{2\sqrt{k_e \cdot k_t \cdot A(t) \cdot D_{nssm} \cdot t}}\right] \tag{2.45}$$

- gde je:

C_0 – početni sadržaj hlorida [% mase cementa]

$C_{s,\Delta x}$ – sadržaj hlorida na razmatranoj dubini x u vremenu t [% mase cementa]

x – dubina na kojoj se nalazi razmatrani sadržaj hlorida [mm]

Δx – debljina konvencione zone [mm]

a – debljina zaštitnog sloja [mm]

t – vreme [godine]

erf – funkcija greške, $erf(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^x e^{-t^2} dt$

Smatra se da do depasivizacije armature dolazi kada koncentacija hlorida dostigne kritičnu vrednost, pa se ovaj parametar koristi i za predikciju upotrebnog veka konstrukcije (*fib* bulletin 34, 2006). Takođe, matematičkom transformacijom prethodnog izraza, moguće je za dobijeni kvalitet betona i uslove izloženosti, sračunati potrebnu debljinu zaštitnog sloja koja će osigurati upotrebni vek konstrukcije. Ovde treba naglasiti, da je izraz (2.45) razvijen za konvencionalne betone, pa treba računati na njegova potencijalna ograničenja prilikom korišćenja kod drugih vrsta betona, a naročito betona sa značajno redukovanom količinom cementa. Ipak, budući da se zasniva na eksperimentalno određenoj veličini koeficijenta migracije hlorida, čini se pogodnim (uz eventualne modifikacije) za praktičnu primenu kod svih vrsta betona.

Jedna od prvih metoda za brzu kvantifikaciju otpornosti betona na penetraciju hlorida je tzv. RCPT (Rapid chloride permeability test), predložena od strane Američkog državnog udruženja za puteve i transport, (Shahroodi, 2010). Ova metoda je u osnovi, veoma slična prethodno opisanoj, a njeno korišćenje regulisano je standardom (ASTMC1202-12, 2012). Bazira se na proceni električne provodljivosti betona na osnovu ukupnog prolaza naelektrisanih čestica u Kulonima (C) i još uvek se često koristi. Budući da opisuju isti fenomen, definisana je jednostavna linearna veza između koeficijenta migracije D_{nssm} i ukupnog prolaza naelektrisanih čestica (C), sledećeg oblika (Shahroodi, 2010):

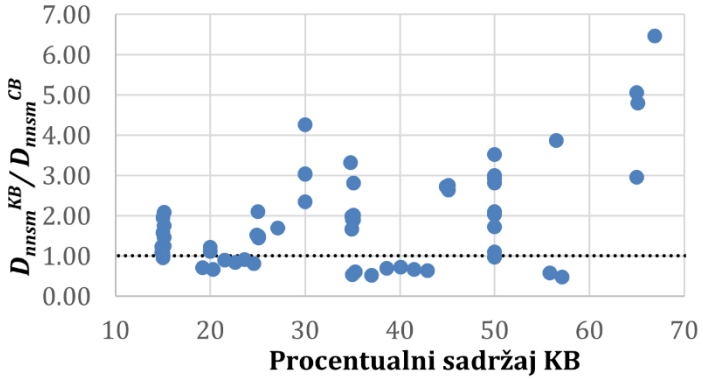
$$D_{nssm} = 0{,}006C - 0{,}004 \tag{2.46}$$

Ova veza je definisana na osnovu rezultata obimnog eksperimentalnog programa (Shahroodi, 2010) uz veoma visok koeficijent $R^2 = 0{,}98$ koji ukazuje na veliku povezanost ovih parametara. Pogodna je za praktičnu upotrebu, kada je potrebno izvršiti konverziju veličina dobijenih korišćenjem različitih testova i njihovu eventualnu komparaciju. Bez posebnog naglašavanja, korišćena je u ovom radu kada god se ukazala potreba za konverzijom parametara.

Generalno, otpornost betona na penetraciju hlorida dominantno zavisi od kvaliteta i mikrostrukture cementne matrice, kao i mogućnosti vezivanja slobodnih hlorida (Dhir *et al.*, 2007). Uticaj agregata je uglavnom od sekundarnog značaja (Muravljov, Zakić and Radević, 2022). Poslednjih godina primetno je povećanje broja radova koji se bave uticajem KB na ovu otpornost betona. Dominantno je zastupljeno mišljenje da betoni sa visokim sadržajem KB imaju slabiju ili značajno slabiju otpornost, u poređenju sa odgovarajućim CB (Elgalhud, Dhir and Ghataora, 2016).

2.9.2. Uticaj KB na otpornost betona na penetraciju hlorida

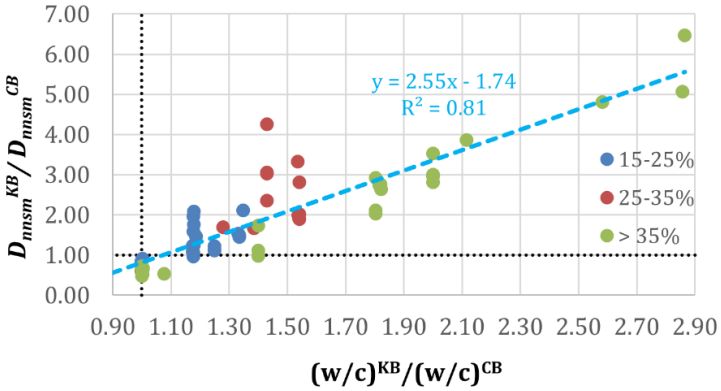
Kako bi se dodatno razjasnio uticaj pojedinih parametara na otpornost betona na penetraciju hlorida, prikupljeni su podaci iz 11 studija (Dhir *et al.*, 2007; Ramezanianpour *et al.*, 2009; Bertolini, Lollini and Redaelli, 2011; Bertolini *et al.*, 2013; Lollini, Redaelli and Bertolini, 2014; Neufert *et al.*, 2014; Celik *et al.*, 2015; da Silva and de Brito, 2015; Li and Kwan, 2015b; da Silva and Jorge de Brito, 2016; Faustino *et al.*, 2016). Ukupno je obuhvaćeno 21 mešavina CB i 63 mešavine sa određenim (15-70%) sadržajem KB. Normalizovana vrednost koeficijenta migracije hlorida betona sa KB (D_{nnsm}^{KB}) i uporednih CB (D_{nnsm}^{CB}), prikazana je na slici 2.38.



Slika 2.38 Uticaj KB na vrednost koeficijenta migracije hlorida

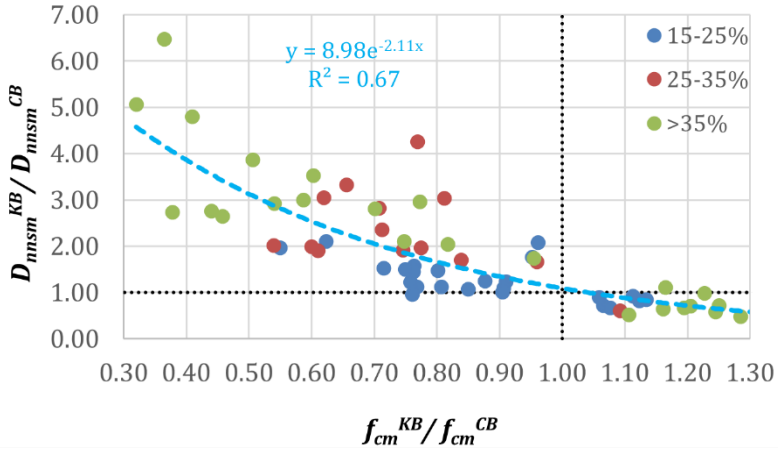
I pored relativno velikog rasipanja rezultata, opaža se dominantno negativan efekat KB na otpornost betona na penetraciju hlorida, što potvrđuje prethodno iznete stavove. Objašnjenje se može potražiti u nekoliko činjenica. Jedan od glavnih razloga je umanjen sadržaj aluminatne faze koji se javlja kao posledica hemijske reakcije KB i dostupnih aluminata. Produkti ove reakcije su hemikarbonati i monokarbonati koji su stabilniji od monohloraluminat-hidrata (Fridelova so), pa hloridni joni ne mogu reagovati sa aluminatnom fazom (hemijsko vezivanje). Na ovaj način, pored povećavanja broja slobodnih hloridnih jona koji negativno utiču na otpornost betona (Wang *et al.*, 2018), onemogućava se i formiranje dodatnih monohloraluminat-hidrata čime se povećava poroznost i transport hlorida putem difuzije (Gruyaert, 2011). Još, jedan od razloga za lošiju otpornost jeste smanjena mogućnosti vezivanja hlorida na površini C-S-H (trikalcijumsilikat-hidrat) veze (fizičko vezivanje), usled smanjene količine cementa (Wang, Yang and Chen, 2017). Na kraju, sa povećanjem sadržaja KB efekat razblaživanja cementne paste postaje izraženiji, što smanjuje kvalitet i povećava poroznost cementnog kamena, smanjujući pritom otpornost na penetraciju hlorida (John *et al.*, 2018). Smanjenje vezivne komponente utiče i na redukciju sadržaja hlorida neophodnih za početak korozije (John *et al.*, 2018), jer se smanjuje broj vezanih hlorida koji ne mogu biti uzrok korozije (Kayyali and Haque, 1995), a povećava broj slobodnih hloridnih jona koji će, ukoliko dođu u kontakt sa armaturom, inicirati njenu koroziju.

I pored svega navedenog, na slici 2.38 se uočava da se mogu napraviti betoni sa velikim sadržajem KB (skoro 60%), koji će imati sličnu ili bolju otpornost na penetraciju hlorida u poređenju sa konvencionalnim CB. Praktično sve tačke na ovom dijagramu koje se nalaze ispod linije y = 1, preuzete su iz rada (Li and Kwan, 2015b). U pomenutom radu, svi betoni koji su sadržali KB imali su veću otpornost u poređenju sa CB.



Slika 2.39 Efekat w/c faktora na koeficijent migracije hlorida

Sa jedne strane uticaj w/p faktora na otpornost betona na penetraciju hlorida ostaje nerazjašnjen, prvenstveno zbog velikog rasipanja rezultata (R^2 = 0,22). U svakom slučaju, pri usvojenom pristupu w/p = const, dobijene su u proseku 2 puta bolje otpornosti CB u poređenju sa betonima koji su sadržali KB. Sa druge strane, dobijena je jaka (R^2 = 0,81) linearna zavisnost normalizovane vrednosti koeficijenta migracije i w/c faktora betona sa KB i CB, slika 2.39. To ukazuje da je otpornost betona na penetraciju hlorida dominantno uslovljena veličinom w/c faktora. Povećanje w/c faktora dovodi do značajnog opadanja otpornosti ovih betona na penetraciju hlorida u poređenju sa odgovarajućim CB. U cilju dobijanja iste ili slične otpornosti betona, potrebno je usvajanje manjeg ili istog w/c faktora betona sa KB i CB.



Slika 2.40 Otpornost betona na penetraciju hlorida u funkciji čvrstoće

I čvrstoća betona može značajno da utiče na otpornost na penetraciju hlorida. Slika 2.40 opisuje ovaj uticaj putem eksponencijalne veze normalizovane vrednosti čvrstoće i koeficijenta migracije hlorida. Iako je koeficijent determinacije nešto niži nego u prethodnom slučaju, ova veza se još uvek može smatrati dovoljno pouzdanom ($R^2 \approx 0,7$). Da postoji određena veza ovih veličina, potvrdili su na osnovu svojih rezultata, do 50% zamene (Palm *et al.*, 2016). Pored toga, oni su utvrdili i pozitivan efekat količine uvučenog vazduha.

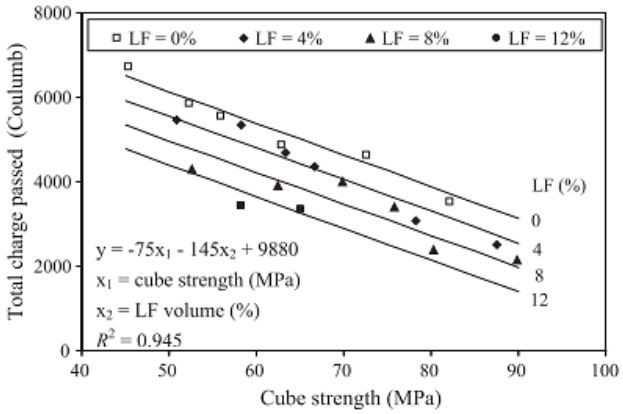
2.9.3. Preporuke za procenu otpornosti betona sa KB

Konačno, Li i Kvan (Li and Kwan, 2015b) koristeći rezultate obimnog eksperimentalnog ispitivanja u kome su izvršili zapreminsku zamenu cementne paste do 12% (do 55% mase cementa), predlažu vezu ukupnog prolaza naelektrisanih čestica (C), u funkciji čvrstoće betona pri pritisku i zapreminskog sadržaja KB izraženog u procentima, slika 2.41.

Uz korišćenje izraza (2.46), ova veza se može prikazati u sledećem obliku:

$$D_{nssm} = -0,45 f_{cm} - 0,87 L_s + 59,284 \qquad (2.47)$$

Dobijen je izuzetno visok koeficijent determinacije od R^2 = 0,95 koji ukazuje na veliku pouzdanost predikcije, ali se ovaj izraz ne može generalizovati, jer predstavlja rezultate samo jedne studije.



Slika 2.41 Zavisnost ukupnog prolaza naelektrisanih čestica, čvrstoće betona i sadržaja KB (Li and Kwan, 2015b)

Na kraju, ustanovljeno je da period nege uzoraka ima veliki uticaj na otpornost betona na penetraciju hlorida (Ramezanianpour *et al.*, 2009; Zhang, Wang and Chen, 2016). Povećanje nege sa 28 dana na 90 dana rezultiralo je povećanjem otpornosti 10-60% (najveći uticaj za CB). Naknadno produženje nege do 180 ili 360 dana, donosi dodatni benefit u vidu 25-80% povećane otpornosti u poređenju sa uzorcima koji su negovani 28 dana. Nažalost, ove dužine nege su u praksi neprihvatljive. Međutim, nisu pronađene studije koje analiziraju uticaj nege u periodu od 1-28 dana, što je od najvećeg praktičnog interesa.

2.10. KARBONATIZACIJA

2.10.1. Cementni betoni

Ugljen dioksid (CO_2) koji je prisutan u vazduhu putem difuzije prodire u beton, pri čemu dolazi do njegovog rastvaranja u vodi (H_2O) koja je prisutna u pornom rastvoru, što dovodi do formiranja ugljenične kiseline ($CO_2 + H_2O \rightarrow H_2CO_3$), (Carević, 2020). Ugljenična kiselina dalje reaguje sa visoko alkalnim fazama betona kao što su kalcijum hidroksid ($Ca(OH)_2$) i hidrosilikat kalcijuma (C-S-H). Rezultat ove hemijske reakcije predstavlja formiranje kalcijum karbonata ($H_2CO_3 + Ca(OH)_2 \rightarrow CaCO_3 + 2H_2O$), koji spada u grupu neorganskih nerastvorljivih soli. Usled ove reakcije smanjuje se inicijalna poroznost betona, budući da je zapremina kalcijum karbonata oko 12% veća od zapremine kalcijum hidroksida (Borges *et al.*, 2010). Osim što dovodi do dekalcifikacije C-S-H minerala, proces karbonatizacije ne uzrokuje fizičku degradacije betona. Sa druge strane, usled reakcije ugljenične kiseline sa visokoalkalnim fazama dolazi do opadanja pH vrednosti betona, što će u nekom trenutku (kada je pH<9) izazvati depasivizaciju armature, čime su ispunjeni uslovi za početak korozije. Dakle, i u ovom slučaju, degradacija betona izazvana je produktima korozije armature. Smatra se da je proces karbonatizacije jedan od glavnih mehanizama deterioracije AB konstrukcija (Carević, 2020).

Za određivanje karbonatizacione otpornosti betona koriste se opitna tela različitih oblika (prizme, kocke, cilindri). Ispitivanje se najčešće vrši ubrzanim testovima, izlaganjem uzoraka povišenim koncentracijama CO_2 (2-4%) u periodu od 7 do 70 dana (*fib* bulletin 34, 2006; EN 12390-12, 2018). Pored toga, ispitivanja se mogu izvršiti i kada su uzorci izloženi prirodnoj koncentraciji CO_2 (oko 400 ppm), ali u ovom slučaju čitav proces traje znatno duže (minimalno 3, 6 i 12 meseci) i praktično nema vremenskog ograničenja (*fib* bulletin 34, 2006; EN 12390-10, 2018). Nakon završetka izlaganja na sveže polomljenom uzorku se nanosi rastvor fenoftaleina (obojeni indikator), a zatim se meri dubina karbonatizacije (x_c) u određenom broju tačaka duž svake ivice. Na osnovu izmerene dubine karbonatizacije i

perioda izloženosti (t), za određene uslove sredine (koncentracija CO_2, temperatura, vlažnost) može se sračunati koeficijent karbonatizacije (k_c) , koristeći naredni izraz:

$$x_c = k_c \cdot \sqrt{t} = K \cdot \sqrt{CO_2} \cdot \sqrt{t} \tag{2.48}$$

U poslednjem delu izraza (2.48), uvedeni koeficijent *K* zavisi od svojstava ispitivanog betona, vlažnosti i temperature sredine, ali ne zavisi od koncentacije ugljen dioksida CO_2 [%]. Zahvaljujući ovoj činjenici, moguće je izvršiti komparaciju dubine karbonatizacije ($x_{c,1}$) *i* ($x_{c,2}$) uzoraka od istog betona, koji su bili izloženi različitim koncetracijama ugljen dioksida $(CO_2)_1$ i $(CO_2)_2$ u vremenima (t_1) i (t_2), jednačina (2.49):

$$\frac{x_{c,1}}{x_{c,2}} = \frac{\sqrt{(CO_2)_1} \cdot \sqrt{t_1}}{\sqrt{(CO_2)_2} \cdot \sqrt{t_2}} \rightarrow x_{c,1} = x_{c,2} \cdot \frac{\sqrt{(CO_2)_1} \cdot \sqrt{t_1}}{\sqrt{(CO_2)_2} \cdot \sqrt{t_2}} \tag{2.49}$$

Korišćenjem ovog izraza, može se na osnovu ubrzanog testa izvršiti procena dubine karbonatizacije u prirodnim uslovima za određeni vremenski period. Budući da ovaj izraz ne može da obuhvati uslove sredine, kao i dužinu nege uzoraka, u praksi se za procenu dubine karbonatizacije u određenom vremenu $x_c(t)$ uglavnom koriste potpuniji izrazi, kao što je opšteprihvaćen predlog Međunarodnog udruženja za konstrukcijski beton, MC10 (*fib*, 2013):

$$x_c(t) = W(t) \cdot k \cdot \sqrt{t} = W(t) \cdot \sqrt{2 k_e k_c R_{NAC,0}^{-1} C_s} \cdot \sqrt{t} \tag{2.50}$$

- gde je:

W(t) – vremenska funkcija

k – koeficijent karbonatizacije koji uzima u obzir uticaj sredine, nege i koncentracije CO_2

k_e – funkcija koja uzima u obzir vlažnost sredine

k_c – koeficijent koji obuhvata dužinu nege betona

R^{-1}_{NAC} – inverzna efektivna karbonatizaciona otpornost betona u prirodnim uslovima izloženosti [(mm^2/godine)/(kg/m^3)]

C_s – koncentracija ugljen dioksida u vazduhu [kg/m^3]

$$k_e = \left(\frac{1 - \left(\frac{RH_{real}}{100}\right)^5}{1 - \left(\frac{RH_{ref}}{100}\right)^5} \right)^{2,5} \tag{2.51}$$

RH_{real} – relativna vlažnost karbonatizovanog sloja betona, pretpostavlja se da je jednaka relativnoj vlažnosti vazduha sredine

RH_{ref} – referentna relativna vlažnost vazduha koja iznosi 65%

$$k_c = \left(\frac{t_c}{7}\right)^{-0,567} \tag{2.52}$$

t_c – trajanje nege betona u danima

Inverzna efektivna karbonatizaciona otpornost betona u prirodnim uslovima izloženosti predstavlja svojstvo betona koje prvenstveno zavisi od w/c faktora i količine i tipa cementa. Određuje se iz jednačine:

$$R_{NAC}^{-1} = k_t \cdot R_{ACC}^{-1} + \varepsilon_t \tag{2.53}$$

- gde je:

k_t – regresioni parametar koji uzima u obzir efekat ubrzanog testa, za CB sa prirodnim agregatom odgovara normalnoj raspodeli sa srednjom vrednošću od 1,25

ε_t – funkcija greške, za CB sa prirodnim agregatom odgovara normalnoj raspodeli sa srednjom vrednošću od 315,5 [(mm^2/godine)/(kg/m^3)]

Inverzna efektivna karbonatizaciona otpornost betona pri ubrzanoj karbonatizaciji (R^{-1}_{ACC}), određuje se eksperimentalno na osnovu izmerene dubine karbonatizacije nakon 28 dana, koristeći ubrzani test (temperatura 20°C, vlažnost vazduha 65%, koncentracija CO_2 od 2%):

$$R_{ACC}^{-1} = \left(\frac{x_c}{\tau}\right)^2 = \left(\frac{x_c}{\sqrt{2C_s t}}\right)^2 \tag{2.54}$$

- gde vremenska konstanta iznosi τ = 420 [(s/kg/m^3)$^{0.5}$], za prethodno opisane uslove eksperimenta. U slučaju drugačijih uslova, može se koristiti drugi deo jednačine (2.54).

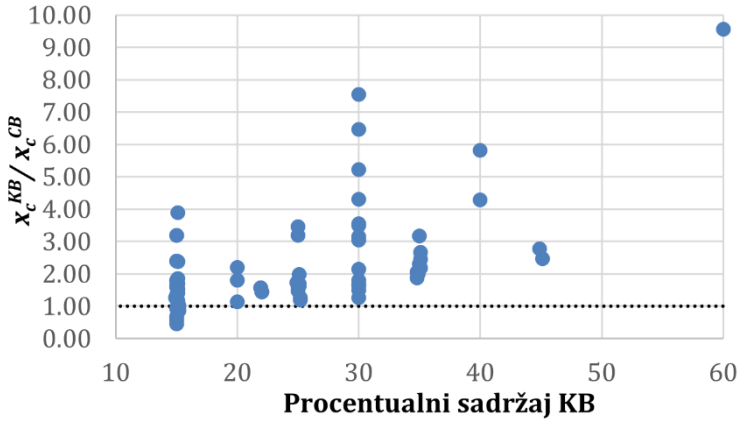
Alternativno, inverzna efektivna karbonatizaciona otpornost betona u prirodnim uslovima izloženosti (R^{-1}_{NAT}), može se sračunati na osnovu izmere dubine karbonatizacije u prirodnim uslovima. Transformacijom izraza (2.50) dobija se:

$$R_{NAC}^{-1} = \frac{x_c(t)^2}{2k_e k_c C_s t W(t)} \tag{2.55}$$

Na prethodno opisani način, koristeći rezultate ubrzanog karbonatizacionog testa nakon svega 28 dana, može se proceniti očekivana dubina karbonatizacije betona u prirodnim uslovima izloženosti, nakon određenog vremena (npr. 50 godina). Drugim rečima, može se za usvojenu debljinu zaštitnog sloja betona sračunati očekivani upotrebni vek konstrukcije. Treba naglasiti da su ovi izrazi validni samo u slučaju kada se radi o klasičnim CB, dok se za betone sa redukovanim sadržajem cementa i velikim sadržajem KB njihova tačnost mora dodatno ispitati i dokazati.

2.10.2. Uticaj KB na karbonatizacionu otpornost

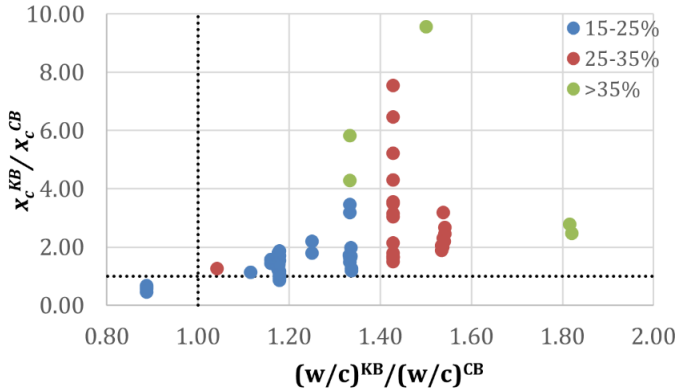
Uticaj KB na karbonatizacionu otpornost betona detaljnije je analiziran koristeći dostupne rezultate iz 11 studija (Collepardi *et al.*, 2004; Dhir *et al.*, 2007; Bertolini, Lollini and Redaelli, 2011; Bertolini *et al.*, 2013; Marques, Chastre and Nunes, 2013; Lollini, Redaelli and Bertolini, 2014; Meddah, Lmbachiya and Dhir, 2014; Wang, Yang and Chen, 2017; Faustino *et al.*, 2017; Lollini and Redaelli, 2021; Steiner *et al.*, 2022). Ukupno je selektovano 84 podatka (ubrzana i prirodna karbonatizacija) koji se odnose na betone sa KB i još 23 podatka uporednih CB. Na slici 2.42 prikazan je uticaj procentualnog sadržaja KB na normalizovanu vrednost dubine karbonatizacije betona sa KB i uporednih CB (x_c^{KB}/ x_c^{CB}). Očigledan je negativan efekat KB na ovu veličinu, što je u saglasnosti sa zaključcima drugih autora (Bertolini, Lollini and Redaelli, 2011; Elgalhud, Dhir and Ghataora, 2017; Marinković, Radović and Carević, 2023). Štaviše, sa povećanjem sadržaja KB karbonatizaciona otpornost eksponencijalno opada. Pored toga, primećuje se i veliko rasipanje rezultata, pa je uspostavljena veza nedovoljno pouzdana, sa relativno niskom vrednošću koeficijenta determinacije. Ovo je sasvim očekivano budući na veliki broj parametara koji potencijalno utiču na ovo svojstvo betona (Carević and Ignjatović, 2019; Carević, Ignjatović and Dragaš, 2019).



Slika 2.42 Uticaj KB na karbonatizacionu otpornost betona

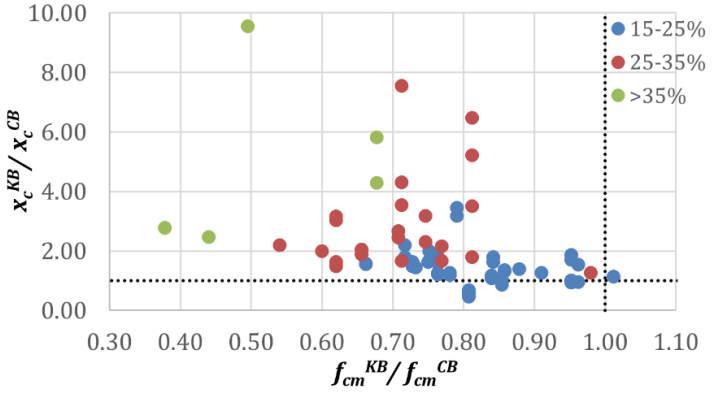
Za razliku od CB kod kojih formiranje kalcijum karbonata usled karbonatizacije smanjuje inicijalnu poroznost, kod betona koji sadrže određene mineralne dodatke može doći do pojave potpuno suprotnog efekta, tj. povećanja poroznosti (Thiery *et al.*, 2007). Do povećanja poroznosti i pada kvaliteta cementnog kamena dolazi i zbog razblaživanje cementne paste (John *et al.*, 2018). Time se omogućava brži prodor ugljen dioksida kroz beton. Dodatno, slabija karbonatizaciona otpornost ovih betona može se objasniti i smanjenim sadržajem alkalnih rezervi usled njihove hemijske reakcije sa KB (John *et al.*, 2018). Najpre se usled pomenute reakcije potroši deo kalcijum hidroksida, što rezultira manjom količinom ovog minerala dostupnog za reakciju sa ugljen dioksidom. Procenjeno je da se na 1 g reagovanog KB potroši oko 0,35 g kalcijum hidroksida (Wang, 2018). To se negativno odražava na karbonatizacionu otpornost betona, jer omogućava ubrzano kretanje karbonatizacionog fronta (Younsi *et al.*, 2013; Wang *et al.*, 2018). Nakon toga, dolazi i do brže razgradnje, odnosno dekalcifikacije C-S-H minerala (Castellote *et al.*, 2009).

Za razliku od ostalih svojstava, naročito fizičkih, betona koji sadrže KB koja su dominantno kontrolisana normalizovanom vrednošću w/c faktora [$(w/c)^{KB}/(w/c)^{CB}$], u slučaju karbonatizacije ovaj efekat nije moguće pouzdano utvrditi, slika 2.43. To je potpuno neočekivano, jer je uticaj ovog parametra na kvalitet i poroznost cementnog kamena, a samim tim i na svojstva betona, izuzetno veliki. Pretpostavlja se da je veliko rasipanje rezultata izazvano brojnim pobrojanim faktorima koji utiču na karbonatizaciju betona, zbog čega sam efekat w/c faktora ne može jasno doći do izražaja. Možda bi veći broj ispitivanja potvrdio činjenicu da se sa povećanjem w/c odnosa povećava i dubina karbonatizacionog fronta.



Slika 2.43 Karbonatizaciona otpornost u funkciji w/c faktora

Slično se može konstatovati i kada je u pitanju čvrstoća betona pri pritisku. Osim činjenice da linija trenda nagoveštava da se sa povećanjem čvrstoće betona povećava i njegova karbonatizaciona otpornost (što je očekivano), ne mogu se dati precizniji zaključci. I u ovom slučaju rasipanje rezultata je ogromno, a koeficijent determinacije veoma mali (R^2 = 0,19).



Slika 2.44 Veza dubine karbonatizacije i čvrstoće betona pri pritisku

2.10.3. Preporuke za predikciju otpornosti betona sa KB

Model za predikciju dubine karbonatizacije betona sa različitim vrstama mineralnih dodataka, kojim je pokušano da se obuhvati veliki broj parametara koji utiču na ovaj proces i uvaži sam proces hidratacije, predložio je Papadakis (Papadakis, 2000). Wang je u radu (Wang, 2020) predložio delimičnu modifikaciju pomenutog modela, kako bi se omogućilo njegovo korišćenje i kod betona sa velikim sadržajem KB, jednačina (2.56):

$$x_c = \sqrt{\frac{2D \cdot CO_2 \cdot t}{0{,}33CH + 0{,}214CSH}} \tag{2.56}$$

- gde je:

D – koeficijent difuznosti CO_2 koji zavisi od poroznosti i uslova izloženosti

CH – masa kalcijum hidroksida

CSH – masa hidrosilikata kalcijuma

$$D = 6{,}1 \cdot 10^{-6} \left(\frac{\varepsilon}{\frac{c}{\rho_c} + \frac{Ls}{\rho_{LS}} + \frac{w}{\rho_w}} \right)^3 \cdot \left(1 - \frac{RH}{100}\right)^{2,2} \cdot exp\left[\beta\left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T}\right)\right] \tag{2.57}$$

- gde su aktivaciona energija difuzije β = 4270 i referentna temperatura T_{ref} = 293K.

Poroznost karbonatizovanog betona računa se na sledeći način:

$$\varepsilon = \frac{w}{\rho_w} - \frac{0{,}25 \cdot c \cdot \alpha}{\rho_{cw}} - \frac{1{,}62 \cdot L_S \cdot \alpha_{LS}}{\rho_{cw}} - \Delta\varepsilon_c \tag{2.58}$$

Koeficijent koji obuhvata uticaj karbonatizacije na poroznost Δε, može se odrediti na osnovu promene čvrste zapremine reaktanata i produkata karbonatizacije.

Sadržaj minerala koji karbonatizuju može se odrediti iz izraza:

$$CH = R_{CH} \cdot c \cdot \alpha \tag{2.59}$$

$$CSH = 2{,}85 \cdot f_{sc} \cdot c \cdot \alpha \tag{2.60}$$

- gde R_{CH} predstavlja količinu proizvedenog kalcijum hidroksida u jediničnoj masi hidrata cementa, f_{cs} predstavlja težinski udeo silicijum dioksida (SiO_2) u cementu. Ostale oznake su poznate iz prethodnih izraza. Postoji i modifikovana verzija ovog modela kojom se pokušava obuhvatiti i uticaj naponskog stanja (pritisak i zatezanje) uvođenjem koeficijenta λ (Wang *et al.*, 2022). Modeli su testirani samo na betonima sa maksimalno 20% KB, gde je postignuta dobra korelacija. Čini se da je složenost ovih modela najveća prepreka njihovoj svakodnevnoj praktičnoj primeni.

2.11. SKUPLJANJE BETONA

2.11.1. Cementni betoni

Smanjenje zapremine neopterećenih betonskih uzoraka u toku vremena koje se javlja usled hemijske reakcije hidratacije i promene vlažnosti, tj. migracije vlage unutar cementnog kamena, predstavlja pojavu koja se u literaturi definiše kao skupljanje betona. Proces skupljanja je najintenzivniji u prvim danima (satima) nakon betoniranja, dok se kasnije značajno umanjuje, a nakon dovoljno dugo vremena asimptotski teži nekoj graničnoj vrednosti. Ukupna deformacija skupljanja, u zavisnosti od same kinetike ovog fenomena može se podeliti u tri glavne faze:

- Plastično skupljanje
- Autogeno (sopstveno) skupljanje
- Skupljanje usled sušenja

U literaturi se može pronaći još jedna faza u koju spada tzv. hidrataciono ili hemijsko skupljanje. Ovaj deo skupljanja javlja se kao posledica kontrakcije zapremine produkata hidratacije u najranijoj fazi vezivanja čiji je rezultat najčešće pojava određenog broja pora u cementnom gelu (Rezvani, Proske and Graubner, 2019; Muravljov, Zakić and Radević, 2022). Ovaj deo skupljanja je relativno mali i praktično ga je nemoguće registrovati. Kako se odvija na samom početku procesa hidratacije kada je beton još uvek u svežem (fluidnom) stanju, nije od značaja jer ne utiče na naponsko stanje elementa.

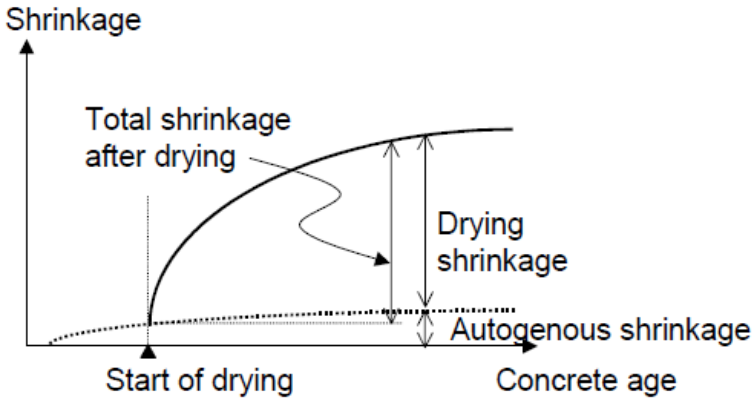
Nakon toga, još uvek u početnoj fazi procesa hidratacije, a pre završetka vezivanja, nastupa period kada dolazi do razvoja plastičnog skupljanja. Ono je usko povezano sa gubitkom vlage, najčešće na slobodnoj površini betona. Iako najveća od svih pomenutih faza, uglavnom ne izaziva dodatne napone u konstruktivnim elementima, pa se često zanemaruje (Muravljov, Zakić and Radević, 2022). Međutim, kada se gubitak vlage odvija brže od njene migracije kroz betonsku masu ka površini, mogu doći do pojave određenih napona zatezanja koji će uzrokovati pojavu prslina na elementu (jer je čvrstoća pri zatezanju još uvek nedovoljna za njihovo prihvatanje), (Woodson, 2009; Dhir *et al.*, 2019).

Nakon očvršćavanja betona (cementnog kamena), za nastavak procesa hidratacije potrebna je određena količina vode. Ukoliko ona nije dostupna spolja, tada dolazi do samoisušivanja betona, jer se konzumiraju kapilarna i gelska voda (Gribniak, Kaklauskas and Bacinskas, 2008; Tošić, 2017). Ovaj proces naziva se autogeno ili sopstveno skupljanje betona *(autogenous shrinkage)* i može se nesmetano odvijati bez direktne razmene vlage betonskog elementa i njegove okoline. Učešće autogenog skupljanja u ukupnoj deformaciji skupljanja za klasične betone normalnih čvrstoća nije naročito veliko i često se zanemaruje u praksi.

Konačno, zapreminska kontrakcija koja se javlja prilikom sušenja betona, definiše se kao skupljanje usled sušenja *(drying shrinkage)*. Ova faza skupljanja odvija se usled direktne razmene vlage između betonskog elementa i njegove okoline, najčešće putem difuzije (Gribniak, Kaklauskas and Bacinskas, 2008). Usled težnje da se unutrašnja vlažnost elementa izjednači sa spoljašnjom (vlažnost sredine), dolazi do migracije vode iz kapilarnih pora. To

uzrokuje pojavu kapilarnih sila koje izazivaju napone zatezanja, usled čega dolazi do skupljanja.

Najveći uticaj na naponsko stanje AB elementa imaju faze skupljanja koje se javljaju nakon očvršćavanja betona (završetka procesa vezivanja), a to su autogeno i skupljanje usled sušenja. Do pojave unutrašnjih napona dolazi usled neravnomernog skupljanja koje je posledica nehomogene strukture betona, ali i prisustva armature u betonu. Veličine pomenutih faza skupljanja i vremenski tok njihovog razvoja prikazani su na slici 2.45. Očigledno je da skupljanje usled sušenja ima višestruko veći udeo u ukupnom skupljanju, od samog autogenog skupljanja.



Slika 2.45 Vremenski tok pojedinih faza skupljanja (Sakata and Shimomura, 2004)

Pravilnom negom u određenom periodu nakon betoniranja, može se nadoknaditi gubitak vlage i odložiti početak skupljanja, ali i njegova veličina, dok se ne postigne dovoljna čvrstoća pri zatezanju betona koja bi omogućila prihvatanje ovih napona bez pojave prslina. Sličan efekat se postiže i odlaganjem uklanjanja oplate, jer njeno postojanje sprečava migraciju vlage iz betona. Teorijski, ukoliko je migracija vode iz betona u potpunosti sprečena, neće biti ni skupljanja usled sušenja. Čini se da nega neće previše uticati na konačnu veličinu deformacije skupljanja, već samo na njen vremenski tok (BAB 87, 1995). To implicira da se prilikom samog merenja veličine skupljanja, ne kvantifikuju samo deformacije usled neke od pomenutih faza, već ukupna deformacija skupljanja (Muravljov, Zakić and Radević, 2022).

Ispitivanje skupljanja se vrši na prizmatičnim ili cilindričnim uzorcima propisanih dimenzija, u strogo kontrolisanim termohigrometrijskim uslovima, u skladu sa (EN 12390-16, 2019). Ukupna dilatacija skupljanja (ε_{cs}) određuje se kao količnik, razlike dužine uzorka u posmatranom trenutku l(t) i početne dužine uzorka l(t_0), i veličine merne baze (L_0). Kao najvažniji parametri koji utiču na veličinu skupljanja betona i njen vremenski tok, izdvajaju se količina i vrsta cementa, w/c faktor, granulometrijski sastav mešavine, dužina nege, dimenzije elementa, kao i relativna vlažnost i temperatura sredine u kojoj se posmatrani element nalazi.

Postoje i brojni teorijski modeli za procenu deformacije skupljanja betona (BAB 87, 1995; *fib*, 2013; Bažant *et al.*, 2015; EN 1992-1-1, 2015). Svi oni pretrpeli su niz modifikacija kroz višedecenijsko unapređenje znanja i verefikaciju na osnovu dostupnih eksperimentalnih podataka. U nastvaku su detaljno opisana dva predloga koja su pronašla svoje mesto u Evropskoj tehničkoj regulativi. To je predlog trenutno važećeg Evropskog standarda EC2 (EN 1992-1-1, 2015) i preporuka Evropskog udruženja za konstukcijski beton MC10 (*fib*, 2013).

EC2 (EN 1992-1-1, 2015) definiše ukupnu dilataciju skupljanja (ε_{cs}) kao zbir dilatacija skupljanja usled sušenja (ε_{cd}) i autogenog skupljanja (ε_{ca}):

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \tag{2.61}$$

Vremenski tok dilatacije skupljanja usled sušenja opisan je izrazom:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \tag{2.62}$$

- gde je:

$\beta_{ds}(t,t_s)$ – vremenska funkcija

k_h – koeficijent koji uzima u obzir deo preseka koji je izložen sušenju

$\varepsilon_{cd,0}$ – dilatacija nesprečenog skupljanja usled sušenja koja zavisi od vrste cementa (S, N, R) i vlažnosti sredine (RH)

Vremenska funkcija dilatacije skupljanja betona usled sušenja, od početka sušenja (t_s) do posmatranog trenutka (t), može se odrediti na sledeći način:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0{,}04\sqrt{h_0^3}} \tag{2.63}$$

Deo preseka koji je izložen sušenju uzima se u obzir pomoću pretpostavljene veličine poprečnog preseka (h_0) koja predstavlja količnik dvostruke vrednosti površine poprečnog preseka ($2A_c$) i obima dela preseka koji je izložen sušenju (u). Ove vrednosti su prikazane u tabeli 2.4Tabela 2.4 (za međuvrednosti se može koristiti linearna interpolacija).

Tabela 2.4 Zavisnost koeficijenata k_h i h_0 (EN 1992-1-1, 2015)

h_0 [mm]	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥500	0,75

Osnovna vrednost dilatacije nesprečenog skupljanja usled sušenja može se odrediti koristeći narednu jednačinu (CoV=30%):

$$\varepsilon_{cd,0} = 0{,}85[(220 + 110\alpha_{ds1}) \cdot exp(-\alpha_{ds2} 0{,}1 \cdot f_{cm})] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \tag{2.64}$$

Vrednosti koeficijenata koji uzimaju u obzir tip cementa, prikazane su u tabeli 2.5Tabela 2.5.

Tabela 2.5 Koeficijenti koju zavise od vrste cementa

Vrsta cementa	α_{ds1}	α_{ds2}
S	3,0	0,13
N	4,0	0,12
R	6,0	0,11

Dok se koeficijent (β_{RH}) kojim se u račun uvodi uticaj vlažnosti sredine (RH), računa iz:

$$\beta_{RH} = 1{,}55\left[1 - \left(\frac{RH}{100}\right)^3\right] \tag{2.65}$$

Na kraju, vrednost autogene (sopstvene) dilatacije skupljanja dobija se iz izraza:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \tag{2.66}$$

Konačna vrednost autogene dilatacije skupljanja ($\varepsilon_{ca,\infty}$) i njena vremenska funkcija (β_{as}) mogu se odrediti korišćenjem izraza (2.67) i (2.68):

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2{,}5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \tag{2.67}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0{,}2\sqrt{t}) \tag{2.68}$$

MC10 (*fib*, 2013) predstavlja ukupnu dilataciju skupljanja $\varepsilon_{cs}(t,t_s)$ kao zbir dilatacija osnovnog skupljanja $\varepsilon_{cbs}(t)$ i skupljanja usled sušenja $\varepsilon_{cds}(t,t_s)$:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cbs}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s) \tag{2.69}$$

Kako je naglašeno u samom dokumentu, osnovno skupljanje se odvija i kada nema gubitka vlage, dok je skupljenje usled sušenja uslovljeno ovom pojavom. Dalje se navodi da, smanjenje w/c faktora utiče na smanjenje skupljanja usled sušenja, ali i na povećanje osnovnog skupljanja. Na osnovu prethodnog, može se zaključiti da se termin osnovno skupljanje ustvari odnosi ustvari na autogeno skupljanje.

Ukupno skupljanje usled sušenja i osnovno skupljanje, mogu se proceniti korišćenjem sledećih jednačina:

$$\varepsilon_{cds}(t, t_s) = \varepsilon_{cds0}(f_{cm}) \cdot \beta_{RH}(RH) \cdot \beta_{ds}(t - t_s) \tag{2.70}$$

$$\varepsilon_{cbs}(t) = \varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) \cdot \beta_{bs}(t) \tag{2.71}$$

U ovim izrazima t predstavlja starost betona u danima, t_s je starost betona na početku sušenja (može se usvojiti kao starost u trenutku završetka nege), dok je $(t-t_s)$ period sušenja u danima.

Pretpostavljena vrednost dilatacije skupljanja usled sušenja jednaka je:

$$\varepsilon_{cds0}(f_{cm}) = [(220 + 110\alpha_{ds1}) \cdot exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm})] \cdot 10^{-6} \tag{2.72}$$

U ovom slučaju, koeficijenti α_{ds1} i α_{ds2} zavise od klase i tipa cementa, tabela 2.6.

Tabela 2.6 Vrednosti koeficijenata α_{ds1}, α_{ds2} i α_{bs}

Vrsta i klasa cementa	α_{ds1}	α_{ds2}	α_{bs}
32,5N	3,0	0,13	800
32,5R; 42,5N	4,0	0,12	700
42,5R; 52,5N; 52,5R	6,0	0,12	600

Ambijentalna (β_{RH}) i vremenska $\beta_{ds}(t-t_s)$ funkcija imaju sledeće oblike:

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1{,}55\left[1 - \left(\frac{RH}{100}\right)^3\right], za\ 40 \le RH \le 99\% \cdot \beta_{s1} \\ 0{,}25 \qquad\qquad , za\ RH \ge 99\% \cdot \beta_{s1} \end{cases} \tag{2.73}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \left(\frac{t - t_s}{0{,}035h_0^2 + (t - t_s)}\right)^{0{,}5} \tag{2.74}$$

- gde je:

$$\beta_{s1} = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0{,}1} \le 1{,}0 \tag{2.75}$$

Pretpostavljena vrednost dilatacije osnovnog skupljanja iznosi:

$$\varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) = -\alpha_{bs}\left(\frac{0{,}1f_{cm}}{6 + 0{,}1f_{cm}}\right)^{2{,}5} \cdot 10^{-6} \tag{2.76}$$

Koeficijent koji zavisi od od klase i tipa cementa (α_{bs}) prikazan je u tabeli 2.6, dok se vremenska funkcija osnovnog skupljanja $\beta_{bs}(t)$ može odrediti iz jednačine (2.68).

Modeli za proračun ukupne dilatacije skupljanja koje nude nove verzije standarda MC20 i FprEC2 odgovaraju modelu koji nudi MC10, osim izraza (2.73) kojim se određuje koeficijent β_{RH}. Prema MC20 i FprEC2 koeficijent β_{RH} se određuje na sledeći način:

$$\beta_{RH} = \begin{cases} 1{,}55\left[1-\left(\dfrac{RH}{RH_{eq}}\right)^3\right], za\ 20\% \le RH \le RH_{eq} \\ 1{,}55\left[1-\left(\dfrac{RH}{RH_{eq}}\right)^2\right], za\ RH_{eq} < RH < 100\% \\ 1{,}55\left[1-\left(\dfrac{RH}{RH_{eq}}\right)^2\right] - 0{,}25, za\ RH_{eq} < RH < 100\% \\ RH_{eq} = 99 \cdot \left(\dfrac{35}{f_{cm,28}}\right)^{0,1} \le 99 \end{cases} \quad (2.77)$$

Dodatno FprEC2 daje mogućnost korekcije predloženog modela kalibracionim koeficijentima (ξ_{bs1}, ξ_{bs2}, ξ_{ds1}, ξ_{ds2}). Kalibracija koeficijanta se radi u cilju minimalizacija sume kvadrata razlika proračunskih i eksperimentalnih vrednosti. Dilatacija osnovnog skupljanja $\varepsilon_{cbs}(t)$ se skalira koeficijentom ξ_{bs1}, dok se dilatacija skupljanja usled sušenja $\varepsilon_{cds}(t,t_s)$ skalira koeficijentom ξ_{ds1} te izraz (2.61) dobija sledeći oblik:

$$\varepsilon_{cs} = \xi_{bs1} \cdot \varepsilon_{cd} + \xi_{ds1} \cdot \varepsilon_{ca} \quad (2.78)$$

Kalibracionim koeficijentima koriguju se i jednačinine (2.68) i (2.74):

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp\left(-0{,}2\xi_{bs2}\sqrt{t}\right) \quad (2.79)$$

$$\beta_{ds}(t,t_s) = \left(\frac{t-t_s}{0{,}035\xi_{ds2}h_0^2 + (t-t_s)}\right)^{0,5} \quad (2.80)$$

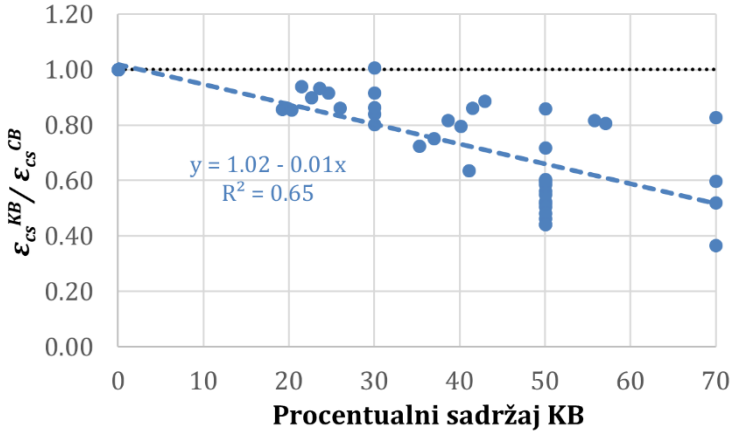
Koeficijenti ξ_{bs1} i ξ_{ds1} zapravo vrše vertikalno skaliranje krive koja definiše ukupnu dilataciju skupljanja tj. skaliraju njen intenzitet, odnosno koeficijenti ξ_{bs2} i ξ_{ds2} skaliraju vremenski razvoj funkcije tj. vrše horizontalno skaliranje krive.

Prilikom razvoja ovog modela dosta je pažnje usmereno na njegovu praktičnost. Kao što se vidi, sve veličine koje figurišu u proračunu skupljanja prikazane u funkciji parametara koji su poznati projektantu. Štaviše, iako skupljanje praktično ne zavise od čvrstoće betona pri pritisku, ova veličina ipak figuiriše kao jedan od glavnih parametara. Glavni razlog za to je njeno poznavanje u najranijoj fazi projekta, a ujedno je pogodna i za kalibraciju određenih veličina. Ovde treba naglasiti da je dobijena relativno velika vrednost CoV = 35%, čime su definisane donja (5% fraktil) i gornja (95% fraktil) granična vrednost ukupne dilatacije skupljanja, kao $\varepsilon_{cs0,05} = 0{,}42\varepsilon_{cs}$ i $\varepsilon_{cs0,95} = 1{,}58\varepsilon_{cs}$. Dakle, imajući u vidu veliki broj parametara od kojih zavisi veličina skupljanja i sve moguće nesigurnosti prilikom njihove procene, sasvim je realno očekivati i potencijalno veća odstupanja stvarnih od procenjenih vrednosti.

2.11.2. Uticaj KB na veličinu skupljanja

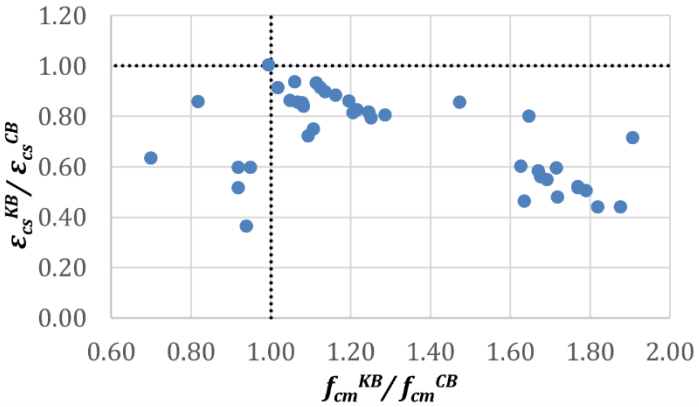
U cilju detaljnijeg razumevanja efekata pojedinih parametara na skupljenje betona koji sadrže KB analizirani su izdvojeni rezultati iz ukupno osam studija (Khokhar *et al.*, 2007; Proske, Rezvani, *et al.*, 2014; Kwan, Chen and Jiang, 2015; Palm *et al.*, 2016; Rezvani and Proske, 2017; Kim *et al.*, 2018; Rezvani *et al.*, 2018; Robalo *et al.*, 2020). Analiza je obuhvatila 40 betona koji su sadržali KB (različitog mineraloškog sastava i krupnoće) i 13 etalonskih CB, sa dilatacijama

skupljanja koje su izmerene nakon minimalno 180 dana od trenutka završetka nege (t_s >180 dana). Skoro svi uzorci negovani su u trajanju od 7 dana, a samo tri uzorka negovana su 1 dan. Ispitivanja koja su se odnosila na maltere (Rezvani, Proske and Graubner, 2014) nisu obuhvaćena, jer se zaključci donekle mogu razlikovati od prethodnih. Uticaj KB na normalizovanu veličinu dilatacije skupljanja betona prikazan je na slici 2.46.



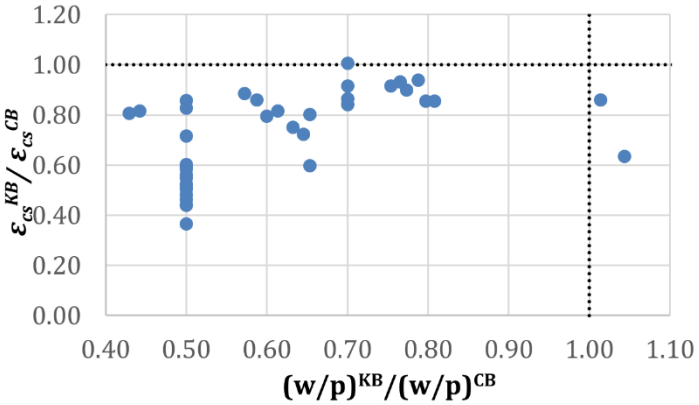
Slika 2.46 Uticaj KB na veličinu dilatacije skupljanja betona

Sa ove slike jasno se uočava da su praktično svi betoni koji su sadržali KB imali niže dilatacije skupljanja od uporednih CB. Staviše, primetan je linearan pad dilatacije skupljanja sa povećanjem sadržaja KB u mešavini. Ovirno, za svakih 10% povećanja KB može se očekivati redukcija skupljanja za oko 7%. Budući da posmatrana veličina zavisi od velikog broja parametara, dobijena je srednja vrednost koeficijenta determinacije od R^2 = 0,65, što se moglo i pretpostaviti. Neočekivano, čini se da je uticaj glavnih parametara kao što su čvrstoća pri pritisku, w/c i w/p faktori, nedovoljno jasan(slike 2.47 i 2.48).



Slika 2.47 Uticaj čvrstoće pri pritisku na veličinu skupljanja

Veliko rasipanje rezultata i niski koeficijenti korelacije su evidentni, pa se ne mogu izvući pouzdani zaključci o uticaju ovih veličina na dilataciju skupljanja betona. Objašnjenje se može naći u činjenici da su analizom obuhvaćene različite vrste KB u pogledu mineraloškog sastava i njihove krupnoće, što može umnogome doprineti različitom skupljanju (Rezvani and Proske, 2017).

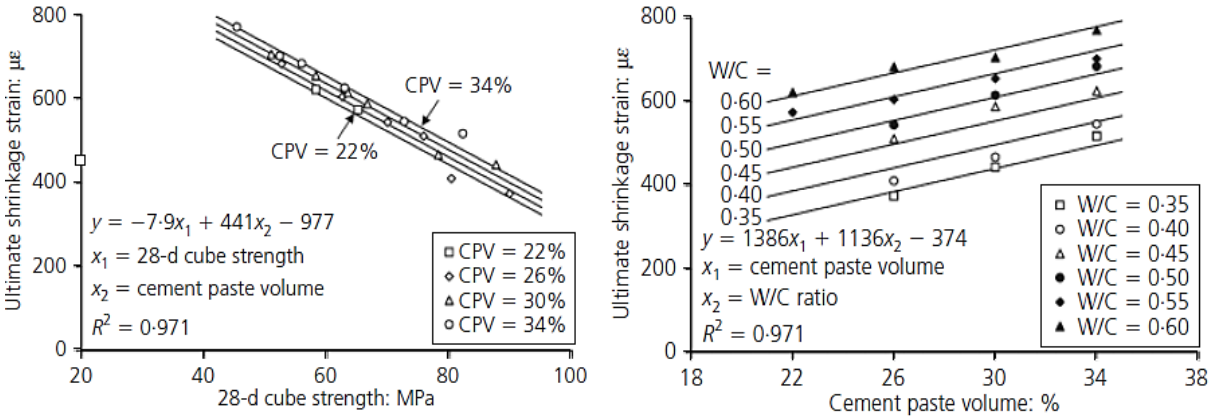


Slika 2.48 Dilatacija skupljanja u funkciji normalizovanog w/p faktora

I pored toga, primetan je trend da veće vrednosti čvrstoće betona rezultiraju smanjenjem skupljanja, dok se sa povećanjem w/p (ili w/c) faktora povećava i skupljanju betona. To je u saglasnosti i sa zaključcima istraživanja sprovedenih od strane (Kwan, Chen and Jiang, 2015). U pomenutoj studiji, pri korišćenju istog KB, uticaj čvrstoće i w/c faktora postaje dominantan i nedvosmislen (R^2 = 0,97), slika 2.49Slika 2.49. Ove veze su praktično linearne. Dodatno, ovi autori su primetili i da smanjenje količine cementne paste doprinosi redukciji dilatacije skupljanja. Generalno, redukcija skupljanja je veća kod betona sa nižim w/c faktorima. Konačno, sa slike 2.49 primetan je veći uticaj čvrstoće betona i w/c faktora na veličinu dilatacije skupljanja od same zapremine cementne paste (cement, voda i KB).

Zavisnost dilatacije skupljanja betona od čvrstoće pri pritisku (kocka 150 mm) i zapremine cementne paste (CPV), prikazana je u sledećem obliku:

$$\varepsilon_{cs} = -7{,}9 \cdot f_{cm} + 441 \cdot CPV - 977 \tag{2.81}$$



Slika 2.49 Zavisnost dilatacije skupljanja betona od čvrstoće pri pritisku, w/c faktora i zapremine cementne paste (Kwan, Chen and Jiang, 2015)

Promena dilatacije skupljanja betona u funkciji w/c faktora i zapremine cementne paste, opisana je narednim izrazom:

$$\varepsilon_{cs} = 1386 \cdot CPV + 1136\frac{w}{c} - 374 \tag{2.82}$$

2.11.3. Preporuke za predikciju skupljanja betona sa KB

Kada su u pitanju prikazani izrazi za predikciju veličine skupljanja CB koji su dati u EC2 i MC10, može se zaključiti da u slučaju betona koji sadrža KB često ne daju procene zadovoljavajuće tačnosti (Rezvani and Proske, 2017; Robalo *et al.*, 2020). Zato se u nekim slučajevima predlaže da se uticaj KB delimično obuhvati tako što će se izvršiti modifikacija klase čvrstoće i vrste cementa (Proske, Rezvani, *et al.*, 2014; Palm *et al.*, 2016), dok se sa druge strane predlaže povećanje vrednosti konstante 0,04 u izrazu (2.63) na 0,06–0,08 (Robalo *et al.*, 2020).

Zato su Nemački istraživači (Rezvani, Proske and Graubner, 2019) na osnovu obimnih eksperimentalnih istraživanja, razvili sopstveni model za procenu dilatacije skupljanja usled sušenja betona sa velikim sadržajem KB. Ovo je u osnovi delimično korigovan poznati teorijski model (Hansen and Nielsen, 1965), izraz (2.94), koji je prilagođen kako bi se obuhvatili najvažniji parametri koji utiču na skupljanje ove vrste betona (količina i hemijsko-mineraloški sastav KB, kao i svojstva primenjenog agregata).

$$\varepsilon_{ds,\infty} = \frac{\left(\frac{E_a}{E_{hcp,RH}} - 1\right) \cdot \left(1 - V_p\right)^2 \cdot 2\left(1 - V_p\right) \cdot \frac{E_a}{E_{hcp,RH}} + \frac{E_a}{E_{hcp,RH}} + 1}{\frac{E_a}{E_{hcp,RH}} + 1} \cdot \varepsilon_{ds,hcp\infty} \tag{2.83}$$

- gde je:

E_a – modul elastičnosti agregata

V_p – zapreminski udeo cementne paste

$E_{hcp,RH}$ – modul elastičnosti očvrsle cementne paste pri odgovarajućoj vlažnosti sredine (RH)

$\varepsilon_{ds,hcp,\infty}$ - konačna vrednost dilatacije skupljanja usled sušenja očvrsle cementne paste

Modul elastičnosti očvrsle cementne paste pri određenoj vlažnosti može se odrediti iz:

$$E_{hcp,RH} = \gamma_{RH} \cdot E_{hcp} \tag{2.84}$$

Koeficijent koji uzima u obzir vlažnost sredine računa se na sledeći način:

$$\gamma_{RH} = 0{,}72 + 0{,}0028 \cdot RH \tag{2.85}$$

Dok se modul elastičnosti očvrsle cementne paste pri uslovima potpune saturacije može odrediti korišćenjem sledećeg izraza:

$$E_{hcp} = \left(9{,}06\frac{L_s}{100} + 5{,}77\right) \cdot \left(\frac{100 \cdot \frac{w}{c}}{100 - L_s}\right)^{-\sqrt{1{,}41-(L_s/100)^{2{,}07}}} \tag{2.86}$$

Konačna dilatacija skupljanja usled sušenja očvrsle cementne paste prvenstveno zavisi od razdvajajućeg (disjoining) i kapilarnog pritiska i može se odrediti korišćenjem izraza:

$$\varepsilon_{ds,hcp\infty} = \varepsilon_{ds,\Pi} + \varepsilon_{ds,cap} \tag{2.87}$$

- gde su $\varepsilon_{ds,\Pi}$ i $\varepsilon_{ds,cap}$ dilatacije skupljanja usled usled sušenja izazvane razdvajajućim i kapilarnim pritiscima respektivno. Ove veličine se mogu odrediti iz sledećih jednačina:

$$\varepsilon_{ds,\Pi} = \frac{\Pi_{eff}}{3K_{hcp,RH}} \tag{2.88}$$

$$\varepsilon_{ds,cap} = \frac{P_{cap,eff}}{3K_{hcp,RH}} \tag{2.89}$$

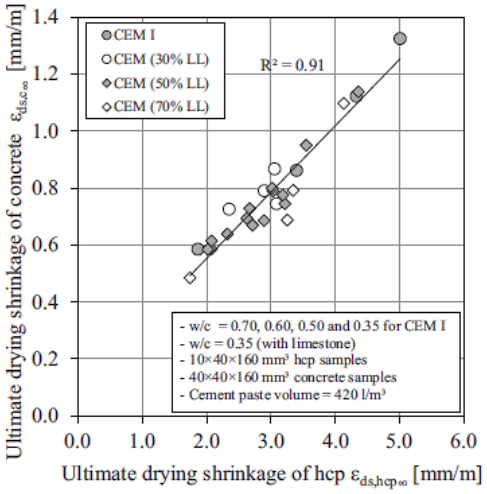
- gde su Π_{eff} i $P_{cap,eff}$ efektivni razdvajajući i kapilarni pritisci redom.

Koeficijent koji uzima u obzir deformaciona svojstva očvrsle cementne paste glasi:

$$K_{hcp,RH} = \frac{E_{hcp,RH}}{3(1-2\nu_{hpc})} \tag{2.90}$$

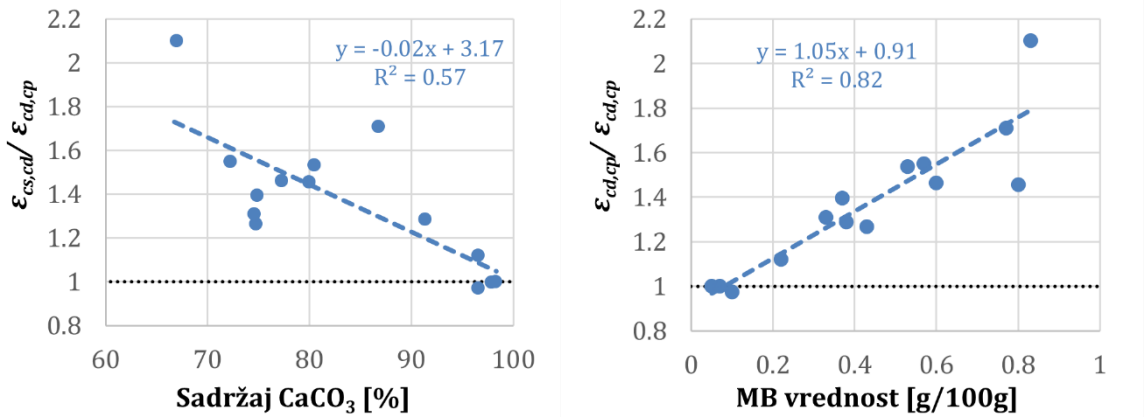
Vrednost Poasonovog koeficijenta se sa dovoljnom tačnošću moze usvojiti u iznosu od 0,25.

Za razliku od prethodne veličine, određivanje razdvajajućih i kapilarnih pritisaka predstavlja veoma složen i vremenski zametan posao, sa velikim brojem nepoznatih veličina. Ovi pritisci mogu se proceniti na osnovu poznatih zakona termodinamike i u većoj ili manjoj meri uprošćenih modela koji su dostupni u literaturi (Bažant, 1972; Ferraris and Wittmann, 1987; Bentz, Garboczi and Quenard, 1998).

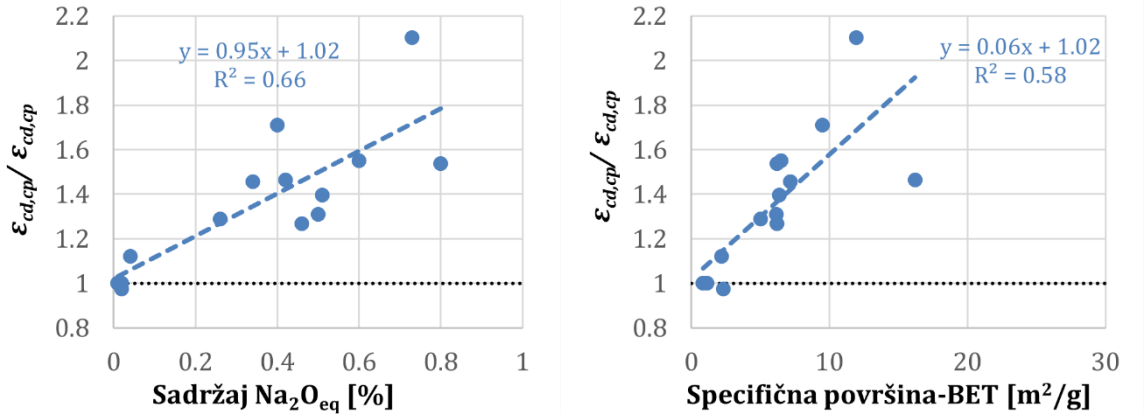


Slika 2.50 Veza dilatacija skupljanja uzoraka cementne paste i betona, podaci (Rezvani and Proske, 2017)

Kao što se vidi u izrazu (2.94), dilatacija skupljanja betona je direktno proporcionalna dilataciji skupljanja očvrsle cementne paste, dok izraz u razlomku praktično predstavlja koeficijent proporcionalnosti. Ova veza dokazana je i eksperimentalnim putem, sa izuzetno visokim koeficijentom determinacije (Rezvani and Proske, 2017), slika 2.50. Ovo zapažanje omogućava da se uticaj pojedinih parametara na fenomen skupljanja analizira na uzorcima od cementne paste, a zatim ekstrapolira nivo betona. Na osnovu toga, isti autori izvršili su opsežnu analizu uticaja fizičko-hemijskih svojstava KB na veličinu skupljanja cementne paste. Ovi rezultati su prikazani na slikama 2.51 i 2.52. U cilju preglednosti prikazane su normalizovane vrednosti na veličinu sa najmanjom/najvećom vrednošću posmatranog parametra.



Slika 2.51 Uticaj sadržaja kalcijum karbonata (levo) i glinenih primesa (desno) na veličinu skupljanja cementne paste, podaci (Rezvani and Proske, 2017)



Slika 2.52 Efekat alkalija (levo) i finoće KB na veličinu skupljanja cementne paste, podaci (Rezvani and Proske, 2017)

Sa ovih slika jasno se uočava da korišćenje čistijih KB (veći sadržaj kalcijum karbonata i manji sadržaj ostalih primesa) rezultira manjim vrednostima skupljanja, bez obzira na finoću mliva. Dodatno, povećani sadržaj gline (veća MB vrednost) i alkalija (veći sadržaj Na_2O_{eq}) drastično utiču na povećanje vrednosti skupljanja. Konačno, čini se da cementne paste spravljene sa KB veće finoće mliva (veća vrednost specifične površine - BET) imaju veća skupljanja, slika 2.52 (desno). Međutim, posmatrajući hemijski sastav primenjenih KB, sve ukazuje da je veća vrednost specifične površine prouzrokovana većim prisustvom glinenih primesa, pa se mogu izvesti pogrešni zaključci (Rezvani and Proske, 2017). Dakle, sam uticaj finoće mliva KB nije u potpunosti rasvetljen. Zato je neophodno sprovesti dodatna istraživanja koja će omogućiti eventualnu kvantifikaciju ovog, veoma važnog, parametra.

Preciznije, svi ovi rezultati su delimično "zamagljeni" jer su u samom ispitivanju korišćena KB sa više promenljivih parametara koji utiču na veličinu skupljanja, na šta ukazuje i veličina koeficijenata determinacije u opsegu 0,57–0,82. To potvrđuju i analize sprovedene na mešavinama kod kojih je variran samo sadržaj alkalija, dok su svi ostali parametri bili nepromenjeni. U pomenutom slučaju situacija je znatno jasnija uz dobijeni izuzetno visok koeficijent R^2 = 0,91 (Rezvani and Proske, 2017).

Uzimajući u obzir veliki broj različitih parametara ovaj model je nepodesan za praktičnu primenu. Zato su autori (Rezvani, Proske and Graubner, 2019) predložili određeno pojednostavljenje, tj. jednostavnu korekciju postojećeg modela iz standarda EC2, uvođenjem

koeficijenata kojima se uzimaju u obzir sadržaj i hemijsko-mineraloška svojstva primenjenog KB. Modifikovana osnovna vrednost dilatacije nesprečenog skupljanja usled sušenja može se odrediti koristeći izraz:

$$\varepsilon_{cd,0,mod} = \varepsilon_{cd,0} \cdot \beta_L \cdot \beta_{MB} \quad (2.91)$$

- gde je:

$\varepsilon_{cd,0}$ – osnovna vrednost dilatacije skupljanja usled sušenja, izraz (2.64)

β_L – koeficijent koji uzima u obzir sadržaj KB u mešavini, tabela 2.7

β_{MB} – koeficijent koji uzima u obzir hemijsko-mineraloški sastav KB (MB vrednost), tabela 2.7

Tabela 2.7 Vrednosti modifikacionih koeficijenata β_L i β_{MB} (Rezvani, Proske and Graubner, 2019)

Odnos cement/KB u mešavini [%]	β_L	β_{MB}
100/0	1,00	1,00
70/30	0,70	0,93+0,67·MB
50/50	0,55	0,83+1,41·MB
30/70	0,35	0,68+2,38·MB

Za betone kod kojih je više od 50% cementa zamenjeno KB, doprinos autogenog skupljanja u ukupnoj dilataciji skupljanja je beznačajan (Rezvani and Proske, 2017).

Iako ima značajnu teorijsku pozadinu, pri korišćenju prethodnog modela treba imati u vidu da su brojne veličine kalibrisane na eksperimentalnim podacima samo jedne studije (u kojoj je korišćen CEM I klase čvrstoće 52,5R).

2.12. TEČENJE BETONA

2.12.1. Cementni betoni

Postepeno povećanje inicijalnih elastičnih deformacija betona nastalih u trenutku opterećenja usled dugotrajnog delovanja istog, predstavlja fenomen koji je poznat pod nazivom tečenje betona. Tečenje je, kao i skupljanje, posledica produženog razvoja procesa hidratacije cementa i termohigrometrijskih varijacija u okolini, koje dovode do migracije vlage u cementnom kamenu. Međutim, za razliku od skupljanja, tečenje betona odvija se isključivo pod dejstvom napona. Analogno skupljanju, najintenzivnije je u prvim danima nakon opterećenja, sa tendencijom stabilizacije nakon dugog vremenskog perioda, ali nije poznato da li konačna vrednost tečenja postoji. Ova dva fenomena zavise od praktično istih parametara, uz to da starost betona u trenutku opterećenja, kao i nivo apliciranog opterećenja kod tečenja imaju veliku ulogu. Veća starost betona prilikom opterećenja rezultira nižim koeficijentom tečenja. Sličan efekat se postiže smanjenjem nivoa opterećenja kojem je element izložen. Ukupna deformacija tečenja, u zavisnosti od razvoja ovog fenomena može se podeliti na dve glavne faze:

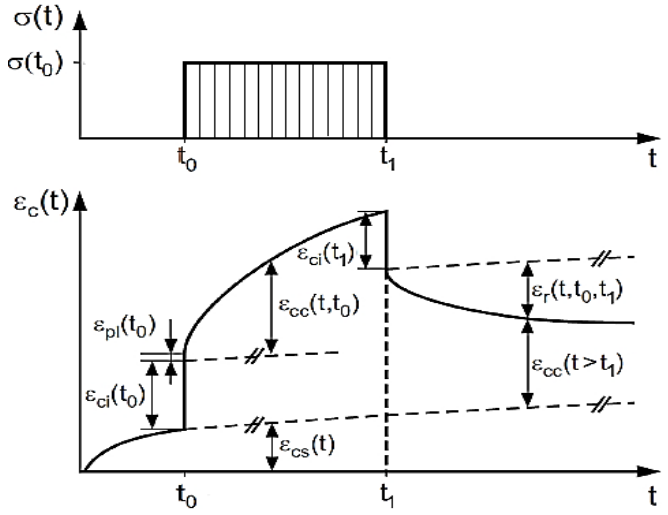
- Osnovno tečenje
- Tečenje usled sušenja

Osnovno tečenje javlja se usled konsolidacije čestica gela prouzrokovanih migracijom molekula vode u kapilarnim i gelskim porama, kao i formiranjem prslina i mikroprslina na

spoju cementnog kamena i agregata (Shariq, Prasad and Abbas, 2016). Ono se odvija i kada je u potpunosti sprečena migracija vlage iz betona (isušivanje) u okolinu (Müller *et al.*, 2013).

Posledica direktne razmene vlage između betona i spoljne sredine jeste kretanje vode iz kapilarnih pora, zbog čega se javljaju kapilarne sile unutar uzorka (Müller *et al.*, 2013). Rezultat toga je pojava koja se naziva tečenje usled sušenja.

Ispitivanje tečenja vrši se na propisno opterećenim prizmatičnim ili cilindričnim uzorcima odgovarajućih dimenzija, u strogo kontrolisanim termohigrometrijskim uslovima, u skladu sa (EN 12390-17, 2019). Na slici 2.53 kvalitativno je prikazan vremensku tok ukupne deformacije betonskog elementa.



Slika 2.53 Ukupne vremenske deformacije betona, (Tošić, 2017)

Nakon prestanka nege betona, ispunjeni su uslovi za početak razvoja dilatacije skupljanja (ε_{cs}). Ova dilatacija postepeno raste sve do trenutka (t_0) kada uzorak biva izložen konstantnom jednoaksijalnom naponu pritiska intenziteta $\sigma(t_0)$. Odgovor elementa na aplicirano opterećenje predstavljen je trenutnom elastičnom $\varepsilon_{ci}(t_0)$ i određenom plastičnom $\varepsilon_{pl}(t_0)$ dilatacijom. Usled opterećenja uzorka, dolazi do postepenog razvoja dilatacija tečenja $\varepsilon_{cc}(t,t_0)$, dok se paralelno, nesmetano nastavlja i proces skupljanja (isprekidana linija). Ako se nakon određenog perioda, u vremenu (t_1) uzorak rastereti, to će rezultirati povratnom elastičnom dilatacijom $\varepsilon_{ci}(t_1)$. Ova dilatacija je delimično niža od početne dilatacije $\varepsilon_{ci}(t_0)$, jer je u međuvremenu došlo do porasta modula elastičnosti betona. Proces skupljanja i dalje se nesmetano razvija, dok dilatacija tečenja postepeno opada. Ovaj povratni deo predstavlja tzv. reverzibilnu dilataciju tečenja $\varepsilon_r(t,t_0,t_1)$, dok deo dilatacije koji ostaje trajno $\varepsilon_{cc}(t>t_1)$ predstavlja ireverzibilnu dilataciju tečenja. Ireverzibilni deo tečenja, takođe je posledica promene (povećanja) modula elastičnosti u toku vremena (BAB 87, 1995).

Dakle, budući da se prilikom tečenja betona, paralelno odvija i sam proces skupljanja, neophodno je prilikom merenja tećenja istovremeno izvršiti i merenje skupljanja. Nakon kvantifikacije skupljanja, potrebno je neutralisati ovu veličinu iz ukupnih deformacija betona, kako bi se dobila stvarna veličina tečenja. Ukupna dilatacija tečenja (ε_{cc}) određuje se kao količnik, razlike dužine uzorka u posmatranom trenutku $l(t)$ i početne dužine uzorka $l(t_0)$, i veličine merne baze (L_0), umanjen za izmerenu dilataciju skupljanja. U praksi se često za kvantifikaciju tečenja, umesto vrednosti dilatacije, koristi tzv. koeficijent tečenja $\varphi(t,t_0)$, (Müller *et al.*, 2013). On se definiše kao odnos dilatacije tečenja betona $\varepsilon_c(t,t_0)$ u posmatranom trenutku (t) i početne (inicijalne) elastične dilatacije betona $\varepsilon_{ci}(t_0)$ izazvane dejstvom napona (σ_c):

$$\varphi(t,t_0) = \frac{\varepsilon_{cc}(t,t_0)}{\varepsilon_{ci}(t_0)} = \frac{\varepsilon_{cc}(t,t_0)}{\sigma_c(t_0)/E_{ci}(t_0)} \tag{2.92}$$

Dakle, koeficijent tečenja je ustvari koeficijent proporcionalnosti dilatacija tečenja i početnih elastičnih dilatacija betona.

Ukoliko eksperimentalni rezultati nisu dostupni, vrednosti koeficijenta tečenja mogu se proceniti na osnovu empirijskih modela. Predlozi koji sadrže modele za procenu veličine sklupljanja, uglavnom su praćeni i odgovarajućim modelima za procenu veličin tečenja (BAB 87, 1995; *fib*, 2013; Bažant *et al.*, 2015; EN 1992-1-1, 2015). U nastavku se detaljno prikazuju modeli koji su predloženi u Evropskom standardu EC2 (EN 1992-1-1, 2015) i u Modelu propisa 2010 - MC10 (*fib*, 2013).

Dilatacija tečenja $\varepsilon_{cc}(t,t_0)$ betona u vremenu (t), koji je u starosti (t_0) izložen konstantnom naponu pritiska (σ_c) može se sračunati iz sledećeg izraza (EN 1992-1-1, 2015):

$$\varepsilon_{cc}(t,t_0) = \varphi(t,t_0) \cdot \left(\frac{\sigma_c}{E_c}\right) \tag{2.93}$$

Koeficijent tečenja $\varphi(t,t_0)$ je funkcija tangentnog modula elastičnosti E_c, čija je vrednost prema preporuci ovog propisa jednaka $E_c = 1{,}05E_{cm}$.

Ukoliko je beton u trenutku opterećenja izložen naponu pritiska do maksimalnih $0{,}45f_{ck}$, tada se govori o linearnom tečenju. Koeficijent tečenja se u tom slučaju može odrediti na sledeći način:

$$\varphi(t,t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t,t_0) \tag{2.94}$$

- gde je:

$\varphi_0(t,t_s)$ – pretpostavljeni koeficijent tečenja

$\beta_c(t, t_0)$– vremenska funkcija tečenja

Pretpostavljeni koeficijent tečenja (φ_0) koji uzima u obzir čvrstoću betona pri pritisku, uticaj vlažnosti sredine, kao i starost betona u toku opterećenja (t_0) može se proceniti iz:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \tag{2.95}$$

Vlažnost sredine se uzima u obzir preko ambijentalnog koeficijenta (φ_{RH}):

$$\varphi_{RH} = \begin{cases} 1 + \dfrac{\dfrac{RH}{100}}{0{,}1\sqrt[3]{h_0}} & , za\ \ f_{cm} \le 35\ MPa \\ \left[1 + \dfrac{RH/100}{0{,}1\sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right] \cdot \alpha_2 & , za\ \ f_{cm} > 35\ MPa \end{cases} \tag{2.96}$$

Koeficijent kojim se obuhvata efekat čvrstoće betona može se odrediti iz jednačine:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16{,}8}{\sqrt{f_{cm}}} \tag{2.97}$$

Dok se uticaj starosti betona u trenutku opterećenja može se uključiti u račun putem izraza:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0{,}1 + t_0^{0{,}2})} \tag{2.98}$$

Funkcija koja opisuje razvoje tečenja u toku vremena $\beta_c(t,t_0)$ ima sledeći oblik:

$$\beta_c(t,t_0) = \left[\frac{t-t_0}{\beta_H + (t-t_0)}\right]^{-0,3} \tag{2.99}$$

Koeficijent koji zavisi od relativne vlažnosti sredine i pretpostavljene veličine poprečnog preseka (h_0) može se proceniti iz:

$$\beta_H = \begin{cases} 1{,}5[1+(0{,}012RH)^{18}]h_0 + 250 \le 1500 & ,za\ f_{cm} \le 35\ MPa \\ 1{,}5[1+(0{,}012RH)^{18}]h_0 + 250\cdot\alpha_3 \le 1500\cdot\alpha_3 & ,za\ f_{cm} > 35\ MPa \end{cases} \tag{2.100}$$

Koeficijenti koji uzimaju u obzir čvrstoću betona α_1, α_2 i α_3 računaju se kao:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,7} \quad ; \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,2} \quad ; \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,5} \tag{2.101}$$

EC2 ostavlja mogućnost korigovanja dobijenih vrednosti koeficijenta tečenja betona, kako bi se obuhvatio uticaj vrste cementa i eventualnih temperaturnih promena.

Vrsta cementa (S, N, R) se uzima u obzir modifikacijom starosti betona u trenutku opterećenja (t_0), u skladu sa:

$$t_0 = t_{0,T}\left(\frac{9}{2+t_{0,T}^{1,2}}+1\right)^{\alpha} \ge 0{,}5 \tag{2.102}$$

Stepen koji zavisi od vrste cementa (α) uzima vrednosti -1; 0 i 1, za sledeće vrste cementa S, N i R respektivno.

Korigovana starost betona u trenutku opterećenja, usled uticaja temperature ($t_{0,T}$) dobija se iz:

$$t_T = \sum_{i=1}^{n} exp\left[13{,}65 - \frac{4000}{273+T(\Delta t_i)}\right]\Delta t_i \tag{2.103}$$

- gde je:

t_T – starost betona korigovana zbog temperature, kojim se zamenjuje t

$T(\Delta t_i)$ – temperatura u °C tokom intervala vremena Δt_i

Δt_i – broj dana u kojima dominira temperatura T

Kako se navodi u samom propisu, dobijena vrednost CoV na osnovu baze podataka za tečenje iznosila je oko 20%. Pored ove, vremenski zametne procedure, EC2 ima na raspolaganju i gotove dijagrame sa kojih se može relativno brzo očitati vrednost koeficijenta tečenja.

Ukoliko je napon pritiska u betonu u trenutku opterećenja veći od $0{,}45f_{ck}$, reč je o nelinearnom tečenju, pa je odgovarajući koeficijent nelinearnog tečenja:

$$\varphi_{nl}(t,t_0) = \varphi(t,t_0)\cdot exp\left[1{,}5\left(\frac{\sigma_c}{f_{ck}(t_0)}-0{,}45\right)\right] \tag{2.104}$$

Ovo je ustvari delimična korekcija, tačnije proširenje postojećeg izraza (2.94), kojim se računa koeficijent linearnog tečenja.

Prema MC10 (*fib*, 2013) ukupna dilatacija koja zavisi od napona $\varepsilon_{c\sigma}(t)$ može se izraziti kao zbir početne dilatacije pri opterećenju $\varepsilon_{ci}(t_0)$ i dilatacije tečenja u vremenu $\varepsilon_{cc}(t)$:

$$\varepsilon_{c\sigma}(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t) \tag{2.105}$$

- gde je:

$$\varepsilon_{ci}(t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci}(t_0)} \tag{2.106}$$

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci}} \cdot \varphi(t, t_0) \tag{2.107}$$

- gde su E_{ci} i $E_{ci}(t_0)$ moduli elastičnosti betona u starosti od 28 dana i u trenutku opterećenja (t_0), redom.

Zamenom (2.106) i (2.107) u izraz (2.105), dobija se:

$$\varepsilon_{c\sigma}(t) = \sigma_c(t_0)\left[\frac{1}{E_{ci}(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{ci}}\right] = \sigma_c(t_0) \cdot J(t, t_0) \tag{2.108}$$

- gde je J(t,t_0) funkcija tečenja koja predstavlja razvoj ukupnih dilatacija pod dejstvom jediničnog napona.

Koeficijent tečenja φ(t,t_0) prema MC10 predstavlja superpoziciju koeficijenata osnovnog tečenja φ_{bc}(t,t_0) i tečenja usled sušenja φ_{dc}(t,t_0):

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{bc}(t, t_0) + \varphi_{dc}(t, t_0) \tag{2.109}$$

Koeficijent osnovnog tečenja se može proceniti iz izraza:

$$\varphi_{bc}(t, t_0) = \beta_{bc}(f_{cm}) \cdot \beta_{bc}(t, t_0) \tag{2.110}$$

- gde je:

$$\beta_{bc}(f_{cm}) = \frac{1{,}8}{(f_{cm})^{0{,}7}} \tag{2.111}$$

Funkcija vremenskog razvoja osnovnog tečenja računa se na sledeći način:

$$\beta_{bc}(t, t_0) = ln\left[\left(\frac{30}{t_{0,adj}} + 0{,}035\right)^2 \cdot (t - t_0) + 1\right] \tag{2.112}$$

- gde $t_{0,adj}$ predstavlja korigovanu starost betona u trenutku opterećenja prema izrazu (2.102) ($t_{0,adj} \equiv t_0$), pri čemu je α = -1 za cement klase 32,5N, α = 0 za klase 32,5R i 42,5N, α = 1 za klase 42,5R, 52,5N i 52,5R. I u ovom slučaju uticaj temperature na zrelost betona uzima se u obzir korišćenjem izraza (2.103).

Koeficijent tečenja usled sušenja dobija se iz jednačine:

$$\varphi_{dc}(t, t_0) = \beta_{dc}(f_{cm}) \cdot \beta(RH) \cdot \beta_{dc}(t_0) \cdot \beta_{dc}(t, t_0) \tag{2.113}$$

- gde je :

$$\beta_{dc}(f_{cm}) = \frac{412}{(f_{cm})^{1{,}4}} \tag{2.114}$$

Ambijentalni koeficijent kojim se uzima u obzir vlažnost sredine može se odrediti iz naredne jednačine:

$$\beta_{(RH)} = \frac{1 - \frac{RH}{100}}{\sqrt[3]{0{,}1\frac{h_0}{100}}} \tag{2.115}$$

Uticaj starosti betona u trenutku opterećenja $\beta_{dc}(t_0)$ i funkcija koja opisuje vremenski tok tečenja $\beta_{dc}(t,t_0)$ se mogu odrediti iz narednih izraza:

$$\beta_{dc}(t_0) = \frac{1}{0{,}1 + t_{0,adj}{}^{0,2}} \tag{2.116}$$

$$\beta_{dc}(t,t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_h + (t - t_0)}\right]^{\gamma(t_0)} \tag{2.117}$$

- gde je:

$$\gamma(t_0) = \frac{1}{2{,}3 + \frac{3{,}5}{\sqrt{t_{0,adj}}}} \tag{2.118}$$

Relativna vlažnost sredine i pretpostavljena veličine poprečnog preseka uvede se u račun na sledeći način:

$$\beta_h = 1{,}5 \cdot h_0 + 250\alpha_{f_{cm}} \leq 1500\alpha_{f_{cm}} \tag{2.119}$$

- gde je:

$$\alpha_{f_{cm}} = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,5} \tag{2.120}$$

Prema navodima MC10, modeli za predikciju skupljanja i tečenja imaju sledeći opseg primene:

- čvrstoća betona pri pritisku 20 MPa ≤ f_{cm} ≤ 130 MPa

- relativna vlažnost vazduha 40% ≤ RH ≤ 100%

- ambijentalna temperatura 5°C ≤ RH ≤ 30°C

Granična vrednost napona do koje se može primeniti teorija linearnog tečenja u ovom slučaju iznosi $\sigma_c \leq 0{,}4f_{cm}(t_0)$. Ukoliko je vrednost napona u granicama $0{,}4f_{cm}(t_0) < \sigma_c \leq 0{,}6f_{cm}(t_0)$ treba se uzeti u obzir nelineanost tečenja korišćenjem izraza (2.104).

Predloženi modeli u MC20 i FprEC2 u potpunosti odgovaraju predikcionom modelu predloženom u MC10. Novi standard FprEC2, na isti sličan način kao i za skupljanje, daje mogućnost korekcije predloženog modela kalibracionim koeficijentima (ξ_{bc1}, ξ_{bc2}, ξ_{dc1}, ξ_{dc2}). U jednačini (2.109), kojom je definisan koeficijent tečenja, koeficijent ξ_{bc1} skalira koeficijent osnovnog tečenja $\varphi_{bc}(t,t_0)$, dok ξ_{dc1} skalira vrednost koeficijenta tečenja usled sušenja $\varphi_{dc}(t,t_0)$, odnosno:

$$\varphi(t,t_0) = \xi_{bc1}\varphi_{bc}(t,t_0) + \xi_{dc1}\varphi_{dc}(t,t_0) \tag{2.121}$$

Funkcija vremenskog razvoja osnovnog tečenja definisana izrazom (2.112) i izraz (2.117) dobijaju sledeći oblik:

$$\beta_{bc}(t,t_0) = ln\left[\left(\frac{30}{t_{0,adj}} + 0{,}035\right)^2 \cdot \frac{(t - t_0)}{\xi_{bc2}} + 1\right] \tag{2.122}$$

$$\beta_{dc}(t,t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\xi_{dc2}\beta_h + (t - t_0)}\right]^{\gamma(t_0)} \tag{2.123}$$

Na isti način kao i kod skupljanja, koeficijenti ξ_{bc1} i ξ_{dc1} koriguju intenzitet – vrše vertikalno skaliranje funkcije, dok koeficijenti ξ_{bc2} i ξ_{dc2} koriguju vremenski razvoj funkcije – vrše horizontalno skaliranje.

I kod modela za procenu veličine tečenja zadržan je određen nivo praktičnosti. Ponovo su brojne veličine kalibrisane na osnovu baze podataka, a u funkciji parametara koji su u od samog početka na raspolaganju projektantu. Dobijena je vrednost CoV=25%, pa su granične vrednosti ukupne dilatacije tečenja $\varphi_{0,05} = 0,59\varphi$ i $\varphi_{0,95} = 1,41\varphi$.

2.12.2. Uticaj KB na tečenje betona

Kada je u pitanju uticaj KB na veličinu tečenja betona, broj radova je veoma skroman. Tačnije, u literaturi su pronađena samo tri studije koje se bave ovom problematikom (Proske, Rezvani, *et al.*, 2014; Palm *et al.*, 2016; Robalo *et al.*, 2020). Nažalost, dva (Proske, Rezvani, *et al.*, 2014; Palm *et al.*, 2016) od tri rada ne sadrže podatke koji se odnose na uporedne CB, pa je nemoguće izvršiti komparaciju i eventualno kvantifikovati uticaj KB. Upoređujući svega 5 mešavina kod kojih je cement u različitim procentima zamenjen KB (2 mešavine sa 50% KB, 1 sa 43% KB i 2 sa 30% KB, w/c = 0,67–0,94) sa referentnom mešavinom od CB (w/c = 0,72), može se zaključiti da su sve mešavine sa KB imale niži koeficijent tečenja (Robalo *et al.*, 2021). Manji sadržaj cementa ne rezultira nužno manjom vrednošću koeficijenta tečenja, pa su mešavine sa 30% KB imale najniži koeficijent tečenja (oko 40% niži od referentnog betona). Slede mešavine sa 50% KB što je u ovom slučaju rezultiralo smanjenjem koeficijenta tečenja za oko 25%. Najmanju redukciju koeficijenta tečenja imala je mešavina kod koje je 43% cementa zamenjeno KB i ona je iznosila oko 8%. Ovo je u delimičnoj saglasnosti sa rezultatima dobijenim u drugim studijama, gde se upoređivanjem betona koji sadrže KB primećuje povećanje koeficijenta tečenja sa povećanjem sadržaja KB (Proske, Rezvani, *et al.*, 2014; Palm *et al.*, 2016). Kao i u slučaju CB, povećanje w/c faktora implicira povećanje koeficijenta tećenja (Proske, Rezvani, *et al.*, 2014; Palm *et al.*, 2016).

Nemački istraživači (Proske, Rezvani, *et al.*, 2014; Palm *et al.*, 2016) su u svojim analizama donekle obuhvatili i druge parametre koji mogu biti od značaja na vrednost koeficijenta tečenja. Očigledno je da mineraloški, ali i granulometrijski sastav KB ima značajnu ulogu u konačnoj veličini tečenja. Tako je primena čistijih KB, tj. brašna koja imaju veći sadržaj kalcijum karbonata ($CaCO_3$) rezultirala nižim vrednostima koeficijenata tečenja. Takođe, manji sadržaj glinenih primesa (niža metilen plava - MB vrednost) ima povoljan efekat koji se ogleda u smanjenju koeficijenta tečenja.

2.12.3. Preporuke za predikciju tečenja betona sa KB

Testiranjem postojećih izraza za predikciju tečenja CB na betonima koji sadrže KB, generalno je uočena zadovoljavajuća preciznost u slučaju primene izraza iz EC2, dok je prilikom korišćenja izraza iz MC10 primećeno nešto veće odstupanje (Proske, Rezvani, *et al.*, 2014; Palm *et al.*, 2016). Dodatno, veća preciznost predikcije može se dobiti u određenim slučajevima, ako se uticaj KB uzme u obzir korekcijom klase čvrstoće i vrste cementa. Nasuprot tome, Robalo i saradnici (Robalo *et al.*, 2021) konstatatuju da izrazi EC2 nisu podesni za primenu u slučaju betona koji sadrže KB, zbog po mišljenju autora velikih odstupanja. Srednja vrednost eksperimentalno dobijenog koeficijenta tečenja ovih betona iznosila je oko 50% vrednosti dobijene korišćenjem izraza EC2. Zato, na osnovu sopstvenih rezultata, isti autori predlažu modifikaciju vrednosti eksponenta u izrazu (2.99) sa 0,3 na 0,15. Takođe, predložena je i korekcija izraza (2.97), uvođenjem w/c faktora, na sledeći način.

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{2,5 \cdot \left(\frac{w}{c}\right)^{1,5} \cdot \sqrt{f_{cm}}} \tag{2.124}$$

Primenom ovih modifikacija, značajno se povećava preciznost predikcije. Prosečna vrednost eksperimentalnog koeficijenta tečenja iznosila je oko 88% od vrednosti dobijene korišćenjem prethodno modifikovanih izraza. Iako na strani sigurnosti, predložene korekcije koje su

bazirane na malom broju mešavina iz samo jedne studije ne mogu biti opšteprihvaćene. U svakom slučaju, hitno sprovođenje dodatnih studija je veoma potrebno.

2.13. GRANIČNO STANJE DEFORMACIJA

2.13.1. Uvod

Pravilnim projektovanjem AB elemenata i konstrukcija potrebno je obezbediti odgovarajuću nosivost (i stabilnost), funkcionalnost (skup performansi u eksploataciji) i trajnost. Pravilan pristup projektovanju podrazumeva dimenzionisanje elemenata prema graničnom stanju nosivosti (loma), čime se osigurava da će oni biti u stanju da sa određenim stepenom sigurnosti, prihvate i prenesu sve uticaje nastale usled spoljašnjih opterećenja. Zato se, po pravilu, prilikom dokaza ovog graničnog stanja operiše sa uvećanim (faktorisanim) opterećenjima. Pri tome, ponašanje dimenzionisanog elementa pri realnim opterećenjima koja se mogu očekivati u stanju eksploatacije, ostaje nepoznato. Stoga je potrebno izvršiti i dokaz graničnih stanja upotrebljivosti, čime se obezbeđuju funkcionalnost i odgovarajuće performanse tokom eksploatacije. Dakle, potrebno je obezbediti odgovarajuća naponsko-deformacijska stanja elementa, koji i pri najnepovoljnijoj mogućoj kombinaciji eksploatacionih opterećenja neće prekoračiti skup propisanih kriterijuma kojima su definisana ova granična stanja. Na kraju, odgovarajuća trajnost (životni vek) se najčešće, pored zadovoljenja graničnih stanja upotrebljivosti, obezbeđuje i usvajanjem odgovarajuće veličine zaštitnog sloja betona.

Tradicionalno projektovanje (BAB 87, 1995) najčešće je obuhvatalo detaljan proračun (dimenzionisanje) prema graničnim stanjima nosivosti, a zatim dokaz graničnih stanja upotrebljivosti koji je praktično predstavljao čistu formalnost, jer su ova granična stanja uglavnom bila zadovoljena. Nagli tehnološki rast, konstanto povećanje arhitektonskih zahteva koji se stavljaju pred priojektanta i želja investitora za ubrzanom izgradnjom uslovili su razvoj i primenu novih konstrukcijskih materijala visokih čvrstoća (performansi). To je omogućilo usvajanje elegantnijih nosećih elemenata značajno manjih dimenzija i većih raspona od uobičajenih, što za posledicu ima povećanje fleksibilnosti istih. Stoga usvojena rešenja bazirana na zadovoljenju graničnih stanja nosivosti često ne obezbeđuju željeno ponašanje elemenata u eksploataciji, tj. ne zadovoljavaju postavljene kriterijume upotrebljivosti. Samim tim, tradicionalni pristup projektovanju postaje iracionalan jer može da uslovi višestruke izmene prethodno usvojenih rešenja i sprovođenje ponovnih dokaza (Pecić, 2012).

Kriterijumi graničnih stanja upotrebljivosti koji proizilaze iz uslova funkcionalnosti i trajnosti AB konstrukcije mogu se podeliti na (*fib*, 2013; EN 1992-1-1, 2015):

- Granično stanje napona
- Granično stanje prslina
- Granično stanje deformacija

Nivoi opterećenja za proračun graničnih stanja upotrebljivosti odgovaraju realno očekivanom eksploatacionom opterećenju, uzimajući u obzir moguće varijacije i verovatnoću pojave određenih promenljivih dejstava. Određuju se u skladu sa Evrokodom 0 (EN 1990, 2012) na sličan način kao kod proračuna graničnih stanja nosivosti, ali su koeficijenti sigurnosti za dejstva izostavljeni ($\gamma = 1$). Pomenuti standard (EN 1990, 2012) definiše tri nivoa (kombinacije) eksploatacionog opterećenja za koje se vrše provere graničnog stanja upotrebljivosti: karakteristična, česta i kvazi stalna kombinacija opterećenja.

Napominje se da i vibracije pripadaju graničnim stanjima upotrebljivosti, ali se ova problematika ne obuhvata osnovnim standardom EC2, dok se u MC10 mogu pronaći okvirne instrukcije.

2.13.2. Modeli za proračun graničnih stanja upotrebljivosti

Modeli za proračun graničnih stanja upotrebljivosti generalno su kompleksniji od modela koji se koriste za dokaz graničnih stanja nosivosti, jer je neophodno da pored uticaja prslina (čija je pojava očekivana tokom eksploatacionog veka), obuhvate i vremenski zavisne efekte koji mogu prouzrokovati negativne posledice. Zato su oni podložniji brojnim aproksimacijama, odakle proizilazi i manja pouzdanost istih.

Osnovne pretpostavke na kojima se zasniva proračun graničnih stanja upotrebljivosti su sledeće:

- Raspored dilatacija po visini preseka je linearan – važi Bernulijeva hipoteza ravnih preseka. Kod potpunog sprezanja betona i armature (nema proklizavanja na spoju) ova hipoteza rezultira jednakim dilatacijama u betonu (ε_c) i armaturi (ε_s) kada su na istom nivou, a one su jednake dilataciji preseka (ε).
- Naponi su proporcionalni dilatacijama – važi Hukov zakon ($\sigma = E \cdot \varepsilon$) za oba materijala, bilo da se radi o pritisku ili zatezanju. Međutim, u slučaju da se u betonu jave naponi zatezanja, prethodna hipoteza je validna sve dok oni ne prekorače određenu granicu koja označava nastanak prsline (najčešće f_{ct} ili $f_{ct,fl}$).

U zavisnosti od veličine napona zatezanja u betonu razlikujemo dva slučaja:

1) Presek bez prsline (stanje I) - naponi zatezanja nisu prekoračili prethodno definisanu granicu. U ovom slučaju beton prihvata zatezanje, a naponi u preseku se najčešće računaju sa geometrijskim karakteristikama bruto betonskog preseka.
2) Presek sa prslinom (stanje II) – naponi zatezanja su prekoračili prethodno definisanu granicu. U ovom slučaju beton više ne prihvata zatezanje, već kompletnu silu zatezanja u preseku sa prslinom prihvata armatura. U skladu sa prethodnom pretpostavkom, određuju se i naponi u preseku.

Bez obzira na to da li je napon zatezanja u preseku prekoračen ili ne, oba tipa preseka doprinose krutosti nosača. Neophodno je utvrditi granicu koja definiše pojavu prsline u poprečnom preseku, kao i način interpolacije krutosti nosača između dva tipa: presek sa prslinom i presek bez prsline.

2.13.3. Proračun ugiba

Još jedna od brojnih posledica izlaganja AB elementa spoljašnjem opterećenju jeste i njegova deformacija. Sa inženjerskog aspekta, kod AB grednih elemenata, najznačajnije su vertikalne deformacije, odnosno pomeranja. Pomeranja u sebi mogu sadržati deo koji je posledica kinematičkog pomeranja - sleganja oslonaca (stubova) i deo koji je posledica deformacije same grede usled opterećenja. U tom smislu, ugib ustvari predstavlja samo deformacijski deo pomeranja.

Za razliku od elemenata koji su napavljeni od drugih materijala i kod kojih je ugib uglavnom posledica njihovog opterećenja, pa se kao takav relativno jednostavno može sračunati, ugibi AB elemenata ne zavise samo od opterećenja. Štaviše, često naknadni ugibi usled vremenskih efekata (skupljanja i tečenja) betona višestruko premašuju onu vrednost ugiba koji se javlja usled opterećenja. Posmatrano kroz vremensku prizmu, razlikuju se dakle, početni (inicijalni)

ugib i za inženjersku praksu često najvažniji, konačni (trajni) ugib. Početni ugib se javlja prilikom izlaganja elementa opterećenju, dok konačni (trajni) ugib sadrži i vremenski promenljive fenomene koji se odvijaju u betonu (tečenje i skupljanje). Pojava prslina kroz ogroman uticaj koji ima na krutost nosača, dodatno komplikuje stvar. Pa se već sada može naslutiti kompleksnost metodologije za proračun ugiba AB nosača. Metodologija koja je ovde prezentovana i dalje je najčešće primenjivan način proračuna među inženjerima. Iako, danas postoje postoje brojni softveri koji primenom metode konačnih elemenata mogu da uzmu u obzir nelinearno ponašanje betona.

Ugibi se po pravilu dobijaju numeričkom integracijom krivine elementa (1/r). Iz otpornosti materijala, sledi poznati obrazac za određivanje krivine elementa usled opterećenja:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{EI} \tag{2.125}$$

Sa druge strane, na osnovu Bernulijeve hipoteze o ravnim presecima, dobija se krivina kao:

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_{s,1}}{d} \tag{2.126}$$

-gde je d statička visina preseka. Ukoliko se posmatra idealizovani dijagram koji predstavlja promenu krivine jednog AB nosača koji je izložen čistom savijanju, mogu se uočiti dva karakteristična stanja (faze). Kada je moment savijanja za odgovarajuću kombinaciju opterećenja (M) manji od momenta pojave prsline (M_{cr}), procena krivine $(1/r)_I$ se vrši manje složenim postupcima sa geometrijskim karakteristikama neisprskalih preseka (stanje I). Ako je moment od opterećenja veći od odgovarajućeg momenta pojave prslina (stanje II), a u slučaju da nema sadejstva betona i armature u zategnutoj zoni između dve prsline, krivina bi odgovarala krivini potpuno isprskalog preseka $(1/r)_{II}$. Realan odgovor AB elementa sa prslinama, u zavisnosti od nivoa opterećenja, nalazi se negde između ova dva granična slučaja. Srednja krivina preseka $(1/r)_m$, računa se interpolacijom stanja I i II, na sledeći način:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_m = (1-\zeta)\left(\frac{1}{r}\right)_I + \zeta\left(\frac{1}{r}\right)_{II} \tag{2.127}$$

Interpolacioni koeficijent (ζ) prema propisima EC2, MC10 određuje se kao:

$$\zeta = 1 - \beta\left(\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_s}\right)^2 = 1 - \beta\left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^2 \tag{2.128}$$

$$M_{cr} = W_{I,1} \cdot f_{ct,eff} \approx W_{c,1} \cdot f_{ctm} \tag{2.129}$$

- gde je:

β – koeficijent koji obuhvata trajanje opterećenja i iznosi 0,5 za dugotrajna i 1,0 za kratkotrajna dejstva

σ_{cr} – napon u zategnutoj armaturi za isprskali presek, od opterećenja pri kome nastaje prslina

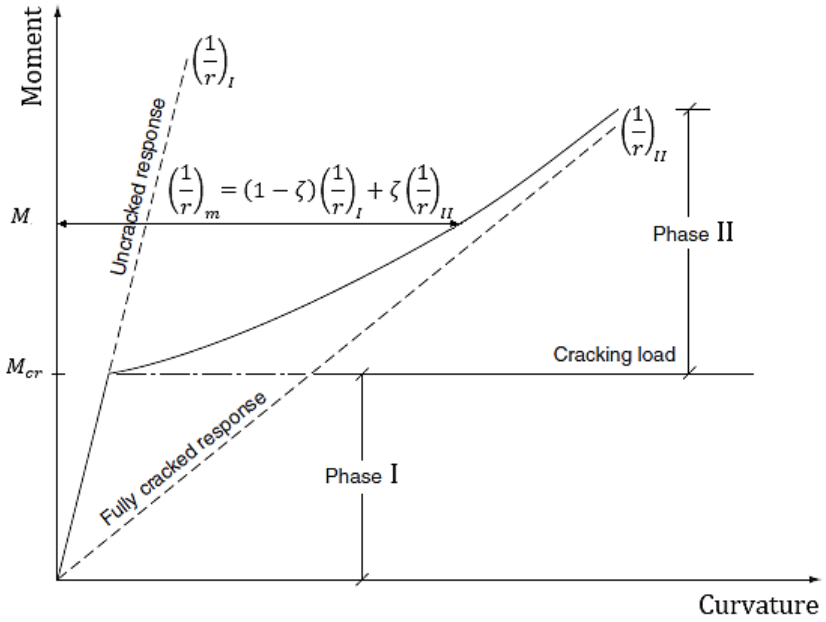
σ_s – napon u zategnutoj armaturi za odgovarajuću kombinaciju opterećenja

M_{cr} – moment pri kome nastaje prslina, izraz (2.129)

M – moment za odgovarajuću kombinaciju opterećenja

$W_{i,1}$ – otporni moment idealizovanog preseka za donju ivicu

$W_{c,1}$ – otporni moment bruto betonskog preseka za donju ivicu preseka



Slika 2.54 Promena krivine AB elementa u funkciji opterećenja, prilagođeno (Beeby and Narayanan, 2009)

Na prethodno opisan način, korišćenjem izraza (2.127) i (2.128) mogu se interpolirati bilo koje vrednosti, uključujući dilatacije, napone, krutosti ili u krajnjem slučaju ugibi.

Budući da se ugib računa za kvazi-stalnu kombinaciju opterećenja, to znači da će on u eksploataciji biti izložen i višim nivoima opterećenja (karakteristična, česta kombinacija). Na osnovu prethodnog sledi da se prsline mogu javiti pri bilo kojoj navedenoj kombinaciji i tako značajno uticati na krutost nosača (prsline ostaju trajno). Pored toga, usled skupljanja betona javljaju se naponi zatezanja, koji u zbiru sa naponima zatezanja od opterećenja, mogu izazvati prsline i pri nižim vrednostima momenta savijanja od M_{cr}. Stoga se kriterijumi za utvrđivanje da li se radi o preseku sa prslinama ili ne, delimično pooštravaju (Marinković and Pecić, 2018):

$$M < \sqrt{\beta} \cdot M_{cr} \ , \ \textit{stanje I – bez prslina} \tag{2.130}$$

$$M \geq \sqrt{\beta} \cdot M_{cr} \ , \ \textit{stanje II – sa prslinama} \tag{2.131}$$

Kada se vrši proračun ugiba, bilo početnog ili dugotrajnog, geometrijske karakteristike preseka računaju se na osnovu poznatih izraza iz otpornosti materijala za stanje I, odnosno za stanje II, u zavisnosti od toga da li se za razmatrano opterećenje javila prslina u preseku ili ne. Prilikom proračuna dugotrajnog ugiba u račun je potrebno uvesti efekte tečenja i skupljanja betona.

Tečenje betona kod dugotrajnih opterećenja uzima se u obzir korekcijom modula elastičnosti betona, na sledeći način:

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1 + \varphi_{eff}} \tag{2.132}$$

- gde je:

$E_{c,eff}$ – efektivni modul elastičnosti betona

$E_c = 1{,}05\ E_{cm}$ – jer se koeficijent tečenja računa sa tangentnim modulom elastičnosti betona

φ_{eff} – efektivni koeficijent tečenja

Efektivni koeficijent tečenja na nekin način opisuje istoriju opterećenja i pokušava da objedini učinak različitih opterećenja. Ukoliko se razmatraju tri opterećenja, g, g_1 i q koja počinju da deluju u vremenskim trenucima t_1, t_2 i t_3 respektivno, za svako od opterećenja potrebno je odrediti odgovarajući koeficijent tečenja $\varphi(t,t_1)$, $\varphi(t,t_2)$ i $\varphi(t,t_3)$. Nakon toga, efektivni koeficijent tečenja dobija sledeći oblik:

$$\varphi_{eff}(t) = \frac{g_1 \cdot \varphi(t,t_1) + g_2 \cdot \varphi(t,t_2) + \psi_2 \cdot q \cdot \varphi(t,t_3)}{g_1 + g_2 + \psi_2 \cdot q} \tag{2.133}$$

- gde $\psi_2 \cdot q$ predstavlja trajni (stalni) deo korisnog opterećenja.

Prilikom sprovođenja proračuna ugiba tokom vremena u(t) koristi se koeficijent korespodencije α_e

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} \tag{2.134}$$

Dok se krivine usled skupljanja procenjuju korišćenjem:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cs,i} = \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot \frac{S_i}{I_i} \tag{2.135}$$

- gde S_i predstavlja statički moment preseka. I_i moment inercije poprečnog preseka, dok oznaka i u indeksu predstavlja stanja I i II redom.

Konačno, u pojednostavljenoj varijanti, a u slučaju isprskalih preseka, ugib se računa dva puta. Prvi put za neisprskali presek (stanje I) i drugi put za kompletno isprskali presek (stanje II), a zatim se vrši interpolacija:

$$u = (1-\zeta)u_I + \zeta u_{II} \tag{2.136}$$

Ugib od opterećenja se može sračunati na sledeći način:

$$u_{i,opt} = K \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_i \cdot L^2 = K \cdot \frac{M_{max} \cdot L^2}{E I_i} \tag{2.137}$$

- gde je:

i – stanje I i II

K – koeficijent koji obuhvata oblik dijagrama momenta savijanja

M_{max} – maksimalni moment savijanja u kritičnom preseku (najčešće u polju)

E – odgovarajuća vrednost modula elastičnosti betona (E_{cm} ili $E_{c,eff}$)

L – raspon nosača

Ugib od skupljanja se može sračunati iz:

$$u_{i,sh} = \delta_{sh} \cdot \varepsilon_{sh}(\infty) \cdot \frac{S_i}{I_i} \cdot \frac{L^2}{8} \tag{2.138}$$

- gde je δ_{sh} koeficijent koji uzima u obzir statički sistem, $\delta_{sh} = 1$ za prostu gredu.

U strožijoj varijanti proračuna, neophodno je izvršiti izračunavanje krivine u dovoljnom broju preseka (najčešće u desetinama raspona) duž elementa, a zatim se dvostrukom numeričkom integracijom dobija vrednost ugiba. U pratećem dokumentu EC2 (Beeby and Narayanan, 2009), opisana je jednostavna procedura koja se bazira na numeričkoj integraciji koristeći trapezno pravilo. Prvom integracijom krivine, dobijaju su vrednosti nekorigovane rotacije:

$$\theta_i = \theta_{i-1} + \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_i + \left(\frac{1}{r}\right)_{i-1}}{2} \cdot \frac{L}{n} \tag{2.139}$$

- gde je i posmatrani presek, dok je n ukupan broj preseka za koji se vrši integracija.

Slično, integracijom nekorigovane rotacije, dobija se nekorigovana vrednost ugiba:

$$u_i = u_{i-1} + \frac{\theta_i + \theta_{i-1}}{2} \cdot \frac{L}{n} \tag{2.140}$$

Konačno, granični uslovi na krajevima nosača u zavisnosti od statičkog sistema, uzimaju se u obzir korekcijom prethodno nekorigovane veličine ugiba primenom linearne transformacije.

2.13.4. Ograničenje ugiba

Ograničenje ugiba u AB konstrukcijama potiču iz funkcionalni i estethih, tj. vizuelnih zahteva, a u cilju izbegavanja brojnih problema koji se mogu javiti tokom njene eksploatacije. Najčešće se ograničenja propisuju u funkciji raspona nosača (L).

Estetski zahtevi su po pravilu značajno blaži i umnogome zavise od subjektivnog osećaja korisnika. U svakom slučaju, vizuelno lako uočljiv ugib može da stvori osećaj nelagodnosti i uznemirenosti kod samih korisnika objekta, kao i sumnju u sposobnost konstukcije da se odupre opterećenju kojem je izložena. Kao prihvatljivo ograničenje kojim se predupređuje prethodni problem, u literaturi se može pronaći ograničenje u iznosu L/250 (Beeby and Narayanan, 2009). Analogne su i preporuke propisa koje se odnose na izgled i opštu uporebljivost (*fib*, 2013; EN 1992-1-1, 2015). Ovo ograničenje se odnosi na ukupni (totalni) ugib.

Sa druge strane, funkcionalni zahtevi su po svojoj prirodi značajno rigorozniji od estetskih, jer i ugibi koji su vizuelno teško uočljivi mogu biti uzrok brojnih problema u eksploataciji objekta. Tako prekomerni ugibi konstruktivnih mogu prouzrokovati pojavu neprhivatljivih oštećenja nekonstruktivnih elemenata, pregradnih zidova, obloga, staklenih fasada, instalacija, itd. Pored, toga može doći do zaglavljivanja vrata i prozora, a u ekstremnim situacijama i do pucanja njihovih staklenih delova. Nekontrolisani ugibi mogu sprečiti i pravilno odvodnjavanje sa krovova, kao i funkcionisanje vodovodne i kanalizacione instalacije. Ispravno funkcionisanje uređaja i opreme koji su oslonjeni na neki konstruktivni element, takođe može biti onemogućeno prekomernim ugibima. U slučaju kada se radi o opremi ili uređajima, kriterijume za ograničavanje ugiba trebalo bi da propiše proizvođač.

Kada se govori o krtim nekonstruktivnim elementima koji su povezani sa konstrukcijom, preporučeno je ograničiti prirast ugiba nakon izgradnje, tzv. aktivni ugib, na veličinu od L/500 (*fib*, 2013; EN 1992-1-1, 2015). Opravdano bi bilo očekivati da će ovo ograničenje eliminisati problem pojave prslina u takvim elementima. Na osnovu anketa utvrđeno je, međutim, da su i kod veoma malih vrednosti ugiba (L/1000) u praksi uočene određene prsline (Beeby and Narayanan, 2009). Ovako striktna ograničenja mogu se smatrati neekonomičnim. Suprotno prethodnom, isti autori navode da ograničenje vrednosti aktivnog ugiba od L/300 može biti zadovoljavajuće, ukoliko je investitor (korisnik) spreman da prihvati „značajne“ prsline nakon npr. godinu ili dve eksplatacije objekta. Ali se očekuje da će nakon prvog krečenja (eventualno gletovanja) one u potpunosti nestati i verovatno se više neće pojaviti.

Na osnovu prethodnog, može se očekivati da će ograničenje aktivnog ugiba (kada se ono zahteva) biti merodavan kriterijum pri kontroli (Jacobs, 2017). Međutim, računanje aktivnog ugiba Pecić (Pecić, 2012) opisuje kao prilično kompleksan i vremenski zametan posao, sa veoma neizvesnim krajnjim ishodom. Zato predlaže pooštravanje kriterijuma aktivnog ugiba

na vrednost L/300, čime se zahtevi ukupnog svode na nivo aktivnog ugiba, uz jednostavniji proračun.

Slično kao kod ograničenja širine prslina, propisi omogućavaju da se kompletan proračun ugiba izostavi, ukoliko su ispunjeni određeni kriterijumi (*fib*, 2013; EN 1992-1-1, 2015). Ograničenja se u ovom slučaju odnose na određivanje graničnog odnosa L/d (raspon/statička visina), a sama procedura je veoma jednostavna. Prema navodima EC2, ova ograničenja treba da zadovolje i uslov totalnog i uslov aktivnog ugiba. Pored brojnih aproksimacija usvojenih prilikom definisanja čitave procedure, usvajanje pogrešnog nivoa eksploatacionog opterećenja za kvazi stalnu kombinaciju dovelo je do ozbiljnih primedbi na pouzdanost ovog postupka (Marinković and Pecić, 2018). Stoga se sugeriše sprovođenje detaljnog proračuna ugiba, do neke buduće revizije propisa i otklanjanja uočenih nedostataka.

2.14. ZAKLJUČAK

Ako se uzme u obzir činjenica da je beton najkorišćeniji ljudski proizvod uopšte, transformacija betonske industrije može imati verovatno najveći doprinos u postizanju zajedničkog cilja: karbonska neutralnost i društvo otporno na klimatske promene. U tom smislu primena konstrukcijskih betona sa redukovanim sadržajem cementa i velikim sadržajem KB, može biti odgovor na savremene tendencije očuvanja prirodnih resursa i značajnog smanjenja negativnog uticaja čitavog građevinskog sektora na životnu sredinu. To su ujedno i glavni prioriteti na putu održivog razvoja. Pored toga, zbog niže jedinične cene KB u poređenju sa cementom, mogu se ostvariti i određeni ekonomski benefiti. Iz navedenih razloga, primetno je povećano interesovanje istraživača u ovoj oblasti, a naročito u poslednjih 10-20 godina. I pored toga, postoje brojna otvorena pitanja iz ove oblasti na kojima je potrebno raditi u budućnosti.

Pregledom literature ustanovljeno je, da je čvrstoća pri pritisku, kao osnovno mehaničko svojstvo ovih betona prilično obimno istražena. Kao najbitniji parametar izdvaja se, kao i u slučaju klasičnih betona w/c (eventualno w/p) faktor. Ponuđeni su i veoma kompleksni i vremenski zametni izrazi koji mogu poslužiti za procenu čvrstoće. Pored svoje kompleksnosti, velika mana ovih izraza je što se uglavnom baziraju na rezultatima jedne (u najboljem slučaju dve do tri) studije, pa se ne mogu generalizovati. Sa druge strane, evidentan je nedostatak jednostavnih izraza kojima se mogu opisati osnovni zakoni čvrstoće ovih betona još u najranijoj fazi projektovanja betonskih mešavina. Takođe, ne postoje ni predlozi kojima se može opisati vremenska funkcija čvrstoće.

Kada su u pitanju ostala mehanička svojstva ovih betona, broj studija je značajno manji. I u ovom slučaju osim određenih komentara koji su dobijeni na osnovu rezultata sopstvenih studija pojedinih autora, nema opšteprihvaćenih modela za bilo kakvu procenu. Štaviše, teško je govoriti i da li se postojeći modeli koji se mogu naći u savremenim propisima, a koji važe za CB, mogu koristiti u slučaju betona sa KB. Iako se čini da se praktično sva mehanička svojstava mogu izraziti u funkciji čvrstoće betona, kao što je to slučaj kod CB, ove veze su još uvek nedovoljno ispitane. Neretko su mišljenja podeljana i kontradiktorna. U svakom slučaju, može se zaključiti da se i pored velike zamene cementa KB (>50%) mogu dobiti betoni koji poseduju slična, čak i viša, mehanička svojstva u poređenju sa referentnim CB. To nažalost, ne može u potpunosti da obezbedi njihovu praktičnu primenu.

Da bi se uopšte moglo govoriti o praktičnoj primeni ovih betona u građevinskim konstrukcijama, neophodno je da pored mehaničkih svojstava, poseduju i odgovarajuću ugradljivost, zadovoljavajuću trajnost i adekvatne reološke osobine. I dok se zadovoljavajuća ugradljivost postiže pravilnim projektovanjem mešavine i odgovarajućim učešćem sitnih čestica (KB), uz doziranje određene količine superplastifikatora, ostala svojstva nisu

zagarantovana. Tačnije, na osnovu veoma ograničenog fonda rezultata iz literature čini se da su po pravilu reološka svojstva betona sa KB superiornija u odnosu na klasične CB. Po svemu sudeći, postojeći modeli za procenu skupljanja i tečenja koji su važeći za CB, ne mogu se primeniti na betone sa velikim sadržajem KB. Iako u literaturi postoji jedan predlog korekcije modela za procenu skupljanja CB, kao i zaseban model za procenu skupljanja betona sa KB, ovi predlozi su rezultat samo jedne studije, pa se postavlja pitanje njihove pouzdanosti.

Na osnovu dosadašnjih istraživanja, sa sigurnošću se može reći da je ubedljivo najveći nedostatak betona sa KB u poređenju sa CB nedovoljna trajnost. Iako je njihova inferiornost po pitanju trajnosti očigledna, na osnovu dosadašnjih istraživanja može se zaključiti, da se u nekim slučajevima pravilnim projektovanjem mešavine mogu postići i slične trajnosti CB i betona koji sadrže KB. Kada je u pitanju karbonatizacija, kao dominantan mehanizam deterioracije AB konstrukcija, postoji jedan veoma kompleksan predlog za procenu dubine karbonatizacionog fronta betona sa KB. Što je i glavna prepreka na putu ka njegovoj praktičnoj primeni. I u ovom slučaju prisutno je pitanje pouzdanosti, jer je model razvijen na osnovu vrlo ograničenog broja rezultata. Drugi predlozi za procenu trajnosti konstukcija od betona sa KB nisu pronađeni u literaturi. Na kraju, još uvek nije istražena mogućnost korišćenja postojećih izraza koji se odnose na trajnost klasičnih betona i u slučaju betona koji sadrže CB.

U literaturi nisu pronađena istraživanja koja se bave ponašanjem realnih AB elemenata od betona sa velikim sadržajem KB pri graničnom opterećenju. Zato ostaje nejasno da li se postojeći modeli iz propisa mogu koristiti za određivanje njihove nosivosti. Iako se može očekivati slična granična nosivost elemenata izvedenih od CB i betona sa KB, to treba i dokazati eksperimentalnim putem.

Sa druge strane, budući da ne postoje ni istraživanja koja analiziraju ponašanje AB elemenata izvedenih od betona sa KB pri dugotrajnom opterećenju, njihovo ponašanje ostaje potpuno nepoznato. Analogno, nije poznato ni da li se postojeći modeli iz propisa uz eventualne korekcije mogu iskoristiti u tu svrhu. Za razliku od očekivane slične granične nosivosti, pri dugotrajnom opterećenju se mogu očekivati značajnija odstupanja u ponašanju.

Osim nekoliko radova koji koriste samo osnovnu LCA (Life-cycle assessment) metodologiju za uporednu procenu emisija gasova staklene bašte i količinu utrošene energije, ne postoje detaljnije analize životnog ciklusa i procene uticaja ovih betona na životnu sredinu, kao ni procene njihovih ekonomskih pokazatelja.

Prethodno izvršena sistematizacija i analiza dostupnih rezultata iz literature pomogli su u identifikaciji i delimičnoj kvantifikaciji osnovnih parametara koji utiču na fizičko-mehanička svojstva betona sa redukovanim sadržajem cementa i velikim sadržajem KB. Bez obzira na to, građevinska praksa je još uvek prilično daleko od uvođenja ovih betona u svakodnevnu upotrebu. Razlog leži u činjenici da postoje brojna otvorena pitanja i nedovoljno razumevanje uticaja brojnih parametara na svojstva ovih betona. Stoga su dalja istraživanja na nivou same fenomenologije materijala, a naročito ponašanja realnih AB elemenata, od izuzetne važnosti za dalje razumevanje ovih betona i podizanje poverenja građevinske industrije u njihovoj široj praktičnoj primeni. Sve dok ova vrsta betona ne bude prepoznata od strane nekih budućih propisa, ne može se očekivati njihova masovna praktična primena.

3. SOPSTVENI EKSPERIMENTALNI PROGRAM: PRIKAZ REZULTATA, ANALIZA I DISKUSIJA

3.1. UVOD

Program sopstvenih eksperimentalnih istraživanja podeljen je u tri faze:

3) Ispitivanje čvrstoće pri pritisku betona sa velikim sadržajem KB i uporednih cementnih betona pri različitim starostima;
4) Ispitivanje fizičko-mehaničkih svojstava i parametara trajnosti na odabranim mešavinama iz prve faze;
5) Ispitivanje ponašanja AB grednih nosača pri dugotrajnom opterećenju tokom 1000 dana.

Budući da je čvrstoća pri pritisku betona najvažniji parametar, a imajući u vidu sve nedostatke uočene pregledom literature, celokupan fokus prve faze eksperimentalnog istraživanja posvećen je upravo ovom svojstvu betona. Sprovedeno je veoma obimno ispitivanje svih relevantnih parametara koji utiču na čvrstoću. Nakon definisanja receptura, detaljno je analiziran uticaj procentualne zamene cementa, odnosno količine i granulometrijskog sastava KB, w/c faktora, kao i starosti betona.

U drugoj fazi ispitana su i ostala fizičko-mehanička svojstva (čvrstoća pri zatezanju – brazilski opit, čvrstoća pri zatezanju savijanjem, modul elastičnosti, penetracija hlorida, karbonatizacija – prirodna i ubrzana, vodonepropustljivost) na deset odabranih mešavina iz prve faze. Za te potrebe odabrani su betoni uobičajenih klasa čvrstoće (C25/30 i C30/37), kod kojih je 0%, 30%, 45% i 55% cementa zamenjeno KB, a korišćena su tri KB različite granulometrije. Ovi rezultati doprineli su boljem sagledavanju osnovnih svojstava betona sa velikim sadržajem KB.

U trećoj fazi fokus je usmeren na ponašanje AB grednih nosača pri dugotrajnom opterećenju u trajanju od dve godine. U strogo kontrolisanim termohigrometrijskim uslovima, pored reoloških svojstava kao što su skupljanje i tečenje betona, analizirane su prsline, krivine preseka i ugibi. Ukupno je ispitano šest greda, od kojih su dve referentne grede izvedene od klasičnog CB, dok je kod ostale četiri grede 45% cementa bilo zamenjeno KB različite granulometrije.

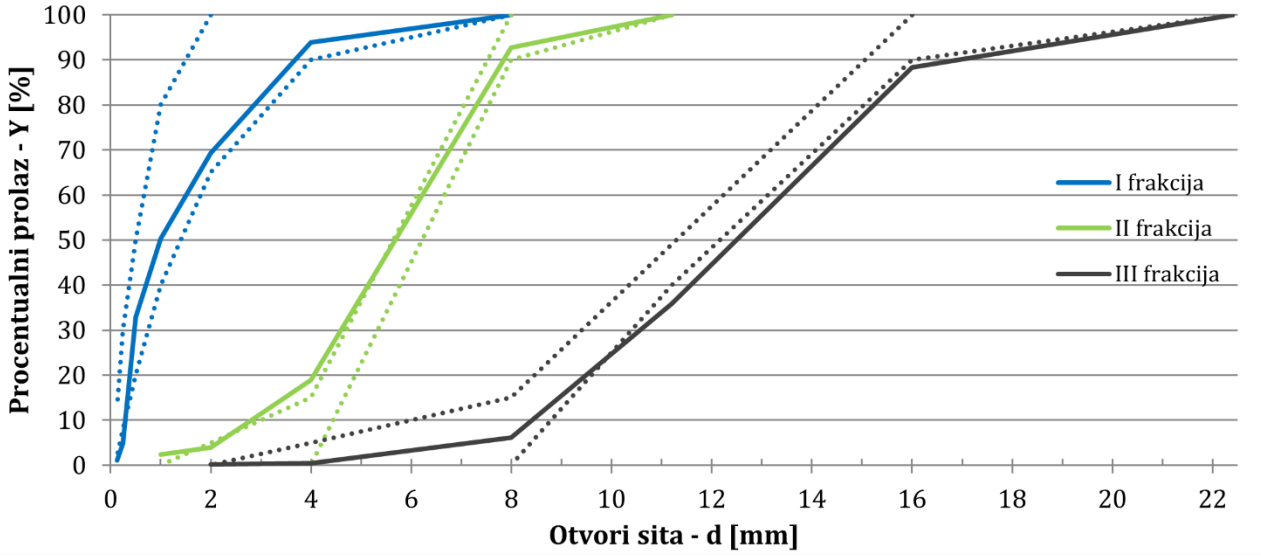
3.2. ISPITIVANJE KOMPONENTNIH MATERIJALA

3.2.1. Agregat

Za potrebe ovog eksperimentalnog ispitivanja korišćen je rečni agregat „Dunavac“ uzorkovan u prigradskom delu Beograda. Agregat je separisan u tri frakcije: I (0–4 mm) - pesak, II (4–8 mm) - šljunak, III (8–16 mm) - šljunak, sa nominalnom veličinom maksimalnog zrna od 16 mm. Budući da je ovo komercijalno dostupan proizvod, čitavu količinu obezbedila je kompanija Elita Cop d.o.o. iz Beograda.

Agregat je nakon dopremanja u laboratoriji osušen na temperaturi od 105°C do konstantne mase. Nakon sušenja agregata, utvrđen je njegov granulometrijski sastav metodom suvog prosejavanja u skladu sa standardom (EN 933-1, 2009). Granulometrijske krive ispitanog agregata po frakcijama prikazane su na slici 3.1. Na istoj slici, isprekidanim linijama prikazane su i referentne krive, koje predstavljaju granična područja korišćenih frakcija (SRPS B.B3.100, 1983; SRPS B.B2.01, 1986). Granulometrijska kriva prve frakcije se nalazi u definisanom području, dok krive frakcija II i III delimično izlaze iz preporučenih područja. Frakcija II ima nešto više 19% (od preporučenih 15%) podmernih zrna na situ otvora 4 mm, dok frakcija III ima delimično uvećan sadržaj nadmerenih zrna, oko 2% na situ veličine 16 mm i međusitu 11,2 mm.

Može se konstatovati da su ova odstupanja minimalna i ne predstavljaju prepreku u korišćenju ovog agregata. Takođe, napominje se da nije obavezno da se određena kriva nađe u odgovarajućem referentnom području, već su ona više orijentacionog karaktera.



Slika 3.1 Granulometrijske krive korišćenog agregata po frakcijama

Upijanje vode agregata i zapreminske mase u suvom stanju i vodom zasićenom površinski suvom stanju (saturated and surface dried - SSD) određeni su prema (EN 1097-6, 2016). Ovi rezultati su prikazani u sledećoj tabeli.

Tabela 3.1 Zapreminska masa i upijanje agregata po frakcijama

Frakcija	Upijanje [%] 30 min	Upijanje [%] 24h	Zapreminska masa [kg/m³]	
			Suv	SSD
I (0-4 mm)	/	0.60	2660	2680
II (4-8 mm)	0.55	0.64	2612	2629
III (8-16 mm)	0.54	0.62	2594	2610

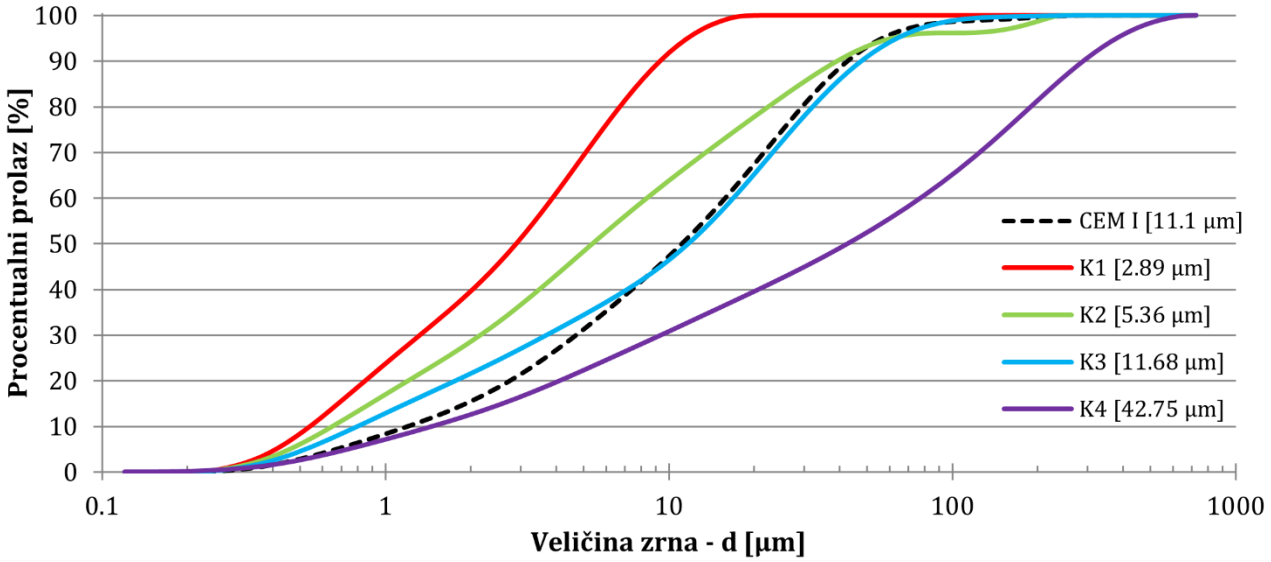
3.2.2. Krečnjačko brašno

Krečnjačka brašna koja su korišćena kao delimična zamena cementa predstavljaju veoma fine mikronizirane praškaste materijale dobijene mlevenjem kalcijum-karbonata visoke čistoće. U ovom ekperimentu korišćene su četiri vrste komercijalno dostupnih KB, istog hemijskog sastava, koje je obezbedila kompanija Omya Venčac d.o.o. iz Aranđelovca. Prema dostupnoj specifikaciji proizvođača, sadržaj $CaCO_3$ je iznosio preko 98%. U skladu sa tim, može se zaključiti da sva KB u pogledu hemijskog sastava ispunjavaju odredbe standarda (EN 197-1, 2013) koji zahteva da sadržaj pomenutog minerala bude najmanje 75%. Detaljni hemijski sastav korišćenih KB određen pomoću Rendgenske fluorescentne spektroskopije (XRF), prikazan je u tabeli 3.2.

Dužina i sam proces mlevenja definišu finoću KB, a to je u ovom slučaju i jedina razlika između njih. Granulometrijski sastav KB, tj. kvantifikacija veličine čestica i njihova raspodela određena je korišćenjem uređaja koji radi na principu analize difraktovane svetlosti. Granulometrijske krive primenjenih KB prikazane su na slici 3.2. Na istoj slici, radi pravilne komparacije, prikazan je i granulometrijski sastav cementa.

Kao reprezentativna veličina kojom se na neki način može kvantifikovati granulometrijski sastav, može se usvojiti veličina srednjeg (prosečnog) zrna d_{50}. KB su u skladu sa granulometrijom obeležena oznakama K1–K4, gde K1 predstavlja najsitnije, a K4 najkrupnije KB. Sa slike 3.2 kvalitativno se može zaključiti da su KB u oznaci K1 (d_{50} = 2,89 μm) i K2 (d_{50} = 5,36 μm) veće finoće mliva od cementa (d_{50} = 11,1 μm). K3 (d_{50} = 11,68 μm) je vrlo slične finoće kao cement, dok je K4 (d_{50} = 42,75 μm) značajno krupnije od cementa. Na osnovu prethodnog, može se zaključiti da KB označena sa K1, K2 i K3 zadovoljavaju zahteve u pogledu granulometrije koji su definisanu u standardu (EN 12620, 2010), tabela 2.1. Sa druge strane, K4 ne ispunjava pomenute uslove, jer ima oko 15% više nadmerenih zrna veličine 0,125 mm i 0,063 mm. Na ovaj način, obuhvaćena su i KB koja izlaze iz ovira standarda.

Zapreminska masa svih KB kretala se u granicama od 2620–2720 kg/m^3.



Slika 3.2 Granulometrijski sastav cementa i KB

3.2.3. Cement

Prilikom ovog eksperimentalnog ispitivanja korišćen je čist Portland cement u oznaci CEM I prema (EN 197-1, 2013). Ovaj tip cementa sadrži minimalno 95% Portland cementnog klinkera i maksimalno 5% ostalih dodataka. Ovo je omogućilo da se eventualni uticaj drugih mineralnih dodataka koji se mogu naći u cementu u potpunosti eliminiše. Ukupnu količinu cementa obezbedila je kompanija Lafarge Srbija d.o.o. iz Beočina. Prema specifikaciji proizvođača, ovaj cement pripada klasi čvrstoće 42,5R.

Hemijski sastav cementa može se pronaći u tabeli 3.2, dok je njegova granulometrijska kriva prikazana na slici 3.2. Zapreminska masa iznosila je oko 3100 kg/m^3.

Tabela 3.2 Hemijski sastav korišćenog cementa

CaO	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	MgO	SO_3	K_2O	Na_2O	Mn_2O_3	TiO_2	P_2O_5Cl	G.Ž.*
62.60	19.11	4.97	2.42	2.01	3.39	0.72	0.20	0.07	0.22	0.17	3.82

* Gubitak žarenjem

3.2.4. Superplastifikator

Kako bi se osigurala odgovarajuća obradljivost betonskih mešavina primenjeni su u određenoj količini superplastifikatori druge generacije, koji su na bazi polikarboksilata. Za potrebe ovog istraživanja korišćeni su superplastifikatori (Cementol Hiperplast 235LT i ViscoCrete - 5500 Iron) koje su obezbedile kompanije TKK d.o.o. i Sika Srbija d.o.o iz Beograda. U skladu sa specifikacijama proizvođača, zapreminska masa ovih hemijskih dodataka iznosila je 1050–1100 kg/m^3.

3.3. PROJEKTOVANJE BETONSKIH MEŠAVINA

3.3.1. Konvencionalni – cementni betoni

Definisanje receptura betona, odnosno određivanje potrebnih količina komponentnih materijala u jediničnoj zapremini svežeg ugrađenog betona, izvršeno je koristeći jednačinu apsolutne zapremine koja glasi:

$$\frac{m_{a,I}}{\gamma_{a,I}} + \frac{m_{a,II}}{\gamma_{a,II}} + \frac{m_{a,III}}{\gamma_{a,III}} + \frac{m_c}{\gamma_c} + \frac{m_w}{\gamma_w} + \frac{m_{sp}}{\gamma_{sp}} + \Delta p = 1 \qquad (3.1)$$

- gde je:

$m_{a,I}$ – masa I frakcije agregata u suvom stanju

$m_{a,II}$ – masa II frakcije agregata u suvom stanju

$m_{a,III}$ – masa III frakcije agregata u suvom stanju

m_c – masa cementa

m_w – masa vode

m_{sp} – masa aditiva (superplastifikatora)

$\gamma_{a,I}$ – zapreminska masa I frakcije agregata u suvom stanju

$\gamma_{a,II}$ – zapreminska masa II frakcije agregata u suvom stanju

$\gamma_{a,III}$ – zapreminska masa III frakcije agregata u suvom stanju

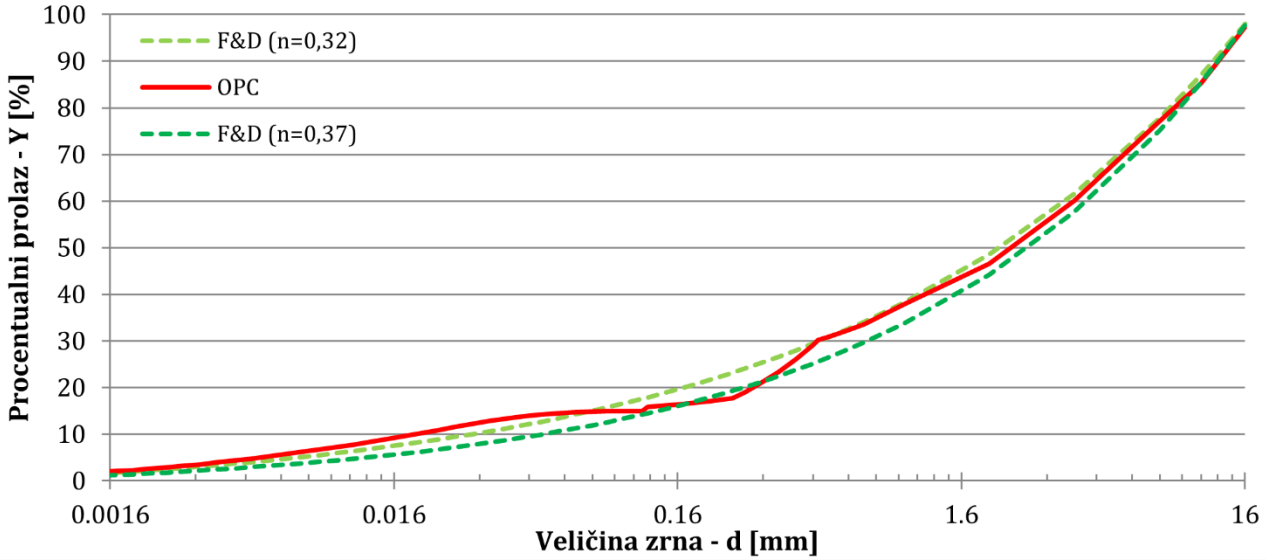
γ_c – specifična masa cementa

γ_w – specifična masa vode

γ_{sp} – specifična masa aditiva (superplastifikatora)

Δp – zapremina šupljina i pora

Masa cementa u svim mešavinama bila je konstantna i iznosila je 330 kg/m^3. Nakon toga, definisano procentualno učešće pojedinih frakcija agregata u mešavini odabirom odgovarajuće granulometrijske krive. U skladu sa preporukama iz poglavlja 2.2 usvojeno je odgovarajuće referentno područje prema modelu predloženom od strane Fank-Dinger-a (izraz (2.2)), ograničeno veličinom eksponenta n = 0,32–0,37, uz d_{min} = 0.0005 mm i d_{max} = 17 mm. Stvarna granulometrijska kriva referentnih mešavina (agregat+cement), kao i ciljane krive prikazane su na slici 3.3. Može se primetiti da realna kriva dobro prati ciljano područje.



Slika 3.3 Granulometrijska kriva etalonskih mešavina

Kako bi se analizirao uticaj jednog od najbitnijih parametara, w/c faktora, količina vode varirana je u granicama 155–233 kg/m^3. Količina agregata po frakcijama, usvojena je za svaku mešavinu posebno, u skladu sa jednačinom (3.1). Prosečna količina agregata u mešavini bila je oko 1810 kg/m^3. Superplastifikator (SP) je doziran u granicama od 0 do 1% u odnosu na masu cementa, u cilju postizanja odgovarajuće obradljivosti. Za svaku fazu eksperimentalnog istraživanja definisana je odgovarajuća klasa konzistencije, o čemu će biti više reči u narednim poglavljima. Na osnovu prethodnih proba, utvrđeno je da se količina uvučenog vazduha kretala u opsegu 0,5–2,5%.

Ukupno je, u svim fazama eksperimentalnog programa, projektovano 11 referentnih (etalonskih) mešavina. Okvirne recepture ovih betona date su u tabeli 3.1, dok su detaljne recepture prikazane u prilogu 1. Mešavine nose oznaku oblika REF Z, gde Z predstavlja redni broj mešavine.

Tabela 3.3 Recepture referentnih mešavina

Oznaka mešavine	m_c [kg/m^3]	m_w [kg/m^3]	w/c [–]	SP [%]	m_I [kg/m^3]	m_{II} [kg/m^3]	m_{III} [kg/m^3]
REF	330	155–233	0,47–0,71	0–1	942±3%	379±3%	489±3%

Za spravljanje betonskih mešavina korišćena je vertikalno-rotaciona laboratorijska mešalica kapaciteta 50 l. Proces mešanja trajao je u proseku oko 5 minuta. Najpre se, nakon ubacivanja komponentnih materijala u mešalicu, vršilo mešanje u suvom stanju, u trajanju od 60 sekundi. Narednih 30 sekundi dozirana je polovina od ukupno predviđene količine vode, a zatim su u dodatnih 30 sekundi dodati preostala količina vode i superplastifikator. Nakon toga, kako bi se mešavina u potpunosti homogenizovala, proces mešanja je nastavljen u trajanju od 3 min.

3.3.2. Betoni sa velikim sadržajem KB

Postupak projektovanja ovih mešavina je suštinski veoma sličan prethodno opisanom postupku koji se odnosio na cementne betone. Budući da ovi betoni sadrže i određenu količinu KB, zapreminska jednačina dobija sledeći oblik:

$$\frac{m_{a,I}}{\gamma_{a,I}} + \frac{m_{a,II}}{\gamma_{a,II}} + \frac{m_{a,III}}{\gamma_{a,III}} + \frac{m_c}{\gamma_c} + \frac{m_w}{\gamma_w} + \frac{m_{KB}}{\gamma_{KB}} + \frac{m_{sp}}{\gamma_{sp}} + \Delta p = 1 \qquad (3.2)$$

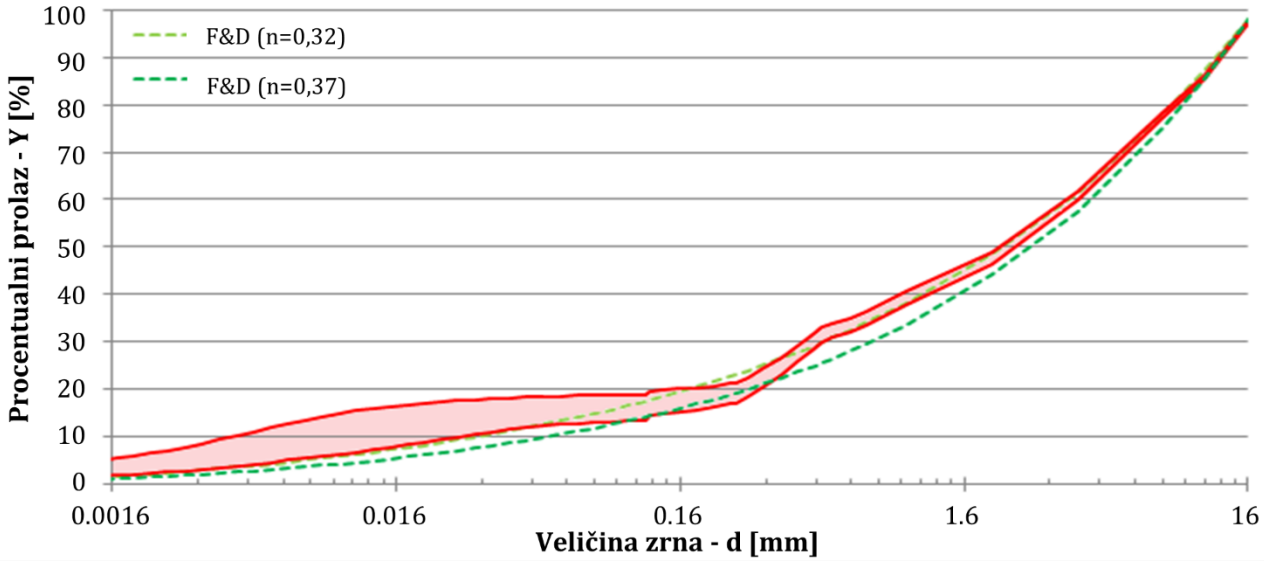
- gde je:

m_{KB} – masa krečnjačkog brašna

γ_{KB} – specifična masa krečnjačkog brašna

U odnosu na etalonske mešavine, masa cementa je sukcesivno redukovana za 30%, 45%, 55% i 65%. Ove količine cementa nadoknađene su KB različite granulometrije, gde su količine KB promenljive. Budući da količina praškaste komponente (cement+KB) može značajno da utiče na performanse betona, sadržaj KB je variran u određenim granicama. Odnosno, u jednoj seriji izvršena je prosta masena zamena cementa krečnjačkim brašnom (masa zamenjenog cementa jednaka je masi dodatog KB), dok je u drugim serijama izvršena zapreminska zamena cementne paste (cement+voda) krečnjačkim brašnom. Posledica zapreminske zamene paste je veća količina KB od količine zamenjenog cementa u mešavini.

Ciljane su identične granulometrijske krive mešavine kao i u prethodnom slučaju, slika 3.4. Usled različitih procentualnih učešća i korišćenja više vrsta KB u ovim mešavinama, ne postoji njihova jedinstvena granulometrijska kriva, već se sve one nalaze u određenom području koje je osenčeno crvenom bojom, slika 3.4. Prosečna količina agregata iznosila je oko 1850 kg/m^3.



Slika 3.4 Granulometrijske krive mešavina koje sadrže KB

Kao i prethodne, ove krive generalno dobro prate ciljano područje za veličine čestica iznad 0,1 mm. Međutim, zbog velikog sadržaja veoma finih čestica (manjih od 0,1 mm) primećuje se delimično odstupanje u ovom delu. Tačnije, realna mešavina sadrži nešto više finijih zrna od teorijske vrednosti dobijene na osnovu Fank-Dinger-ovog modela. U skladu sa objašnjenjima iz poglavlja 2.2, sa jedne strane, ovo odstupanje može delimično redukovati čvrstoću pri pritisku. Sa druge strane, može se pozitivno odraziti na ugradljivost mešavina ukoliko se primeni odgovarajuća količina supreplastifikatora. U ovom slučaju, zbog veće specifične površine KB (posledično i čitave mešavine), može se očekivati veća potreba za superplastifikatorom (1–2% praškaste komponente koja uključuje cement i KB). Količina uvučenog vazduha iznosila je 1,0–3,0%. Više uvučenog vazduha primećeno je kod mešavina sa većim učešćem KB, kao i onih kod kojih je korišćeno krupnije KB. To navodi na zaključak da se finija zrna sitnijih KB mogu bolje upakovati, pa je samim tim i prostor koji obuhvataju šupljine smanjen.

U ovoj eksperimetalnoj kampanji, u svim fazama, projektovano je oko 200 (uključujući 30 probnih) betonskih mešavina sa redukovanim sadržajem cementa i velikim sadržajem KB.

Usvojen je sistem označavanja sledećeg oblika: K X-Y-Z, gde X predstavlja vrstu primenjenog KB (X = 1–4), poglavlje 3.2.2, Y predstavlja procenat mase zamenjenog cementa u odnosu na referentnu mešavinu, dok je Z redni broj mešavine (videti prilog 1). Procenat mase zamenjenog cementa je konstantan u svim mešavinama sa istom oznakom Y, ali način nadoknade cementa nije isti. U zavisnosti od primenjenog pristupa masa KB je računata tako da zadovolji zapreminsku jednačinu ili da prosto nadoknadi masu zamenjenog cementa. Sve mešavine sa oznakom npr. Y = 45 (bez izuzetaka) imaju 45% mase cementa manje u poređenju sa refrentnom mešavinom, dok količina KB može da varira.

U cilju bolje preglednosti, okvirne receputure prikazane su u tabeli 3.4, dok se kompletne recepture sa svim detaljima mogu se pronaći u prilogu 1.

Tabela 3.4 Recepture mešavina sa velikim sadržajem KB

Oznaka mešavine	m_c [kg/m^3]	m_{KB} [kg/m^3]	m_w [kg/m^3]	w/c [–]	SP [%]	m_I [kg/m^3]	m_{II} [kg/m^3]	m_{III} [kg/m^3]
K1-30 K2-30 K3-30 K4-30	230	100–200	97–233	0,47–0,71	1–2	963±3%	387±3%	500±3%
K1-45 K2-45 K3-45 K4-45	180	150–250	92–127	0,54–0,71	1–2	963±3%	387±3%	500±3%
K1-55 K2-55 K3-55 K4-55	150	230–280	98–118	0,65–0,79	2	963±3%	387±3%	500±3%
K1-65 K2-65 K3-65 K4-65	120	260–310	96–118	0,80–0,98	2	963±3%	387±3%	500±3%

Proces mešanja ovih betona u svemu je ekvivalentan prethodno opisanom postupku za CB.

O načinu usvajanja receptura, ciljevima i kriterijumima koji su uzimani u obzir prilikom projektovanja mešavina, postupcima ugradnje, periodu nege i ispitivanju uzoraka biće više reči prilikom opisivanja svake od ukupno 3 faze eksperimentalnog programa.

3.4. PRVA FAZA EKSPERIMENTALNOG ISPITIVANJA

Kako u Srbiji nije bilo prethodnih iskustava sa ovom vrstom zelenih betona, prva faza eksperimentalnog ispitivanja osmišljena je i sprovedena u cilju utvrđivanja pogodnosti primene lokalno dostupnog KB kao delimične zamene cementa i mogućnosti dobijanja konstrukcijskih betona sa redukovanim sadržajem cementa i velikim sadržajem KB.

Glavni ciljevi ove faze su sledeći:

- Razrada mešavina i definisanje receptura;
- Analiza uticaja najbitnijih parametara na obradljivost i čvrstoću betona pri pritisku;

- Obezbeđenje odgovarajuće ugradljivosti i obradljivosti mešavina;
- Obezbeđenje zadovoljavajuće čvrstoće betona za konstrukcijsku upotrebu;

Budući da se govori o konstrukcijskim betonima, svi betoni u ovoj fazi projektovani su da zadovolje procenjene uslove koji obezbeđuju njihovu konstrukcijsku primenu: minimalna klasa čvrstoće C20/25 (EN 1992-1-1, 2015) i minimalna klasa konzistencije S2 (veličina sleganja ≥ 5 cm), (EN 206-1, 2021). Okvirni pregled receptura betonskih mešavina pripremljenih u okviru prve faze eksperimentalne kampanje dat je u tabelama 3.3 i 3.4, dok se detalji mogu se pronaći u prilogu 1.

3.4.1. Način ugradnje, nega i metode ispitivanje uzoraka

Nakon završetka mešanja, jedan deo svežeg betona iskorišćen je za ispitivanje obradljivosti (konzistencije) metodom sleganja u skladu sa (EN 12350-2, 2019). Pored toga, izvršena je kontrola oblika sleganja (pravo ili smičuće sleganje). Kod betona koji su imali tečnu konzistenciju (sleganje ≥16 cm) određena je i veličina rasprostiranja, koja predstavlja aritmetičku sredinu izmerenih prečnika rasprostirtanja (nakon testa sleganja) u dva ortogonalna pravca. Ovako određena veličina rasprostiranja imala je informativni karakter, jer nije u skladu sa (EN 12350-5, 2010).

Ostatak svežeg betona ugrađen je u plastične kalupe oblika kocke, dimenzija ivica 10 cm (EN 12390-1, 2004), a zatim je izvršeno kompaktiranje korišćenjem vibro stola. Nega betona izvršena je u skladu sa smernicama standarda (EN 12390-2, 2019). Nekoliko sati nakon ugradnje, a nakon dovoljnog očvršćavanja površinskog sloja betona, uzorci su prekriveni mokrom jutanom tkaninom i najlonom u cilju sprečavanja naglog gubitka vode kroz slobodnu površinu betona. Nakon 24h uzorci su izvađeni iz kalupa i negovani u vodi na temperaturi od 20±2°C do trenutka ispitivanja, a najviše do 28 dana starosti.

Ispitivanje čvrstoće pri pritisku izvršeno u skladu sa (EN 12390-3, 2019), postepenim opterećenjem uzoraka do loma (0.6 ± 0.4 MPa/s). Pri starosti betona od 1, 7, 28 i 180 dana ispitane su po 3 kocke (ukupno 12), a čvrstoća je određena kao srednja vrednost rezultata ispitivanja. Množenjem ovako dobijenih vrednosti koeficijentom konverzije od 0,95, rezultati su preračunati na odgovarajuču čvrstoću pri pritisku kocke dimenzija ivice od 15 cm ($f_{cm,cube}$).

3.4.2. Obradljivost svežeg betona

Karakteristični primeri ispitivanja konzistencije prikazani su na slici 3.5a predstavlja mešavinu krute do slabo plastične konzistencije (pravilno sleganje < 5cm). Na slici 3.5b je jedna od mešavina koja je imala tečnu konzistenciju (pravilno sleganje ≥16 cm), dok je na slici 3.5c prikazan smičući oblik sleganja koji najčešće ukazuje na nedovoljnu koheziju mešavine. Slučajevi koji su prikazani pod (a) i (c) predstavljaju nepovoljne oblike sleganja i najčešće ukazuju na mešavine nezadovoljavajuće obradljivosti. To ne znači da je ovakve mešavine nemoguće ugraditi, već da je njihovo ugrađivanje otežano zbog nedovoljne pokretljivosti iste. Glavna posledica loše obradljivosti je nemogućnost transporta korišćenjem pumpi, što je za praktičnu primenu od primarnog značaja. Takođe, one prilikom ugrađivanja mogu zahtevati produženo vibriranje kako bi se obezbedila zadovoljavajuća kompaktnost. Iz prethodnog sledi da se ove mešavine mogu koristiti uglavnom kod prefabrikovanih elemenata, gde se beton spravlja u samom pogonu i direktno ugrađuje u oplatu, a kompaktiranje se vrši putem moćnih vibro oplata koje bez većih poteškoća rešavaju problem nedovoljne obradljivosti.

Takođe, one mogu naći primenu i kod valjanih betona (uglavnom kod hidrotehničkih konstrukcija) kod kojih se po pravilu, zbog same tehnologije kompaktiranja zahteva značajno

veća krutost mešavine (tzv. betoni nulte konzistencije), (Madhkhan, Azizkhani and Harchegani, 2012; Mardani-Aghabaglou and Ramyar, 2013; Mardani-Aghabaglou, Andiç-Çakir and Ramyar, 2013).

Slika 3.5 Ispitivanje konzistencije metodom sleganja

Uticaj količine praškaste komponente i w/c faktora

Količina praškaste komponente (cement i KB) u mešavini, kao i odabrani w/c faktori mogu značajno da utiču na obradljivost iste. Zato je u ovom delu eksperimentalnog ispitivanja posebna pažanja posvećena upravo ovim parametrima.

Na slikama 3.6–3.9 pomoću stubičastih dijagrama, ilustrovani su efekti usvojene količine praškaste komponente i w/c faktora na veličinu izmerenog sleganja svežeg betona. U tu svrhu razmatrane su mešavine kod kojih je korišćeno najfinije KB (K1), jer su mešavine sa ovim KB pokazale najbolju obradljivost pa se posmatrani efekti najbolje oslikavaju.

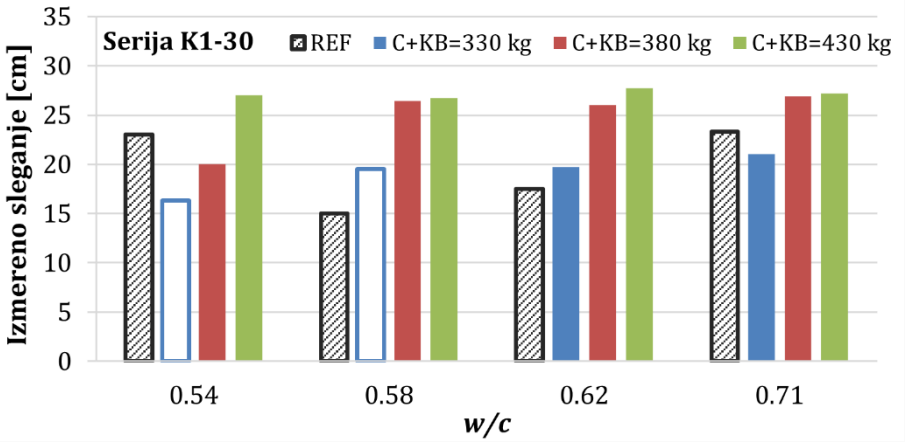
Referentne mešavine sadržale su SP u količini od 0,5% samo za w/c = 0,54, dok za veće w/c odnose ovaj dodatak nije nije korišćen. Serija K1-30 sadržala je promenljivu količinu SP 1–2% mase praškaste komponente i na osnovu sprovedenih merenja, stečen je utisak da se ova količina mogla delimično smanjiti. Kod ostalih serija, zbog povećanja specifične površine koja je posledica veće količine KB, potreba za korišćenjem SP raste. Stoga je u svim mešavinama serija K1-55 i K1-65, količina ovog dodatka iznosila 2% mase praškaste komponente.

Na narednim slikama, kako bi se razlikovale od ostalih, referentne mešavine (CB) prikazane su crnim stubićima sa šrafiranom unutrašnjom površinom. Zelenom, crvenom i plavom bojom prikazane su mešavine koje su sadržale 330kg, 380 kg i 430 kg praškaste komponente redom. Obojene unutrašnje površine stubića na dijagramima označavaju mešavine kod kojih je došlo do pravilnog sleganja, dok neobojene (bele) unutrašnje površine stubića označavaju mešavine kod kojih je uočeno smičuće sleganje.

Sa slike 3.6 može se videti da su sve referentne mešavine imale veoma dobru obradljivost, što potvrđuje pravilni oblik sleganja koje je u svim slučajevima iznosilo ≥ 15 cm. Sa povećanjem w/c faktora povećava se i veličina sleganja. Iako se primećuje da je za postizanje ove veličine sleganja kod nešto nižih w/c faktora (w/c ≤ 0,54) potrebno dozirati određenu količinu SP.

Kada su u pitanju mešavine kod kojih je 30% cementa zamenjeno KB, situacija se delimično razlikuje. Kod betona kod kojih je izvršena prosta masena zamena cementa (C+KB=330kg/m^3), za w/c faktore 0,54 i 0,58 došlo je do pojave smičućeg sleganja, bez obzira na relativno veliku količinu primenjenog SP (1–2%). Ova zapažanja su u saglasnosti sa prethodnim zapažanjima autora (Radović, Marinković and Savić, 2021; Tešić, Marinković and

Savić, 2021). Sa druge strane, iako su usvojene količine vode i zapremine paste (cement+KB+voda) u ovim mešavinama ispunjavale preporuke od minimalnih 125 l/m^3 (Proske *et al.*, 2013a) i 20–34% (Kwan, Chen and Jiang, 2015) respektivno, nisu dobijeni betoni zadovoljavajuće obradljivosti. Objašnjenje se možda može pronaći u činjenici da je količina sitnih čestica u pomenutim slučajevima bila ispod minimalno preporučenih 440 kg/m^3 (Proske *et al.*, 2013a), kao i količina paste koja je bila ispod minimalnih 320 l/m^3 (Rezvani *et al.*, 2014). Međutim, sa daljim povećenjem količine vode (w/c = 0,62–0,71), posledično i paste, obradljivost mešavina se značajno popravlja, što je rezultiralo pravilnim oblikom sleganja od oko 20 cm. Treba napomenuti da je obradljivost ovih mešavina bila odlična, iako ni u ovim slučajevima nisu bile ispunjene poslednje dve preporuke.



Slika 3.6 Uticaj praškaste komponente i w/c faktora na veličinu sleganja (mešavine sa 30% zamenjenog cementa)

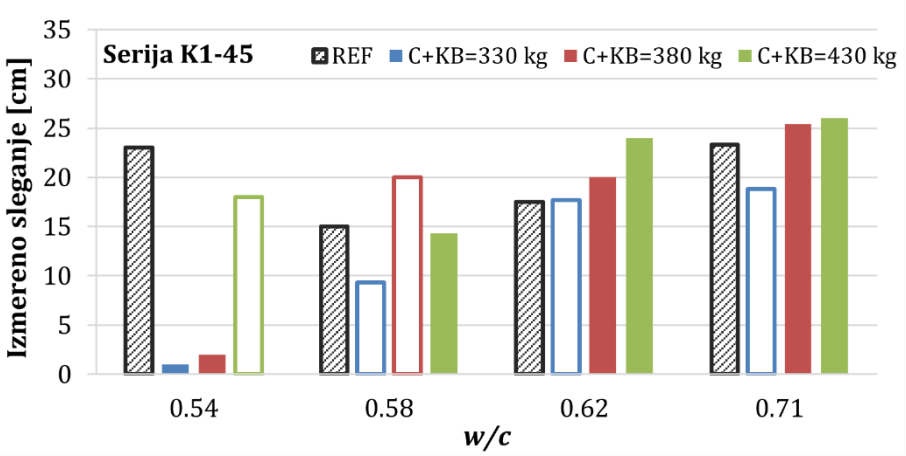
Sa povećanjem sadržaja sitnih čestica u ovim mešavinama, uz zadržavanje SP u granicama 1–2%, obradljivost se značajno poboljšava pa se ne uočava pojava smičućih oblika sleganja. Kod mešavina kod kojih je količina praškaste komponente iznosila 380 kg/m^3, takođe je uočena odlična obradljivost iako su količine sitnih čestica i cementne paste i dalje ispod graničnih vrednosti preporučenih u literaturi (440 kg/m^3 i 320 l/m^3 respektivno).

Konačno, sa povećanjem količine praškaste komponente na 430 kg/m^3 dobijaju se mešavine najbolje obradljivosti (sa najvećim sleganjem), praktično pri svim w/c faktorima. Štaviše, veoma dobra obradljivost (sleganje ≥ 15 cm) uočena je i kod mešavina sa značajno nižim w/c odnosom od 0,48. Tek se kod mešavine sa dovoljno niskim w/c = 0,42 (količina vode ispod 100 l/m^3) uočava pojava smičućeg sleganja (nije prikazana na dijagramu). Kod ovih mešavina praktično je izvršena zapreminska zamena cementne paste (cement+voda) odgovarajućim KB, slično predlogu datom u radu (Kwan, Chen and Jiang, 2015), što je kako se čini rezultiralo najboljom obradljivošću (a kako će se kasnije videti i najvišim čvrstoćama).

Ukoliko se izvrši upoređivanje veličine sleganja referentnih i mešavina koje su sadržale KB, jasno se uočava da je prednost na strani betona sa KB. Ipak, ne treba zaboraviti da su sve ove mešavine imale značajno veću količinu SP od referentnih.

Sa povećanjem količine zamenjenog cementa, situacija u pogledu obradljivosti mešavina dodatno se komplikuje. Analizirajući mešavine kod kojih je 45% mase cementa zamenjeno identičnom količinom KB (C+KB = 330 kg/m^3), može se primetiti da ni jedna od mešavina nije imala zadovoljavajuću obradljivost, slika 3.7. Drugim rečima, pri svim razmatranim w/c odnosima zabeležene su veoma male vrednosti sleganja ili je došlo do pojave smičućeg oblika sleganja. Slične pojave zabeležene su i u prethodnim istraživanjima autora (Radović, Marinković and Savić, 2021; Tešić, Marinković and Savić, 2021). Važno je napomenuti da se

zapremina paste u svim ovim mešavinama kretala u granicama 21–25%, dok je količina vode bila u opsegu 97–127 l/m^3, što je na granici ili ispod prethodno navedenih minimalno preporučenih vrednosti.



Slika 3.7 Uticaj praškaste komponente i w/c faktora na veličinu sleganja (mešavine sa 45% zamenjenog cementa)

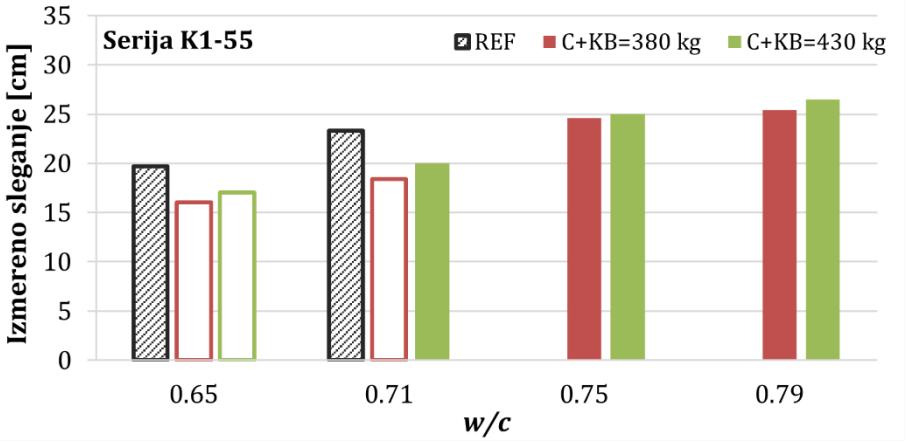
Na osnovu prethodnog, može se konstatovati da se pri zamenama cementa većim od 30% ne može očekivati postizanje zadovoljavajuće obradljivosti jednostavnom masenom zamenom cementa identičnom količinom KB. Zato se pristupilo korekciji sastava ovih mešavina povećanjem praškaste komponente. U prvom koraku usvojena je količina praškaste komponente od 380 kg/m^3, što je dovelo do poboljšanja obradljivosti. To je naročito izraženo kod mešavina sa više od 110 l/m^3 vode (w/c = 0,62 i 0,71) kod kojih je izmereno sleganje od 20–25 cm. Mešavine sa manjom količinom vode i dalje nisu imale zadovoljavajuće sleganje. U narednom koraku, zapreminskom zamenom cementne paste količina praškaste komponente je povećana na 430 kg/m^3. U ovom slučaju, sve mešavine sa više od od 100 l/m^3 vode (w/c= 0,58) imale su pravilno sleganje. Pored toga ove mešavine karakteriše veoma velika kohezivnost, koja postepeno opada sa povećanjem količine vode što se pozitivno odražava na veličinu sleganja. Preporuka o minimalnom sadržaju sitnih čestica u iznosu od 440 kg/m^3 (Proske *et al.*, 2013a) u ovom slučaju pokazala se opravdano.

Veličina sleganja mešavina sa 45% zamenjenog cementa za veće w/c faktore (kod kojih primećen pravilan oblik sleganja) neznatno je veća (2–5 cm) u odnosu na referentne mešavine, ali je i u ovom slučaju sadržaj SP značajno veći kod mešavina koje su sadržale KB.

Dalje povećanje količine zamenjenog cementa dodatno narušava obradljivost mešavina (slika 3.8Slika 3.8). Zato u slučaju mešavina kod kojih je 55% cementa zamenjeno KB, nema svrhe razmatrati mogućnost identične masene zamene (C+KB = 330 kg/m^3), jer je, na osnovu dosadašnjeg iskustva, obradljivost ovakvih mešavina sigurno nezadovoljavajuća. Bez obzira na količinu praškaste komponente, betoni sa preko 110 l/m^3 (w/c = 0,75 i 0,79) imali su korektnu obradljivost, na šta ukazuje i veličina izmerenog sleganja od oko 26 cm. Sa jedne strane, kohezivnost ovih mešavina je prilično visoka, što pri nižim w/c faktorima može dovesti u pitanje njihovu obradljivost, i pored izmerenog pravilnog sleganja od čak 20 cm (C+KB = 430 kg/m^3, w/c = 0,71). Sa druge strane, kod mešavina sa manjim sadržajem praškaste komponente (C+KB = 380 kg/m^3) pri istom w/c faktoru primećeno je smičuće sleganje, što ukazuje na nedovoljnu kohezivnost mešavine. Dakle, vrlo je tanka linija između slučaja veoma velike i nedovoljne kohezivnosti ovih mešavina.

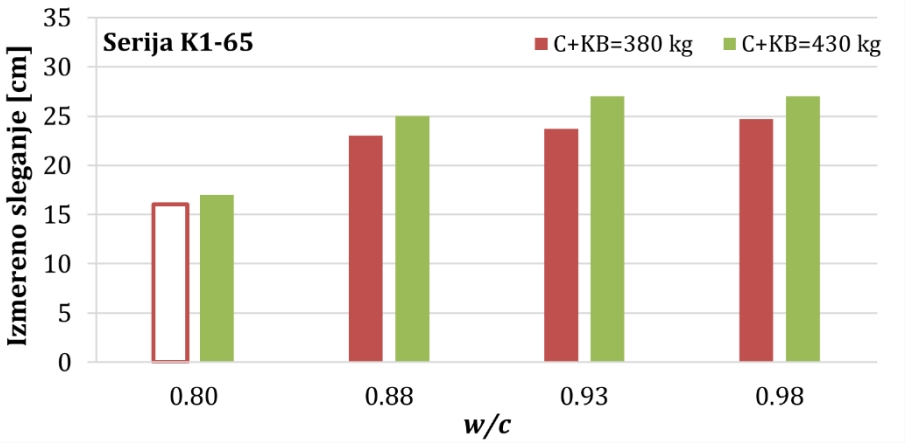
Konačno, mešavine kod kojih je w/c faktor iznosio 0,65 (< 100 l/m^3 vode) imale su smičuće sleganje bez obzira na sadržaj praškaste komponente.

U ovom slučaju, referentni betoni pokazali su daleko bolju obradljivost od betona koji su sadržali KB. Spravljanje referentnih mešavina sa w/c faktorom koji je veći od 0,71 rezultiralo bi suviše niskim čvrstoćama ovih betona, pa bi u tom slučaju komparacija veličine sleganja bila izlišna.



Slika 3.8 Uticaj praškaste komponente i w/c faktora na veličinu sleganja (mešavine sa 55% zamenjenog cementa)

U poslednjoj seriji uzoraka izvršena je zamena cementa od čak 65%, pri čemu je usvojena količina praškaste komponente iznosila 380 kg/m^3 i 430 kg/m^3. Izmerena sleganja ovih mešavina prikazana su na slici 3.9. Iako je količina vode slična kao u prethodnim mešavinama, zbog značajno manje količine cementa w/c faktor progresivno raste. Ponovo je povećan sadržaj praškaste komponente (430 kg/m^3) doprineo većem sleganju. Iako su izmerena sleganja u skoro svim slučajevima bila iznad 15 cm (čak i preko 20 cm), zbog značajne kohezivnosti ovih mešavina postavlja se pitanje njihove praktične obradljivosti.



Slika 3.9 Uticaj praškaste komponente i w/c faktora na veličinu sleganja (mešavine sa 65% zamenjenog cementa)

Rešenje koje bi sigurno doprinelo poboljšanju jeste povećanje sadržaja vode, ali bi zbog visokih w/c faktora to dodatno degradiralo čvrstoću, što je neprihvatljivo sa stanovišta konstrukcijske upotrebe. Još jedno od potencijalnih rešenja problema obradljivosti jeste povećanje količine SP iznad usvojenih 2%, ali se u tom slučaju postavlja pitanje ekonomske opravdanosti. Upotreba moćnijih SP novije generacije u manjoj količini deluje kao prihvatljivije rešenje, pod uslovom da se to pokaže kao delotvorno.

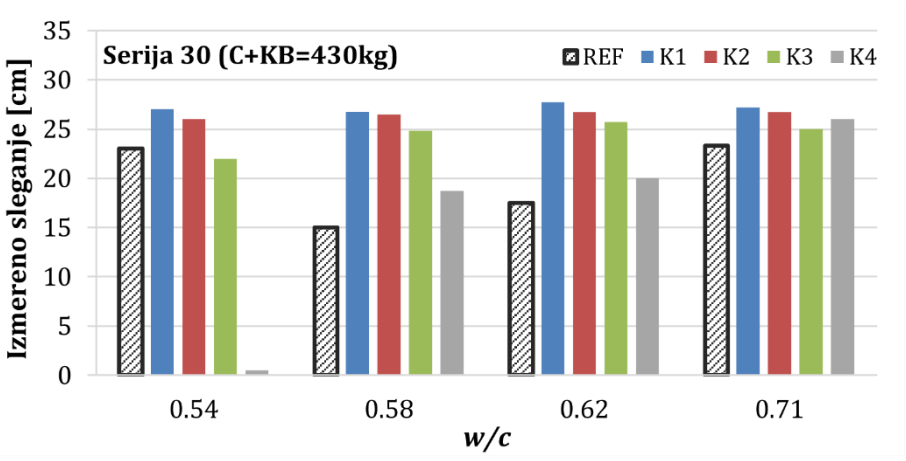
Generalno, kada je u pitanju sadržaj količine praškaste komponente, slični zaključci mogu se izvući i posmatranjem mešavina koje su spravljene korišćenjem drugih KB. Odnosno, povećanje sadržaja praškaste komponente uglavnom je praćeno povećanjem sleganja mešavina. Budući da su veoma fine čestice KB najčešće sfernog oblika, povećanje njihovog sadržaja uz određenu dozu SP povoljno deluje na pokretljivost mešavina i samim tim na izmerenu veličinu sleganja.

Uticaj granulometrijskog sastava (krupnoće) KB

Granulometrijski sastav, odnosno finoća mliva KB je još jedan parametar koji može značajno da utiče na obradljivost mešavine. Za ilustraciju ovog efekta odabrane su mešavine kod kojih je izvršena zapreminska zamena cementne paste primenom KB različite granulometrije. To su ustvari mešavine sa najvećim sadržajem praškaste komponente koje su imale najbolju obradljivost. Izmerene veličine sleganja u zavisnosti od korišćenog KB i usvojenog w/c faktora, prikazane su na slikama 3.10 i 3.13. Referentne mešavine su, kao i do sada, prikazane crnim stubićima sa šrafiranom unutrašnjom površinom. Mešavine koje su sadržale KB u oznaci K1–K4 prikazane su plavim, crvenim, zelenim i sivim stubićima redom. Neobojena unutrašnja površina stubića, kao i na prethodnim dijagramima, ukazuje na pojavu smičućeg oblika sleganja.

Analizirajući rezultate mešavina sa 30% zamenjenog cementa, može se zaključiti da se veća sleganja dobijaju prilikom korišćenja KB veće finoće mliva (slika 3.10). Mešavine koje su spravljene korišćenjem KB koja su značajno finija od cementa (K1 i K2) imale su praktično jednake vrednosti sleganja (razlika 0–1 cm), koje ni u jednom slučaju nije bilo manje od 25 cm. To su ujedno i najveća izmerena sleganja u ovoj seriji mešavina. Zatim slede mešavine sa KB u oznaci K3 koje je slične finoće mliva kao korišćeni cement, kod kojih je izmereno 2–5 cm manje sleganje. Na kraju, najniže vrednosti sleganja imale su mešavine sa najkrupnijim K4 brašnom, koja su se kretala u vrlo širokim granicama 0,5–26. Primetno je da su razlike u veličini sleganja izraženije kod nižih w/c faktora (0,54) i postepeno se smanjuju sa povećanjem sadržaja vode.

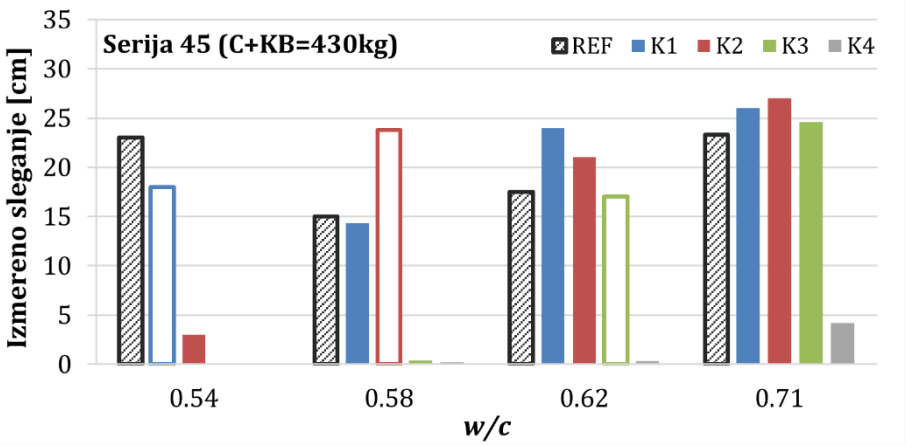
Sve mešavine koje su sadržale KB imale su približno isto ili veće sleganje od referentnih, izuzev one spravljene sa brašnom K4 koja je pri w/c = 0,54 imala zanemarljivo malo sleganje od 0,5 cm. To se pored povećanja sadržaja veoma finih čestica sfernog oblika može pripisati i značajno većoj količini primenjenog SP.



Slika 3.10 Uticaj krupnoće KB na veličinu sleganja (mešavine sa 30% zamenjenog cementa)

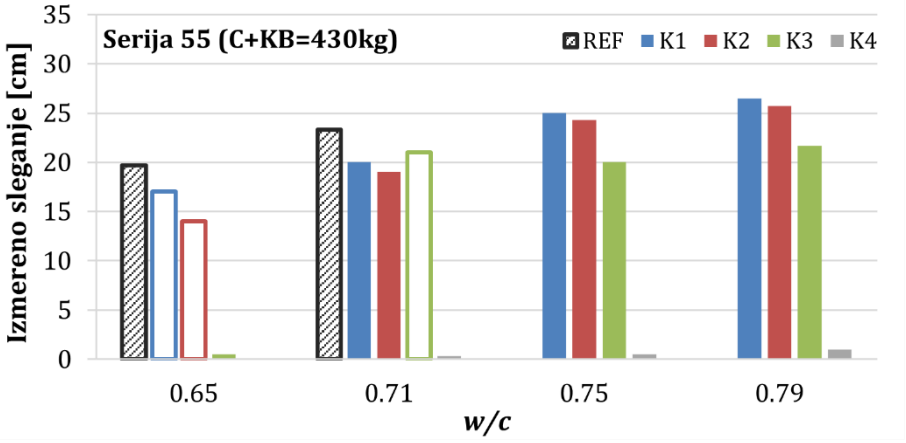
U slučaju veće procentualne zamene cementa, primećuje se da ni jedna mešavina kod koje je korišćeno K4 brašno nije imala zadovoljavajuću obradljivost, jer su njihova sleganja bila

nedovoljna 0–5 cm, slike 3.11-3.13. To navodi na zaključak da se KB koja su znatno krupnija (K4) od cementa mogu koristiti ograničeno, pri manjim i srednjim procentima zamene (do 30%) i to kada je sadržaj vode preko 135 l/m^3, što je veće od minimalnih 125 l/m^3 koje su preporučili Proske i ostali (Proske *et al.*, 2013a). Međutim, kada se koriste KB koja su veće (K1 i K2) ili slične (K3) finoće mliva, sleganje može biti zadovoljavajuće i pri većim procentima zamene i manjem sadržaju vode.



Slika 3.11 Uticaj krupnoće KB na veličinu sleganja (mešavine sa 45% zamenjenog cementa)

U poređenju referentnih i mešavina kod kojih je 45% cementa zamenjeno KB (slika 3.11), obradljivost mešavina koje sadrže KB procenjena na osnovu veličine sleganja je bolja samo u slučaju w/c ≥ 0,62. Mešavine kod kojih je korišćeno najfinije brašno K1 imale su ponovo najveća sleganja, iako su kod visokih w/c faktora (0,71) razlike u sleganju mešavina K1–K3 zanemarljive. Količina vode za dobijanje betona sa pravilnim oblikom sleganja u ovom slučaju razlikuje se u zavisnosti od primenjenog KB, i najmanja je iznosila 105 l/m^3 kod mešavina sa najfinijim KB (K1). Zatim slede mešavine kod kojih je korišćeno K2 brašno, sa minimalnom količinom vode od 110 l/m^3, dok je kod mešavina sa KB (K3) koje je slične finoće mliva kao cement minimalna količina vode iznosila 125 l/m^3 što je jedino u skladu sa preporukom (Proske *et al.*, 2013a).

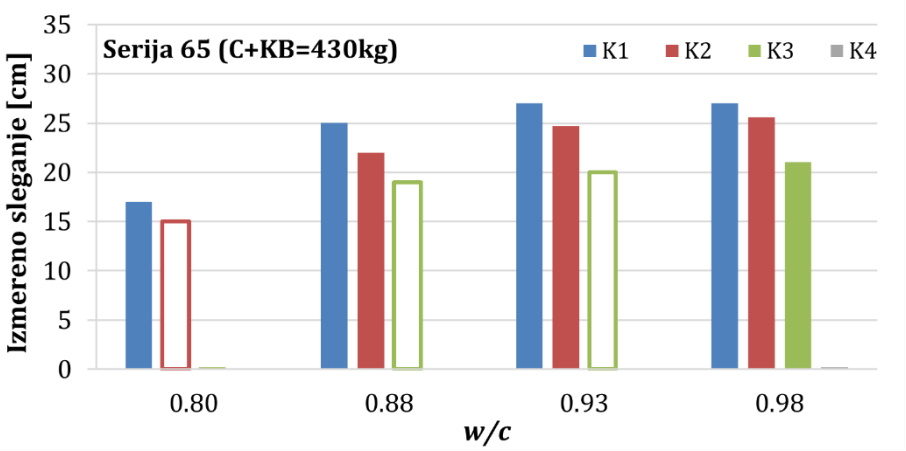


Slika 3.12 Uticaj krupnoće KB na veličinu sleganja (mešavine sa 55% zamenjenog cementa)

Dodatna redukcija cementa, u ukupnom iznosu od 55% (slika 3.12), ne donosi potrebu za povećanjem minimalne količine vode neophodne za dobijenje pravilnog oblika sleganja mešavina sa KB. Štaviše, u nekim slučajevima može se dobiti pravilan oblik sleganja i sa

delimično umanjenom količinom vode što nije bio slučaj kod manjih procenata zamene cementa. Treba napomenuti da su kod mešavina sa 55% zamene cementa w/c faktori značajno veći zbog manjeg sadržaja cementa. Sa jedne strane, isti ili umanjen sadržaj vode pri povećanju količine KB u mešavini može rezultovati prevelikim povećanjem kohezivnosti ovih mešavina, što narušava njenu obradljivost i pored izuzetno velikog sleganja od oko 20 cm. Sa druge strane, preveliki w/c faktori ukazuju na višak slobodne vode koja ne učestvuje u hemijskoj reakciji hidratacije, već ostaje zarobljena formirajući šupljine i pore u betonskoj masi, što se veoma negativno odražava na čvrstoću betona pri pritisku.

Ponovo su betoni kod kojih su korišćena finija brašna K1 i K2 imali veće vrednosti sleganja (oko 5 cm) u odnosu na one kod koji je korišćeno krupnije (K3) brašno. Za dobijanje pravilnog oblika sleganja mešavina kod kojih je 55% cementa zamenjeno brašnom K1 i K2 bilo je neophodno minimalno 105 l/ m^3 vode (w/c = 0,71), dok je u slučaju brašna K3 to neznatno više, tačnije 110 l/ m^3 (w/c = 0,75). Ni jedna od mešavina kod kojih je 55% cementa zamenjeno najkrupnijim KB K4 nije imala zadovoljavajuću obradljivost. Naprotiv, sve su imale vrlo krute konzistencije sa zanemarljivim sleganjem.



Slika 3.13 Uticaj krupnoće KB na veličinu sleganja (mešavine sa 65% zamenjenog cementa)

Konačno, uticaj pojedinih KB na veličinu sleganja mešavina kod kojih je izvršena redukcija cementa u iznosu od 65% prikazan je na slici 3.13. Kao što se može videti, najfinije brašno K1 pokazalo se najbolje i u ovom slučaju. Međutim, za razliku od mešavina sa manjim procentima zamene cementa, razlike između KB K1 i K2 su delimično izraženije, ali i dalje u većini slučajeva praktično zanemarljive.

3.4.3. Čvrstoća betona pri pritisku u starosti od 28 dana

Čvrstoća pri pritisku betona u starosti od 28 dana predstavlja glavni pokazatelj kvaliteta betona i na osnovu nje vrši se ocena postignute klase čvrstoće betona. Izgled uzorka tokom ispitivanja čvrstoće pri pritisku na presi prikazana je na slici 3.14. Na istoj slici prikazan je i karakterističan oblik loma betonskih kocki prilikom ovog ispitivanja. Korisno je istaći da nisu uočene značajne vizuelne razlike prilikom loma uzoraka spravljenih od referentnih i mešavina koje su sadržale KB.

Slika 3.14 Ispitivanje betonske kocke na presi i karakterističan oblik loma

Uticaj količine praškaste komponente i w/c faktora

Rezultati sprovedenih ispitivanja na odabranim mešavinama (sa najfinijim brašnom – K1) koje najbolje ilustruju zavisnost čvrstoće betona od w/c faktora i ukupnog sadržaja praškaste komponente prikazani su u nastavku, slike 3.15-3.18. Oznake mešavina i boje na dijagramima, u potpunosti su usklađene sa prethodnim. Usvojen je pristup da se mešavine potencijalno problematične obradljivosti (mala vrednost <5 cm, ili nepravilan oblik sleganja) prikazuju neobojenom unutrašnjom površinom stubića.

Na prethodno pomenutim slikama, primećuje se obrnuto proporcionalna zavisnost w/c faktora i čvrstoće betona pri pritisku, što je očekivano. Kada su u pitanju referentne mešavine može se konstatovati gubitak čvrstoće od oko 13 MPa za svako povećanje w/c faktora od 0,1. Slična redukcija čvrstoće može se primetiti u radu (Dhir *et al.*, 2007), dok se u istraživanju Lija i Kvana (Li and Kwan, 2015a) registruje redukcija od oko 20 MPa. Ova vrednost je pored povećanja w/c faktora posledica i delimično redukovane količine cementa u tom radu.

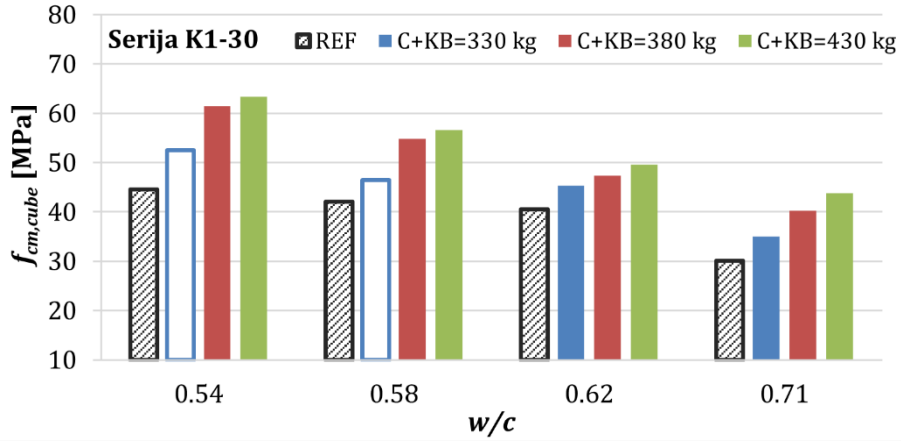
Sličan gubitak čvrstoće, kao u slučaju referentnih mešavina, primećuje se i kod mešavina koje su sadržale KB u različitim procentima i on je u zavisnosti od količine praškaste komponente iznosio 10–15 MPa. To se dobro slaže sa rezultatima koji se mogu pronaći u literaturi (Dhir *et al.*, 2007; Li and Kwan, 2015a). Mešavine kod kojih je zamenjeno 65% cementa se delimično razlikuju od ostalih, sa nešto nižim gubitkom koji nije prelazio 10 MPa za istu vrednost povećanja w/c faktora. To bi značilo da su one manje osetljive na promenu količine vode, ali treba imati u vidu da je njihov w/c faktor izuzetno visok (bezmalo dostiže jediničnu vrednost).

Upoređujući referentne i mešavine kod kojih je 30% cementa zamenjeno KB, slika 3.15, pri istom w/c faktoru dobijena je 12–46% veća čvrstoća betona sa KB. Tako su mešavine kod kojih je izvršena prosta masena zamena cementa određenim KB (C+KB = 330 kg/m^3) imale u proseku oko 13% veću čvrstoću od odgovarajućih referentnih mešavina. Betoni sa povećanim sadržajem praškaste komponente od 380 kg/m^3 i 430 kg/m^3, zabeležili su redom oko 30% i 36% veću prosečnu čvrstoću pri pritisku u odnosu na odgovarajuće referentne betone.

Dakle, može se zaključiti da je povećanje sadržaja praškaste komponente kod betona sa KB praćeno povećanjem njihove čvrstoće. Ova povećanja su, kako se čini, izraženija u slučaju nižih w/c faktora što se pored povećanja gustine pakovanja može pripisati i eventualno boljoj ugradljivosti ovih mešavina. Kod većih w/c faktora sve mešavine su skoro podjednako dobre ugradljivosti, pa se ovaj efekat na povećanje čvrstoće umanjuje, tj. povećanje se može pripisati isključivo boljoj gustini pakovanja. Čini se da povećanje praškaste komponente sa 380 kg/m^3

na 430 kg/m^3 u ovom slučaju nema naročitog opravdanja, jer je benefit u povećanju čvrstoće od 3–9% nedovoljan.

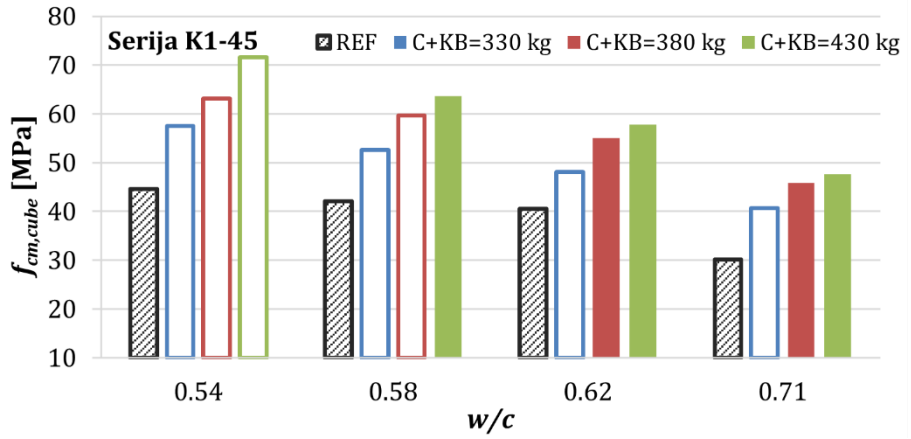
Na osnovu analiza sprovedenih u okviru pregleda literature (poglavlje 2.4.2) i izraza prikazanim na slikama 2.17 i 2.18, za mešavine sa 30% zamenjenog cementa, pri istom w/c faktoru mogu se očekivati u proseku oko 10% veće čvrstoće u odnosu na uporedne CB. Stoga se može reći da ovi izrazi daju predikcije zadovoljavajuće tačnosti samo u slučaju proste masene zamene cementa. Međutim, kada se izvrši modifikacija paste povećanjem udela praškaste komponente, mogu se očekivati značajno veće čvrstoće i u tom slučaju ovi izrazi previše potcenjuju realnu čvrstoću betona sa KB.



Slika 3.15 Uticaj količine praškaste komponente i w/c faktora na čvrstoću betona pri pritisku (mešavine sa 30% zamenjenog cementa)

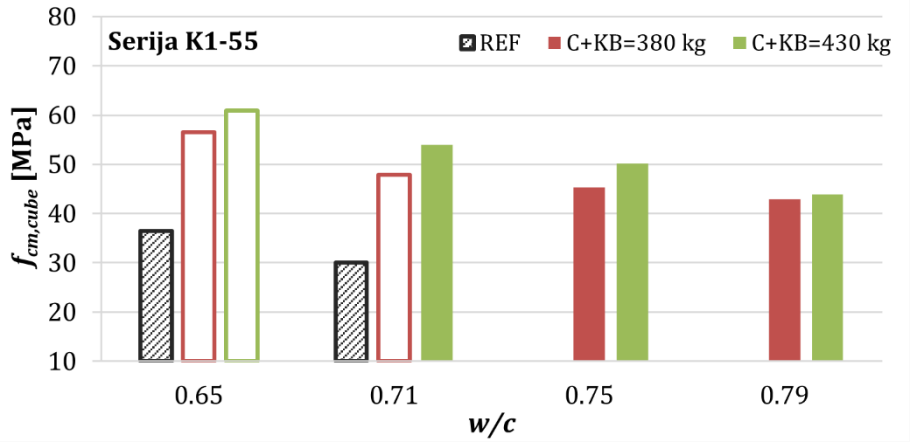
Sa povećanjem procenta zamenjenog cementa, pri istim w/c faktorima čvrstoća pri pritisku dodatno raste. Ove pojave zabeležene su i u postojećoj literaturi (Lollini, Redaelli and Bertolini, 2014; Li and Kwan, 2015a; Radović, Marinković and Savić, 2021) pri usvajanju jednakih vrednosti w/c faktora, dok se pri usvajanju jednakih w/p faktora beleži drastičan pad čvrstoće (Dhir *et al.*, 2007; Lollini, Redaelli and Bertolini, 2014; Meddah, Lmbachiya and Dhir, 2014).

U slučaju izvršene zamene od 45%, čvrstoća betona sa KB u poređenju sa referentnim mešavinama u proseku biva viša za 54%, 39% i 27%, za sadržaj praškaste komponente od 430 kg/m^3, 380 kg/m^3 i 330 kg/m^3 respektivno. To je značajno veće od procena dobijenih korišćenjem izraza prikazanih na slikama 2.17 i 2.18, što navodi na zaključak da su ovi izrazi validni samo u slučaju nižih procenata zamene cementa. Ralno govoreći, ne može se očekivati velika preciznost predikcije izraza sa slike 2.17 za slučaj jednakih w/c faktora, jer je dobijen nizak R^2 = 0,58. Ipak, neočekivano je podbacio i izraz prikazan na slici 2.18 iako je u tom slučaju dobijena veoma visoka vrednost koeficijenta determinacije od čak 0,93. Dakle, pravilnim projektovanjem mešavina mogu se dobiti i značajno veće čvrstoće od onih koje se mogu pronaći u literaturi. Pogodna kompozicija paste uz dovoljan udeo sitnih čestica ima veoma izražen pozitivan efekat na konačne vrednosti čvrstoće, a razlike su izraženije kod nižih w/c faktora. Povećanje praškaste komponente sa 380 kg/m^3 na 430 kg/m^3 kod većih procenata zamene može biti opravdano pri dovoljno niskim w/c faktorima (≤ 0,58). Veće razlike u čvrstoći se i u ovom slučaju mogu pripisati većoj gustini pakovanja čestica i boljoj ugradljivosti mešavine. Pri višim w/c faktorima, kada je i ugradljivost mešavina sa udelom sitnijih čestica od 380 kg/m^3 podjednako dobra, razlike u čvrstoći se praktično anuliraju (3–5%).



Slika 3.16 Uticaj količine praškaste komponente i w/c faktora na čvrstoću betona pri pritisku (mešavine sa 45% zamenjenog cementa)

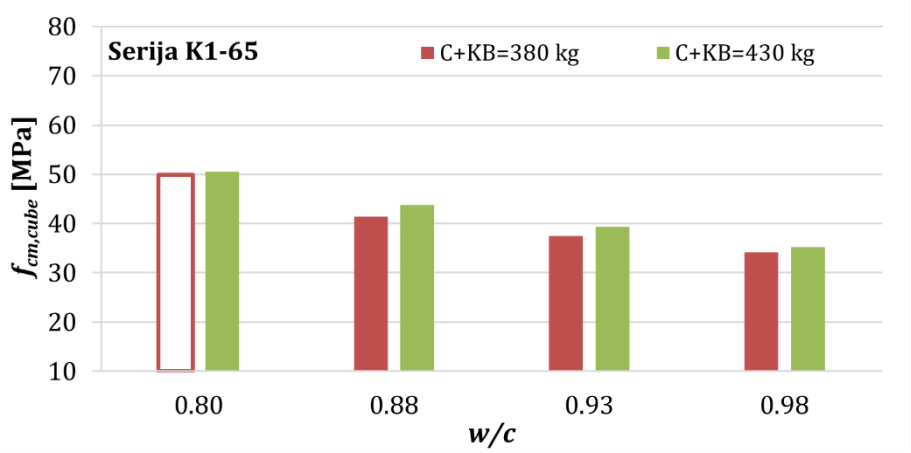
Slični zaključi važe i u slučaju kada se deo zamenjenog cementa poveća na 55% (slika 3.17), uz napomenu da se za isti w/c faktor razlika u čvrstoći betona sa KB u odnosu na CB dodatno uvećava i iznosila je od 55–59% (za C+KB = 380 kg/m^3) do čak 67–79% (za C+KB = 430 kg/m^3). Mešavine sa w/c faktorima od 0,75 i 0,79 nemaju odgovarajuće referentne mešavine, jer bi spravljanje kalsičnih betona sa visokim vrednostima w/c faktora bilo besmisleno – čvrstoće bivaju isuviše niske.



Slika 3.17 Uticaj količine praškaste komponente i w/c faktora na čvrstoću betona pri pritisku (mešavine sa 55% zamenjenog cementa)

Referentna mešavina sa najnižim w/c faktorom u iznosu od 0,47 koja je ispitana u ovom radu imala je čvrstoću pri pritisku od 63 MPa, dok je mešavina sa 30% zamenjenog cementa (C+KB = 430kg/m^3) sa najnižim w/c faktorom od 0,42 rezultirala čvrstoćom od približno 80 MPa (nisu prikazane na slikama). Istu čvrstoću postigla je i mešavina sa 45% zamenjenog cementa i istom količinom praškaste komponente, kod koje je usvojeno w/c = 0,51. Na osnovu svega prethodno izrečenog, može se pretpostaviti da je za dobijanje veoma visoke čvrstoće od npr. 100 MPa neophodno oboriti vrednost w/c faktora na oko 0,16 u slučaju referentnih betona, odnosno na 0,24 i 0,28 u slučaju betona sa 30% i 45% zamenjenog cementa respektivno. Ukoliko se zameni 55% cementa, za postizanje iste čvrstoće bilo bi neophodno usvojiti w/c = 0,35. Naravno, uz pretpostavku da je betone sa ovako niskim w/c faktorima moguće dovoljno homogenizovati i pravilno ugraditi.

U slučaju zamene cementa od 65%, zbog visokih w/c faktora koje je neophodno usvojiti iz uslova ugradljivosti, čvrstoće ovih betona kretale su se u opsegu 35,2–50,5 MPa, slika 3.18. Budući da su svi betoni iz ove serije slične ugradljivosti, povećanje udela praškaste komponente se skoro i ne odražava na njihovu čvrstoću pri pritisku. Zbog veoma velikog sadržaja sitnih čestica u ovim mešavinama, gustina pakovanja se ne poboljšava dodatnim povećanjem njihovog sadržaja. Ako se uporede čvrstoće betona kod kojih je 55% i 65% cementa zamenjeno KB, pri istom w/c faktoru čvrstoća betona je približno 15% veća u korist betona sa većim sadržajem KB. Iako ove čvrstoće, u poređenju sa prethodnim deluju dosta niže, one su dovoljne za eventualnu konstrukcijsku primenu jer ispunjavaju uslove koji su propisani za klase od C20/25 do C30/37. Dalji razvoj i primena superplastifikatora nove generacije može doprineti napretku i dodatnim smanjenjem w/c faktora, što bi omogućilo postizanje i značajno viših čvrstoća.



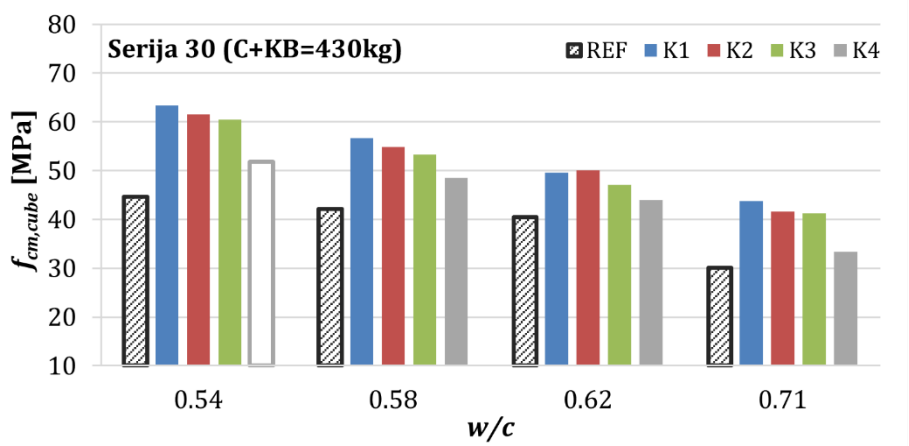
Slika 3.18 Uticaj količine praškaste komponente i w/c faktora na čvrstoću betona pri pritisku (mešavine sa 65% zamenjenog cementa)

Uticaj granulometrijskog sastava (krupnoće) KB

Efekti primene KB različitih granulometrijskih sastava (krupnoće) na čvrstoću betona pri pritisku ilustrovani su na slikama 3.19-3.22. U cilju što boljeg sagledavanja pomenutog uticaja prikazani su rezultati za mešavine sa C+KB = 430 kg, odnosno mešavine koje su pokazale najbolje rezultate u smislu obradljivosti. Na osnovu pomenutih slika može se zaključiti, da je praktično bez izuzetaka, u svim slučajevima, najveća čvrstoća betona postignuta primenom najsitnijeg KB u oznaci K1 sa prosečnom veličinom zrna d_{50} = 2,89 μm. Ovo se pored postizanja najveće upakovanosti čestica, može objasniti i mogućom boljom hemijskom reakcijom sitnijih KB sa aluminatnom fazom. Sa porastom krupoće KB, čvrstoće betona postepeno opadaju, a kako se čini usvojene vrednosti w/c faktora nemaju značajnijeg uticaja na ove razlike. Pozitivan efekat primene KB veće finoće mliva na čvrstoću betona pri pritisku potvrđuju i rezultati iz literature (Lundgren, 2004; Proske *et al.*, 2013b; Radović, Marinković and Savić, 2021; Tešić, Marinković and Savić, 2021).

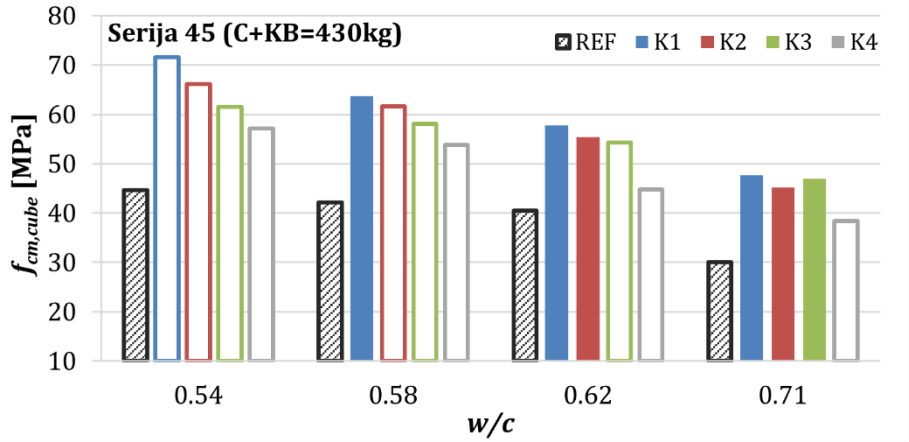
Posmatranjem mešavina kod kojih je 30% cementa zamenjeno KB (slika 3.19), može se uočiti prosečan pad čvrstoća od 2,7% i 5,3% u slučaju kada su korišćena KB u oznaci K2 (d_{50} = 5,36 μm) i K3 (d_{50} = 11,68 μm) respektivno. Ova redukcija u čvrstoći je praktično beznačajna, naročito ako se uzme u obzir ekonomska isplativost i jedinična cena K2 i K3 koja je za 40–75% niža u poređenju sa brašnom K1. U slučaju ograničene zamene cementa do 30% primena KB koja su značajno krupnija od cementa, K4 (d_{50} = 42,75 μm) može biti opravdana. Betoni spravljeni korišćenjem KB u oznaci K4 imali su u proseku oko 17% nižu čvrstoću u poređenju sa betonima spravljenim korišćenjem K1, ali je razlika u ceni ova dva brašna od čak 80% ta

koja može prevagnuti u korist brašna K4. Dodatno, betoni spravljeni korišćenjem ovog brašna imali su oko 13% veću čvrstoću u poređenju sa konvencionalnim CB.



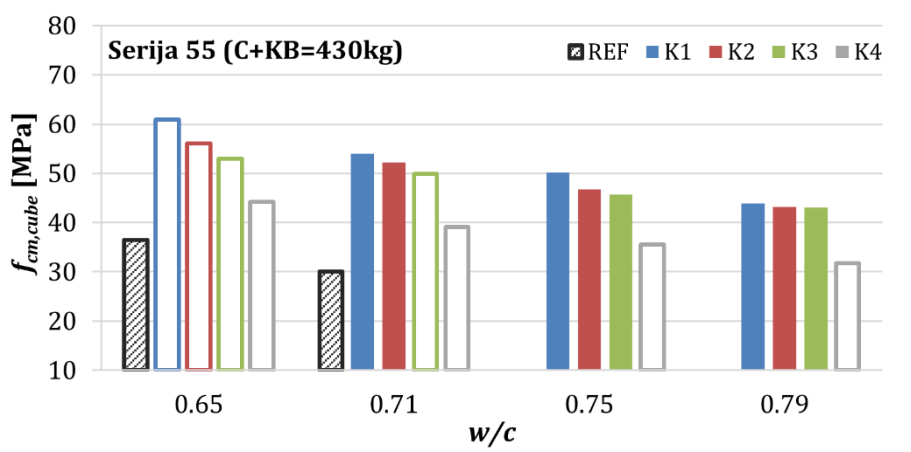
Slika 3.19 Efekat krupnoće primenjenog KB na čvrstoću betona pri pritisku (mešavine sa 30% zamenjenog cementa)

Sa povećanjem količine zamenjenog cementa na 45% (slika 3.20), povećavaju se i razlike u čvrstoći betona spravljenih sa KB različite finoće mliva. Prosečne redukcije čvrstoće betona spravljenih korišćenjem KB u oznaci K2 i K3 u poređenju sa najfinijim KB u oznaci K1, iznose redom oko 6 i 8%, dok je redukcija čvrstoće betona sa K4 približno 20%. To je u saglasnosti sa prethodnim zapažanjem da su razlike u čvrstoći izraženije kod mešavina sa većim procentualnim udelom KB (Proske *et al.*, 2013a; Proske, Hainer, *et al.*, 2014).



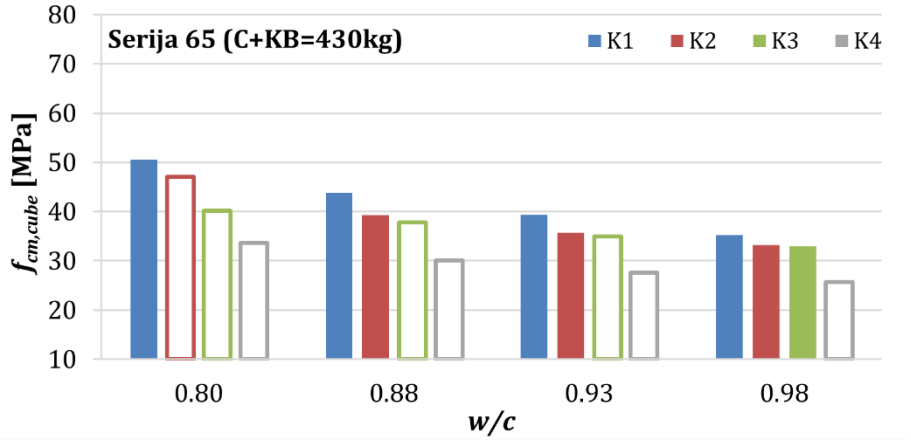
Slika 3.20 Efekat krupnoće primenjenog KB na čvrstoću betona pri pritisku (mešavine sa 45% zamenjenog cementa)

Dalje povećanje količine zamenjenog cementa na 55% (slika 3.21) rezultiralo je gotovo identičnim redukcijama u čvrstoći u slučaju kada se poredi najfinije KB (K1) sa onima u oznaci K2 i K3. Drugim rečima, sa daljim povećanjem udela KB nije zabeležena dodatna redukcija čvrstoće betona. Međutim, ova redukcija se registruje kod primene najkrupnijeg KB (K4), i u poređenju sa najsitnijim KB može se uočiti niža čvrstoća u proseku za približno 28%.



Slika 3.21 Efekat krupnoće primenjenog KB na čvrstoću betona pri pritisku (mešavine sa 55% zamenjenog cementa)

Konačno, sa povećanjem zamene cementa na 65% od početne vrednosti (slika 3.22), razlike u čvrstoćama betona sa KB različite finoće postaju još izraženije. U poređenju sa betonima kod kojih je korišćeno brašno K1, konstatuje se prosečan pad čvrstoća od oko 8%, 13% i 30% za korišćena brašna K2, K3 i K4 redom.



Slika 3.22 Efekat krupnoće primenjenog KB na čvrstoću betona pri pritisku (mešavine sa 65% zamenjenog cementa)

3.4.4. Rane čvrstoće betona pri pritisku

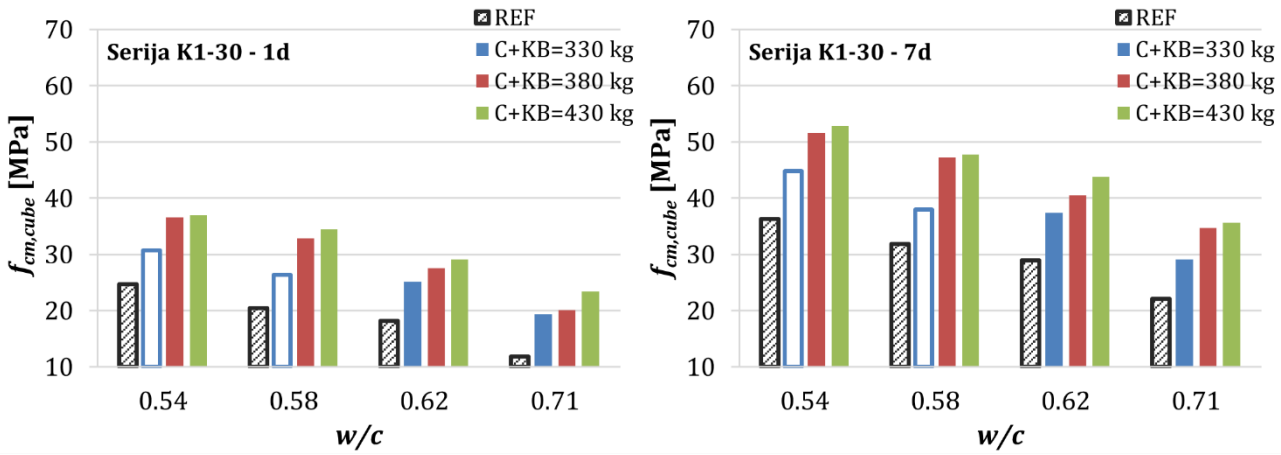
Savremena tehnologija građenja, uslovljena sve kraćim vremenskim rokovima, često zahteva ubrzani tempo izvođenja radova kako bi se izbeglo kašnjenje na projektu. U tom pogledu, rana čvrstoća (zrelost) betona može biti kritičan faktor koji utiče na tempo izgradnje, kao i ukupne vremenske rokove i troškove čitavog projekta. Dostizanje zadovoljavajuće čvrstoće u vrlo kratkom periodu nakon betoniranja (najčešće 1-7 dana) može omogućiti ranije uklanjanje oplate i podupirača, delimično opterećenje betona i brži prelazak na narednu fazu izgradnje. Drugim rečima, omogućava efikasnije korišćenje opreme i ljudskih resursa, što se sigurno odražava i na ekonomske benefite.

Postizanje ciljane rane čvrstoće betona praktično je neophodno u prefabrikovanoj industriji, kada u veoma kratkom roku treba osloboditi upotrebljene kalupe i na taj način ubrzati čitav proizvodni proces. Kod prethodno napregnutih betonskih konstrukcija viša čvrstoća betona u ranoj fazi dopušta ranije prednaprezanje nosača. Imajući u vidu prethodno iznete činjenice koje govore o važnosti ranih čvrstoća betona, u ovom delu im je posvećena neophodna pažnja.

Uticaj količine praškaste komponente i w/c faktora

Uticaj količine praškaste komponente i w/c faktora na čvrstoću betona pri pritisku u starosti od 1 i 7 dana, za različite procente zamenjenog cementa prikazani su na slikama 3.23-3.26. Na osnovu prikazanih rezultata, nema sumnje da su mešavine sa najvećim sadržajem praškaste komponente pokazale najveće čvrstoće pri posmatranim starostima betona, bez obzira na w/c faktor i procenat zamenjenog cementa. Promene čvrstoće pri pritisku u starosti betona od 7 dana u funkciji w/c faktora za različite procentualne zamene cementa vrlo su bliske onima opisanim za starosti betona od 28 dana. Dok se za veoma mlade betone, pri starosti od 1 dan ove zavisnosti donekle razlikuju, što je i očekivano.

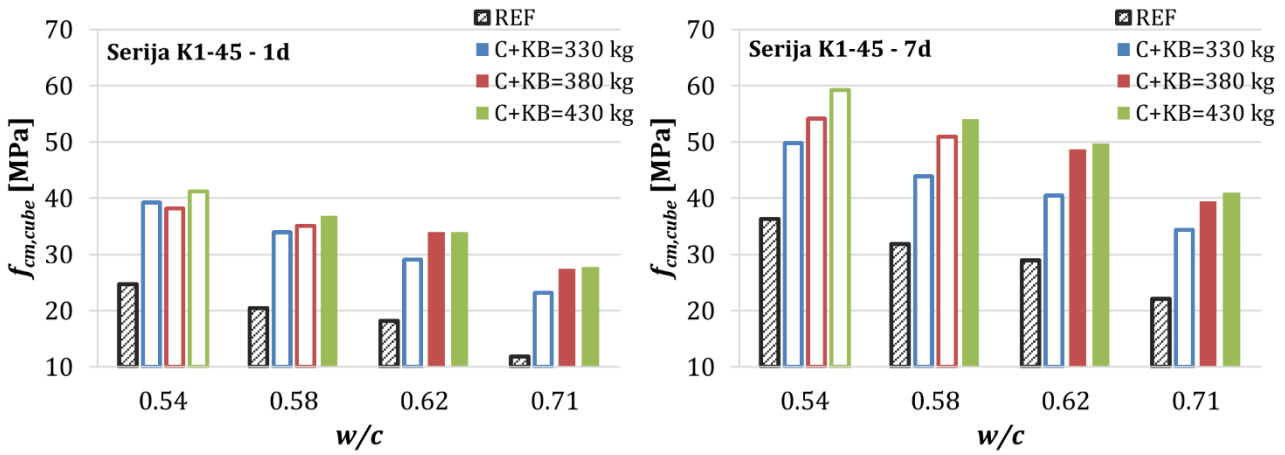
Tako se za referentne betone može očekivati smanjenje početne čvrstoće od 6–7 MPa za povećanje w/c faktora od 0,1, dok se kod betona sa 30–55% zamenjenog cementa može očekivati nešto veća redukcija od 7–10 MPa. Najmanja redukcija u čvrstoći, oko 5 MPa uočava se kod betona sa najvećim procentom (65%) zamenjenog cementa, što je logično jer su oni imali najnižu čvrstoću. Svakako, treba istaći da se prilikom određivanja čvrstoća veoma mladih betona mogu očekivati značajno veći koeficijenti varijacije nego kod betona veće starosti. Drugim rečima, može se očekivati određeno odstupanje od uočenih trendova, odnosno uočeni trendovi koji su validni za referentnu starost betona od 28 dana ne moraju biti kod veoma mladih betona.



Slika 3.23 Uticaj količine praškaste komponente i w/c faktora na čvrstoću betona pri pritisku u starosti od 1d (levo) i 7 d (desno), (mešavine sa 30% zamenjenog cementa)

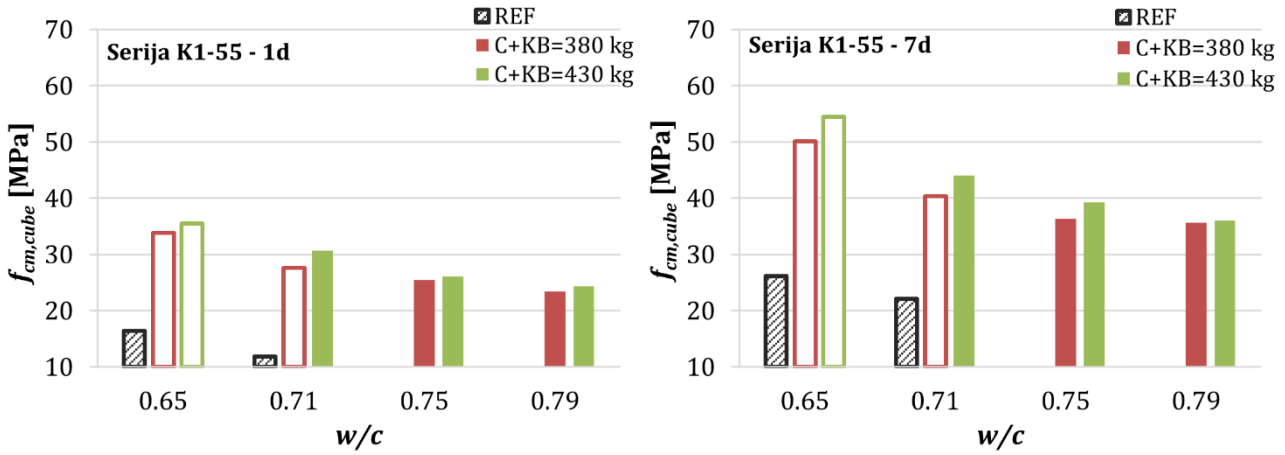
Komparacijom čvrstoća betona sa 30% zamenjenog cementa i referentnih mešavina nakon 1 dana starosti (slika 3.23), mogu se uočiti u proseku 38%, 57% i 69% veće čvrstoće betona sa KB koji su sadržali 330 kg/m^3, 380 kg/m^3 i 430 kg/m^3, praškaste kompionente redom. U zavisnosti od posmatranog w/c faktora ove razlike kreću se u veoma širokim granicama, npr. 50–97% za mešavine kod kojih je C+KB = 430 kg/m^3. Veće vrednosti odgovaraju većim w/c faktorima. Povećanje starosti uzoraka praćeno je smanjenjem razlika u čvrstoći, pa prethodne razlike iznose 26%, 47% i 52% za sadržaje C+KB od 330 kg/m^3, 380 kg/m^3 i 430 kg/m^3 respektivno. Bez obzira na posmatranu starost, ove razlike su veoma značajne.

Kada su u pitanju betoni kod kojih je zamenjeno 45% cementa (slika 3.24), razlike u čvrstoći u poređenju sa referentnim CB su još izraženije. U starosti od 1 dana i za količinu C+KB od 330 kg/m^3, 380 kg/m^3 i 430 kg/m^3 iznose redom 70%, 86% i 92%. Ponovo je sa povećanje starosti betona došlo do smanjenja procentualne razlike u čvrstoćama CB i betona sa KB. Pa se za starost betona od 7 dana registruju prosečne razlike od oko 27%, 39% i 54% za prethodno navedene sadržaje praškaste komponente.



Slika 3.24 Uticaj količine praškaste komponente i w/c faktora na čvrstoću betona pri pritisku u starosti od 1d (levo) i 7 d (desno), (mešavine sa 45% zamenjenog cementa)

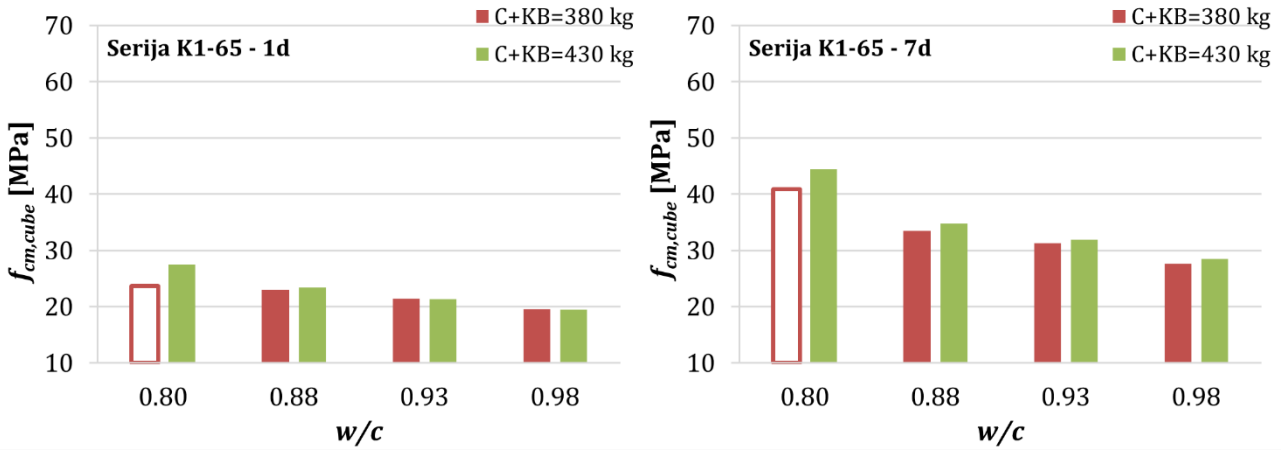
Povećanjem količine zamenjenog cementa nastavlja se prethodni trend. Betoni sa 55% zamenjenog cementa (slika 3.25) nakon 1 dana imali su dvostruko veću čvrstoću u poređenju sa referentnim CB, tačnije 106–132% (C+KB = 380 kg/m^3) i 116–158% (C+KB = 430 kg/m^3). Nakon 7 dana ove razlike su redom iznosile 83–91% i 99–108%.



Slika 3.25 Uticaj količine praškaste komponente i w/c faktora na čvrstoću betona pri pritisku u starosti od 1d (levo) i 7 d (desno), (mešavine sa 55% zamenjenog cementa)

Najveće čvrstoće betona pri starosti od 1 i 7 dana za referentne betone testirane u ovom radu iznosile su 29,8 MPa i 51,6 MPa (w/c = 0,47). Kod betona sa 30% zamenjenog cementa one su iznosile 51,4 MPa i 70 MPa redom (w/c = 0,42; C+KB = 430 kg/m^3), a kod betona sa 45% zamenjenog cementa 44,5 MPa i 65,2 MPa (w/c = 0,51; C+KB = 430 kg/m^3). Dakle, može se konstatovati da se kod betona sa KB mogu dobiti prilično visoke čvrstoće betona već nakon prvih 24h od trenutka spravljanja.

Mešavine kod kojih je zamenjeno 65% cementa zbog visokih w/c faktora (0,8–0,98) ne mogu se pravilno uporediti sa ostalim betonima. Ipak, može se videti da se njihova čvrstoća nakon 1 dana kretala u granicama 20–28 MPa, dok su nakon 7 dana ove vrednosti bile nešto više 28–45 MPa. Stoga se može reći, da bez obzira na ovako visoke vrednosti w/c faktora, čvrstoća ovih betona je uporediva, čak i viša, od čvrstoće referentnih betona sa značajno nižim w/c faktorima (0,47–0,71).



Slika 3.26 Uticaj količine praškaste komponente i w/c faktora na čvrstoću betona pri pritisku u starosti od 1d (levo) i 7 d (desno), (mešavine sa 65% zamenjenog cementa)

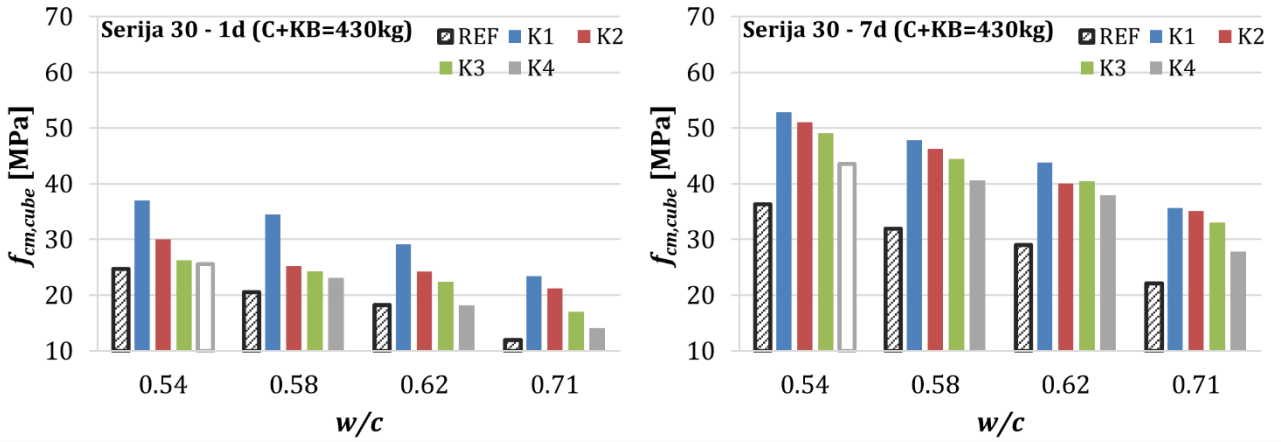
Upoređivanjem čvrstoća uzoraka ispitanih pri starosti od 7 dana i odgovarajućih uzoraka ispitanih u starosti od 1 dana, promećuje se solidan prosečan rast čvrstoće od oko 62% kod referentnih, i delimično niži 37–53% kod mešavina koje su sadržale KB. To je daleko ispod zabeleženih vrednosti u literaturi (Dhir *et al.*, 2007; Meddah, Lmbachiya and Dhir, 2014), gde je pri istim starostima uzoraka detektovan prirast čvrstoće od oko 140% u slučaju klasičnih CB i čak 140–350% kod betona koji su sadržali KB. Ovolike razlike uglavnom su posledica veoma niskih početnih čvrstoća betona koji se mogu pronaći u literaturi i koje su u pojedinim slučajevima iznosile svega 1–5 MPa. Nešto manje, ali još uvek ozbiljne razlike 77–184% uočene su u radu (Tešić, Marinković and Savić, 2021).

Mešavine sa dodatkom KB su, neočekivano, imale veće rane čvrstoće u poređenju sa referentnim mešavinama. To se može objasniti postizanjem bolje upakovanosti zrna i efektom nukleacije sitnih čestica KB koje mogu mogu ubrzati proces hidratacije.

Prethodno prikazani rezultati ukazuju da sadržaj praškaste komponente nema ozbiljniju ulogu kada je u pitanju prirast čvrstoće uzoraka sa povećanjem njihove starosti.

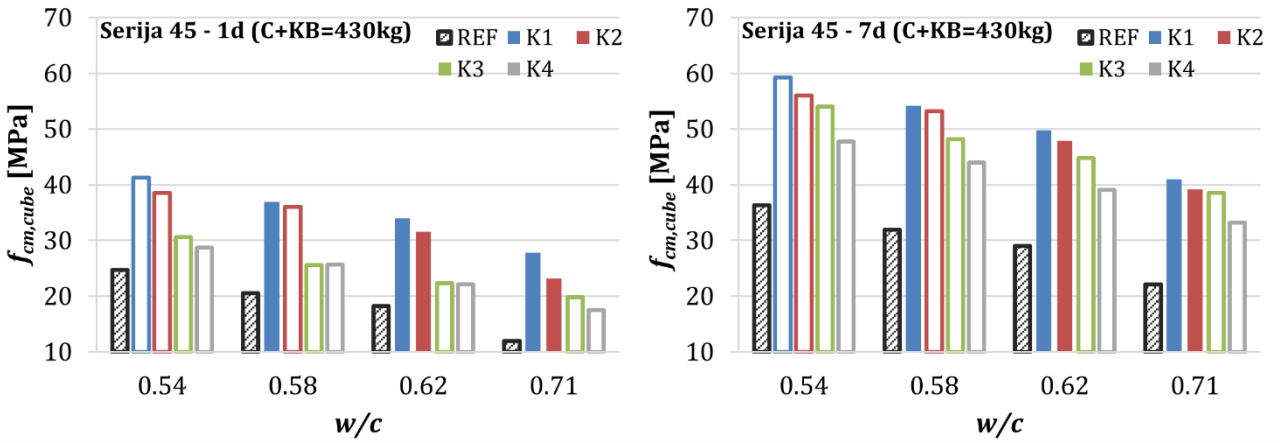
Uticaj granulometrijskog sastava (krupnoće) KB

Uticaji granulometrijskog sastava primenjenog KB na čvrstoću pri pritisku mladih betona prikazani su na slikama 3.27-3.30. I u ovim slučajevima, gotovo bez konkurencije, najveće čvrstoće izmerene su kod betona sa najsitnijim KB (K1). Mešavine spravljene korišćenjem ovog KB pri starosti od 1 dana imale su u proseku 19%, 10%, 14% i 23% veću čvrstoću u poređenju sa odgovarajućim mešavinama kod kojih je 30%, 45%, 55% i 65% cementa sukcesivno zamenjeno nešto krupnijim (K2) brašnom. Sa povećanjem starosti u trenutku ispitivanja na 7 dana, ove razlike se značajno umanjuju i postaju gotovo beznačajne, u proseku 4–9%. Veća početna čvrstoća betona sa najsitnijim brašnom u poređenju sa drugim betonima (sa ili bez KB) može se pripisati delimično ubrzanoj hidrataciji usled efekata nukleacije sitnih čestica (Wang *et al.*, 2018; Wang, 2020) i eventualno bržom hemijskom reakcijom finijeg brašna sa dostupnim aluminatima (Working group UNEP-SBCI, 2015; Moon *et al.*, 2017; John *et al.*, 2018). U svakom slučaju, ne treba isključiti ni mogući uticaj povećane gustine pakovanja čestica na povećanu početnu čvrstoću ovih betona.



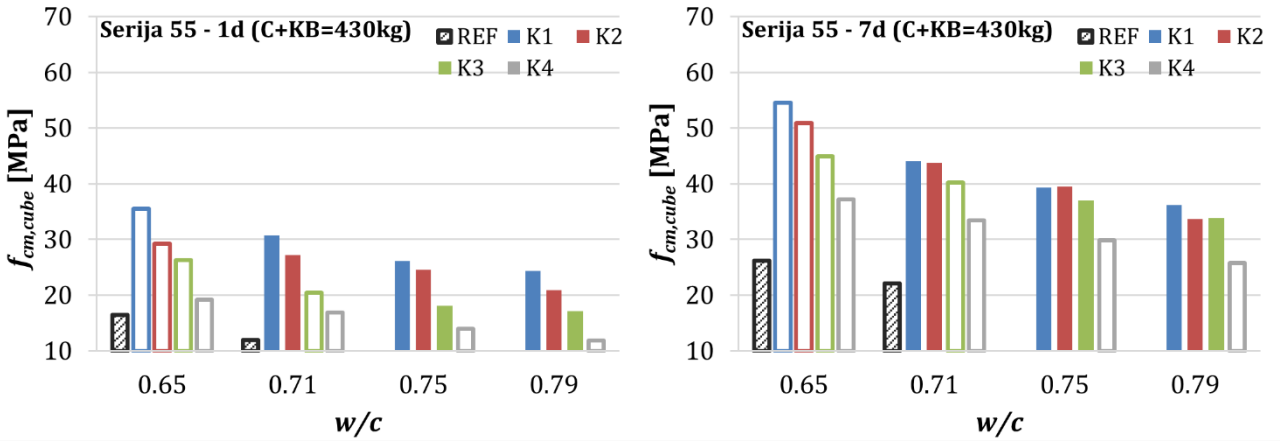
Slika 3.27 Uticaj krupnoće KB na čvrstoću betona pri pritisku u starosti od 1d (levo) i 7 d (desno), (mešavine sa 30% zamenjenog cementa)

Dalja redukcija čvrstoće betona prouzrokovana je povećanjem krupnoće korišćenog KB. Komparacijom čvrstoća u starosti od 1 dana mešavina kod kojih je korišćeno najfinije K1 i mešavina kod kojih je korišćeno K3 brašno (približne finoće mliva kao cement), mogu se uočiti u proseku za 37%, 43%, 42% i 25% veće čvrstoće mešavina sa sitnijim KB, za sledeće procentualne zamene cementa redom 30%, 45%, 55% i 65%. Sa povećanjem starosti betona na 7 dana, prosečne razlike su niže i se kreću u značajno užim granicama 8–16%.

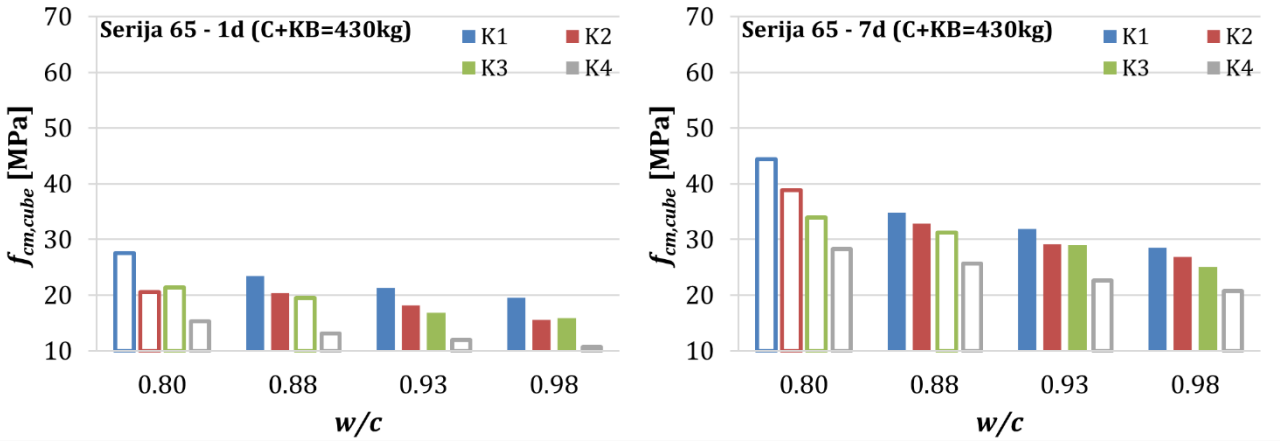


Slika 3.28 Uticaj krupnoće KB na čvrstoću betona pri pritisku u starosti od 1d (levo) i 7 d (desno), (mešavine sa 45% zamenjenog cementa)

Iako je početna čvrstoća mešavina kod kojih je korišćeno najkrupnije KB (K4) bila daleko niža od ostalih mešavina koje su sadržale KB, ona je i dalje uporediva, odnosno osetno viša u odnosu na referentne mešavine (bez KB). Upoređivanjem čvrstoća mešavina sa najsitnijim (K1) i najkrupnijim (K4) KB pri starosti od 1 dana registruju se u proseku oko 50% veće čvrstoće mešavina kod kojih je 30–45% cementa zamenjeno K1 brašnom. Ukoliko se posmatraju čvrstoće pri starosti od 7 dana ove razlike su u opsegu 21–24%. Za veće zamene cementa, 55% i 65% od početne količine, razlike u čvrstoći u korist mešavina sa K1 brašnom pri starosti od 1 dana su mnogo veće i iznosile su oko 90% i 80% redom, dok su pri starosti od 7 dana iste iznosile 38% i 45% respektivno.



Slika 3.29 Uticaj krupnoće KB na čvrstoću betona pri pritisku u starosti od 1d (levo) i 7 d (desno), (mešavine sa 55% zamenjenog cementa)



Slika 3.30 Uticaj krupnoće KB na čvrstoću betona pri pritisku u starosti od 1d (levo) i 7 d (desno), (mešavine sa 65% zamenjenog cementa)

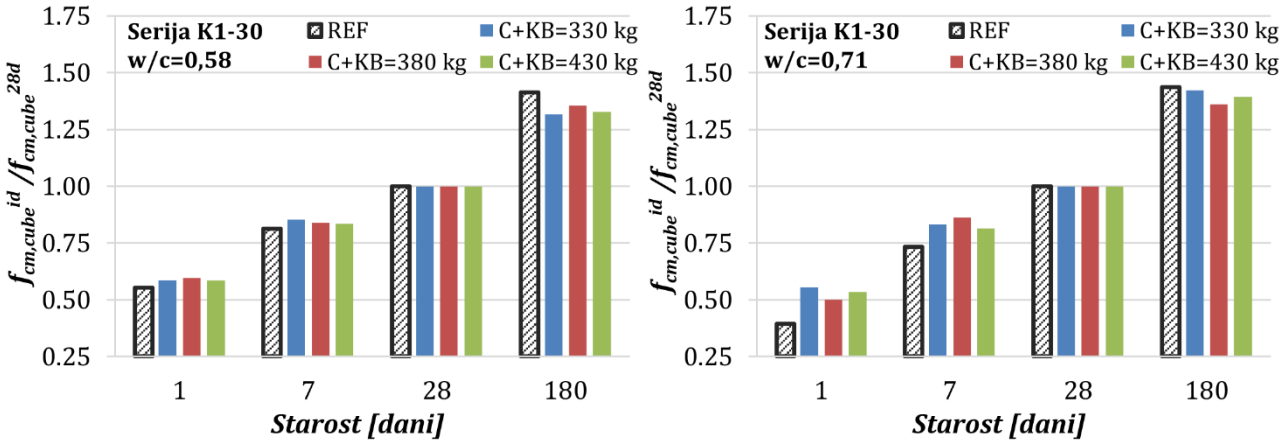
Prethodni rezultati ukazuju da granulometrija KB igra značajnu ulogu u promeni čvrstoće betona sa povećanjem njegove starosti. Betoni spravljeni korišćenjem najfinijeg (K1) brašna u starosti od 7 dana imali su najniže povećanje čvrstoće 37–53% u poređenju sa odgovarajućim uzorcima ispitanim pri starosti od 1 dana. Slede betoni kod kojih je korišćeno KB u oznaci K2, sa prosečnim povećanjem u opsegu 55–71%, dok je ovo povećanje iznosilo 64–93% kod uzoraka sa K3 brašnom. Uzorci kod kojih je primenjeno najkrupnije K4 brašno imali su ubedljivo najveći prirast čvrstoće koji je iznosio 76–106% u poređenju sa uzorcima koji su ispitani nakon 1 dana. To bi moglo da ukazuje na usporavanje procesa hidratacije sa povećanjem krupnoće KB usled smanjenja efekata nukleacije i slabije reakcije krupnijh KB sa aluminatnom fazom u betonu (Working group UNEP-SBCI, 2015; Moon *et al.*, 2017; John *et al.*, 2018).

3.4.5. Vremenski razvoj čvrstoće betona pri pritisku

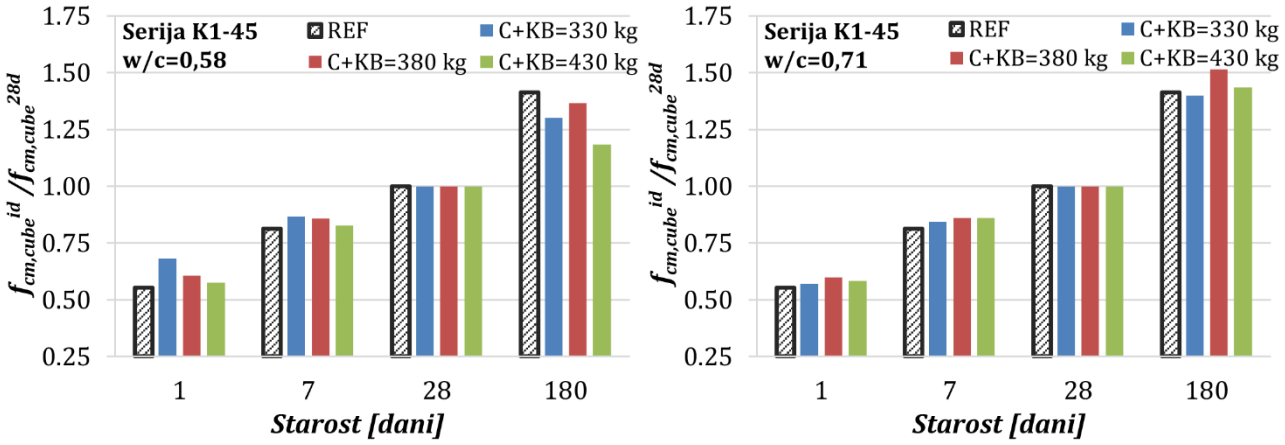
Vremenski tok koji prati zavisnost čvrstoće betona pri pritisku, već se donekle može naslutiti iterpretiranjem prethodno prikazanih rezultata u različitim starostima betona. U cilju boljeg razumevanja ovi rezultati su ponovo dati u nastavku, prikazani u formi koja više odgovara praćenju vremenskog toka čvrstoće. Njima su pridruženi i rezultati ispitivanja čvrstoća betona dobijeni pri starosti od 180 dana.

Uticaj količine praškaste komponente i w/c faktora

Efekti koje količina praškaste komponente i w/c faktori imaju na vremenski razvoj čvrstoće betona pri pritisku prikazani su na slikama 3.31-3.34. Kako bi se eliminisao uticaj relativne razlike na percepciju razultata, prikazane su normalizovane (bezdimenzionalne) veličine čvrstoća koje predstavljaju količnik čvrstoće u starosti betona od „i“ dana (f_{cm}^{id}) i čvrstoće u starosti betona od 28 dana (f_{cm}^{28d}).

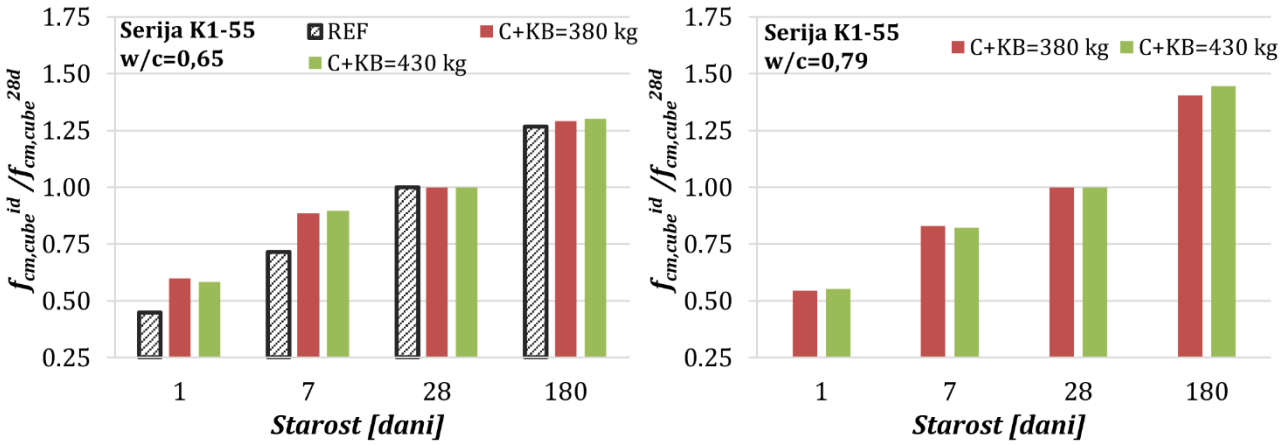


Slika 3.31 Uticaj količine praškaste komponente i w/c faktora na vremenski razvoj čvrstoće betona pri pritisku (mešavine sa 30% zamenjenog cementa)

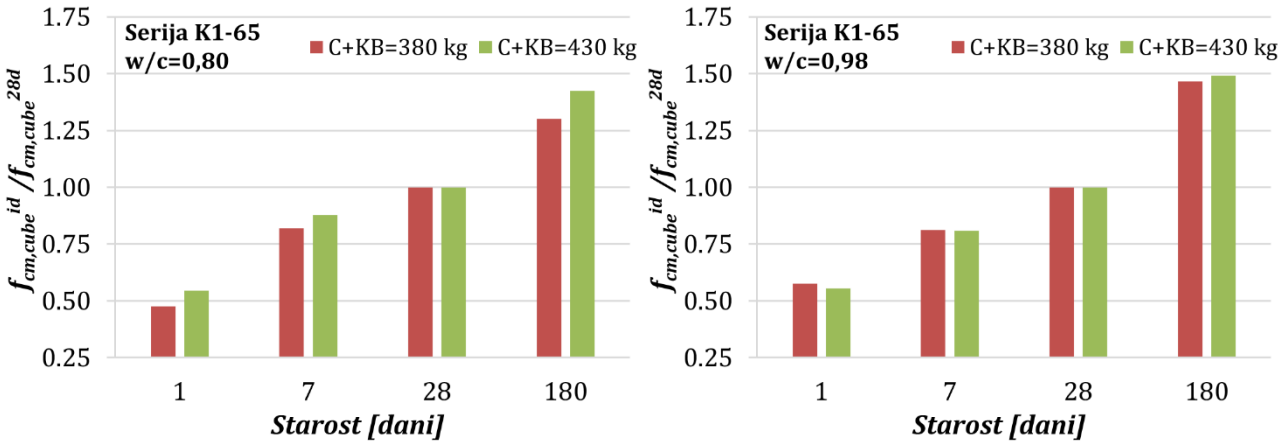


Slika 3.32 Uticaj količine praškaste komponente i w/c faktora na vremenski razvoj čvrstoće betona pri pritisku (mešavine sa 45% zamenjenog cementa)

Analizom ovih rezultata može se utvrditi da w/c faktor nema značajnijeg uticaja na vremenski tok čvrstoće betona. Pored toga, ni uticaj količine praškaste komponente nije naročito izražen. Iako se čini da su uzorci sa najmanjim sadržajem C+KB = 330 kg/m^3, u nekim slučajevima, imali delimično brži prirast početne čvrstoće od ostalih. Sa povećanjem starosti na 7 dana ove razlike postaju zanemarljive. Pri najvećoj starosti uzoraka od 180 dana, takođe nisu uočene bilo kakve zavisnosti, ali se uočava najveće rasipanje rezultata. Generalno, deluje da ni količina zamenjenog cementa ne igra značajniju ulogu u vremenskoj promeni čvrstoće betona.



Slika 3.33 Uticaj količine praškaste komponente i w/c faktora na vremenski razvoj čvrstoće betona pri pritisku (mešavine sa 55% zamenjenog cementa)

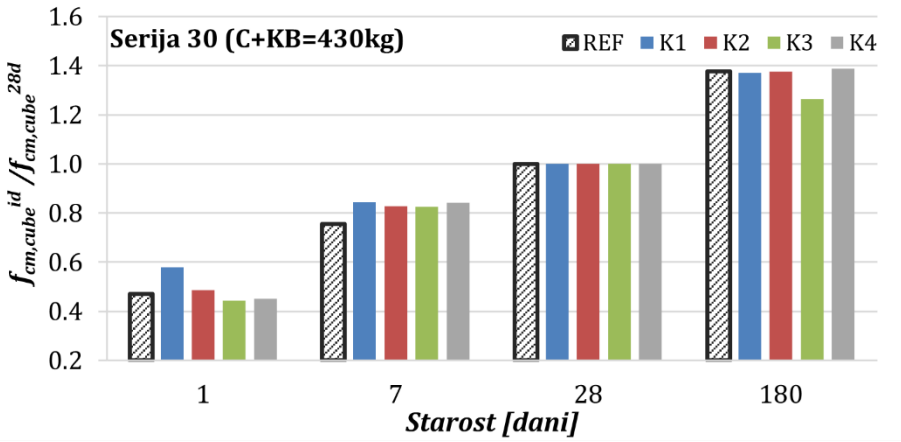


Slika 3.34 Uticaj količine praškaste komponente i w/c faktora na vremenski razvoj čvrstoće betona pri pritisku (mešavine sa 65% zamenjenog cementa)

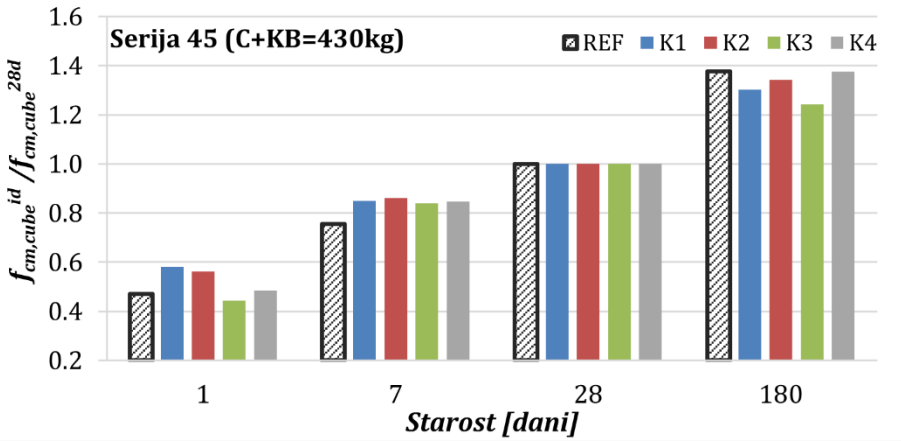
Uticaj granulometrijskog sastava (krupnoće) KB

Uticaj granulometrijskog sastava primenjenog KB na vremenski tok čvrstoće betona prikazan je na slikama 3.35-3.38. Kako je u prethodnom delu pokazano da w/c faktor nema značajnog efekta na posmatranu veličinu, na ovim slikama prikazani su prosečni rezultati za sve w/c faktore. Kao reprezentativne, uzete su mešavine sa najvećim sadržajem praškaste komponente.

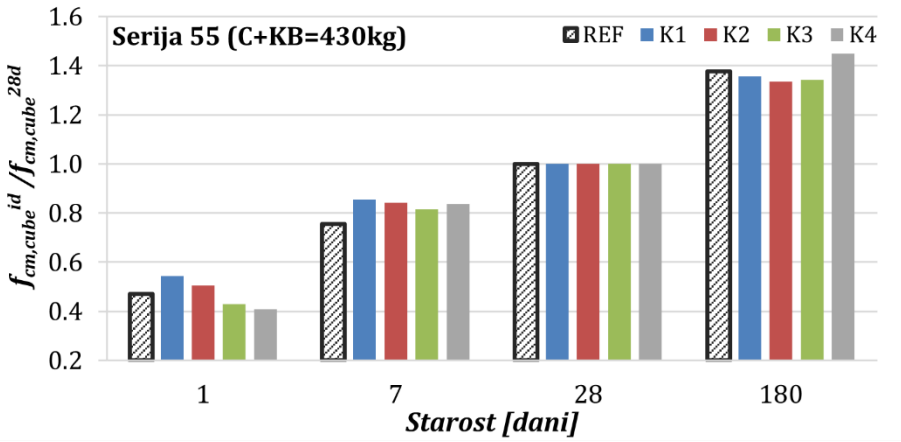
Sa slika se može uočiti da je najveći uticaj granulometrije KB u početnoj fazi hidratacije. Naime, pri starosti od 1d najveći prirast čvrstoće imali su uzorci sa K1 brašnom. Oni su relativno dobro praćeni uzorcima serije K2. Početni prirast čvrstoće ovih uzoraka bio je delimično viši u poređenju sa referentnim mešavinama. Slede uzorci kod kojih su primenjena krupnija KB (K3 i K4) kod kojih je početni prirast bio sličan ili neznatno niži od referentnih mešavina. Već se pri starosti od 7 dana, prirast čvrstoća betona koji su sadržali KB praktično izjednačava. Pri ovoj starosti on je i dalje viši od onoga koji su ostvarile referentne mešavine. Pri starosti uzoraka od 180 dana, nije moguće uočiti određeni trend, ali se čini da se prirast CB konačno izjednačava sa betonima koji su sadržali KB.



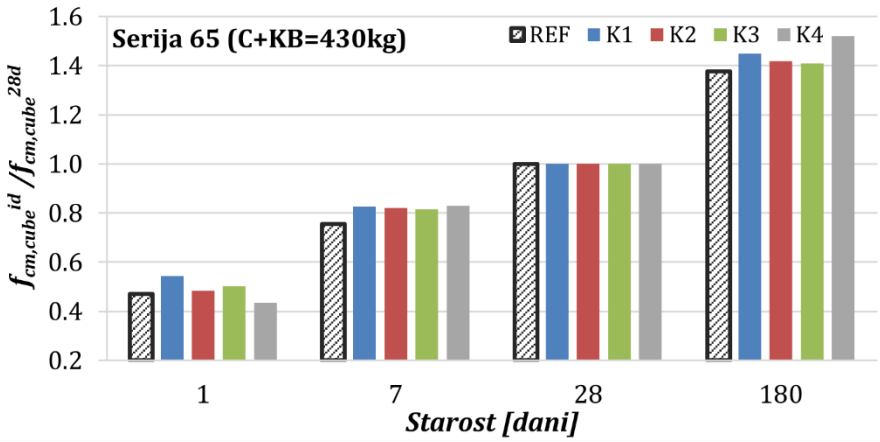
Slika 3.35 Uticaj krupnoće KB na vremenski razvoj čvrstoće betona pri pritisku (mešavine sa 30% zamenjenog cementa)



Slika 3.36 Uticaj krupnoće KB na vremenski razvoj čvrstoće betona pri pritisku (mešavine sa 45% zamenjenog cementa)

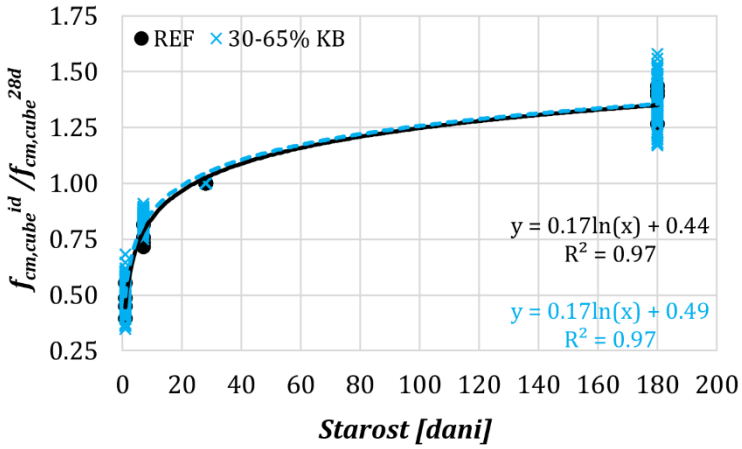


Slika 3.37 Uticaj krupnoće KB na vremenski razvoj čvrstoće betona pri pritisku (mešavine sa 55% zamenjenog cementa)



Slika 3.38 Uticaj krupnoće KB na vremenski razvoj čvrstoće betona pri pritisku (mešavine sa 65% zamenjenog cementa)

Kako bi se uticaj KB na vremenski razvoj čvrstoće delimično kvantifikovao, na slici 3.39 prikazani su svi prethodni rezultati. Analiza pokazuje da oni veoma dobro prate sličan logaritamski trend, na šta ukazuju izuzetno visoke vrednosti koeficijenata determinacije (R^2 = 0,97). Ova slika potvrđuje prethodno iznete stavove o nešto bržem početnom prirastu čvrstoća sa KB, koji se kasnije izjednačava sa klasičnim CB. Na osnovu toga, može se zaključiti da je vremenski tok čvrstoće betona najviše uslovljen vrstom primenjenog cementa. Uticaj količine i granulometrijskog sastava korišćenog KB može biti od značaja samo u početnoj fazi procesa hidratacije.



Slika 3.39 Razvoj čvrstoće u vremenu ispitanih CB i betona sa KB

Treba istaći da su prethodni zaključci u suprotnosti sa trendovima dobijenim u okviru pregleda literature (slika 2.23), gde je uočen isti početni prirast čvrstoće betona sa i bez KB, koji je sa povećanjem starosti uzoraka izraženiji u slučaju CB. Svakako, ove razlike nisu velike.

3.4.6. Zaključak

Rezultati prve faze eksperimentalnog ispitivanja pokazali su da je moguće napraviti konstrukcijske betone zadovoljavajuće čvrstoće i obradljivosti sa značajno redukovanim sadržajem cementa (preko 55%) i uz upotrebu komercijalno dostupnih KB različitih vrsta. Drugim rečima, moguće je postići da sadržaj KB bude veći od sadržaja cementa, bez kompromitovanja mehaničkih performansi betona.

Više od 90% projektovanih mešavina sa velikim sadržajem KB ispunilo je bez problema postavljeni kriterijum čvrstoće, ali je gotovo polovina njih (oko 45%) podbacila na postavljenom kriterijumu obradljivosti. Ovo ukazuje da je osiguranje dobre obradljivosti mešavine veći izazov od postizanja zadovoljavajuće čvrstoće.

Na osnovu do sada sprovedenih analiza, mogu se izvući sledeći zaključci:

- Mešavine sa KB mogu imati sličnu ili bolju obradljivost od referentnih jedino ako su preduzete posebne mere prilikom njihovog projektovanja. To podrazumeva pravilan odabir komponentnih materijala u odgovarajućim proporcijama, uz obavezan dodatak superplastifikatora (1–2% praškaste komponente).
- Sa povećanjem količine zamenjenog cementa, uz zadržavanje istog w/c faktora, obradljivost mešavina sa KB se uglavnom pogoršava. To se manifestuje pojavom nultog ili smičućeg sleganja, ili pak prevelikom kohezijom mešavine.
- Povećanje sadržaja vode i/ili praškaste komponente, u kombinaciji sa finijim KB, pozitivno utiče na obradljivost mešavine, što je naročito izraženo kod mešavina sa nižim w/c faktorom.
- Preporučena minimalna količina vode za KB iste ili veće finoće mliva od cementa iznosi 110–120 l/m^3, dok je za krupnija KB potrebno 130–145 l/m^3. Pri tome, veće vrednosti odgovaraju mešavinama sa većom količinom zamenjenog cementa.
- Metoda procene obradljivosti zasnovana na veličini sleganja nije uvek adekvatna, posebno za mešavine sa najvećim procentima zamene (55% i 65%). U tom smislu treba razmotriti korišćenje reometara za bolju procenu obradljivosti na osnovu kohezije mešavine.
- Čvrstoća pri pritisku betona koji sadrže KB, pri istim w/c faktora, značajno je veća (i do 80%) od referentnih CB i raste se sa povećanjem količine zamenjenog cementa.
- Povećanje sadržaja praškaste komponente, pri istoj procentualnoj zameni cementa, doprinosi povećanju čvrstoće. Ovaj efekat postepeno opada sa povećanjem količine zamenjenog cementa i w/c faktora.
- Najveće čvrstoće postignute su primenom najsitnijeg KB (K1), dok su KB slične finoće kao cement (K2 i K3) dala nešto niže čvrstoće (3–13%).
- Primena značajno krupnijeg KB (K4) zbog loše obradljivosti i 17–30% manje čvrstoće, preporučuje se samo kod nižih procenata zamene (do 30%) i viših w/c faktora.
- Čvrstoća betona je obrnuto proporcionalna w/c faktoru, pri čemu je svako povećanje w/c faktora od 0,1 praćeno redukcijom čvrstoće od 10–15 MPa, bez obzira na vrstu mešavine i sadržaj KB.
- Rana čvrstoća (nakon svega 24 h) betona koji su sadržali KB često su i dvostruko veće od uporednih CB. Najveće vrednosti ove čvrstoće zabeležene su kod KB najfinije granulacije (K1).
- Vremenski razvoj čvrstoće veoma dobro prati logaritamski trend i prvenstveno zavisi od vrste primenjenog cementa. Uticaj ostalih parametara kao što su količina i finoća KB, uglavnom je od sekundarnog značaja, osim kod izuzetno ranih čvrstoća (do 24h nakon spravljanja).

3.5. DRUGA FAZA EKSPERIMENTALNOG ISPITIVANJA

Druga faza eksperimentalnog istraživanja sprovedena je u cilju boljeg razumevanja fizičko–mehaničkih svojstava i parametara trajnosti betona sa velikim sadržajem KB, koja mogu biti od krucijalnog značaja za njihovu konstrukcijsku primenu. Koristeći znanja iz prethodne faze, izabrano je 10 mešavina koje su, uz minimalne korekcije, ponovo spravljene i testirane u okviru ove faze. Mešavine su pažljivo odabrane tako da ispune zadate kriterijume slične obradljivosti i slične čvrstoće:

- Tekuća klasa konzistencije S4 ili S5 (ciljana veličina sleganja 20–25 cm), (EN 206-1, 2021)
- Klase betona koje se najčešće primenjuju u praksi C25/30 ili C30/37 (ciljana čvrstoća 40–50 MPa na opitnom telu oblika kocke dimenzija 15 cm), (EN 1992-1-1, 2015)

Recepture ovih mešavina prikazane su u narednoj tabeli.

Tabela 3.5 Recepture mešavina ispitanih u okviru druge faze

Oznaka mešavine	m_c [kg/m³]	m_{KB} [kg/m³]	m_w [kg/m³]	w/c [–]	SP [kg/m³]	m_I [kg/m³]	m_{II} [kg/m³]	m_{III} [kg/m³]
REF	330	0	169	0,51	3,30	963	387	500
K1-30	230	200	143	0,62	6,45	963	387	500
K2-30	230	200	143	0,62	6,45	963	387	500
K3-30	230	200	143	0,62	6,45	963	387	500
K1-45	180	250	126	0,70	8,60	963	387	500
K2-45	180	250	126	0,70	8,60	963	387	500
K3-45	180	250	126	0,70	8,60	963	387	500
K1-55	150	280	112	0,75	8,60	963	387	500
K2-55	150	280	112	0,75	8,60	963	387	500
K3-55	150	280	112	0,75	8,60	963	387	500

Pored referentne mešavine koja je spravljena sa 330 kg/m³ cementa, spravljeno je devet dodatnih mešavina kod kojih je određena količina cementa zamenjena KB. U prvoj grupi mešavina izvršena je zamena 30% cementa, u drugoj grupi je zamenjeno 45% cementa, dok je u trećoj zamenjeno 55% cementa. Svaka grupa sastojala se od tri mešavine koje su spravljene korišćenjem različitog KB (K1, K2 i K3). Na ovaj način analiza je trebalo da obuhvati efekte procentualne zamene cementa i granulometrijskog sastava KB. Usvojeni pristup jednakih (sličnih) čvrstoća betona uslovio je adaptaciju i usvajanje različitih vrednosti w/c faktora mešavina u okviru svake od grupa. Budući da je kroz analize sprovedene u okvirnu pregleda literature pokazano da w/c faktor igra jednu od glavnih uloga u praktično svim svojstvima betona, posebna pažnja bila je usmerena na analizu uticaja ovog parametra.

3.5.1. Ispitivanje svojstava betona u svežem stanju

Za sve mešavine iz ove faze ispitana su najvažnija svojstva u svežem stanju. Ugradljivost mešavina ispitana je metodom sleganja (EN 12350-2, 2019), dok je zapreminska masa ugrađenog betona određena u skladu sa odredbama standarda (EN 12350-6, 2019). Sadržaj uvučenog vazduha određen je koristeći metodu pritiska (EN 12350-7, 2019), slika 3.40. Pored navedenih ispitivanja, izvršeno je i određivanje temperature svežeg betona (SRPS U.M1.032, 1981).

Slika 3.40 Određivanje sadržaja uvučenog vazduha

Rezultati ispitivanja betonskih mešavina u svežem stanju prikazani su u tabeli 3.6.

Tabela 3.6 Svojstva betona u svežem stanju

Mešavina	Temperatura [°C]	Zapreminska masa [kg/m^3]	Uvučeni vazduh [%]	Sleganje [cm]
REF	20.2	2385	1.60	23
K1-30	20.0	2417	1.30	25
K2-30	20.2	2418	1.40	25
K3-30	20.1	2418	1.30	24
K1-45	20.5	2415	1.40	25
K2-45	21.2	2413	1.40	24
K3-45	21.1	2455	2.10	22
K1-55	21.6	2456	1.60	25
K2-55	20.6	2415	2.60	21
K3-55	20.1	2421	2.40	20

Iz prethodne tabele može se videti da se zapreminska masa svih betona kretala u granicama 2385–2456 kg/m^3, te da su sve mešavine koje su sadržale KB imale nešto veću zapreminsku masu u poređenju sa kontrolnom mešavinom od klasičnog betona. Primetan je manji sadržaj uvučenog vazduha mešavina kod kojih su korišćena sitnija K1 i K2 brašna i kod kojih količina zamenjenog cementa nije prelazila 45%. To bi trebalo biti jedan od indikatora koji ukazuje na postizanje bolje upakovanosti ovih mešavina. Slično, se može reći i za mešavinu K1-55, koja je bez obzira na veoma veliki sadržaj KB zadržala relativno nizak procenat uvučenog vazduha. Primećuje se da se u slučaju krupnijeg K3 brašna, može računati na niži sadržaj uvučenog vazduha jedino za manje procente zamene cementa (do 30%). Kod većih procenata zamene, ove mešavine imale su najveći sadržaj uvučenog vazduha.

Na kraju treba konstatovati da su sve mešavine imale izuzetno veliko sleganje (20–25) i samim tim ispunile postavljene kriterijume za ciljane klase konzistencije.

3.5.2. Čvrstoća betona pri pritisku

Nakon izlivanja betona u plastične kalupe u obliku kocki, dimenzija ivica 10 cm i 15 cm (EN 12390-1, 2004) izvršeno je kompaktiranje na vibro stolu. Nakon delimičnog sušenja i dovoljnog očvršćavanja slobodne površine betona, svi uzorci su prekriveni mokrom tkaninom i najlonom da ne bi došlo do njihovog naglog isušivanja. Posle vađenja iz kalupa koje je izvršeno 24h nakon betoniranja, uzorci su negovani u vodi na temperaturi od 20±2°C do

trenutka ispitivanja, a najviše do starosti od 28 dana (EN 12390-2, 2019). Nakon 28 dana, uzorci su čuvani u kontrolisanim laboratorijskim uslovima konstantne temperature 20±2°C i vlažnosti 65±5%. Pored toga, kako bi se analizirao uticaj nege na čvrstoću betona pri pritisku, pripremljena je dodatna serija uzoraka iz grupa betona REF, K1 i K3, koji su nakon betoniranja negovani u trajanju od: 1d (nakon vađenja iz kalupa prestaje se sa negom), 3 dana (1d u kalupu + 2d u vodi), 7 dana (1d + 6d u vodi), 14 dana (1d + 13d u vodi) i 28 dana (1d + 27 u vodi).

Iako se u samom standardu (EN 12390-3, 2019) eksplicitno navodi da je pre samog testa neophodno obrisati višak vlage sa površine uzoraka, u ovom slučaju, svi su pre samog ispitivanja površinski osušeni na vazduhu u trajanju od 1–2 h. Postepenim opterećenjem uzoraka do loma utvrđena je njihova čvrstoća pri pritisku (EN 12390-3, 2019).

Tabela 3.7 prikazuje kratak pregled (dimenzija, broja, dužina nege i starosti u trenutku ispitivanja) uzoraka izrađenih za potrebe određivanja čvrstoće betona pri pritisku.

Tabela 3.7 Pregled uzoraka za ispitivanje čvrstoće pri pritisku

Oblik uzoraka	Dimenzije [cm]	Br. uzoraka	Nega [dani]	Starost u trenutku ispitivanja [dani]
Kocka	15	60	28	28, 365
	10	120	1, 7, 28	1, 7, 90, 180, 365
	10	168	1, 3, 7, 14, 28	1, 7, 28

Rezultati sprovedenih ispitivanja prikazani su u tabeli 3.8. Svaki rezultat predstavlja aritmetičku sredinu od 3 ispitana uzorka i odnosi se na opitno telo oblika kocke čija je ivica 15 cm. Čvrstoće dobijene na kockama ivica 10 cm, konvertovane su množenjem dobijenih vrednosti faktorom konverzije od 0,95.

Tabela 3.8 Čvrstoća betona pri različitoj starosti (uzorci negovani do trenutka ispitivanja, a maksimalno 28 dana)

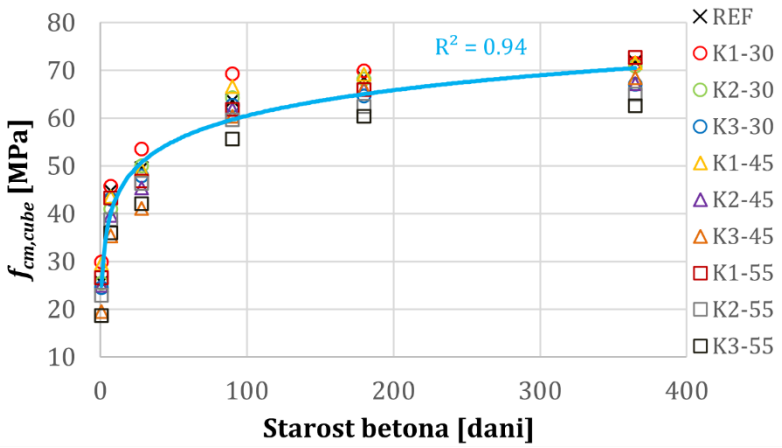
Mešavina	Čvrstoća betona pri pritisku, $f_{cm,cube}$ [MPa]					
	1 dan	7 dana	28 dana	90 dana	180 dana	365 dana
REF	25.6	44.7	**49.5**	63.6	68.4	71.8
K1-30	29.9	45.7	**53.5**	69.2	69.9	71.4
K2-30	25.5	41.0	**50.0**	64.3	68.2	70.8
K3-30	24.5	43.0	**47.9**	62.7	64.6	67.1
K1-45	29.5	43.5	**49.2**	66.6	69.1	71.6
K2-45	25.0	39.6	**45.4**	61.8	65.9	67.2
K3-45	19.5	35.4	**41.1**	60.3	66.2	68.4
K1-55	26.6	43.3	**46.8**	61.8	65.9	72.7
K2-55	22.9	38.8	**46.3**	59.7	62.4	65.0
K3-55	18.6	35.9	**42.0**	55.6	60.4	62.5

Iz ove tabele jasno se uočava da su sve betonske mešavine ispunile projektom definisane kriterijume klasa čvrstoće C25/30 ili C30/37, jer se njihova čvrstoća pri starosti od 28 dana kretala u opsegu 41,1–53,5 MPa. Mešavina K1-30 imala je najveću čvrstoću, oko 8% veću od referentne. Zatim slede mešavine K2-30 i K1-45 koje su imale gotovo identičnu čvrstoću sa referentnom mešavinom. Dok su ostale mešavine imale nižu čvrstoću u poređenju sa

referentnom (većina uzoraka 1,5–8% nižu). Najnižu čvrstoću imale su mešavine sa oznakama K3-45 i K3-55, koje su u poređenju sa referentnom mešavinom zabeležile 17% i 15% niže čvrstoće redom.

Interesantno je pomenuti, da su pri starosti od 1d samo 3 mešavine imale nižu čvrstoću od referentne, i to: K3-45 za 24%, K2-55 za 10% i K3-55 za oko 27%. Ove razlike se smanjuju sa povećanjem starosti betiona.

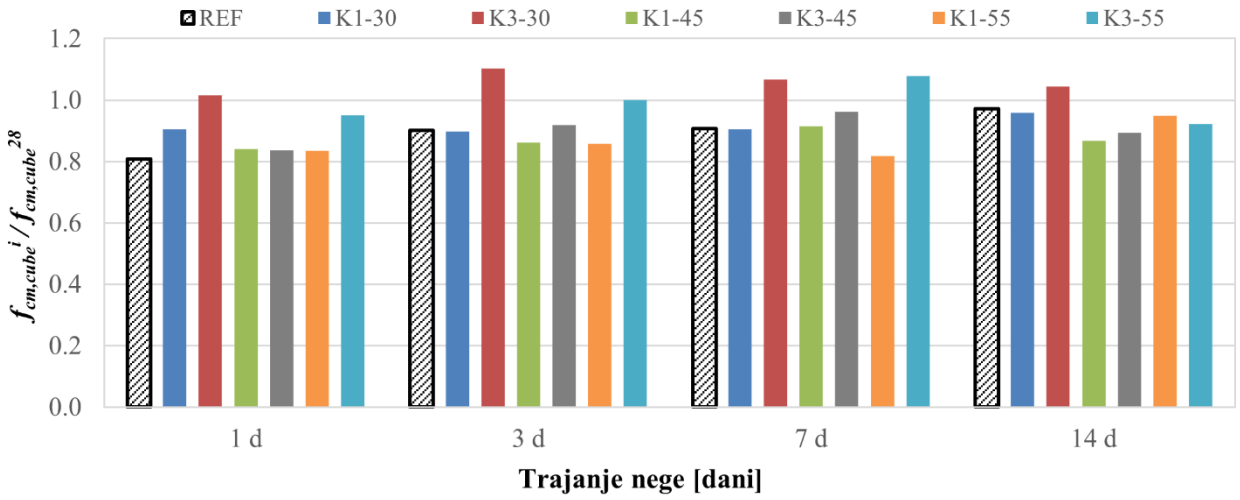
Posmatranjem vremenskog razvoja čvrstoće svake od mešavina posebno, ne mogu se uočiti neke konkretne razlike, slika 3.41. Ipak, može se zapaziti da sve one izuzetno dobro prate određeni logaritamski trend, na šta ukazuje i veoma visoka vrednost koeficijenta determinacije (R^2 = 0,94). Porast čvrstoće referentne mešavine od 28 do 365 dana iznosio je oko 45% što je praktično identično prosečnom rastu svih ostalih mešavina sa KB. To još jednom ide u prilog pretpostavci da je rast čvrstoće betona sa povećanjem starosti dominantno uslovljen vrstom cementa, a ne količinom ili krupnoćom KB.



Slika 3.41 Čvrstoća betona pri pritisku u funkciji vremena

Slika 3.42 prikazuje uticaj dužine nege na čvrstoću betona pri pritisku u referentoj starosti od 28 dana. Na ovoj slici prikazana je normalizovana vrednost čvrstoće betona negovanog "i" dana ($f_{cm}^{i,d}$) i čvrstoće istog betona negovanog 28 dana (f_{cm}^{28d}). Kao što se može videti, efekat nege je imao veći uticaj na razvoj čvrstoća pri pritisku kod betona koji su sadržali KB, u odnosu na referentni beton. Tako se na primer, u poređenju sa betonima negovanim 28 dana u vodi, čvrstoće pri pritisku betona negovanih u drugim režimima kreću od 1–6% kod CB, od 2–24% kod betona koji su sadržali najfinije KB (K1), odnosno od 1–13% kod betona serije K3.

Poređenjem samo betona sa KB, može se zaključiti da se sa povećanjem finoće mliva upotrebljenog KB, povećava osetljivost betonske mešavine na trajanje nege. Razlog ovakvog ponašanja betona mogu biti relativno male količine upotrebljene vode u mešavinama sa velikim sadržajem KB. Naime, predmetna voda se osim za hidrataciju cementa koristi i za kvašenje zrna KB, pa je u mešavinama sa sitnijim zrnima, potrebna veća količina vode, jer je specifična površina zrna veća.

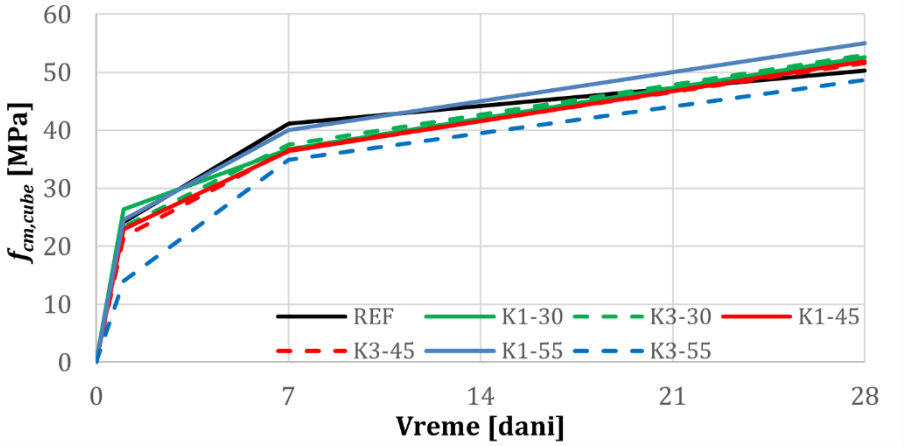


Slika 3.42 Uticaj nege na čvrstoću betona pri pritisku u starosti od 28 dana (Radović et al., 2024)

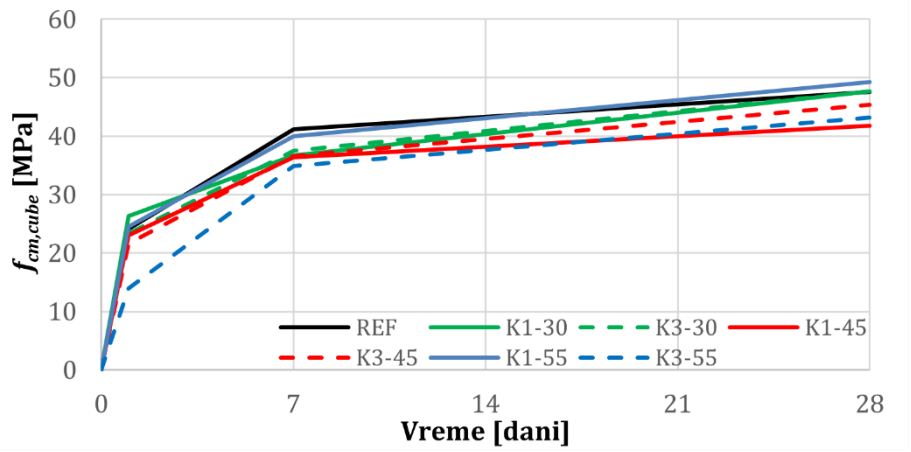
Period nege betona u vodi do starosti od 7 dana imao je pozitivan efekat na ostvarene vrednosti čvrstoća pri pritisku. Što je beton duže negovan u vodi, čvrstoća pri pritisku je bila veća. Nasuprot tome kod betonskih mešavina sa dodatkom KB koje su 28 dana negovane u vodi izmerene su manje vrednosti čvrstoća u poređenju sa svim ostalim režimima nege betona. Ovi zaključci nisu u saglasnosti sa rezultatima iz literature koji se odnose na betone sa KB (Dhir et al., 2007). Razlog za ovako neočekivane rezultate može biti veća količina vode koju je beton uspeo da apsorbuje i koja je ostala u betonu u trenutku ispitivanja na dejstvo sile pritiska. Naime, zadržana voda u betonu, u trenutku nanošenja spoljnog opterećenja, dovodi do pojave unutrašnjih napona, pornog pritiska vode, što za posledicu ima smanjenje granične sile loma. Do sličnih zaključaka, ali na drugim vrstama betona, u svojim istraživanjima došli su i (Tošić, 2017; Dragaš, 2018; Carević, 2020). Pretpostavlja se da bi potpuno sušenje uzoraka negovanih 28 dana u vodi, dovelo do većih čvrstoća pri pritisku u odnosu na druge režime nege, što je nophodno potvrditi i eksperimentalnim putem.

Sličan efekat se zapaža i kod betona koji su 14 dana negovani u vodi. Izuzev kod mešavine K1-55, kod svih ostalih mešavina izmerene vrednosti su bile približno jedanke čvrstoćama betona negovanih 7 dana u vodi.

Dijagrami brzine priraštaja čvrstoće, za betone koji su 7 i 28 dana negovani u vodi dati su na slikama 3.43 i 3.44.



Slika 3.43 Razvoj čvrstoće pri pritisku betona negovanih 7 dana u vodi (Radović et al., 2024)



Slika 3.44 Razvoj čvrstoće pri pritisku betona negovanih 28 dana u vodi (Radović et al., 2024)

Sa ovih dijagrama jasno se uočava da je samo kod mešavine L3-55 primetan usporeniji prirast čvrstoće u prva tri dana, koji se zatim u potpunosti anulira već do 7 dana. U periodu od 7 do 28 dana, kod LS betona brzina priraštaja čvrstoće pri pritisku je relativno ujednačena (linije na dijagramu su paralelne) i neznatno je veća u poređenju sa OPC betonima. Generalno, može se zaključiti da različiti režimi nege nisu imali značajan uticaj na brzinu priraštaja čvrstoće ispitivanih betona.

3.5.3. Čvrstoća betona pri zatezanju

Za potrebe ispitivanja čvrstoće betona pri zatezanju korišćeni su cilindrični i prizmatični uzorci. Dimenzije i broj spravljenih uzoraka, kao i usvojeni režim nege i starost betona prilikom ispitivanja prikazani su u tabeli 3.9. I u ovom slučaju, pre samog ispitivanja uzorci su površinski osušeni na vazduhu u trajanju od 2–3 h.

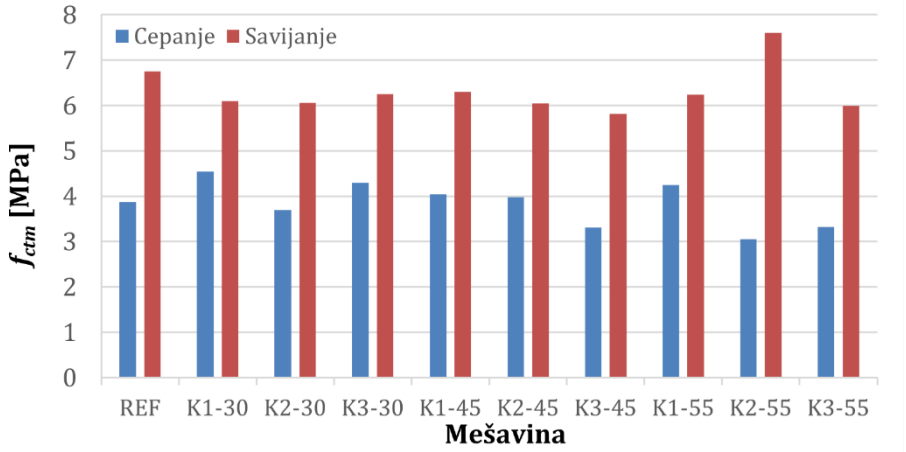
Tabela 3.9 Pregled uzoraka za ispitivanje čvrstoće pri zatezanju

Oblik uzoraka	Dimenzije [cm]	Br. uzoraka	Nega [dani]	Starost u trenutku ispitivanja [dani]
Cilindar	Ø15x20	30	28	28
Prizma	12x12x36	30	28	28
	10x10x30	105	1, 3, 7, 14, 28	28

Cilindrični uzorci poslužili su za određivanje čvrstoće pri zatezanju cepanjem u skladu sa (EN 12390-6, 2012), dok su prizmatični uzorci iskorišćeni za dobijanje čvrstoće pri zatezanju savijanjem prema (EN 12390-5, 2019). Slika 3.45 prikazuje uzorke u toku sprovođenja ovih testova.

Slika 3.45 Ispitivanje čvrstoće pri zatezanju cepanjem (levo) i savijanjem (desno)

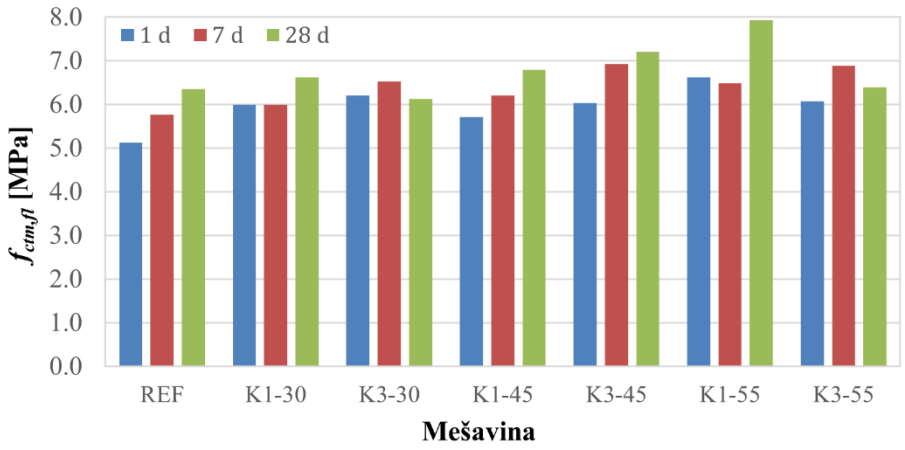
Rezultati ispitivanja prikazani su na slici 3.46. Čvrstoće dobijene koristeći metodu cepanja kretale su se u granicama od 3,3–4,5 MPa. Na osnovu prikazanih rezultata proizilazi konstatacija da nema nekih izraženih zavisnosti koje se mogu ustanoviti. Može se primetiti da su, u poređenju sa referentnom mešavinom, dve od tri mešavine iz serija kod kojih je 30% i 45% cementa zamenjeno KB imale oko 14% i 4% veću čvrstoću pri zatezanju cepanjem. Razlog verovatno leži u činjenici da su ove mešavine imale, veoma sličnu ili nešto višu čvrstoću pri pritisku od referentne. Dok je kod mešavina sa 55% zamenjenog cementa jedino na K1-55 izmerena oko 9% veća čvrstoća u odnosu na referentnu. Ostale dve mešavine imale su oko 18% nižu posmatranu čvrstoću, što može biti posledica nešto niže (6% i 15%) čvrstoće pri pritisku ovih mešavina. Podeljena mišljena o čvrstoći pri zatezanju mogu se uočiti i u dostupnoj literaturi. Sa jedne se zapažaju pozitivni (Li and Kwan, 2015b), a sa druge negativni efekti KB (Diab, Mohamed and Aliabdo, 2016).



Slika 3.46 Čvrstoća ispitanih betona pri zatezanju u starosti od 28 dana (nega 28 dana)

Čvrstoće pri zatezanju savijanjem bile su nešto više od prethodnih i kretale su se u opsegu 6,1–7,6 MPa. Referentna mešavina je u ovom slučaju imala oko 9% veću prosečnu čvrstoću u poređenju sa mešavinama koje su sadržale KB, izuzev K2-55. Iako je imala najnižu čvrstoću pri zatezanju cepanjem, ova mešavina je imala najvišu čvrstoću pri zatezanju savijanjem, oko 13% veću od referentne. Takođe, nema izraženog efekta sadržaja i granulometrije KB na vrednosti pomenute čvrstoće, što je u saglasnosti sa podacima koji se mogu pronaći u dostupnoj literaturi (Kim *et al.*, 2018).

Uticaj nege na čvrstoću pri zatezanju savijanjem prikazan je na slici 3.47. Za razliku od rezultata ispitivanja čvrstoće pri pritisku, rezultati ispitivanja čvrstoće pri zatezanju savijanjem jasno ukazuju da sa povećanjem trajanja nege betona u vodi, kod većine betonskih mešavina, rastu i izmerene vrednosti čvrstoća pri savijanju. Ovi rezultati su saglasni i sa objašnjenjima datim u poglavlju 3.5.1, jer prilikom opita savijanja na prizmatične uzorke deluje linijska sila u sredini raspona koja ne izaziva porne pritiske u uzorcima zasićenim vodom, a koji su u slučaju ispitivanja čvrstoće pri pritisku uticali na pad vrednosti čvrstoća. Jedini izuzetak su rezultati dobijeni za betone K3-30 i K3-55 negovane 28 dana, jer je tokom ispitivanja utvrđeno da brzina apliciranja opterećenja ne ispunjava uslove standarda (EN 12390-5, 2019). U slučaju savijanja, čini se da su betoni koji su sadržali KB osetljiviji u pogledu nege od klasičnih CB.



Slika 3.47 Efekat nege na čvrstoću pri zatezanju savijanjem pri starosti od 28 dana (Radović et al., 2024)

Ako se zbog izraženog efekta pornog pritiska, kao merodavne uzmu u obzir čvrstoće betona pri pritisku na uzorcima koji su 7 dana negovani u vodi, onda se može uočiti određena veza između čvrstoće pri pritisku i savijanju različitih betonskih mešavina. Naime, betonske mešavine koje su imale veće čvrstoće pri pritisku, imale su i srazmerno veće čvrstoće pri savijanju. Takođe, za razliku od prethodnih (slika 3.46), rezultati prikazani na slici 3.47 nedvosmisleno ukazuju na veću čvrstoći pri savijanju svih uzoraka koji su sadržali KB. To upućuje na veliku osetljivost u pogledu čvrstoća betona koje se odnose na zatezanje, pa prilikom samog ispitivanja treba biti jako obazriv.

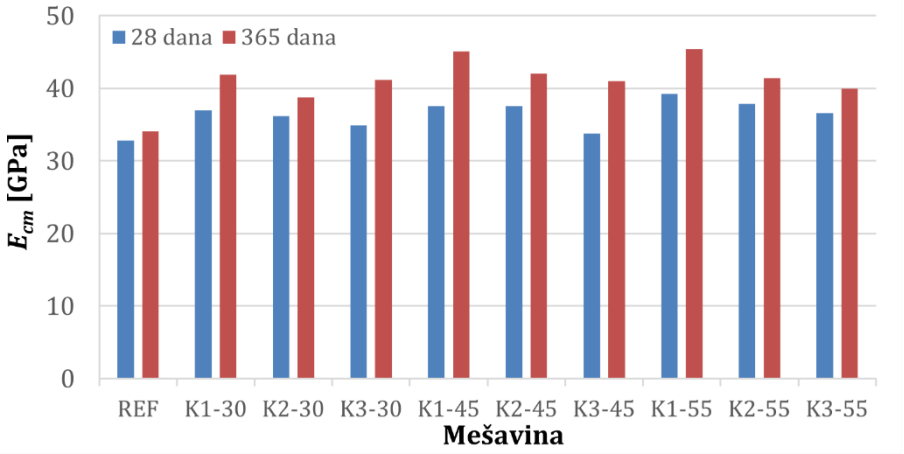
3.5.4. Modul elastičnosti betona

Modul elastičnosti betona ispitan je u skladu sa preporukama standarda (EN 12390-13, 2021). Za te potrebe, koristeći metalne kalupe, spravljeni su cilindrični uzorci dimenzija Ø15xH30cm. Za svaku betonsku mešavinu pripremljena su po 3 uzorka (ukupno 30), koja su nakon vađenja iz kalupa negovana u vodi do 28 dana starosti. Posle vađenja iz vode i sušenja uzoraka, pristupilo se njihovom ispitivanju. Svaki rezultat predstavlja srednju vrednost od pet ciklusa opterećenja i rasterećenja uzorka. Nakon sprovedenog ispitivanja, uzorci su čuvani u konstantnim laboratorijskim uslovima na temperaturi od 20±2°C i vlažnosti 65±5% do starosti od 365 dana, nakon čega su ponovo testirani.

Izgled uzoraka tokom ispitivanja predstavljen je na slici 3.48, dok su dobijeni rezultati prikazani na slici 3.49. Može se uočiti da su bez obzira na starost u trenutku ispitivanja, svi betoni koji su sadržali KB imali veću vrednost modula elastičnosti od referentnog betona. To se verovatno može pripisati većem udelu čvrste matrice (cement, KB, agregat) u ukupnoj zapremini ovih betona, koja je posledica smanjene količine vode u mešavinama sa redukovanim sadržajem cementa. Najveću vrednost modula elastičnosti nakon 28 dana imala je mešavina K1-55 (39,2 GPa) što je oko 20% više od referentne. Ista mešavina imala je najveći modul i pri starosti od 365 dana (45,4 GPa), što predstavlja povećanje od 16%. Razlika u odnosu na referentnu mešavinu pri ovoj starosti se dodatno uvećala i iznosila je čitavih 33%.

Slika 3.48 Ispitivanje modula elastičnosti betona

Za razliku od referentne mešavine koja je za godinu dana imala povećanje modula od svega 4%, modul elastičnosti mešavina sa KB je porastao u proseku za 14%. Budući da su sve mešavine imale sličan rast čvrstoće koji je u posmatranom periodu iznosio oko 45%, prethodna pojava se ne može objasniti efektom čvrstoće. Pretpostavlja se da je ovakav rezultat posledica bolje upakovanosti zrna u mešavinama sa KB. To se razlikuje od ustaljenih principa u literaturi da se generalno sve pojave vezane za modul elastičnosti povezuju sa promenama čvrstoće pri pritisku (Dhir, McCarthy and Paine, 2005; Li and Kwan, 2015a; Diab, Mohamed and Aliabdo, 2016; Robalo *et al.*, 2020).



Slika 3.49 Modul elastičnosti betona

3.5.5. Prodor vode pod pritiskom

Test prodora vode pod pritiskom (EN 12390-8, 2019) kroz masu očvrslog betona definiše svojstvo koje je u domaćoj praksi poznatije kao vodonepropustljivost betona. Za ove potrebe korišćena su opitna tela oblika kocki, dimenzija ivice 15 cm koja su spravljena u plastičnim kalupima. U tabeli 3.10 prikazan je pregled dimenzija i broja ispitanih uzoraka, kao i dužina nege i starosti betona u trenutku ispitivanja.

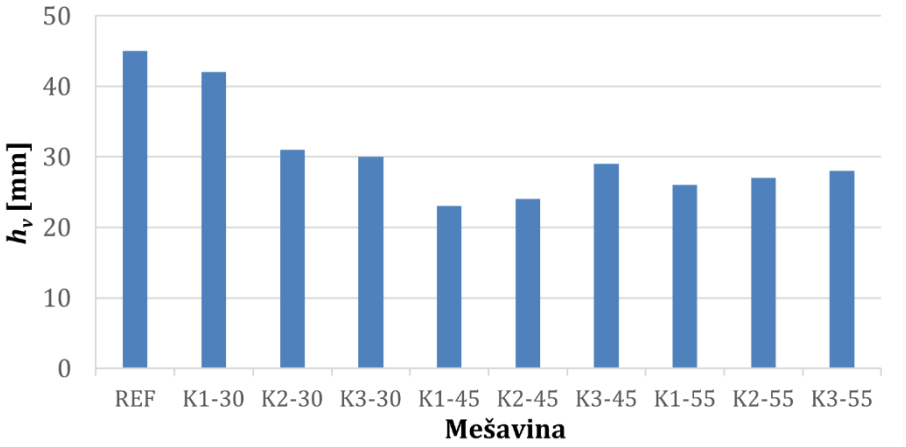
Tabela 3.10 Pregled uzoraka za ispitivanje prodora vode pod pritiskom

Oblik uzoraka	Dimenzije [cm]	Br. uzoraka	Nega [dani]	Starost na početku ispitivanja [dani]
Kocka	15	30	28	28
	15	63	1, 7, 28	28

Po prestanku nege, izvršeno je izlaganje ispitivane površine suvih uzoraka vodi pod pritiskom od 0,5±0,05 MPa u trajanju od 72h. Nakon završetka testa uzorci su podeljeni na dva dela cepanjem upravno na ispitivanu površinu i potom je očitana maksimalna dubina prodora vode, slika 3.50.

Slika 3.50 Ispitivanje vodonepropustljivosti betona

Dobijeni rezultati ispitivanja prikazani su na slici 3.51. Kao što se može videti sa ove slike, najlošije se pokazala referenta mešavina sa dubinom prodora od 45 mm, a za njom sledi mešavina K1-30 sa razlikom od 5%. Ostale mešavine imale su značajno bolje rezultate, kod njih dubina prodora nije prelazila 30 mm. Za razliku od grupe mešavina sa 30% zamenjenog cementa gde se najlošije pokazala mešavina sa najfinijim KB, redosled kod ostalih grupa (45% i 55% zamene) je drugačiji. U oba pomenuta slučaja, betoni kod kojih je korišćeno najsitnije KB imale su najbolje rezultate u grupi, a slede ih mešavine spravljene sa K2 i K3 brašnima redom. Mešavina sa najmanjom dubinom prodora vode bila je K1-45, čak 51% niže od referentne. Razlog za bolje performanse betona koji su sadržali KB jeste poboljšanje „pakovanja“ izuzetno finih zrna KB, što je rezultiralo dobijanjem betona sa većim zapreminskim masama i manjom propustljivošću.

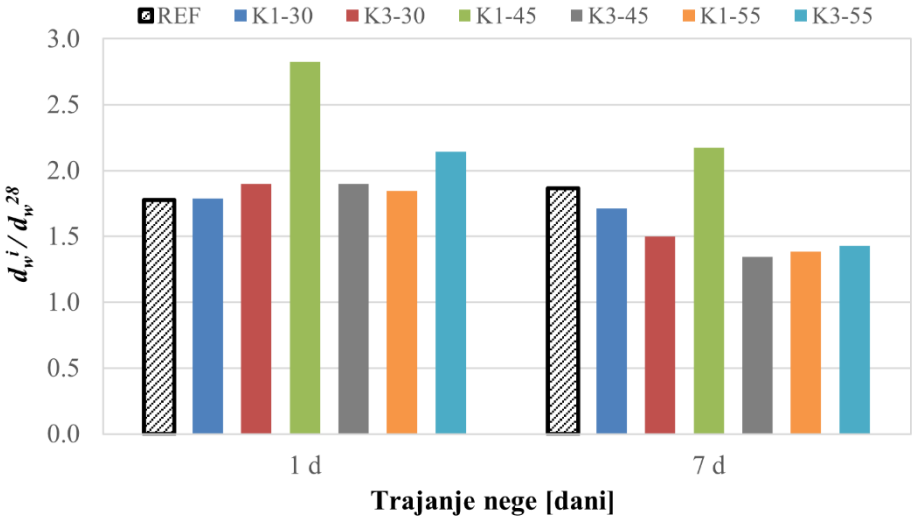


Slika 3.51 Izmerena dubina prodora vode

Ove rezultate potvrđuju i druga istraživanja (Chen, Kwan and Jiang, 2014; Li and Kwan, 2015b). Ipak, treba napomenuti da su i u ovom slučaju mišljenja podeljena, pa se mogu pronaći i radovi u kojima se navodi prilično negativan uticaj KB na ovo svojstvo betona (Ramezanianpour *et al.*, 2009; da Silva and de Brito, 2015).

Još je izraženiji uticaj dužine trajanja nege betona na dobijene vrednosti prodora vode, slika 3.52. Tako na primer CB negovani 1, odnosno 7 dana u vodi, imaju izmerenu dubinu prodora

vode 78% i 87% veću u odnosu na isti beton negovan 28 dana. Kod betona koji su sadržali KB te razlike se kreću od 38 do 183% u slučaju K1 betona, odnosno od 34% do 114% kod L3 betona. Za razliku od REF betona, kod betona sa KB primetna je velika razlika između izmerenih prodora vode na uzorcima negovanim 1 dan, odnosno 7 dana u vodi. Dodatna nega između 1-7 dana, omogućila je kod betona sa KB redukciju prodora vode do čak 50%. Ubedljivo najveći efekat nege na dubinu prodora vode uočen je kod mešavine sa oznakom K1-45. Naime, betoni iz ove grupe negovani u trajanju od 1 dan i 7 dana imali su 183% i 117% veću dubinu prodora respektivno, u poređenju sa istim betonom koji je negovan 28 dana. Ovi rezultati ukazuju na to, da u slučaju upotrebe krečnjačkog brašna, pravilna nega betona može u značajnijoj meri poboljšati vodonepropusnost betona sa KB u poređenju sa klasičnim CB.

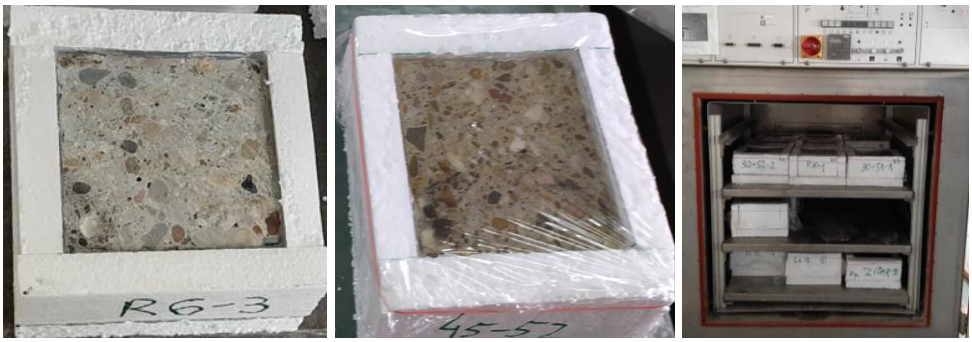


Slika 3.52 Uticaj nege na dubinu prodora vode (Radović et al., 2024)

Generalno, posmatrajući rezultate ispitivanja na svim mešavinama koje su 28 dana negovane u vodi, što je u skladu sa standardom (EN 12390-8, 2019), svi betoni spadaju u vodonepropusne betone prema nacionalnom aneksu standarda EN 206 (SRPS U.M1.206, 2023). Ovo na najbolji način ukazuje na značaj pravilne nege betona koji se ugrađuju u konstruktivne elemente za koje se prema projektu zahteva da budu vodonepropusni.

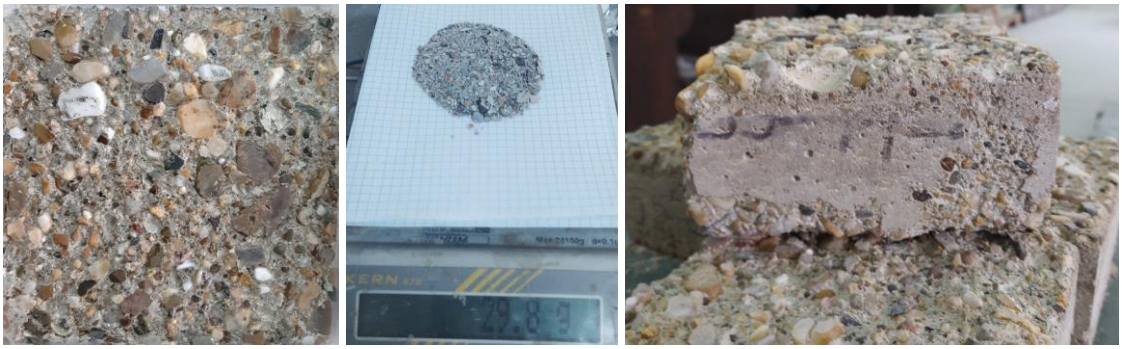
3.5.6. Dejstvo mraza i soli za odmrzavanje

Ispitivanje betona na kombinovano dejstvo mraza i soli izvršeno je u skladu sa preporukama odgovarajućeg standarda (CEN/TS 12390-9, 2017). U tu svrhu spravljeno je ukupno 30 uzoraka (3 od svake mešavine) oblika kocki sa dimenzijom stranice od 15 cm. Nakon vađenja iz plastičnih kalupa uzorci su negovani u vodi. Posle 21 dana starosti betonske kocke su isečene na dva dela, a pri starosti od 25 dana oblepljeni su gumom i termički su izolovani stiroporom debljine 20 mm, slika 3.53a. Pri starosti uzorka od 28 dana u kadi pripremljenoj na gornjoj površini je nasuto 3 mm destilovane vode i uzorci su odloženi u klima komori na temperaturi od 20±2°C i vlažnosti 65±5% u trajanju od tri dana. Po vađenju iz komore, destilovana voda se uklanja, a dodaje se 3% rastvor soli (NaCl), slika 3.53b. Da bi se sprečilo isparavanje rastvora preko uzorka je postavljena tanka plastična folija. Tek tada su ovi uzorci bili spremni za ispitivanje i ubačeni su u komoru, slika 3.53c. Komora je programirana na 28 ciklusa postepenog zamrzavanja do temperature od -20±2°C i postepenog odmrzavanja do +20±2°C. Svaki ciklus traje 24h te broj ciklusa odgovara broju dana ispitivanja.



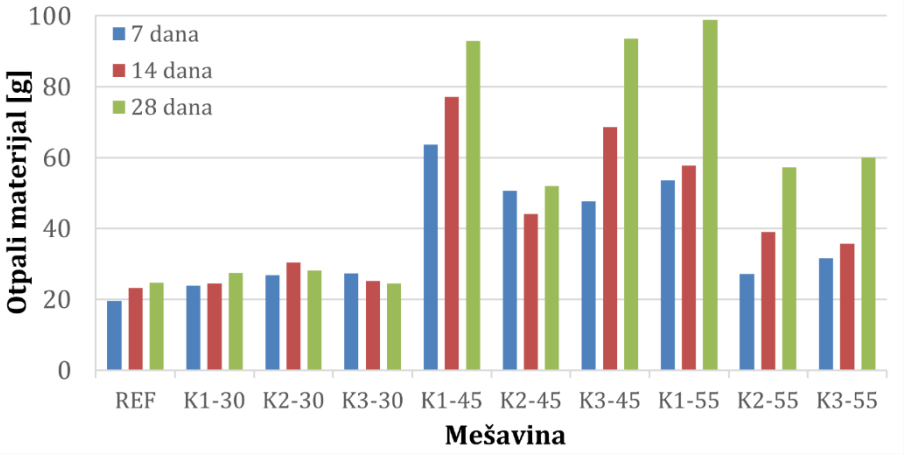
Slika 3.53 Izgled uzorka u toku pripreme (a); pripremljen uzorak (b); uzorci tokom ispitivanja u komori (c)

Nakon određenog broja dana (7, 14 i 28) uzorci se vade iz komore i vrši se ispiranje otpalog materijala pod blagim mlazom vode. Otpali materijal se pre utvrđivanja mase u potpunosti osuši, slike 3.54a i 3.54b. Tokom samog ispitivanja uočena su prilično velika oštećenja većine uzoraka i odvajanje većih zrna agregata iz betonske mase. Pojedini uzorci bili su toliko oštećeni da nije bilo moguće nastaviti ispitivanja nakon 14–21 dana. Nastavak merenja je u tim slučajevima izvršen na preostala dva uzorka iz serije. Nakon 28 dana konstatovana je značajna degradacija ispitivane površine svih uzoraka, ali i ostalih strana koje nisu bile izložene rastvoru soli, slika 3.54c. Prethodna pojava nije iznenađujuća i već je uočena u toku sprovođenja ove vrste eksperimenata (Hynard, 2021). Dalji nastavak ispitivanja do 56 dana bio je praktično nemoguć, pa je ispitivanje prekinuto.



Slika 3.54 Pojava ljuskanja materijala na ispitivanoj površini (a); merenje mase otpalog materijala (b); izgled oštećenih uzoraka po završetku ispitivanja (c)

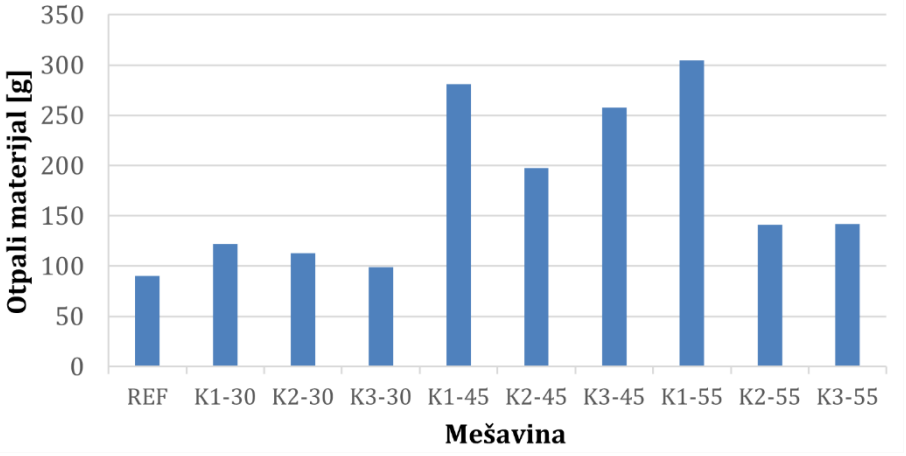
Količina otpalog materijala nakon 7, 14 i 28 dana prikazana je na slici 3.55, dok je kumulativna mera prikazana na slici 3.56. Ovi rezultati jasno potvrđuju prethodno izneta vizuelna zapažanja o oštećenjima uzoraka. Generalno, može se konstatovati veoma loša otpornost svih uzoraka. Ova otpornost postaje izrazito lošija sa povećanjem udela KB u mešavini. To se može pripisati i značajno visokim w/c faktorima testiranih mešavina, koji su se kretali u granicama od 0,51–0,75. Eventualno postojanje sitnijih pora u kojima se tokom ciklusa smrzavanja javljaju veći unutrašnji pritisci, može biti još jedno od objašnjenja za ovu pojavu.



Slika 3.55 Količina otpalog materijala testiranih betona nakon 7, 14 i 28 dana (ciklusa)

Može se reći da su betoni spravljeni sa krupnijim K3 brašnom pokazali nešto bolje ponašanje u odnosu na betone kod kojih su korišćena sitnija brašna K1 i K2. Iako je rečeno da se sa povećanjem udela KB ova otpornost umanjuje, iznenađuje nešto bolje ponašanje uzoraka serija K2-55 i K3-55. Objašnjenje se može pronaći u činjenici da su ovi betoni imali najveći sadržaj uvučenog vazduha 2,6% i 2,4% (tabela 3.6). U tom smislu, rešenje za poboljšanje ove otpornosti betona treba potražiti u dodavanju hemijskih dodataka tipa aeranata tokom spravljanja betona, što će sigurno imati pozitivan efekat (Palm *et al.,* 2016). Još jedno od potencijalnih rešenja jeste primena betona sa značajno nižim w/c faktorima, ili kombinacija obe pomenute mere. Sudeći po oskudnim rezultatima iz literature, na drugi način nije moguće postići zadovoljavajuće otpornosti betona sa velikim sadržajem KB (Dhir *et al.*, 2007; Palm *et al.*, 2016).

Korisno je napomenuti da su uzorci sa 30% zamenjenog cementa pokazali najbolje ponašanje od svih uzoraka koji su sadržali KB i količina otpalog materijala ove serije bila je od 10% do 35% veća od uporednih CB.



Slika 3.56 Kumulativna količina otpalog materijala nakon 28 dana

Posmatrajući kumulativne vrednosti otpalog materijala, može se zaključiti da ni jedan od ispitivanih betona ne ispunjava zahteve otpornosti na dejstvo mraza i soli koji su propisani u nacionalnom aneksu standarda EN 206 (SRPS U.M1.206, 2023).

3.5.7. Penetracija hlorida

Za ispitivanje otpornosti betona na penetraciju hlorida korišćena je metoda koja se zasniva na migraciji hlorida i u skladu je sa (NT Build 492, 1999; EN 12390-18, 2018). Ukupno su pripremljena 93 opitna tela oblika cilindra dimenzija Ø100/H150 mm, za sprovođenje ovih testova. Dimenzije i broj uzoraka, kao i usvojeni režim nege i starost betona prilikom ispitivanja prikazani su u Tabela 3.11.

Tabela 3.11 Pregled uzoraka za ispitivanje penetracije hlorida

Oblik uzoraka	Dimenzije [mm]	Br. uzoraka	Nega [dani]	Starost u trenutku ispitivanja [dani]
Cilindar	Ø100x150	30	28	28
Cilindar	Ø100x150	63	1, 7, 28	28

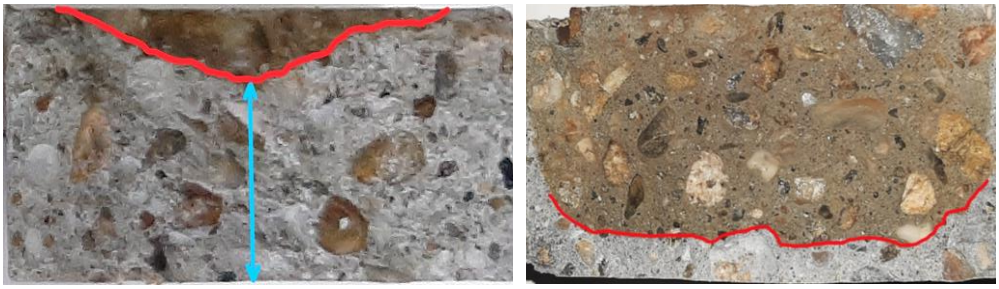
Iz sredine cilindara su isečeni diskovi visine 50±2 mm. Diskovi su nakon površinskog sušenja ubačeni u vakuum uređaj u trajanju od tri sata, a zatim je, dok je uređaj još uvek pod pritiskom, u isti nasuta destilovana voda koja je u potpunosti prekrila uzorke. Na ovaj način uzorci su čuvani narednih 18±2 h, slika 3.57.

Slika 3.57 Vakuum uređaj sa uzorcima

Potom su diskovi uvučeni u plastičnu cev kako bi se sa gornje strane formirao rezervoar u koji je nasut 1,2% rastvor natrijum hidroksida NaOH (anolit), a zatim su potopljeni u plastičnu posudu koja je sadržala 10% rastvor hlorida NaCl (katolit). Prostor između plastične cevi i uzorka dobro je zaptiven tako da je mešanje tečnosti bilo u potpunosti sprečeno. Nakon apliciranja početnog napona od U = 30 V izmerena je jačina struje koja prolazi kroz uzorak (I_{30V}). Na osnovu ove veličine, a u skladu sa preporukama prethodno pomenutih standarda, apliciran je odgovarajući napon jednosmerne struje koji podstiče migraciju hlorida kroz betonski uzorak i određeno je vreme trajanja testa. Izgled korišćenog uređaja i postavka ovog eksperimenta prikazani su na slici 3.58.

Slika 3.58 Ispitivanje penetracije hlorida

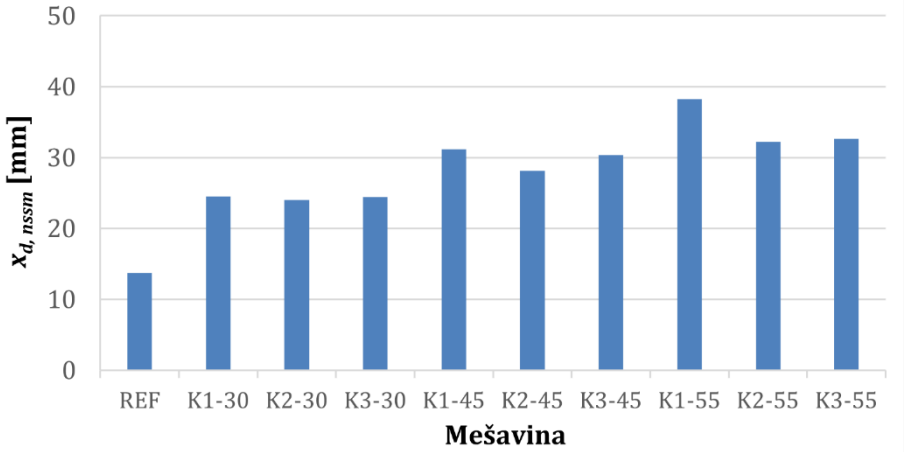
Na kraju testa, uzorak se cepa na dva dela na koje se nanosi rastvor srebro nitrata, a zatim se meri dubina penetracije hlorida, slika 3.59.



Slika 3.59 Određivanje dubine penetracije hlorida

Budući da se prethodne preporuke odnose na klasične CB sa normalnim sadržajem veziva, u određenim slučajevima je potrebno izvršiti prilagođavanje kako bi se one mogle koristiti i za druge vrste betona. Za betone sa specifičnim sadržajem veziva izmerenu jačinu struje potrebno je korigovati množenjem faktorom koji predstavlja odnos normalnog i stvarnog sadržaja veziva (NT Build 492, 1999). Ukoliko se ova preporuka ne ispoštuje postoji mogućnost potpunog prolaska hlorida kroz uzorak i pre kraja testa, što je pokazano na nekoliko probnih uzoraka, slika 3.59 (levo).

Izmerene dubine penetracije $x_{d,nssm}$ prikazane su na slici 3.60. Kako se u zavisnosti kvaliteta betona, aplicirani napon i vreme trajanja samog testa razlikuju od uzorka do uzorka, izvršena je konverzija izmerenih dubina na identične uslove: visina uzorka L = 50 mm; temperatura T = 20°C; aplicirani napon U = 15 V; vreme trajanja testa t = 24 h. Konverzija je urađena korišćenjem izraza (2.44).



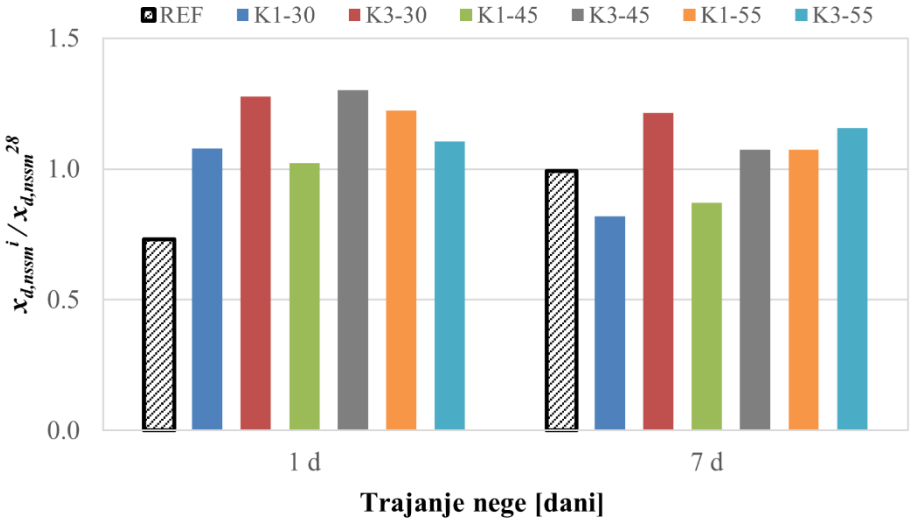
Slika 3.60 Izmerena dubina penetracije hlorida

Najmanju dubinu penetracije od oko 15 mm imala je referentna mešavina, što pokazuje njenu najbolju otpornost. Zatim slede mešavine sa 30% zamenjenog cementa koje su imale čak 80% veću dubinu penetracije u poređenju sa referentnom. Iako su varijacije unutar ove grupe zanemarljive, čini se da je mešavina K2-30 za nijansu bolja od druge dve iz ove grupe. Dalje povećanje sadržaja KB dodatno narušava otpornost ovih betona na penetraciju hlorida, a primetne su i nešto veće varijacije. Tako su mešavine koje su spravljene sa 45% manje cementa imale 123% veću prosečnu dubinu penetracije od referentne mešavine. Na kraju, sa najmanjom otpornošću i najvećom dubinom penetracije su mešavine kod kojih je procenat zamenjenog cementa najveći (55%). Ova grupa mešavina je imala u proseku 155% veću dubinu penetracije hlorida od referentne mešavine. Sudeći po ovim rezultatima, betoni

spravljeni korišćenjem K2 brašna pokazali su nešto bolje ponašanje od onih spravljenih koristeći brašna u oznaci K1 i K3.

Daleko lošija otpornost na penetraciju hlorida betona koji su sadržali KB može se pored umanjenog sadržaja aluminatne faze (Gruyaert, 2011; Wang *et al.*, 2018), pripisati i efektu razblaživanja cementne paste i uvećanoj poroznosti (Wang, Yang and Chen, 2017; John *et al.*, 2018).

Slika 3.61 prikazuje uticaj trajanja nege uzoraka na otpornost betona na penetraciju hlorida.



Slika 3.61 Uticaj nege na penetraciju hlorida

Očigledno je da su betoni koji sadrže KB značajno osetljiviji na dužinu nege od referentnih, a primentno je i značajno veće rasipanje rezultata kod ove vrste betona. U svakom slučaju, kada se posmatraju betoni sa KB, najlošije performanse imali su oni koji su negovani samo 1 dan, sa 2–30% većom dubinom penetracije od odgovarajućih uzoraka koji su negovani svih 28 dana u vodi. Kada se govori o uzorcima koji su negovani 7 dana, situacija je relativno bolja i može se očekivati oko 7–22% lošija otpornost u poređenju. Međutim, dva uzorka negovana 7 dana (K1-30 i K1-45) pokazala su, neočekivano, bolju otpornost za 18% i 13% respektivno u poređenju sa istim betonima koji su negovani u vodi tokom 28 dana.

Ovi rezultati pokazuju da, u slučaju upotrebe KB, pravilna nega betona može donekle poboljšati otpornost betona na penetraciju hlorida. Međutim, zbog značajno slabije otpornosti, potrebno je pronaći način da se ovo svojstvo betona koji sadrže KB dodatno unapredi, kako bi se njihove performanse u tom pogledu približile klasičnim CB. Treba imati na umu da i pored značajno boljih performansi referentnih mešavina, ni one nisu uspele da ispune kriterijume u pogledu otpornosti na penetraciju hlorida koji su propisani u nacionalnom aneksu standarda EN 206 (SRPS U.M1.206, 2023).

3.5.8. Karbonatizacija

U ovom radu izvršeno je ispitivanje karbonatizacione otpornosti betonskih mešavina korišćenjem ubrzanih i prirodnih testova. U tu svrhu korišćeni su prizmatični uzorci dimenzija 12x12x36 cm i 10x10x30 cm. Uzorci su negovani u vodi u različitom vremenskom periodu, a maksimalno 28 dana. Detaljan pregled koriščenih uzoraka i vreme trajanja njihove nege dat je u tabeli 3.12.

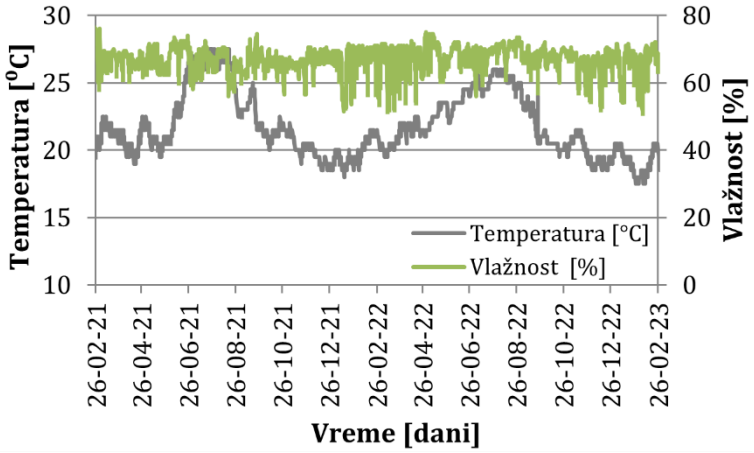
Tabela 3.12 Pregled uzoraka za ispitivanje karbonatizacije

Oblik uzoraka	Dimenzije [cm]	Br. uzoraka	Nega [dani]	Starost na početku ispitivanja [dani]	Karbonatizacija
Prizma	12x12x36	20	28	42	Ubrzana i prirodna
	10x10x30	70	1, 3, 7, 14, 28	42	Ubrzana i prirodna

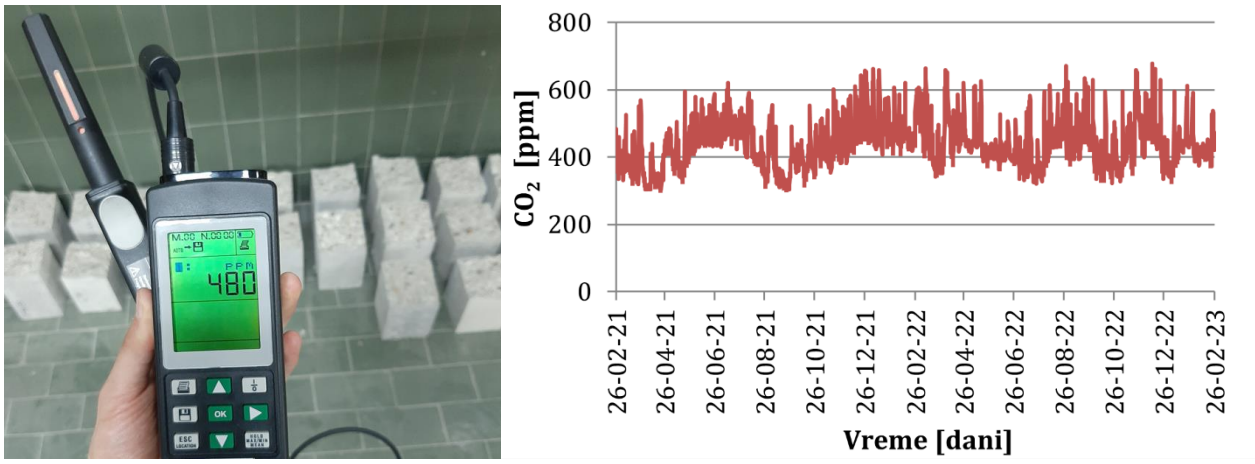
Ubrzana karbonatizacija ispitana je u skladu sa preporukama (fib bulletin 34, 2006), dok je karbonatizacija u prirodnim uslovima testirana prema preporukama (*fib* bulletin 34, 2006; EN 12390-10, 2018). Nakon završetka nege od 28 dana izvršeno je prekondicioniranje uzoraka u klima komori pri konstantnim uslovima (temperatura 20±2°C i vlažnost 65±5%) u trajanju od dodatnih 14 dana, slika 3.62. Uzorci sa kraćom dužinom nege su po završetku iste prebačeni u klima komoru i u njoj čuvani do starosti od 28+14 dana. Dakle, svi uzorci su u starosti od 42 dana izvađeni iz klima komore. Jedan set uzoraka je zatim prebačen u komoru za karbonatizaciju (slika 3.62) i pri konstantnim termohigrometrijskim uslovima (temperatura 20±2°C i vlažnost 65±5%) izložen povišenoj koncentraciji CO_2 od 2% u narednih 28 i 56 dana. Drugi set uzoraka, izložen je u konstantnim laboratorijskim uslovima prirodnoj koncentraciji CO_2, od kojih su neki ispitani nakon 420 dana, a neki nakon dve godine.

Slika 3.62 Komora za karbonatizaciju (a); komandne table (b); klima komora (c)

Izmerene vrednosti temperature, vlažnosti vazduha i prirodne koncetracija CO_2 u ovom periodu prikazane su na slikama 3.63 i 3.64.



Slika 3.63 Termohigrometrijski uslovi tokom ispitivanja



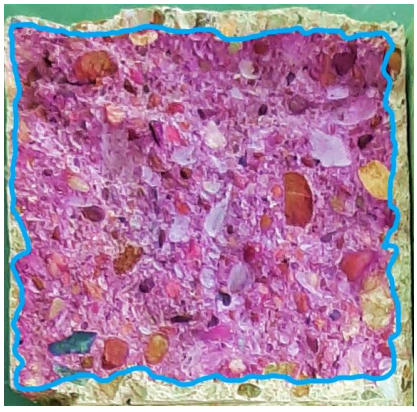
Slika 3.64 Merenje prirodne koncentracije CO_2 tokom trajanja testa

U cilju bolje preglednosti, srednje vrednosti i standardne devijacije ovih veličina prikazane su u tabeli 3.13. Maksimalne i minimalne temperature u ovom periodu bile su 27,5°C i 17,5°C, dok se vlažnost kretala u opsegu od 51–76%. Oscilacije u temperaturi zavise od godišnjeg doba, dok promene vlažnosti diktira kapacitet rezervoara ovlaživača i odvlaživača vazduha. Uopšteno govoreći, uslovi sredine su sasvim solidno kontrolisani u oviru ciljanih želja ispitivača i mogućnosti postojeće opreme.

Tabela 3.13 Srednje vrednosti i standardna devijacija uslova sredine

	Temperatura [°C]	Vlažnost [%]	CO_2 [ppm]
Srednja vrednost	21,7	66,7	440
St. devijacija	2,3	4,1	67,5

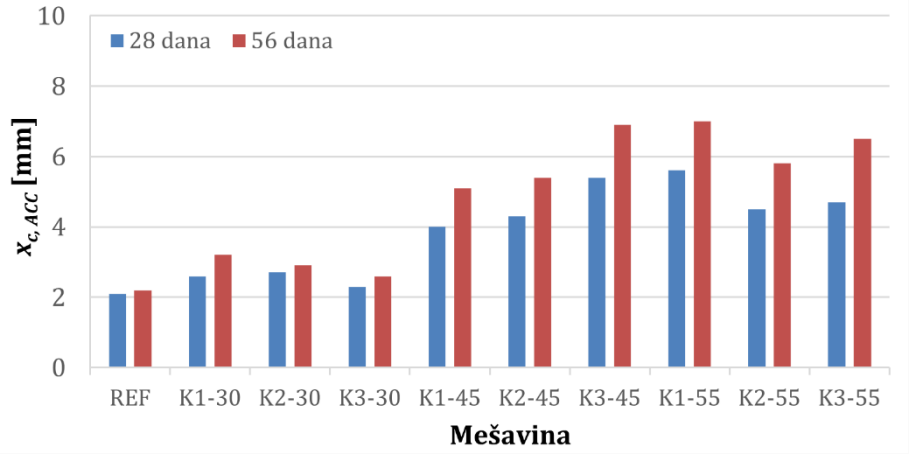
Po završetku testa, na površini sveže polomljenih uzoraka nanet je fenolftaleinski rastvor (slika 3.65) koji predstavlja obojeni indikator. Zatim se pristupilo merenju dubine karbonatizacionog fronta u osam tačaka duž svake ivice.



Slika 3.65 Određivanje dubine karbonatizacionog fronta

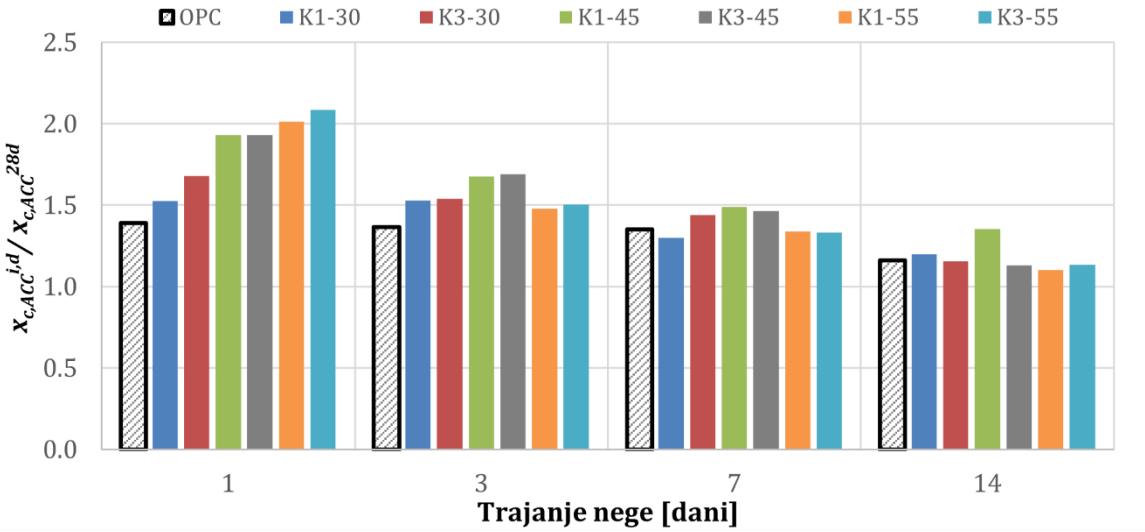
Izmerene dubine karbonatizacije korišćenjem ubrzanog testa, nakon 28 i 56 dana izlaganja, prikazani su na slici 3.66. Evidentan je negativan efekat povećanja sadržaja KB na karbonatizacionu otpornost betona. Tako su betoni kod kojih je zamenjeno 30% cementa u ovom slučaju imali su 9–28% veću dubinu karbonatizacije u poređenju sa referentnim, nakon 28 dana. Sa povećanjem sadržaja KB preko 30% ova svojstva betona dodatno se

kompromituju, a rasipanje rezultata postaje veće. Tokom istog perioda mešavine sa 45% zamenjenog cementa postigle su 90–157% veću dubinu od referentne. Relativno slične dubine imale su i mešavine sa 55% zamenjenog cementa. Povećanjem perioda izloženosti na 56 dana rezultiralo je povećanjem dubine karbonatizacije referentne mešavine od 5%, dok je kod mešavina sa KB ovo povećanje iznosilo znatno više i u zavisnosti od procentualne zamene iznosilo je 13–40%. Dakle, sa povećanjem perioda izloženosti betona, dodatno rastu i razlike u dubini karbonatizacije između klasičnih CB i betona sa velikim sadržajem KB.



Slika 3.66 Izmerene dubine karbonatizacije nakon 28 i 56 dana

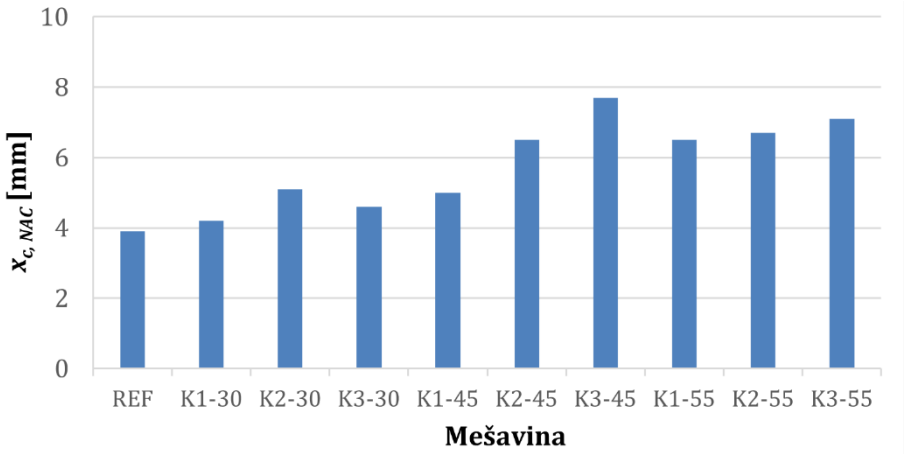
Na osnovu prikazanih rezultata ubrzanih testova nije moguće razjasniti u potpunostui uticaj krupnoće KB. Može se primetiti da su se kod mešavina sa 30% zamene cementa najbolje pokazale one spravljene sa K3 brašnom, u slučaju 45% zamene to su bile mešavine sa K1 brašnom, dok su u slučaju najvećeg procenta zamene najbolje bile mešavine sa K2 brašnom. Dakle, na osnovu ovih rezultata može se zaključiti da granulometrija primenjenog KB nema značajnijeg efekta na ubrzanu karbonatizacionu otpornost betona.



Slika 3.67 Uticaj nege na dubinu ubrzane karbonatizacije nakon 28 dana

Uticaj nege na izmerenu dubinu karbonatizacije u ubrzanim uslovima prikazan je na slici 3.67. Na ovoj slici jasno se vidi da su uzorci koji su negovani 28 dana imali najnižu dubinu karbonatizacije, bez obzira na vrstu betona. Takođe, zapaža se da su betoni sa KB osetljiviji na uticaj nege od klasičnih betona. Rasipanja rezultata veća su kod uzoraka ispitanih nakon 28

dana izloženosti od onijh koji su ispitani posle 56 dana izloženosti. Smanjenje nege na 14 dana rezultiralo je povećanjem dubine karbonatizacije za 11–55% nakon 28 dana izloženosti i 5–30% nakon 56 dana izloženosti. Prestanak nege nakon 7 dana dodatno narušava karbonatizacionu otpornost svih betona i povećava rasipanje rezultata. U poređenju sa uzorcima negovanim 28 dana, ovi uzorci imali su 21–82% i 16–48% veću dubinu karbonatizacije nakon 28 i 56 dana izloženosti redom. Razlike se dalje uvećavaju smanjenjem nege na svega tri dana, da bi konačno dostigle svoj maksimum kod uzoraka koji su nakon 1 dana izvađeni iz kalupa i kod kojih nisu preduzete dodatne mere nege. U tom slučaju, izmerena dubina karbonatizaciije bila je veća za 73–180% u poređenju sa uporednim uzorcima od istog betona koji su negovani 28 dana. Prethodni zaključci su u značajnoj meri kompatibilni sa rezultatima istraživanja sprovedenih od strane italijanskih istraživača (Bertolini, Lollini and Redaelli, 2011; Bertolini *et al.*, 2013; Lollini, Redaelli and Bertolini, 2014; Lollini and Redaelli, 2021).



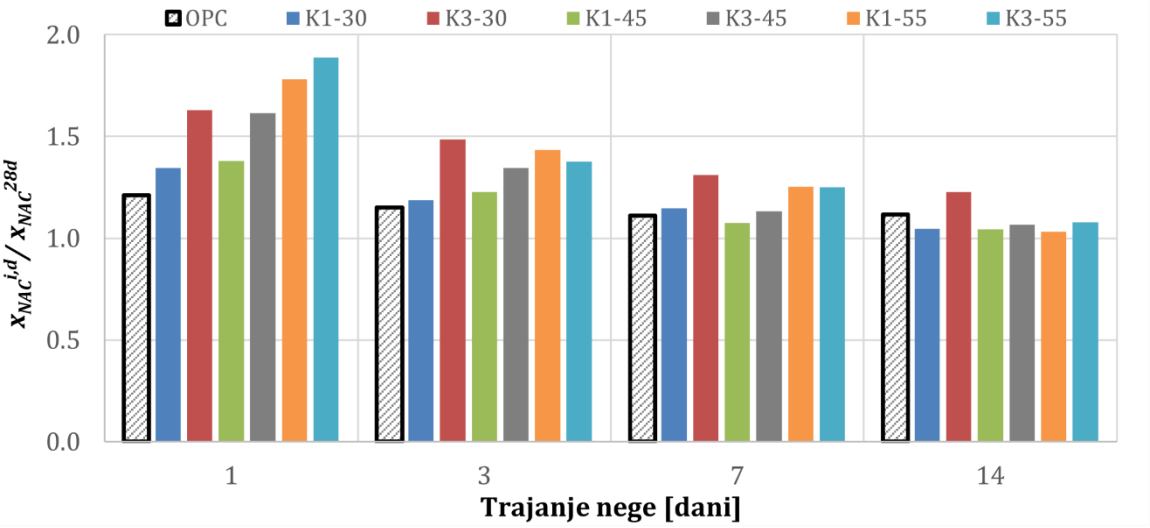
Slika 3.68 Izmerene dubine prirodne karbonatizacije nakon 2 godine

Slika 3.68 prikazuje izmerene dubine karbonatizacije u prirodnim uslovima nakon dve godine izloženosti. Komparacijom izmerenih dubina karbonatizacije primetna je značajno viša vrednost kod mešavina koje su sadržale KB. U poređenju sa referentnom, najmanju razliku imala je mešavina K1-30 kod koje je izmerena oko 8% veća dubina karbonatizacije. Mešavine K2-30, K3-30 i K1-45 imale su oko 25% veću dubinu karbonatizacionog fronta od referentne. Dubina karbonatizacije ostalih mešavina bila je za 67–82% veća od referentne, iako je gubitak čvrstoće iznosio svega 6–15%. Dakle, i pored slične čvrstoće pri pritisku koja je postignuta kod betona sa KB, ostaje problem niže alkalne rezerve (John *et al.*, 2018) koju poseduju, što nepovoljno utiče na njihovu karbonatizacionu otpornost. Razblaživanje cementne paste (John *et al.*, 2018) i povećanje poroznosti usled formiranja kalcijum karbonata (Thiery *et al.*, 2007) mogu biti dodatni uzroci koji ne idu u prilog karbonatizacionoj otpornosti betona sa velikim sadržajem KB. Razlike dubine karbonatizacionog fronta između referentnih i mešavina sa KB značajno su veće u slučaju ubrzanih testova. To može ukazivati na različitu kinetiku procesa karbonatizacije kod betona sa KB pri visokim koncentracijama CO_2.

Za razliku od ubrzanih testova, situacija u pogledu granulometrije KB je sada značajno jasnija. Betoni kod kojih je korišćeno kupnije K3 brašno imali su od 10% do 54% veću dubinu karbonatizacije u poređenju sa mešavinama koje su spravljene sa najfinijim brašnom K1. Do sličnih zapažanja došli su i drugi autori (Proske *et al.*, 2013b; Palm *et al.*, 2016).

Na slici 3.69 ilustrovan je uticaj nege na vrednosti prirodne dubine karbonatizacije uzoraka nakon 420 dana izloženosti. Primetan je sličan trend kao i u slučaju ubrzane karbonatizacije, ali su razlike značajno manje. To znači da je uticaj nege manje izražen kod uzoraka koji su

izloženi dugotrajnoj koncentraciji atmosferskoj vrednosti CO_2. U slučaju ubrzanih testova, iako su svi uzorci skladišteni i prekondicionirani u istim termohigrometrijskim uslovima, proces migracije vlage iz uzorka u okolinu može biti različit od uzorka do uzorka. To može prouzrokovati delimične varijacije njihovoj vlažnosti, što zbog relativno kratkog trajanja testova može uticati i na rezultate. Ovaj efekat je praktično zanemarljiv kod dugotrajnih testova jer se delimične početne razlike u vlažnosti brzo izjednačavaju i neće uticati na kinetiku samog procesa.



Slika 3.69 Uticaj nege na dubinu prirodne karbonatizacije nakon 420 dana

Najveća razlika između ubrzanog i prirodnog testa ispoljila se kod mešavine K1-45. Uticaj nege je kod pomenute mešavine bio najizraženiji u slučaju ubrzanog testa, dok je kod prirodnog testa zabeležena potpuno suprotna pojava.

3.5.9. Zaključak

U okviru druge faze sprovedenog eksperimentalnog ispitivanja u potpunosti su ispunjeni postavljeni kriterijumi slične obradljivosti i čvrstoće. Dobijeni rezultati ukazuju na veoma dobre mehaničke performanse betona sa KB. Međutim, parametri trajnosti ovih betona pokazali su se, uglavnom, znatno slabije u odnosu na klasične CB, što može predstavljati ozbiljan izazov za njihovu širu primenu u različitim AB elemenatima i konstrukcijama.

Na osnovu dobijenih rezultata u okviru ove faze ispitivanja, može se zaključiti sledeće:

- Sleganje je u svim slučajevima iznosilo preko 20 cm, dok su referentne čvrstoće pri pritisku nakon 28 dana bile u relativno uskom opsegu od 47±6 MPa.
- Čvrstoća pri zatezanju cepanjem, kako kasičnih CB, tako i onih sa KB, uglavnom je u korelaciji sa njihovom čvrstoćom pri pritisku. Iako je prosečna čvrstoća pri pritisku betona sa KB iznosila oko 47 MPa, odnosno oko 2,5 MPa manje od referentne, prosečna čvrstoća pri zatezanju (3,85 MPa) bila je praktično identična onoj kod klasičnog CB. Maksimalne razlike u odnosu na referentni beton iznosile su ±28%. Slični trendovi primetni su i kod čvrstoća pri zatezanju savijanjem.
- Svi betoni sa KB imali su 3–20% veći modul elastičnosti u odnosu na referentni beton, što se može pripisati većem udelu čvrste matrice u ukupnoj zapremini. Mešavine sa 30% zamene cmenata imale su oko 16% veće vrednosti modula, dok su mešavine sa 55% zamenjenog cementa postigle oko 27% veće vrednosti modula od referentnih.

- Betoni koji su sadržali KB pokazali su 5–50% manju dubinu prodora vode pod pritiskom, što se može objasniti većom gustinom pakovanja veoma finih čestica KB. Granulometrijski sastav KB, čini se, nema značajniji uticaj na ovo svojstvo betona. Tako je mešavina K1-30 imala 5% manju dubinu prodora u poređenju sa referentnom, dok je većina ostalih mešavina postigla u proseku 30% bolji rezultat od referentne mešavine. Najbolje su se pokazale mešavine u oznaci K1-45 i K2-45 koje su zabeležile oko 50% manju dubinu prodora od refrentne mešavine.
- Prilikom ispitivanja otpornosti na dejstvo mraza u prisustvu soli za odmrzavanje uočena je veoma niska otpornost svih testiranih betona. Sa povećanjem sadržaja zamenjenog cementa primećena je drastična degradacija ovog svojstva. U cilju poboljšanja neophodno je razmotriti primenu aeranata i smanjenje w/c faktora mešavina.
- Dubina penetracije hlorida drastično raste sa povećanjem udela zamenjenog cementa. U poređenju sa referentnim betonom, mešavine sa 30% zamenjenog cementa imale su oko 80% veću prosečnu dubinu penetracije. Situacija se dodatno pogoršava kod mešavina sa 45% i 55% zamenjenog cementa, kod kojih su zabeležena povećanja prosečne dubine penetracije od čak 123% i 155%, respektivno.
- Za razliku od ostalih parametara trajnosti, karbonatizaciona otpornost betona pokazuje delimično manju degradaciju sa povećanjem sadržaja KB. Kod mešavina K1-30, K2-30, K-30 i K2-45 zabeleženo je povećanje dubine karbonatizacije od 8–25% nakon 2 godine izloženosti u prirodnim uslovima, dok je kod preostalih mešavina ovo povećanje iznosilo 67–82%. Razlike su manje kod mešavina sa nižim procentom (30%) zamenjenog cementa, kao i kod onih pripremljenih korišćenjem najsitnijeg KB (K1). Kod kratkotrajnih, ubrzanih testova, prethodne razlike postaju izraženije uz veće varijacije.
- Dužina nege betona u vodi ima značajan uticaj na sva njegova svojstva. Kod čvrstoće pri zatezanju savijanjem, dubine prodora vode pod pritiskom, kao i karbonatizacije, produžena nega u vodi pokazala je nesumnjivo pozitivan efekat – najbolje rezultate imale su mešavine koje su negovane u vodi svih 28 dana, bez obzira na procenat zamene. S druge strane, kod čvrstoće pri pritisku primećeno je povećanje vrednosti sa produžetkom nege do 7 dana, nakon čega je došlo do blagog pada čvrstoće kod uzoraka negovanih 14 i 28 dana, bez obzira na procenat zamenjenog cementa. Ova pojava se može objasniti povećanjem unutrašnjeg pornog pritiska usled apsorbovane vode, pri čemu bi se ovaj efekat mogao neutralisati potpunim sušenjem uzoraka pre ispitivanja. Konačno, u slučaju penetracije hlorida, zbog velikih varijacija rezultata, uticaj nege ostaje nedovoljno razjašnjen i zahteva dodatna eksperimentalna ispitivanja.

3.6. TREĆA FAZA EKSPERIMENTALNOG ISTRAŽIVANJA

U prethodne dve faze ekperimentalnog dela sprovedeno je obimno istraživanje fizičko–mehaničkih svojstava i parametara trajnosti betona sa velikim sadržajem KB i uporednih CB. Nakon razumevanja materijalnih svojstava mešavina, kao logičan nastavak nameće se testiranje ponašanja konstrukcijskih elemenata izvedenih od betona sa velikim sadržajem KB. Prethodna istraživanja u okviru završenih doktorskih disertacija na Građevinskom fakultetu Univerziteta u Beogradu pokazala su da vrsta betona po pravilu ne igra značajnu ulogu kada je u pitanju granična nosivost AB elemenata (Ignjatović, 2013; Dragaš, 2018), ali može biti od velikog uticaja na njihovo ponašanje pri dugotrajnom opterećenju (Tošić, 2017). Na osnovu toga, odlučeno je da se u trećoj fazi eksperimentalnog programa kompletna pažnja posveti upravo ponašanju AB grednih nosača pri dugotrajnom opterećenju. U tom cilju projektovano

je ukupno 3 para grednih nosača (3×2 = 6), od kojih su dve referentne izvedene od CB, dok su za ostale 4 korišćeni betoni kod kojih je 45% cementa zamenjeno KB različite granulometrije K1 i K3 (po dve grede za oba tipa KB). To je omogućilo da se, pored procentualnog sadržaja, obuhvati i efekat krupnoće KB na ova svojstva.

Ciljana klasa čvrstoće svih betona u ovoj fazi bila je C30/37. U skladu sa postavljenim ciljem, kao i na osnovu prethodno sprovedenih ispitivanja, usvojene su recepture betonskih mešavina koje su prikazane su u narednoj tabeli. Saglasno prethodno definisanim načinom označavanja uzoraka, zadržane su usvojene oznake iz prve i druge faze ispitivanja.

Tabela 3.14 Recepture mešavina ispitanih u okviru treće faze

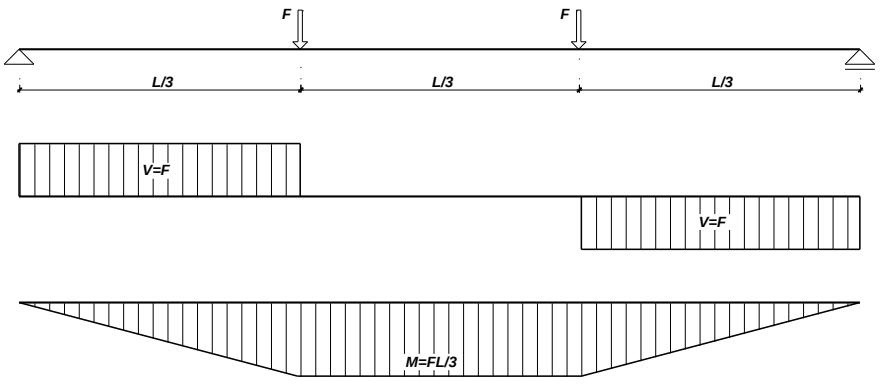
Oznaka mešavine	m_c [kg/m³]	m_{KB} [kg/m³]	m_w [kg/m³]	w/c [–]	SP [kg/m³]	m_I [kg/m³]	m_{II} [kg/m³]	m_{III} [kg/m³]
REF	330	0	169	0,51	3,30	963	387	500
K1-45	180	250	126	0,70	8,60	963	387	500
K3-45	180	250	126	0,70	8,60	963	387	500

Iako je primarni cilj bio kontinuirano praćenje veličine ugiba, takođe je izvršeno i merenje dilatacija u pritisnutom betonu i zategnutoj armaturi nosača, kao i širine prslina. Pored toga, analizirane su i propratne pojave koje utiču na sve prethodno pomenute veličine, a to su skupljanje i tečenje betona. Ukupno trajanje ovog dela eksperimenta iznosilo je 1000 dana.

3.6.1. Projektovanje grednih nosača

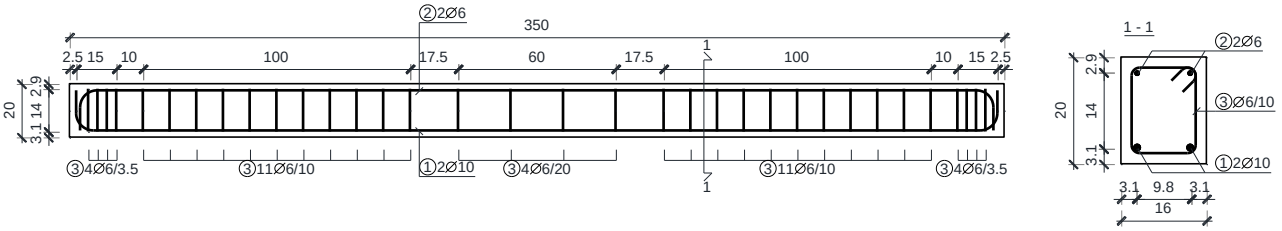
Za potrebe sprovođenja treće faze eksperimentalnog programa usvojen je statički sistem proste grede koje su opterećene dvema koncentrisanim silama u trećinama raspona (tzv. four–point bending test), što je šematski prikazano na slici 3.70. Na ovaj način u srednjoj trećini nosača moment savijanja je konstantan (M = const), dok su transverzalne sile jednake nuli (V = 0). Drugim rečima, središnji deo nosača izložen je čistom savijanju, što je omogućilo da se eliminiše efekat smičućih napona na ponašanje nosača.

Dimenzije poprečnog preseka (b/h = 160/200 mm) i raspon (L = 3,2 m) nosača, sa jedne strane definisani su na osnovu velikog broja testiranih nosača iz jedne od najpoznatijih studija (Espion, 1988), dok su sa druge strane uslovljene ograničenjem postojeće opreme (Tošić, 2017). Odnos raspona i visine nosača (l/h = 20) nalazi se u opsegu između karakterističnih vrednosti za grede (l/h ≈ 10) i ploče (l/h ≈ 30). U svakom slučaju, nosači ovih dimenzija i raspona pri dugotrajnom opterećenju omogućavaju pojavu dovoljno velikih ugiba i dilatacija nosača za izvođenje korektnih zaključaka.



Slika 3.70 Šematski prikaz statičkog sistema i uticaja u gredama

Usvojeni zaštitni sloj betona do najbliže armature (uzengije) iznosio je 20 mm. U zategnutoj zoni nosača usvojene su armaturne šipke 2Ø10 mm (A_{s1} = 157 mm^2), što predstavlja geometrijski koeficijent armiranja zategnutom armaturom ρ_1 = 0,58%. U pritisnutoj zoni nosača usvojena je konstruktivna armatura 2Ø6 mm (A_{s2} = 57 mm^2), pa je geometrijski koeficijent armiranja pritisnutom armaturom iznosio ρ_2 = 0,21%. Sve uzengije su prečnika Ø6 mm, na rastojanju od 10 cm u krajnjim trećinama nosača i na rastojanju od oko 20 cm u srednjoj trećini. Ova rastojanja uzengija omogućavaju pravilno ugrađivanje betona, i zadovoljavajuću smičuću nosivost nosača. Kako bi se omogućilo pravilno postavljanje nosača na oslonce, sa obe strane grede su prepuštene po 15 cm. Budući da je ova zona iskorišćena i za ankeriovanje podužne armature, uzengije su na ovom delu nosača postavljene na veoma malom rastojanju, približno 3,5 cm. Kompletan plan armature, sa svim nephodnim dimenzijama i oznakama prikazan je na slici 3.71.



Slika 3.71 Plan armature AB greda

Granična nosivost AB grednih nosača izloženih savijanju može se odrediti iz sledećeg izraza:

$$M_{ult} = A_{s1} \cdot f_y \cdot d \cdot \left(1 - 0{,}513 \frac{A_{s1} \cdot f_y}{b \cdot d \cdot f_{cm}}\right) \tag{3.3}$$

- gde je:

A_{s1} – površina poprečnog preseka zategnute armature

f_y – napon na granici razvlačenja armature

b – širina poprečnog preseka

d – statička visina preseka

f_{cm} – srednja vrednost čvrstoće betona pri pritisku na cilindričnom opitnom telu dimenzija Ø150/300 mm

Na osnovu ciljane klase čvrstoće i dobijenih čvrstoća iz prethodnih faza ispitivanja, očekivana je srednja vrednost čvrstoće pri pritisku na opitnom telu oblika kocke dimenzija 150 mm od oko 50 MPa. Kada se ova vrednost prevede na cilindar, množenjem koeficijentom 0,792 (0,95/1,2 = 0,792), dobija se oko 40 MPa. Napon na granici razvlačenja armature na osnovu specifikacije proizvođača iznosi približno 550 MPa. Korišćenjem ovih vrednosti, procenjena je granična nosivost grednih nosača:

$$M_{ult} = 157 \cdot 550 \cdot 169 \cdot \left(1 - 0{,}513 \frac{157 \cdot 550}{160 \cdot 169 \cdot 40}\right) \cdot 10^{-6} = 14{,}0\ kNm \tag{3.4}$$

Kako se u realnim konstrukcijama očekuje eksploataciono opterećenje (za kvazi-stalnu kombinaciju opterećenja) koje okvirno iznosi oko 50–60% vrednosti graničnog opterećenja (Marinković and Pecić, 2018), odlučeno je da se gredni nosači opterete do nivoa od oko 50% njihovog graničnog opterećenja. Prethodna odluka je u velikoj meri uslovljena i ograničenjem postojeće opreme koja je neophodna za sprovođenje ispitivanja.

$$M_{SLS} = 0{,}5 \cdot M_{ult} = 7{,}0\ kNm \tag{3.5}$$

Moment savijanja u sredini nosača usled sopstvene težine (0,16 · 0,2 · 25 = 0,8 kN/m) iznosi približno:

$$M_{st} = \frac{0{,}8 \cdot 3{,}2^2}{8} = 1{,}0\ kNm \tag{3.6}$$

Dakle, potreban moment savijanja usled dodatnog stalnog opterećenja je:

$$M_{\Delta G} = 7{,}0 - 1{,}0 = 6{,}0\ kNm \tag{3.7}$$

Na osnovu koga se dobijaju potrebne sile u trećinama nosača:

$$F = \frac{M_{\Delta g}}{l/3} = \frac{6{,}0}{1{,}07} = 5{,}6\ kN \tag{3.8}$$

Ukupno računsko opterećenje nosača iznosi 2 · 5,6 = 11,2 kN, odnosno približno 1120 kg.

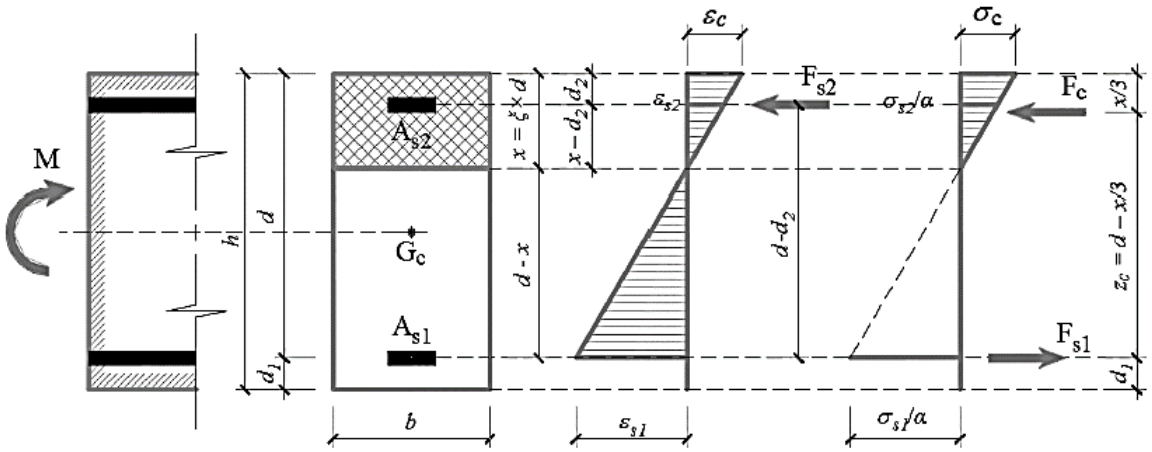
Sa jedne strane, ovo opterećenje mora biti dovoljno veliko da izazove prsline na nosaču, a sa druge strane ne bi trebalo da prouzrokuje prevelike napone pritiska u betonu koji bi izazvali nelinearno tečenje betona.

Na osnovu prethodnih rezultata čvrstoća pri zatezanju ovih mešavina može se očekivati u opsegu od 3,3–4,1 MPa, pa se moment pri kome dolazi do pojave prsline može odrediti na sledeći način:

$$M_{cr} = W_{c,1} \cdot f_{ctm} = \frac{160 \cdot 200^2}{6} \cdot 4{,}0 \cdot 10^{-6} = 4{,}3\ kNm \tag{3.9}$$

Budući da je $M_{SLS} = 7{,}0\ kNm > \sqrt{\beta} \cdot M_{cr} = 3.0\ kNm$ (izraz 2.131), može se zaključiti da planirano opterećenje jeste dovoljno da izazove prsline. Međutim, ovo je samo još jedan od kriterijuma prilikom defiinisana dimenzija nosača i opterećenja. Ciljani naponi u zategnutoj armaturi su između 200 MPa i 300 MPa, odnosno poželjno područje dilatacija je oko 1,0–1,5‰, jer se smatra da će ovako naprezanje armature prouzrokovati prsline zadovoljavajućih širina (okvirno 0,08–0,13 mm).

Kada je presek izložen samo dejstvu momenta savijanja (*N = 0*) i u slučaju pravougaonog oblika pritisnute zone, izrazi za proračun napona se mogu izvesti na osnovu proračunskog modela prikazanog na slici 3.72.



Slika 3.72 Proračun napona u pravougaonom preseku sa prslinom pri čistom savijanju

Polazeći od uslova ravnoteže preseka:

$$\sum N = 0 \ \rightarrow F_c + F_{s2} - F_{s1} = 0 \tag{3.10}$$

$$\sum M = 0 \ \rightarrow F_c \left(d - \frac{x}{3}\right) + F_{s2}(d - d_2) = M \tag{3.11}$$

Iz ravnoteže normalnih sila određuje se položaj neutralne ose:

$$\xi^2 + 2\alpha(\rho_1 + \rho_2)\xi - 2\alpha\left(\rho_1 + \rho_2 \frac{d_2}{d}\right) = 0 \tag{3.12}$$

Dakle, položaj neutralne ose se može dobiti u zatvorenom obliku rešavanjem kvadratne jednačine po nepoznatoj veličini ξ koja predstavlja koeficijent položaja neutralne ose ($\xi = x_{II}/d$). U prethodnom izrazu koeficijent α ($\alpha = E_s/E_c$) predstavlja odnos modula elastičnosti armature i betona, dok je $\rho_1 = A_{s1}/bd$, analogno $\rho_2 = A_{s2}/bd$.

Na osnovu prethodno dobijenih rezultata, može se očekivati srednja vrednost modula elastičnosti izabranih mešavina od oko 35 GPa. Uz pretpostavljenu vrednost modula elastičnosti armature od 200 GPa, može se odrediti položaj neutralne ose:

$$\xi^2 + 2 \cdot \frac{200}{35}(0{,}58 + 0{,}21) \cdot 10^{-2} \cdot \xi - 2 \cdot \frac{200}{35}\left(0{,}58 + 0{,}21\frac{29}{169}\right) \cdot 10^{-2} = 0 \tag{3.13}$$

Rešavanjem ove kvadratne jednačine dobija se bezdimenzionalni koeficijent $\xi = 0{,}224$, što znači da je visina pritisnute zone $x = 0{,}224 \cdot 169 = 37{,}9$ mm.

Sada je moguće iz uslova ravnoteže momenata savijanja (izraz (3.11)) dobiti vrednost napona pritiska u betonu (ivica 2):

$$\sigma_c = \sigma_{c,2} = \frac{M_{SLS}}{bd^2} \cdot \frac{\xi}{\frac{\xi^2}{2}\left(1 - \frac{\xi}{3}\right) + \alpha\rho_2\left(\xi - \frac{d_2}{d}\right)\left(1 - \frac{d_2}{d}\right)} \tag{3.14}$$

Odnosno zamenom prethodno sračunatih veličina:

$$\sigma_{c,2} = \frac{7 \cdot 10^6}{160 \cdot 169^2} \cdot \frac{0{,}224}{\frac{0{,}224^2}{2}\left(1 - \frac{0{,}224}{3}\right) + \frac{200}{35} \cdot 0{,}21 \cdot 10^{-2} \cdot \left(0{,}224 - \frac{29}{169}\right)\left(1 - \frac{29}{169}\right)} = 14{,}5\ MPa \tag{3.15}$$

Za kvazi-stalnu kombinaciju opterećenja naponi pritiska su prema EC2 ograničeni $\sigma_c \leq 0{,}45 f_{ck} = 0{,}45 \cdot 40 =$ 18 MPa ili prema MC10 na $\sigma_c \leq 0{,}4 f_{ck} = 0{,}4 \cdot 40 =$ 16 MPa. Budući da su ovi uslovi ispunjeni izbegnuta je pojava nelinearnog tečenja betona.

Naponi zatezanja ($\sigma_{s,1}$) i pritiska ($\sigma_{s,2}$) u armaturi dobijaju se korišćenjem izraza (3.16) i (3.17) (u ovom slučaju obe vrednosti su pozitivne):

$$\sigma_{s,1} = \alpha\sigma_c \cdot \frac{1 - \xi}{\xi} = \frac{200}{35} \cdot 14{,}5 \cdot \frac{1 - 0{,}224}{0{,}224} = 285{,}8\ MPa \tag{3.16}$$

$$\sigma_{s,2} = \alpha\sigma_c \cdot \frac{\xi - \frac{d_2}{d}}{\xi} = \frac{200}{35} \cdot 14{,}5 \cdot \frac{0{,}224 - \frac{29}{169}}{0{,}224} = 19{,}4\ MPa \tag{3.17}$$

Napon zatezanja u armaturi ograničen je na $\sigma_{s,1} \leq 0{,}8 f_y = 0{,}8 \cdot 550 = 440$ MPa, što je ispunjeno. Ovo ograničenje uvedeno je sa ciljem da se izbegne pojava plastičnih dilatacija, prslina nekontrolisane širine koje se neće zatvoriti ni ukoliko dođe do rasterećenja nosača, kao i pojave prekomernih deformacija.

Konačno, iz Hukovog zakona mogu se odrediti i dilatacije u preseku (betonu i armaturi):

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{c,2} = \frac{\sigma_c}{E_c} = \frac{14{,}5}{35} \cdot 10^{-3} = 0{,}41‰ \tag{3.18}$$

$$\varepsilon_{s,1} = \frac{\sigma_{s,1}}{E_s} = \frac{285{,}8}{200} \cdot 10^{-3} = 1{,}43‰ \tag{3.19}$$

$$\varepsilon_{s,2} = \frac{\sigma_{s,2}}{E_s} = \frac{19{,}4}{200} \cdot 10^{-3} = 0{,}1‰ \tag{3.20}$$

Na osnovu sprovedenog proračuna može se zaključiti da su računski dobijene vrednosti napona, odnosno dilatacije u zategnutoj armaturi u željenom opsegu. Sada se može pristupiti proračunu teorijske širine prslina.

Kombinacijom teorijskih modela i podataka dobijenih eksperimentalnim putem nastali su postupci za proračun širine prslina. EC2 (EN 1992-1-1, 2015) nudi sledeći izraz za proračun karakteristične širine prslina (w_k) u nivou zategnute armature:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \tag{3.21}$$

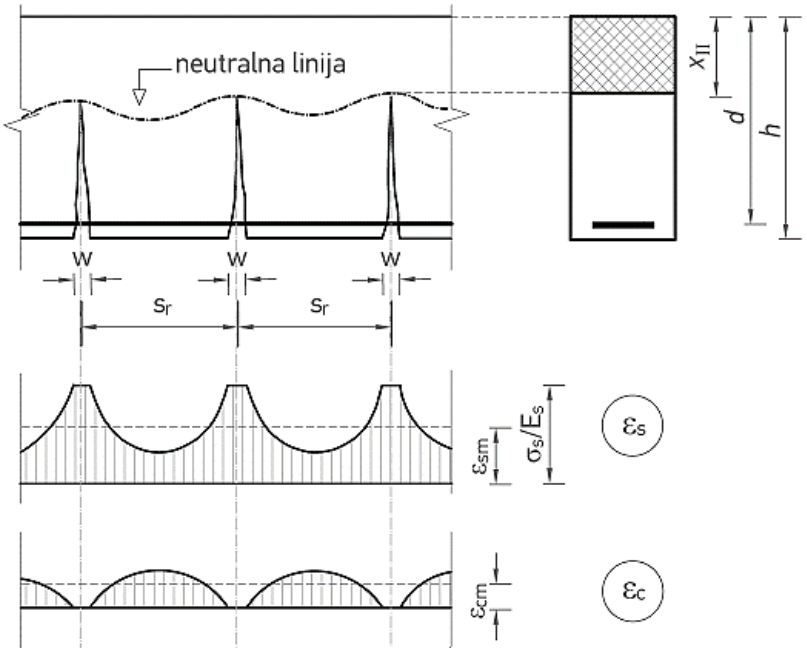
- gde je:

$s_{r,max}$ – maksimalno rastojanje prslina

ε_{sm} – srednja vrednost dilatacije zategnute armature koja uzima u obzir i sadejstvo zategnutog betona

ε_{cm} – srednja vrednost dilatacije zategnutog betona između prslina

U cilju preglednosti, sve prethodne oznake su prikazane na slici 3.73. Na istoj slici prikazana su (idealizovano) i naprezanja samih materijala (armature i betona). Na mestu prsline armatura je najviše napregnuta (preuzima sve napone zatezanja), dok je na potezu između prslina aktivan i beton koji preuzima na sebe deo napona zatezanja i delimično rasterećuje armaturu.



Slika 3.73 Raspored dilatacija i naprezanja betona i armature na mestu i između prslina (Marinković and Pecić, 2018)

U slučaju kada je armatura u zategnutoj zoni raspoređena na relativno malom rastojanju (a najviše 5(c + ϕ/2)), maksimalno rastojanje prslina može se dobiti iz:

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}} \tag{3.22}$$

- gde je:

k_1 – koeficijent koji uzima u obzir kvalitet prianjanja ($k_1 = 0,8$ za rebrastu i $k_1 = 1,6$ za glatku armaturu)

k_2 – koeficijent koji uzima u obzir raspored dilatacija u preseku ($k_2 = 0,5$ za savijanje i $k_2 = 1,0$ za čisto zatezanje)

k_3; k_4 – koeficijenti definisani u nacionalnom aneksu ($k_3 = 3,4$; $k_4 = 0,425$)

c – zaštitni sloj betona do podužne armature

ø – prečnik armaturne šipke

$\rho_{p,eff}$ – efektivni koeficijent armiranja zategnute zone preseka ($\rho_{p,eff} = A_s/A_{c,eff}$)

$A_{c,eff}$ – efektivna površina zategnutog betona visine $h_{c,ef} = min\ (2,5h - d;\ (h - x)/3;\ h/2)$

$$\rho_{p,eff} = \frac{157}{160 \cdot (200 - 37,9)/3} = 1,82\% \tag{3.23}$$

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot 26 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot \frac{10}{0,0182} = 182\ mm \tag{3.24}$$

Razlika dilatacija zategnute armature i betona (relativna srednja dilatacija zategnute armature), može se odrediti na sledeći način:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}}\left(1 + \alpha\rho_{p,eff}\right)}{E_s} \geq 0,6\frac{\sigma_s}{E_s} \tag{3.25}$$

- gde je:

σ_s – napon u zategnutoj armaturi na mestu prsline za kvazi-stalnu kombinaciju opterećenja

k_t – koeficijent koji uzima u obzir trajanje opterećenja i ima vrednost 0,6 za kratkotrajno i 0,4 za dugotrajno opterećenje

$f_{ct,eff}$ – efektivna čvrstoća betona pri zatezanju neposredno pre pojave prsline ($f_{ct,eff} = f_{ctm}$)

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{285,8 - 0,4 \cdot \frac{4,0}{0,0182}\left(1 + \frac{200}{35} \cdot 0,0182\right)}{200} = 0,943‰ \tag{3.26}$$

Karakteristična širina prslina iznosi:

$$w_k = 182 \cdot 0,943 \cdot 10^{-3} = 0,172\ mm \tag{3.27}$$

Dok se srednja vrednost širine prsline dobija na sledeći način:

$$w_m = \frac{w_k}{1,7} = 1,172/1,7 = 0,1\ mm \tag{3.28}$$

Dakle, može se konstatovati da se i računska širina prslina nalazi u ciljanom opsegu.

Prethodno opisanu metodologiju i kriterijume korišćene prilikom projektovanja grednih nosača treba shvatiti uslovno (kao prvu iteraciju), jer se čitav proračun odnosi na ciljane

(idealizovane) grede. Dodatno, sprovedeni proračuni zavise od brojnih parametara koji mogu značajno da variraju, iako su recepture mešavina već potvrđene kroz prethodna ispitivanja. Stoga će kompletna procedura biti ponovljena uzimajući u obzir eksperimentalno dobijene vrednosti fizičko-mehaničkih karakteristika svih betona od kojih su grede izvedene.

3.6.2. Betoniranje grednih nosača

Za spravljanje betonskih mešavina i u ovoj fazi korišćena je vertikalno-rotaciona laboratorijska mešalica kapaciteta 50 l. Sam proces i vreme mešanja nisu se menjali u odnosu na prethodne faze. Nakon mešanja komponentnih materijala „na suvo“ u trajanju od 60 sekundi, zatim su u narednih 60 sekundi dozirani voda i superplastifikator. Proces potpune homogenizaciije betona trajao je još 180 sekundi, što ukupno čini oko 5 minuta.

U prethodno pripremljene drvene oplate, nakon podmazivanja oplatolom na bazi ulja, položeni su formirani armaturni koševi sa već postavljenim plastičnim distancerima koji su obezbeđivali projektovani položaj istih, slika 3.74. Kako bi se omogućila lakša kasnija manipulacija, iz greda su na gornjoj strani u blizini oslonaca ispuštene dve čelične kuke. Zatim se pristupilo ugrađivanju betona, slika 3.74. Istovremeno su betonirane dve identične grede sa pratećim uzorcima. Za svaku gredu bilo je potrebno oko 115 l betona, što sa pratećim uzorcima čini ukupno 350 l betona. Za jednu seriju betoniranja bilo je potrebno oko 10 mešalica, budući da je svaka sadržala oko 35 l svežeg betona.

Slika 3.74 Izgled armature i oplate neposredno pre i u toku ugradnje betona

U toku ugrađivanja betona vršeno je redovno vibriranje korišćenjem standardnog pervibratora sa prečnikom igle od 50 mm, slika 3.75.

Slika 3.75 Vibriranje betona tokom ugradnje

Slika 3.76 Nega greda neposredno nakon betoniranja

Par sati nakon završetka betoniranja, kada je površinski sloj betona dovoljno očvrsnuo, grede su prekrivene mokrom jutanom tkaninom, a zatim najlonskom folijom kako bi se sprečio nagli gubitak vlage, slika 3.76. Režim nege izabran je tako da što realnije simulira stvarne uslove nege na samom gradilištu, što je prema ustaljenoj praksi u Srbiji minimalno 7 dana, ili do dostizanja 60% projektovane klase čvrstoće betona (BAB 87, 1995). Jutana tkanina je povremeno kvašena tokom narednih 48 sati, kada je izvršeno otvaranje oplate sa jedne strane. Grede su zatim delimično pomerene kako bi se odvojile i od druge strane oplate, nakon čega su sa tri strane obložene mokrom jutanom tkaninom i najlonom, dok je četvrta strana i dalje stajala na drvenoj oplati. Povremeno kvašenje greda trajalo je dodatnih 5 dana. U starosti od 7 dana prestalo je negovanje greda. Tada su izvađene iz oplate i postavljene na drvenu plarformu na kojoj su stajale do 28 dana starosti, pri konstantnim uslovima sredine (temperatura 20±2°C i vlažnost 65±5%).

Prateći uzorci koji su poslužili za utvrđivanje mehaničkih i reoloških svojstava betona negovani su na isti način kao i grede. U tu svrhu korišćena su opitna tela različitih oblika. Detaljan pregled korišćenih uzoraka i njihovih dimenzija može se pronaći u tabeli 3.15 i na slici 3.77.

Tabela 3.15 Pregled pratećih uzoraka

Oblik uzoraka	Dimenzije [cm]	Br. uzoraka	Nega [dani]	Svojstvo betona
Kocka	15	15	7	Čvrstoća pri pritisku
Cilindar	Ø15x30	3	7	Modul elastičnosti
Cilindar	Ø15x20	3	7	Čvrstoća pri zatezanju
Prizma	12x12x36	3	7	Čvrstoća pri savijanju
Cilindar	Ø15x30	3	7	Skupljanje
Cilindar	Ø15x30	3	7	Tečenje

Slika 3.77 Deo pratećih uzoraka namenjen za utvrđivanje mehaničkih svojstava betona

3.6.3. Metodologija ispitivanja pratećih uzoraka i AB greda

Sva mehanička svojstva betona koja uključuju čvrstoću betona pri pritisku, zatezanju, savijanju, kao i modul elastičnosti testirana su u saglasnosti sa opisanom metodologijom korišćenoj u prethodnoj fazi eksperimentalnog programa. Čvrstoća pri pritisku ispitana je u pet različitih starosti betona, dok su ostale čvrstoće kontrolisane samo pri starosti od 28 dana. Modul elastičnosti utvrđen je u tri vremenska trenutka tokom trajanja eksperimenta. Starost pratećih uzoraka u trenutku ispitivanja za sva svojstva betona prikazana je u tabeli 3.16.

Tabela 3.16 Starost uzoraka u trenutku ispitivanja

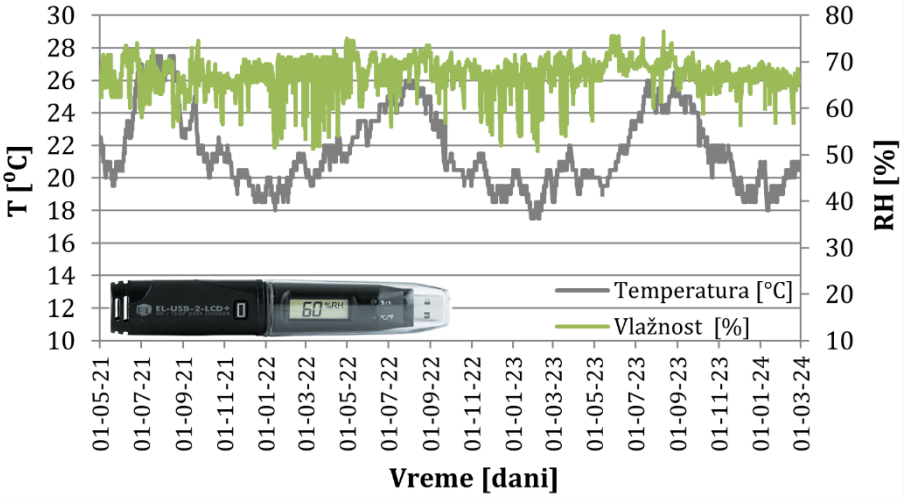
Svojstvo betona	Starost u trenutku ispitivanja [dani]
Čvrstoća pri pritisku	1, 7, 28, 365, 1000
Modul elastičnosti	28, 365, 1000
Čvrstoća pri zatezanju	28
Čvrstoća pri savijanju	28
Skupljanje	7–1000
Tečenje	28–1000

Za razliku od mehaničkih svojstava koja se ogledaju u vidu relativno kratkih testova pri određenoj starosti betona, utvrđivanje reoloških karakteristika materijala je nešto složeniji zadatak koji zahteva kontinuirano praćenje i merenje. Kako su to vremenski zavisne funkcije, trajanje ovih testova najčešće je duže od godinu dana. Budući da su reološka svojstva veoma zavisna i od uslova sredine, neophodno je da oni budu konstantni. Iako je laboratorija u kojoj su čuvani uzorci i vršena ova ispitivanja smeštena u podrumu, tj. dobrim delom ukopana i bez

otvora, temperatura je delimično kontrolisana klima uređajem, dok je vlažnost regulisana specijalnim uređajima (ovlaživač i odvlaživač – isušivač vazduha, slika 3.78).

Slika 3.78 Uređaji za kontrolu vlažnosti u laboratoriji

Imajući u vidu činjenicu da reološka svojstva betona imaju krucijalnu ulogu u ponašanju AB nosača pri dugotrajnom opterećenju, odlučeno je da se trajanje ispitivanja reoloških osobina uskladi sa trajanjem ispitivanja AB greda. Za potrebe ove disertacije usvojeno je dugotrajno ispitivanje u periodu od čak 1000 dana. Termohigrometrijski uslovi sredine tokom trajanja ovih ispitivanja prikazani su na slici 3.79, dok su njihove srednje vrednosti i standardne devijacije dati u tabeli 3.17. Maksimalne i minimalne temperature u ovom periodu bile su 27,5°C i 17,5°C, dok se vlažnost kretala u opsegu od 51–76%. I dok su oscilacije u temperaturi manje i dugotrajnije što zavisi od godišnjeg doba, promene vlažnosti su veće, češće i uglavnom kratkotrajne uslovljene kapacitetom rezervorara uređaja koji su služili za njihovu kontrolu. Generalno, može se konstatovati da su uslovi sredine relativno dobro kontrolisani, na šta ukazuju i standardne devijacije temperature i vlažnosti od svega 2,4°C i 3,8% redom.



Slika 3.79 Termohigrometrijski parametri sredine tokom ispitivanja

Tabela 3.17 Srednje vrednosti i standardne devijacije termohigrometrijskih parametara

	Temperatura [°C]	Vlažnost [%]
Srednja vrednost	21,8	67,1
St. devijacija	2,4	3,8

Ispitivanje skupljanja i tečenja betona izvršeno je u skladu sa preporukama standarda (EN 12390-16, 2019; EN 12390-17, 2019). Za ove potrebe od svake serije betona pripremljeno je po 6 cilindara dimenzija Ø150x300 mm (tabela 3.15). Gornje i donje površine cilindara su premazane tankim slojem silikona kako bi se sprečio gubitak vlage kroz ove površine. Čelični reperi (merne baze) za ove potrebe fiksirani su simetrično u tri vertikalne ose pod uglom od 120° po obimu, na sredini visine uzorka. U tu svrhu korišćen je specijalni nedeformabilni termo-inertni lepak. Za merenje dilatacija korišćen je mehanički uređaj sa mernom bazom od 100 mm, tzv. deformetar, koji je prikazan na slici 3.80. Prezentovani rezultati predstavljaju srednje vrednosti od po 3 merenja na svakom cilindru, odnosno, srednje vrednosti od ukupno 9 merenja.

Slika 3.80 Uređaj za merenje dilatacija

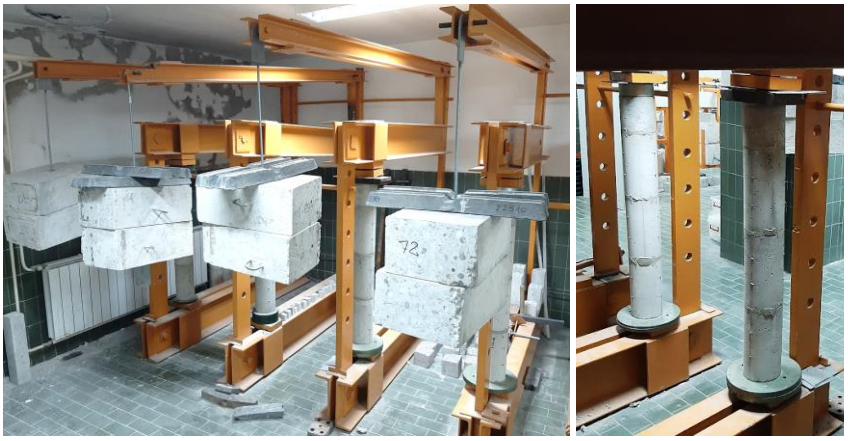
Merenja su sprovedena u različitim vremenskim intervalima. Na početku ispitivanja, dok su reološke osobine naročito izražene, merenja su vršena na nekoliko minuta do nekoliko sati. Kako uzorci stare, promena skupljanja i tečenja biva sve manje izražena, pa su po potrebi merenja vršena na dnevnom, nedeljnom ili mesečnom nivou.

Uzorci koji su korišćeni za merenje skupljanja betona prikazani su na slici 3.81. Autogeno (osnovno) skupljanje predstavlja manji deo skupljanja koji se u najvećoj meri odvija u vrlom ranom periodu, još tokom trajanja nege. Budući da je merenje započeto nakon prestanka nege, pri starosti od 7 dana (tabela 3.16), može se smatrati da se najveći deo ovog skupljanje već realizovao i da merena vrednost odgovara vrednosti skupljanja usled sušenja.

Slika 3.81 Cilindrični uzorci za merenje skupljanja

Nasuprot skupljanju, tečenje betona jeste pojava koja je uslovljena naponom u betonu, zato je za početak ovog ispitivanja odabran 28. dan (tabela 3.16), tj. isti dan kada se vrši i opterećenje greda. Treba napomenuti da izmerene vrednosti odgovaraju ukupnom tečenju, odnosno predstavljaju zbir osnovnog tečenja i tečenja usled skupljanja. Da bi se izazvali dovoljno veliki

naponi pritiska u betonu koji će prouzrokovati pojavu tečenja, korišćeni su specijalno dizajnirani čelični ramovi koji rade na principu dvostruke poluge, slika 3.82. Zahvaljujući svom dizajnu, ovi ramovi postižu uvećanje sile od čak 100 puta. Dakle, apliciranjem opterećenja od 1 kg na čeličnom ramu, dobija se sila na opitnom telu od 1 kN. Uz to, treba računati i na početnu silu usled sopstvene težine čeličnog rama od približno 40 kN. Planirani nivo napona iznosi oko 30% od postignute čvrstoće betona (σ_c / f_{cm} = 0,3), pa je na osnovu očekivanih klasa betona predviđena aplikaciija opterećenja od 200±20 kN. Stvarno opterećenje određeno je nakon utvrđivanja postignutog kvaliteta betona, poglavlje 3.6.8.



Slika 3.82 Merenje tečenja betonskih uzoraka

Konačno, pri starosti od 28 dana vrši se i opterećenje nosača. Greda se najpre sa sve drvenom platformom na kojoj je stajala prinosi neposredno do čelične ramovske konstrukcije na koju će biti postavljena. Tada se putem ispuštenih čeličnih kuka vrši njeno vezivanje za kutijasti čeličnim profil, koji se putem hidrauličke dizalice podiže sve do postavljanja grede u projektovani položaj, slika 3.83. U skladu sa prethodno definisanim statičkim sistemom (prosta greda), oslonci su posebno dizajnirani da po potrebi spreče ili omoguće horizontalno pomeranje, slika 3.83.

Slika 3.83 Postavljanje grede na oslonce

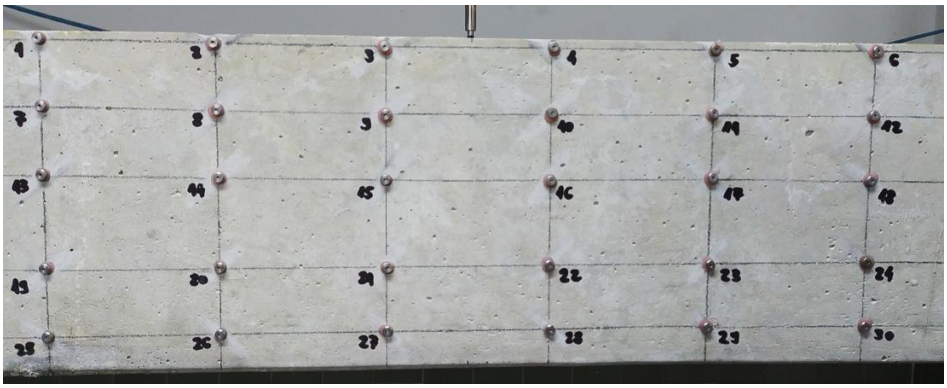
Nakon nivelisanja nosača u podužnom i poprečnom pravcu, montirani su mehanički uređaji za praćenje ugiba u toku vremena (ugibomeri). Ukupno je postavljeno 5 ugibomera na svakom nosaču. Nad osloncima, gde se ne očekuje pojava ugiba, već samo delimično pomeranje koje je posledica rotacije slobodnih krajeva nosača, postavljeni su ugibomeri sa opsegom merenja od 10 mm, slike 3.84 i 3.85. U srednjoj trećini raspona, gde se očekuju najveća pomeranja, na

rastojaću od 120 cm, 160 cm (sredina nosača) i 200 cm mereno od oslonaca postavljeni su ugibomeri sa većim opsegom merenja (30 mm), slike 3.84 i 3.85. Svi ugibomeri imali su preciznost merenja od 0,01 mm. Prvo očitavanje ugibomera izvršeno je 5 min nakon nanošenja opterećenja.

Slika 3.84 Položaj ugibomera

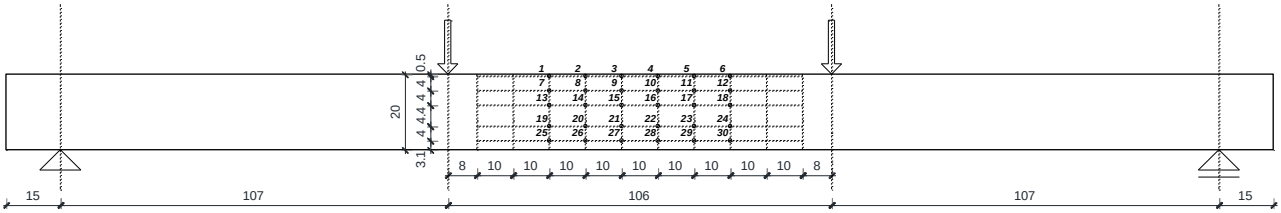
Slika 3.85 Ugibomeri sa mernim opsegom od 10 mm (levo) i 30 mm (desno)

Pored toga, u srednjoj trećini nosača sa obe strane (lica) grede postavljeno je po 30 čeličnih repera za praćenje razvoja dilatacija u betonu i armaturi, slika 3.86. Ovi reperi postavljeni su u ukupno pet redova po visini preseka, a svaki red sadržao je po 6 komada. Prvi red je postavljen veoma blizu pritisnute ivice preseka, tačnije na svega 5 mm od nje. Drugi red je postavljen za 40 mm niže od prvog, a treći niže od drugog za istu vrednost. Poslednji red je postavljen u nivou zategnute armature, ili preciznije na 31 mm od donje ivice preseka, a pretposlednji red na 40 mm iznad poslednjeg. Na ovaj način, koristeći izmerene vrednosti dilatacija moguće je odrediti položaj neutralne ose, kao i krivinu preseka. Može se smatrati da dilatacije izmerene na površini betona u nivou zategnute armature odgovaraju stvarnim dilatacijama armarture (Jaccoud and Favre, 1982). Za merenje dilatacija, kao i u slučaju skupljanja i tečenja, korišćen je deformetar sa mernom bazom od 100 mm, slika 3.80.



Slika 3.86 Čelični reperi za merenje dilatacija nosača

Šematski prikaz AB greda sa položajem oslonaca, opterećenja, ugibomera i čeličnih repera dat je na slici 3.87.



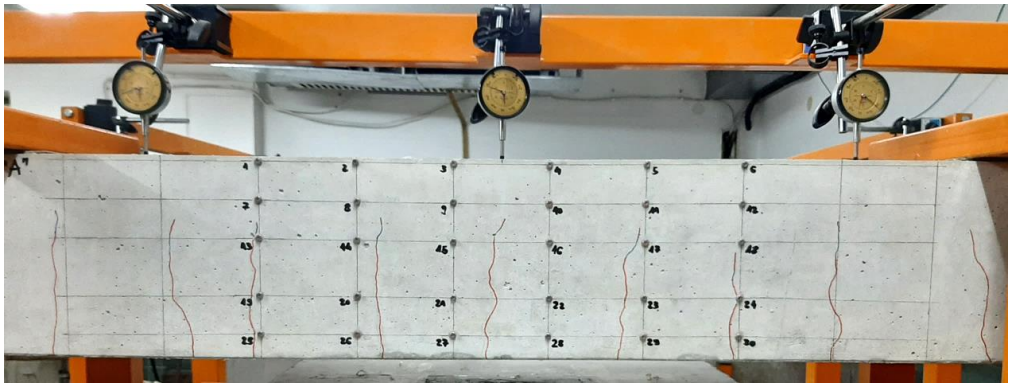
Slika 3.87 Šematski prikaz AB grede sa položajem mernih uređaja

Za opterećenje grednih nosača korišćeni su betonski blokovi različitih dimenzija i težina. Oni su poređani na posebno projektovanu čeličnu platformu koja se pomoću ručnog paletara dovozi neposredno do planiranog položaja, slika 3.88. Kada je platforma dovedena do željenog položaja, izvršeno je njeno podizanje korišćenjem četiri mehaničke auto dizalice. Nakon toga, postavljaju se čelične vešaljke putem kojih će biti izvšen transfer opterećenja na gredu, slika 3.89. Ukupna težina čelične platforme i vešaljki iznosila je oko 60 kg, što je uzeto u obzir prilikom apliciranja opterećenja. Konačno, opterećenje nosača vrši se postepenim i ravnomernim popuštanjem dizalica kako bi se izbegla pojava nepoželjnih ekscentriciteta i eventualnih dinamičkih efekata.

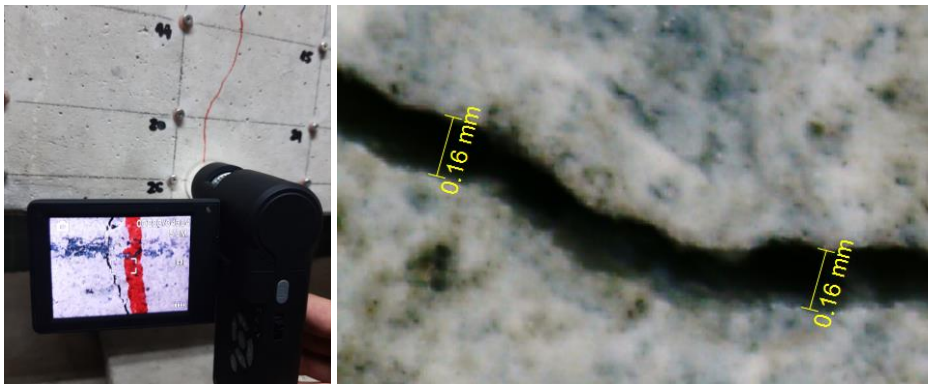
Slika 3.88 Priprema greda za nanošenje opterećenja

Slika 3.89 Postavljanje vešaljki i postepeno apliciranje opterećenja pomoću auto dizalica

Nakon nanošenja opterećenja, izvršeno je vizuelno osmatranje greda kako bi se uočile i označile sve prsline koje su se pojavile, slika 3.90. Potom se pristupilo merenju njihove širine. Za merenje širine prslina korišćena je digitalna kamera sa uvećanjem od 45 puta, a sama širina određena je pomoću specijalizovanog softvera koji se dobija u paketu sa kamerom, slika 3.91. Početna širina prslina utvrđena je 1 dan nakon opterećivanja nosača. Pored toga, izvršena su i dodatna merenja širine prslina nakon 7 dana, 28 dana, 365 dana i 1000 dana.



Slika 3.90 Slika prslina u srednjoj trećini grede nakon nanošenja opterećenja



Slika 3.91 Merenje širine prslina

3.6.4. Fizičko-mehanička svojstva betona

Fizička svojstva projektovanih mešavina prikazana su u tabeli 3.18.

Test sleganja je još jednom potvrdio njihovu izuzetnu obradljivost. Veličina sleganja bila je u svim slučajevima preko 21 cm, što svrstava ove mešavine u klasu konzistencije S5 prema važećem propisu (EN 206-1, 2021). Na osnovu dobijenih vrednosti sleganja može se konstatovati da su sve mešavine zadovoljile postavljeni kriterijum sleganja.

Tabela 3.18 Fizička svojstva betona

Mešavina	Sleganje [cm]	Zapreminska masa, 1d [kg/m³]	Zapreminska masa, 7d [kg/m³]	Zapreminska masa, 28d [kg/m³]	Zapreminska masa, 1000d [kg/m³]
REF	22	2384	2385	2392	2358
K1-45	26	2418	2416	2430	2388
K3-45	22	2398	2401	2423	2400

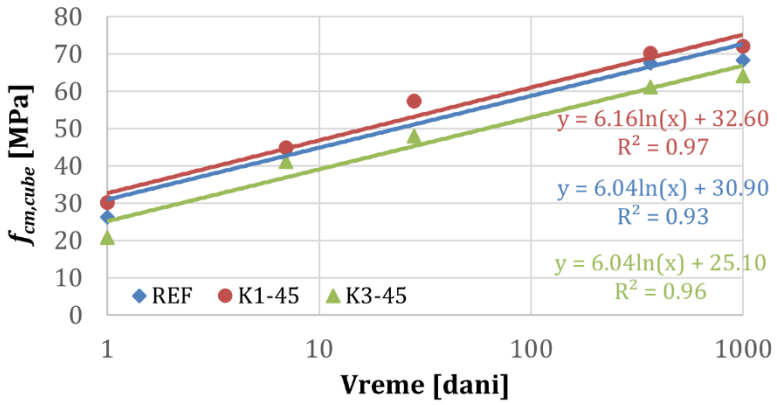
Zapreminska masa betona u očvrslom stanju određena je na osnovu merenja tri uzorka oblika kocke sa dimenzijom ivice 150 mm, neposredno pre ispitivanja čvrstoće pri pritisku. Sve mešavine imale su približno jednaku zapreminsku masu koja se kretala u opsegu od 2384 kg/m^3–2430 kg/m^3, odnosno 2400 kg/m^3 ± 1%. Očekivano, ova vrednost delimično opada nakon 1000 dana starosti betona. Iz prethodne tabele uočava se nešto viša zapreminska masa mešavina koje su sadržale KB, u poređenju sa referentnom mešavinom. Kao što je već objašnjeno, to je posledica zapreminske zamene cementne paste (cement i voda) određenom količinom KB, čija je zapreminska masa delimično niža od cementa, ali značajno viša od vode.

Čvrstoće pri pritisku dobijene ispitivanjem opitnih tela oblika kocke sa dimenzijom ivice od 150 mm pri različitim starostima uzoraka, prikazane su u tabeli 3.19, dok je njihov grafički prikaz dat na slici 3.92.

Tabela 3.19 Čvrstoće betona pri pritisku izmerene na kocki 150 mm

Mešavina	Čvrstoća betona pri pritisku, $f_{cm,\,cube}$ [MPa]				
	1 dan	7 dana	28 dana	365 dana	1000 dana
REF	26,2	44,5	57,3	67,5	68,3
K1-45	30,1	44,8	57,3	70,2	72,0
K3-45	20,7	41,0	47,9	61,1	64,1

Referentna i mešavina u oznaci K1-45 postigle su istu vrednost (57,3 MPa) čvrstoće nakon 28 dana, što ih svrstava u klasu betona C35/45. Za razliku od njih, mešavina K3-45 postigla je oko 16% nižu čvrstoću pri istoj starosti, što je bilo očekivano. Na osnovu prethodnog, može se reći da ova mešavina ispunjava uslove propisane za klasu betona C30/37. Nešto viša čvrstoća od ciljane (C30/37) koja je dobijena u slučaju prve dve mešavine posledica je kraćeg perioda nege u vodi (7 dana), što je detaljnije objašnjeno u poglavlju 3.5.2. Budući da nosivost AB nosača pri savijanju praktično ne zavisi od čvrstoće betona, ova relativno mala razlika u čvrstoći nema naročitog uticaja na dalji tok eksperimenta i zaključke koji iz njega proizilaze.



Slika 3.92 Vremenski razvoj čvrstoće pri pritisku

Sa slike 3.92 se vidi da vremenski tok razvoja čvrstoće sve tri mešavine izuzetno dobro prati logaritamski trend R^2 = 0,93–0,97, štaviše linije su skoro paralelne. U periodu od prvog do sedmog dana, najveći priraštaj čvrstoće imala je mešavina K3-45, čak 98%. Sledi je REF sa priraštajem od oko 70%, dok je K1-45 imala prirast od približno 50%. Razlike se smanjuju sa povećanjem starosti uzoraka do 28 dana. Tako su REF i K1-45 imale gotovo identičan priraštaj od 22%, dok K3-45 delimično zaostaje sa 17%. Veoma solidan rast, u opsegu od 24% (REF) do bezmalo 30% (K1-45), pokazale su sve mešavine od 28 dana do 365 dana starosti. Sa daljim povećanjem starosti, očekivano, prirast čvrstoće se postepeno gubi i teži asimptotskoj vrednosti. U tom periodu najmanji je prirast REF mešavine od svega 1,2%, prati je K1-45 sa 2,6%, dok je K3-45 u ovom slučaju zabeležila najveći prirast od približno 5%.

Dobijene čvrstoće betona konvertovane na opitna tela oblika cilindra Ø150/H300 mm, prikazane su u tabeli 3.21.

Tabela 3.20 Čvrstoće betona pri pritisku na cilindru Ø150/300 mm

Mešavina	Čvrstoća betona pri pritisku, f_{cm} [MPa]				
	1 dan	7 dana	28 dana	365 dana	1000 dana
REF	20,7	35,2	**45,4**	53,4	54,1
K1-45	23,8	35,5	**45,4**	55,6	57
K3-45	16,4	32,5	**37,9**	48,4	50,8

Ostala mehanička svojstva betona (čvrstoća pri zatezanju cepanjem, čvrstoća pri zatezanju savijanjem i modul elastičnosti) data su u tabeli 3.21.

Najveću vrednost čvrstoće pri zatezanju imala je K1-45 i to 3,88 MPa pri cepanju i 6,3 MPa pri savijanju. Za oko 8% niže obe pomenute čvrstoće izmerene su kod REF, dok su kod K3-45 zabeležene najniže vrednosti, oko 14% u poređenju sa K1-45. Odnos čvrstoće pri zatezanju savijanjem i cepanjem kod svih mešavina bio je gotovo identičan 1,60–1,65.

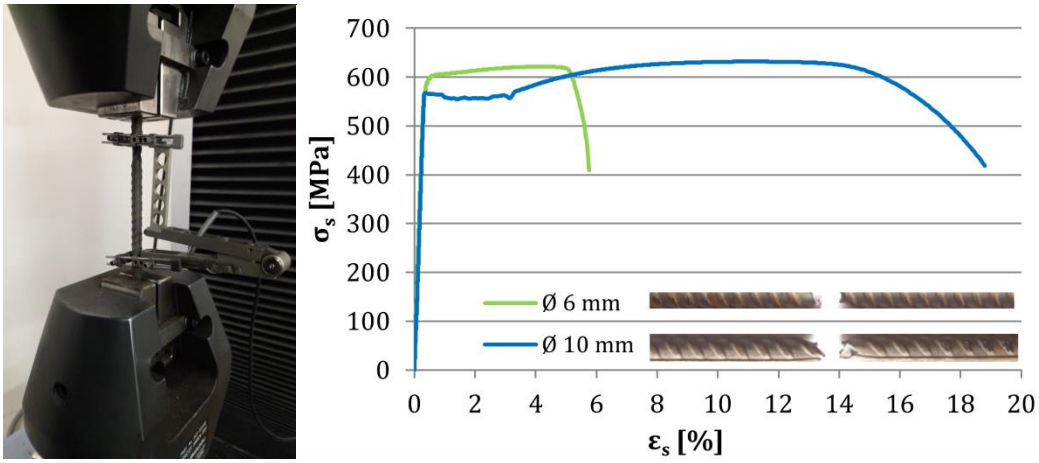
Tabela 3.21 Ostala mehanička svojstva betona

Mešavina	$f_{ct,sp}$ [MPa]	$f_{ct,fl}$ [MPa]	$E_{cm,28d}$ [GPa]	$E_{cm,365d}$ [GPa]	$E_{cm,1000d}$ [GPa]
REF	3,58	5,9	38,8	41,2	40,8
K1-45	3,88	6,3	38,1	43,8	40,9
K3-45	3,43	5,5	38,8	41,8	38,2

Moduli elastičnosti svih testiranih uzoraka dostigli su istu veličinu nakon 28 dana (približno 39 MPa), iako je K3-45 imala za oko 12% nižu čvrstoću od ostalih. Povećanje starosti uzorka do 365 dana, očekivano, donelo je povećanje vrednosti modula u iznosu od 6% i 8% kod REF i K3-45, respektivno. U istom vremenskom periodu ovo povećanje u slučaju K1-45 mešavine bilo je dvostruko veće od prethodnih i iznosilo je oko 15%. Činjenica da dalje povećanje starosti betona do 1000 dana nije ispraćeno odgovarajućim povećanjem modula elastičnosti i pored minimalnog povećanja čvrstoće, bila je iznenađujuća. Štaviše, osim kod REF betona koji je zadržao isu vrednost modula, ostali betoni rezultirali su 7% (K1-45) i 9% (K3-45) nižim vrednostima od onih izmerenih nakon 365 dana. Sa pomenutim smanjenjem, može se uočiti da je vrednost modula elastičnosti K3-45 nakon 1000 dana bila za oko 1,5% niža od početne vrednosti izmerene kod istog betona nakon 28 dana starosti.

3.6.5. Mehanička svojstva armature

Mehanička svojstva armature mogu se delimično razlikovati od nominalnih vrednosti koje su date u samom atestu proizvođača. Kako su ona od primarnog značaja kod određivanja granične nosivosti, ali i kod provere graničnih stanja upotrebljivosti grednih nosača, izvršeno je njihovo ispitivanje. Za potrebe sprovođenja standardnog ispitivanja čvrstoće pri zatezanju čelika korišćena je laboratorijska kidalica kapaciteta 300 kN sa kontrolisanom deformacijom. Dijagrami napon–dilatacija korišćenih armaturnih šipki (prečnika Ø6 mm i Ø10 mm) prikazani su na slici 3.93, dok su mehanička svojstva data u tabeli 3.22. Prikazane su srednje vrednosti rezultata po tri ispitana uzorka za svaki prečnik armature.



Slika 3.93 Dijagrami napon–dilatacija za korišćenu armaturu

Tabela 3.22 Mehanička svojstva korišćene armature

Armatura	f_y [MPa]	f_u [MPa]	ε_u [%]	E_s [GPa]	A_s [cm^2]
Ø6 mm	595	621	≈ 6	203	0,28
Ø10 mm	567	634	≈ 19	199	0,78

Armatura prečnika Ø10 mm pokazala je izuzetno duktilno ponašanje sa izraženom granicom razvlačenja na 567 MPa i dilatacijom pri kidanju od približno 19%. Maksimalni napon u ovoj armaturi dostigao je vrednost od 634 MPa, što je oko 12% iznad granice razvlačenja. Armatura manjeg prečnika (Ø6 mm) pored niže dilatacije pri kidanju (oko 6%) nije imala jasno izraženu granicu razvlačenja, zato je usvojena konvencionalna vrednost napona na

granici razvlačenja ($\sigma_{0,2}$) pri kome je nepovratna plastična dilatacija iznosila 0,2%. Bez obzira na to, mogu se uočiti gotovo identične vrednosti čvrstoća pri zatezanju i modula elastičnosti korišćenih armaturnih šipki; armatura manjeg prečnika imala je oko 5% veći napon na granici razvlačenja i oko 2% veći modul elastičnosti. Za sve proračune sprovedene u nastavku ovog rada usvojena je ista vrednost modula elastičnosti armature od 200 GPa.

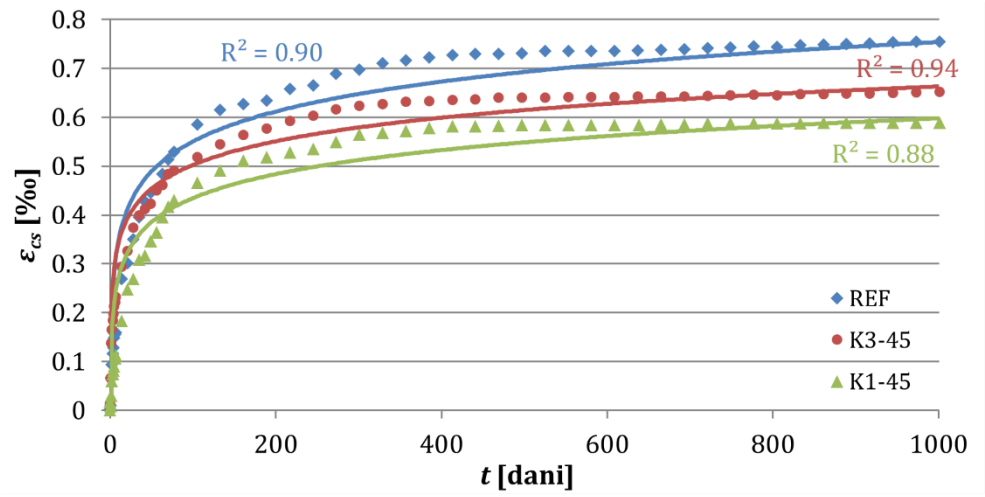
Viša vrednost (3% i 8%) napona na granici razvlačenja armature od one koja je definisana u specifikaciji proizvođača uzeta je u obzir prilikom proračuna stvarne nosivosti AB greda.

3.6.6. Skupljanje betona

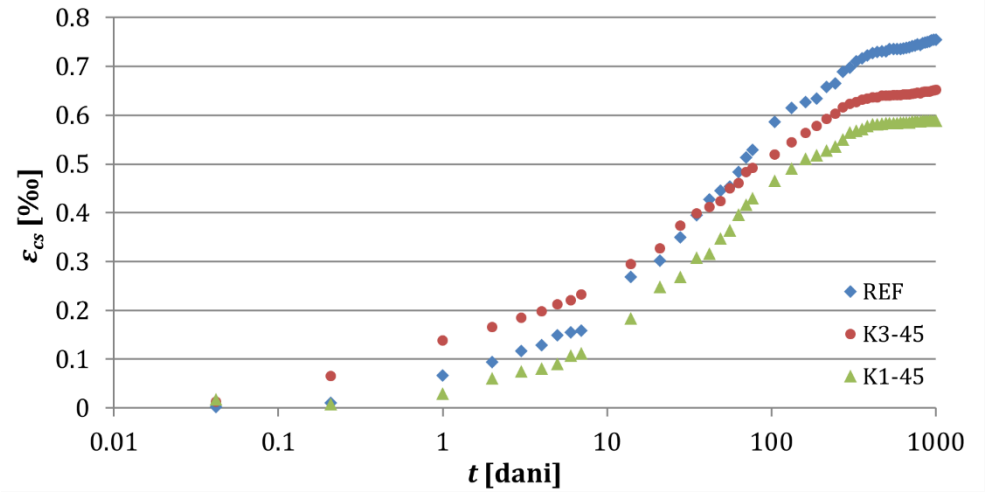
Grafički prikaz izmerenih vrednosti dilatacija skupljanja $\varepsilon_{cs}(t)$ testiranih betona dat je na slici 3.94 (linearna vremenska skala) i na slici 3.95 (logaritamska vremenska skala). Najveća dilatacija skupljanja nakon 1000 dana izmerena je na referentnom betonu i iznosila je 0,754‰. Zatim sledi beton sa krupnijim KB (K3-45) sa oko 14% nižom vrednošću skupljanja 0,652‰. Kod betona sa najfinijim KB (K1-45) dobijena je najmanja dilatacija skupljanja od 0,589‰, što je za približno 22% manje od REF i za oko 10% niže od K3-45. Nažalost, u dostupnoj literaturi ne postoje eksperimenti sličnog trajanja koji se bave analizom betona sa KB, pa se ovi rezultati nemaju sa čim uporediti. Međutim, na osnovu analiza sprovedenih u okviru pregleda literature, slika 2.46, očekivana redukcija skupljanja od približno 30% za betone sa 45% zamenjenog cementa ne predstavlja lošu procenu. Naročito ako se imaju u vidu brojni parametri koji utiču na veličinu skupljanja, kao i dobijena vrednost koeficijenta determinaciije R^2 = 0,65. Razlika skupljanja betona K1-45 i K3-45 može se pripisati razlici čvrstoća ova dva betona i delimično, razlici u njihovom granulometrijskom sastavu.

Dilatacije skupljanja nakon 365 dana iznosile su za betone REF, K3-45 i K1-45 redom 0,716‰, 0,631‰ i 0,572‰. Procentualne razlike između pojedinih betona (približno 10% i 20%) su delimično niže od onih dobijenih nakon 1000 dana.

Ako se posmatra početni period (prvih 28 dana) skupljanja, poredak mešavina po veličini se delimično razlikuje. Naime, najveće skupljanje 0,373‰ tokom ovog perioda imala je mešavina K3-45, zatim sledi REF sa oko 6% nižom vrednošću od 0,350‰, dok je mešavina K1-45 na poslednjem mestu sa izmerenom dilatacijom od 0,269‰ (oko 28% niže od prve). Viša početna skupljanja betona K3-45 od ostalih posledica su nešto niže početne vlažnosti vazduha, usled nemogućnosti apsolutno idealne kontrole ovog parametra (vremenska diskrepancija između betoniranja prve i poslednje mešavine iz ove serije je 21 dan). Ova pojava se na sličan način manifestuje u radu (Hubler, Wendner and Bažant, 2015). Granulometrijski sastav KB može, takođe, imati određeni uticaj na veličinu skupljanja betona u početnom (ujedno i najosetljivijem) periodu, kada bi se moglo očekivati da se zbog efekata nukleacije čestica javi veće početno skupljanje kod sitnijih KB. U svakom slučaju, analizom početnog skupljanja betona spravljenih korišćenjem 3 KB različite granulometrije nije primećen uticaj ovog parametra na veličinu skupljanja tokom 28 dana (Kim *et al.*, 2018).



Slika 3.94 Promena dilatacija skupljanja betona u funkciji vremena



Slika 3.95 Promena dilatacija skupljanja betona u funkciji vremena (logaritamska razmera)

Generalno, skupljanje svih betona se veoma dobro može opisati logaritamskom funkcijom sa veoma visokim koeficijentima determinacije (R^2 = 0,88–0,94). Sa slike 3.95 mogu se uočiti različiti nagibi funkcija skupljanja REF betona i K1-45. Niži nagib K1-45 ukazuje na sporiji prirast skupljanja betona sa KB. Takođe, primećuje se da su krive K1-45 i K3-45 skoro paralelne, što ukazuje na relativno mali uticaj granulometrije KB na vremenski tok skupljanja.

Vidi se da tačke prate karakterističnu „S“ krivu skupljanja. Takođe, primećuje se da K1-45 i donekle K3-45 dostižu „plato“ - odnosno teže ka asimptotskoj vrednosti, dok kod referentne mešavione taj efekat značajno manje izražen.

3.6.7. Tečenje betona

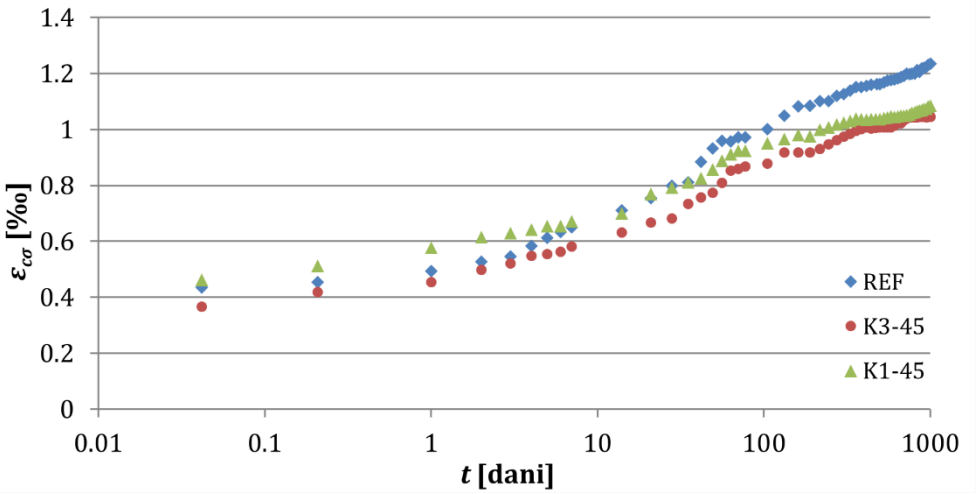
Tabela 3.23 sadrži neke od najbitnijih parametara u vezi tečenja betona. Iz ove tabele može se videti da su svi uzorci opterećeni identično, do planiranog nivoa opterećenja od $\sigma_c / f_{cm} \approx 0{,}28$. Ovaj nivo opterećenja prouzrokovao je inicijalne dilatacije uzoraka $\varepsilon_{ci}(t_0)$ od 0,403‰, 0,450‰ i 0,352‰ kod betona REF, K1-45 i K3-45 redom. Ovim dilatacijama odgovaraju za oko 20–25% niži moduli elastičnosti od onih dobijenih u skladu sa (EN 12390-13, 2021). To je posledica drugačijeg programa (brzine i načina) opterećenja i vremenskog zazora u merenju inicijalnih dilatacija koji je iznosio 5 minuta, pa su inicijalne dilatacije neminovno sadržale i deo dilatacije tečenja.

Tabela 3.23 Parametri vezani za tečenje betona

Mešavina	σ_c [MPa]	σ_c / f_{cm} [-]	ε_{ci} [‰]	$\varepsilon_{cc,\,1000d}$ [‰]	$\varphi_{exp,\,28d}$ [-]	$\varphi_{exp,\,365d}$ [-]	$\varphi_{exp,\,1000d}$ [-]
REF	12,62	0,28	0,403	0,832	0,98	1,86	2,06
K1-45	12,70	0,28	0,450	0,634	0,76	1,31	1,41
K3-45	10,19	0,27	0,352	0,693	0,93	1,82	1,97

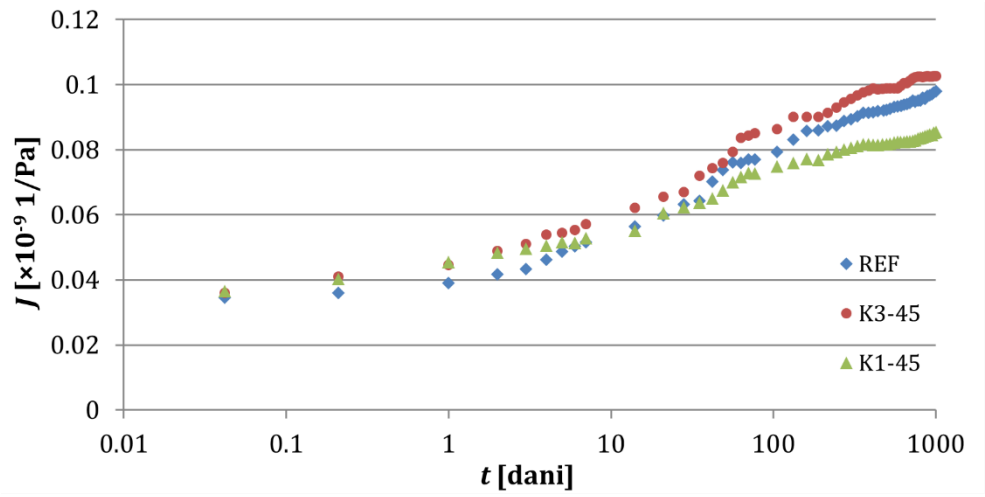
Deljenjem čiste dilatacije tečenja dobijene nakon određenog vremenskog perioda $\varepsilon_{cc}(t,t_0)$ inicijalnom dilatacijom dobija se eksperimentalna vrednost koeficijenta tečenja $\varphi(t)$. U ovoj tabeli prikazane su i vrednosti koeficijenta tečenja nakon 28, 365 i 1000 dana. Najveća vrednost ovog koeficijenta, bez obzira na starost, zabeležena je kod REF betona. Ona je u proseku bila za oko 4% viša od K3-45. Imajući u vidu sve nesigurnosti merenja, ova razlika je praktično zanemarljiva. Najmanju vrednost koeficijenta tečenja imala je mešavina sa najfinijim KB K1-45, čija je prosečna vrednost oko 28% manja od REF. Ovi rezultati su u velikoj meri saglasni sa rezultatima studije Robalo i dr. (Robalo *et al.*, 2021), gde su betoni sa sličnim (43% i 50%) procentima zamene imali oko 8% i 25% niže koeficijente tečenja redom, u poređenju sa referentnim betonom.

Razvoj naponski zavisnih dilatacija betona u toku vremena $\varepsilon_{c\sigma}(t,t_0)$, izraz (2.105), prikazan je na slici 3.96. Očekivano, logaritamski trend koji prate ove dilatacije je evidentan. Zbog nešto veće inicijalne dilatacije betona K1-45 zabeležene su i najveće vrednosti $\varepsilon_{c\sigma}$ tokom prvih 6-7 dana. Nakon ovog perioda, na prvo mesto prelazi REF mešavina, dok se vrednosti $\varepsilon_{c\sigma}$ betona K1-45 i K3-45 sve više približavaju, do njihovog praktičnog izjednačavanja.



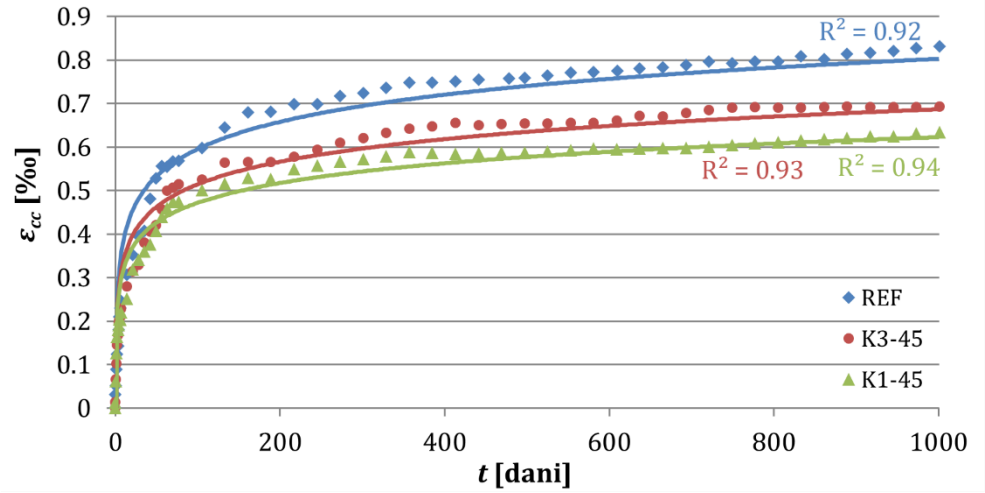
Slika 3.96 Vremenski tok dilatacija betona koje zavise od napona

Ukoliko se naponski zavisne dilatacije betona normalizuju deljenjem sa početnom vrednošću napona $\sigma_c(t_0)$, dobija se funkcija tečenja betona J(t,t0), izraz (2.108). Funkcija tečenja predstavlja razvoj dilatacija tečenja pod dejstvom jediničnog napona i prikazana je na slici 3.97. Funkcije tečenja REF i K3-45 betona su veoma bliske i paralelne, što može ukazivati na činjenicu da je razvoj njihovog tečenja dominantno uslovljen klasom primenjenog cementa. Ipak, funkcija betona K1-45 koji je spravljen korišćenjem najfinijeg KB pokazuje nešto manji nagib, odnosno sporiji razvoj tečenja ovog betona.

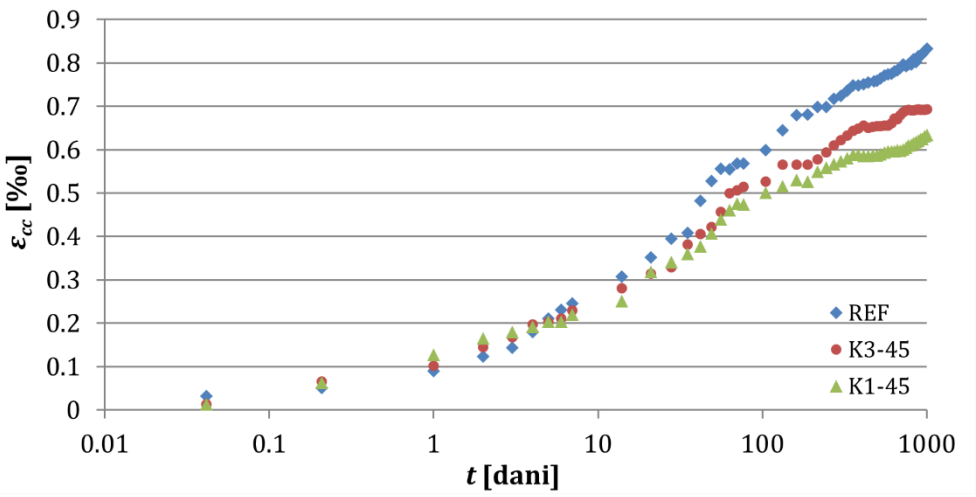


Slika 3.97 Razvoj funkcije tečenja betona u toku vremena

Grafički prikaz izmerenih vrednosti dilatacija tečenja $\varepsilon_{cc}(t,t_0)$ testiranih betona dat je na slici 3.98 (linearna vremenska skala) i na slici 3.99 (logaritamska vremenska skala). Sa slika se jasno uočava izražena logaritamska zavisnost ovih veličina sa izuzetno visokim vrednostima koeficijenata determinacije (R^2 = 0,92–0,94). Različiti nagibi ukazuju na različite vremenske tokove dilatacija tečenja. Najveći priraštaj imala je REF mešavina, a za njom slede K3-45, i na konačno K1-45 sa najnižim prirastom dilatacija tečenja. To se može objasniti delimično različitom čvrstoćom ovih betona i eventualnim efektom granulometrije KB na veličinu dilatacija tečenja, što je neophodno potvrditi ili opovrgnuti dodatnim eksperimentalnim ispitivanjem. Iako je neminovno da postoji, čini se da uticaj granulometrije KB nije naročito značajan.



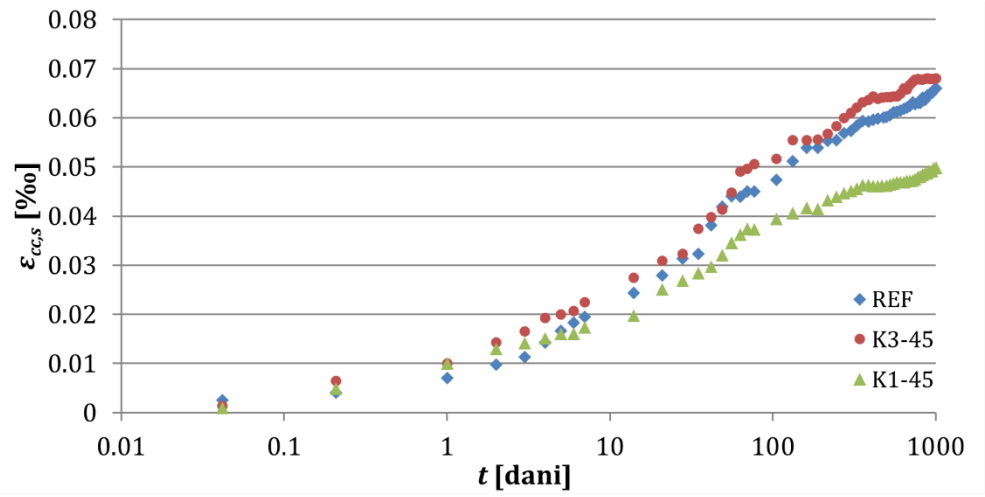
Slika 3.98 Promena dilatacija tečenja betona u toku vremena



Slika 3.99 Promena dilatacija tečenja betona u toku vremena (logaritamska razmera)

Najveća dilatacija tečenja nakon 1000 dana iznosila je na referentnom betonu 0,832‰. Prati je mešavina K3-45 sa približno 17% nižom vrednošću, odnosno 0,693‰. Na kraju je mešavina K1-45 sa izmerenih 0,634‰, što je oko 24% manje u poređenju sa REF. Razlika između K3-45 i K1-45 od nekih 6% potvrđuje prethodni stav o malom uticaju granulometrije KB na ovu veličinu. Usled nedostataka studija sličnog trajanja koje se bave ovim svojstvom, ne postoji mogućnost upoređivanja ovih rezultata. Međutim, upoređivanjem dobijenih vrednosti dilatacija tečenja nakon 180 dana 0,565‰ i 0,526‰ za betone K3-45 i K1-45 redom, sa betonima sličnih čvrstoća, količina zamenjenog cementa i čistoće KB iz studija (Proske, Rezvani, *et al.*, 2014; Palm *et al.*, 2016), dobijena su relativno dobro poklapanja. Dobijene veće vrednosti dilatacija tečenja 15–20% u pomenutim studijama nastale su usled većih vrednosti napona σ_c/f_{cm} = 0,33, naspram 0,28. To se potvrđuje, ukoliko se umesto dilatacija tečenja izvrši komparacija tzv. specifične dilatacije tečenja $\varepsilon_{cc,s}(t,t_0)$ koja predstavlja količnik dilatacije tečenja i apliciranog napona (slika 3.100). Tada prethodno navedene razlike postaju praktično zanemarljive.

Može se primetiti da u logaritamskoj skali opada nagib dilatacije tečenja betona K1-45, i donekle za beton K3-45, što ukazuje na postepeno smanjenje prirasta intenziteta tečenja, što nije slučaj kod referentnog betona.



Slika 3.100 Vremenski tok specifične dilatacije tečenja

3.6.8. Usvojeno opterećenje grednih nosača

Postupak projektovanja, usvajanja opterećenja i ispitivanja grednih nosača opisan je detaljno u okviru poglavlja 3.6.1-3.6.3. Proračun prikazan u okviru ovih poglavlja odnosio se na ciljane grede, sa pretpostavljenim svojstvima materijala na osnovu prethodnih faza i specifikacija proizvođača. Nakon utvrđivanja stvarnih fizičko-mehaničkih svojstava betona i armature (poglavlja 3.6.4 i 3.6.5) stekli su se uslovi za proračun svih veličina na osnovu eksperimentalno dobijenih vrednosti svojstava materijala. Geometrijske veličine, opterećenja i momenti savijanja svih greda prikazani su u tabeli 3.24.

Tabela 3.24 Geometrijske veličine, opterećenje i momenti grednih nosača

Greda	b [cm]	h [cm]	g [kN/m^3]	M_g [kNm]	2F [kN]	$M_{\Delta G}$ [kNm]	M_{SLS} [kNm]
REF-1	16	19,1	0,73	0,94	11,75	6,27	7,20
REF-2	16	19,5	0,75	0,96	11,75	6,27	7,22
K1-45-1	16	20,8	0,81	1,04	11,78	6,28	7,32
K1-45-2	16	20,9	0,81	1,04	11,78	6,28	7,32
K3-45-1	16	20,7	0,80	1,03	11,67	6,22	7,25
K3-45-2	16	21,1	0,82	1,05	11,67	6,22	7,27

Opterećenja, a samim tim i momenti savijanja (7,20–7,32 kNm) usled opterećenja su jako bliski kod svih greda, odnosno razlika od 1,6% je zanemarljiva.

Momenti savijanja pri pojavi prslina (izraz (3.9)) i usled opterećenja, kao i granični momenti nosivosti grednih nosača (izraz (3.3)) prikazani su u tabeli 3.25. Pored vrednosti ovih momenata, u istoj tabeli prikazani su i njihovi odnosi. Prilikom proračuna momenata savijanja pri pojavi prslina usvojeno je $f_{ctm} = f_{ct,sp}$, prema preporuci (fib, 2013). Može se primetiti da je maksimalna razlika momenta savijanja pri pojavi prslina približno 30% (REF-2 i K1-45-2), dok je u slučaju momenata nosivosti razlika značajno manja i iznosi 12% (REF-2 i K3-45-2). Pojava prslina se očekuje prilikom apliciranja 27–31% od graničnog opterećenja, dok se usvojeni nivo opterećenja kretao u opsegu 48–53% od računske vrednosti graničnog. Ove razlike manjim delom su nastale zbog različitih mehaničkih svojstava betona, a većim delom usled razlike u visini greda (tabela 3.24). Nažalost, kao što se vidi u tabeli 3.24, došlo je do delimičnog odstupanja od projektovane visine grednih nosača prilikom izvođenja.

Maksimalna odstupanja od projektovane visine od ±5% neće uticati na zaključke koji proističu iz ovog istraživanja.

Tabela 3.25 Vrednosti momenata savijanja grednih nosača i njihovi odnosi

Greda	M_{cr} [kNm]	$M_{Ed,SLS}$ [kNm]	$M_{Rd,ULS}$ [kNm]	$M_{cr}/M_{Rd,ULS}$	$M_{Ed,SLS}/M_{Rd,ULS}$
REF-1	3,71	7,20	13,68	0,27	0,53
REF-2	3,86	7,22	14,04	0,27	0,51
K1-45-1	4,74	7,32	15,20	0,31	0,48
K1-45-2	4,79	7,32	15,29	0,31	0,48
K3-45-1	4,15	7,25	15,00	0,28	0,48
K3-45-2	4,31	7,27	15,35	0,28	0,47

Početne vrednosti računskih napona i dilatacija u betonu i zategnutoj armaturi, položaji neutralnih osa, kao i odnosi napona pritiska i čvrstoće betona pri pritisku, prikazani su u tabeli 3.26. Početni odnos σ_c/f_{cm} nalazio se u granicama 0,32–0,39 čime je izbegnuta opasnost od pojave nelinearnog tečenja u pritisnutoj zoni betona. Naponi, a samim tim i dilatacije u zategnutoj armaturi 1.392‰–1.564‰ nalaze se u željenom opsegu oko 1,0–1,5‰.

Tabela 3.26 Računski početni naponi i dilatacije u betonu i zategnutoj armaturi

Greda	ξ [-]	x [cm]	σ_c [MPa]	σ_{s1} [MPa]	σ_c / f_{cm} [-]	ε_c [‰]	ε_{s1} [‰]
REF-1	0.218	3.48	16.9	312.8	0.37	0.435	1.564
REF-2	0.216	3.54	16.4	306.2	0.36	0.422	1.531
K1-45-1	0.214	3.78	14.8	285.5	0.33	0.388	1.427
K1-45-2	0.213	3.80	14.7	283.9	0.32	0.385	1.419
K3-45-1	0.212	3.74	14.9	284.2	0.39	0.384	1.421
K3-45-2	0.211	3.80	14.5	278.5	0.38	0.373	1.392

3.6.9. Ugibi grednih nosača

Kao što je navedeno u poglavlju 3.6.3, montiranje mehaničkih uređaja za merenje ugiba vrši se tek nakon postavljanja grede na oslonce i njenog nivelisanja. To znači da je već realizovan deo ugiba usled sopstvene težine i taj deo neće biti uključen u veličinu ugiba koja se dobija pomoću ugibomera. Drugim rečima, ugibomerima se može kvantifikovati samo deo ugiba koji nastaje nakon njihove montaže. Ugib od sopstvene težine može se donekle proceniti pomoću geodetskih merenja (Tošić, 2017). Imajući u vidu sve nesigurnosti vezane za proces merenja ugiba od sopstvene težine, uz eventualne početne imperfekcije greda, kao i veoma malo učešće (1,5–2,2%) u ukupnom ugibu, odlučeno je da se ugib od sopstvene težine ne kvantifikuje merenjem njegove veličine, već će se izvršiti računska procena ove vrednosti.

Na osnovu vrednosti momenata savijanja od sopstvene težine u tabeli 3.24 i momenata savijanja pri pojavi prslina u tabeli 3.25 ($M_g << M_{cr}$), prilikom proračuna ugiba od sopstvene težine korišćene su geometrijske veličine preseka bez prslina (stanje I). Deo ugiba od sopstvene težine određen je korišćenjem izraza:

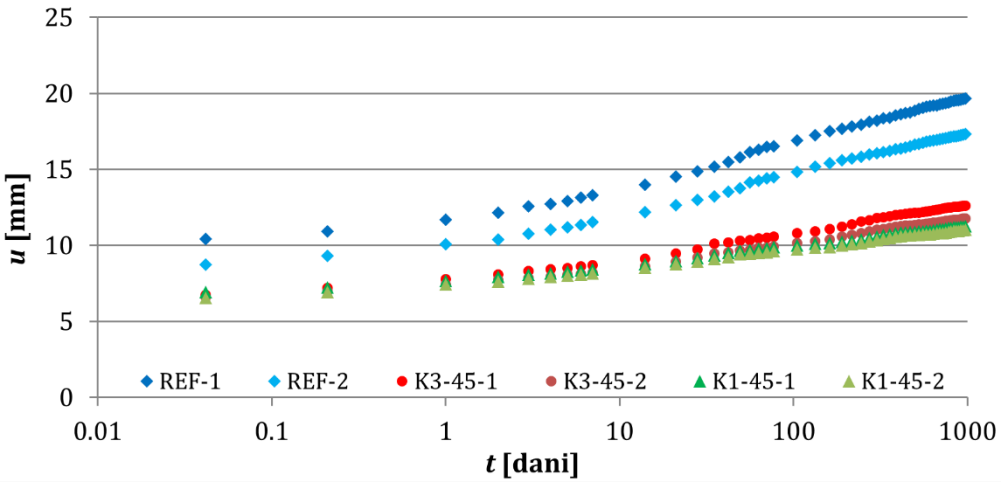
$$u_{g,rač} = \frac{M_g \cdot l^2}{E_{cm} \cdot I_{i,1}} \tag{3.29}$$

Sračunate vrednosti prikazane su u tabeli 3.27. Sve vrednosti ovih ugiba nalaze se u uskim granicama 0,24±0,02 mm. Zbog prethodno navedenih činjenica, ugibi od sopstvene težine se neće uzeti u obzir u daljim analizama.

Tabela 3.27 Računske vrednosti ugiba od sopstvene težine

Greda	$u_{g,rač}$ [mm]
REF-1	0.26
REF-2	0.25
K1-45-1	0.23
K1-45-2	0.23
K3-45-1	0.23
K3-45-2	0.22

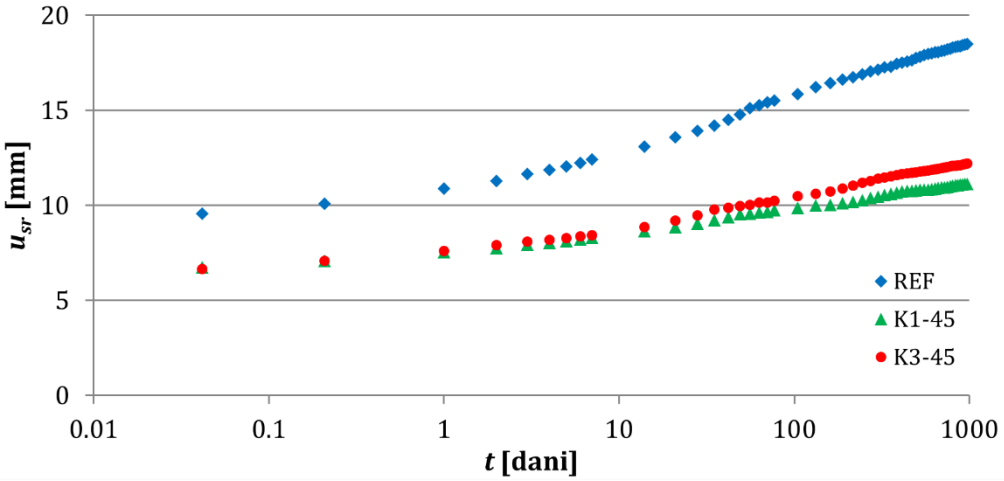
Izmerene vrednosti ugiba u(t) svih ispitanih nosača prikazane su grafički na slici 3.101. Najveći početni ugib od 9,67 mm ostvarila je greda REF-1, a prati je REF-2 sa 8,18 mm, dok su sve grede koje su sadržale KB imale niže vrednosti. Na trećem mestu je greda K1-45-1 sa vrednošću početnog ugiba od 6,49 mm, za njom sledi K3-45-1 sa 6,30 mm, dok su na kraju K3-45-2 i K1-45-2 sa 6,17 mm i 6,14 mm respektivno. Početni poredak se menja već nakon 1 dana, kada ugib grede K3-45-1 postaje veći od K1-45-1, a nakon 28 dana isto se dešava i sa ugibom grede K3-45-2. Ovaj poredak greda po veličini ugiba ostaje bez promena sve do 1000 dana, kada su realizovani sledeći ugibi: u_{REF-1} = 19,68 mm, u_{REF-2} = 17,35 mm, $u_{K3-45-1}$ = 12,63 mm, $u_{K3-45-2}$ = 11,78 mm, $u_{K1-45-1}$ = 11,26 mm i $u_{K3-45-2}$ = 11,04 mm.



Slika 3.101 Promena ugiba u sredini nosača tokom vremena

Sa slike 3.101 može se uočiti i da su obe REF grede prekoračile dozvoljnu veličinu ugiba od L/250 = 12,8 mm i to, greda REF-1 već nakon svega 5 dana i REF-2 nakon 28 dana. Grede koje su spravljene od betona sa KB ni nakon 1000 dana nisu prekoračile ovo ograničenje. Veoma blizu granične vrednosti ugiba nalazila se nakon 1000 dana greda K3-45-1. Pored toga, sa iste slike jasno se uočava da vremenski razvoj ugiba kod svih greda jako dobro prati logaritamski trend (R^2 = 0,94–0,96). Ako se analiziraju odgovarajući parovi greda, najveća razlika uočena je kod REF para greda i u proseku je iznosila oko 14%. Kod para greda K3-45 razlika ugiba u proseku iznosi 6%, dok je kod greda serije K1-45 zabeležena najmanja razlika od 3%. Takođe, može se zaključiti da su linije trenda parova greda paralelne. To ukazuje na identičan tok

razvoja ugiba kod greda spravljenih od istih vrsta betona. Prethodno zapažanje omogućava prikazivanje osrednjenih vrednosti ugiba za svaki par greda, slika 3.102.



Slika 3.102 Vremenski tok osrednjenih ugiba u sredini nosača

Najveća prosečna veličina inicijalnog ugiba REF greda iznosila je 8,92 mm, što je za 41% i 43% veće od K1-45 i K3-45 redom. Zbog različitih vrednosti skupljanja i tečenja kod greda spravljenih od različitih vrsta betona, ove razlike se sa vremenom povećavaju. Najveći nagib linije trenda, a samim tim i najveći prirast prosečnog ugiba imale su REF grede koje su nakon 1000 dana dostigle vrednost od 18,51 mm. To je za oko 66% i 55% više od greda K1-45 i K3-45. Kao što se vidi, početna razlika u veličini osrednjenih ugiba između greda K3-45 i K1-45 koja je bila zanemarljiva (oko 1,3% u korist K3-45), posle 1000 dana porasla je na oko 8,5% u korist K1-45.

Kompletna razlika u početnim vrednostima ugiba, kao i veći deo razlike u slučaju krajnjih ugiba, bilo da se radi o gredama iz iste ili različite serije, pojedinačnim ili osrednjenim ugibima, posledica je pomenute devijacije u visini greda (tabela 3.24).

Kako bi se izvršila pravilna komparacija rezultata i izvođenje adekvatnih zaključaka, pristupilo se korekciji eksperimentalno određenih vrednosti ugiba. Korekcija ustvari predstavlja konverziju dobijenih ugiba greda različitih visina na gredu ciljane visine od 20 cm. To je urađeno množenjem faktorom konverzije $EI_{eff,i}/EI_{eff,20}$ koji predstavlja odnos efektivnih savojnih krutosti nosača stvarne (i) i ciljane (20 cm) visine pri savijanju. Efektivna savojna krutost opisana je izrazom (3.30), (fib, 2013):

$$(EI)_{eff} = \frac{EI_I \cdot EI_{II}}{\zeta \cdot EI_I + (1-\zeta) \cdot EI_{II}} \rightarrow I_{eff} = \frac{I_I \cdot I_{II}}{\zeta \cdot I_I + (1-\zeta) \cdot I_{II}} \tag{3.30}$$

$$I_{eff} = 0.0125 \cdot (1 + 36 \cdot \alpha\rho) \cdot bd^3 \tag{3.31}$$

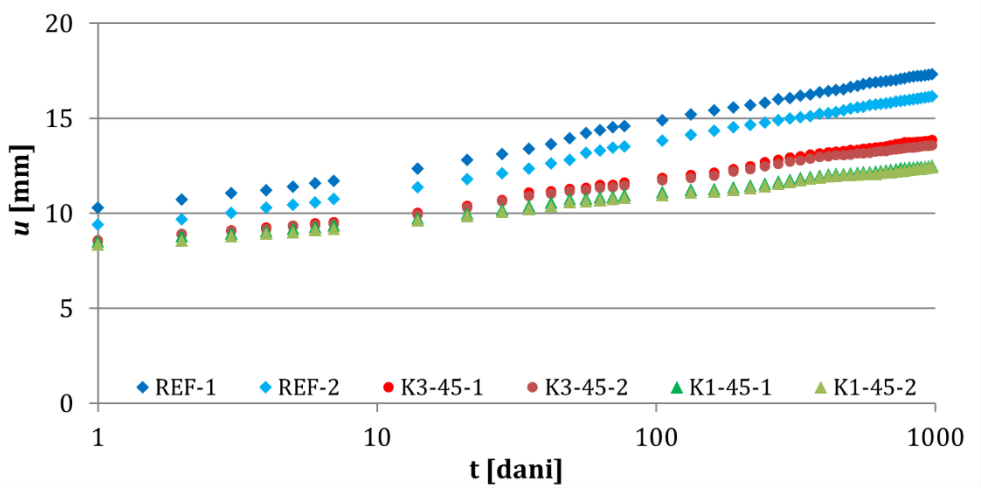
Mari i saradnici (Marí *et al.*, 2019) predlažu pojednostavljeni izraz (3.31).

Sračunate vrednosti faktora konverzije date su u tabeli 3.28. Budući da se ove veličine delimično menjaju u toku vremena, prikazane su njihove srednje vrednosti.

Tabela 3.28 Faktori konverzije ugiba na ciljanu visinu nosača

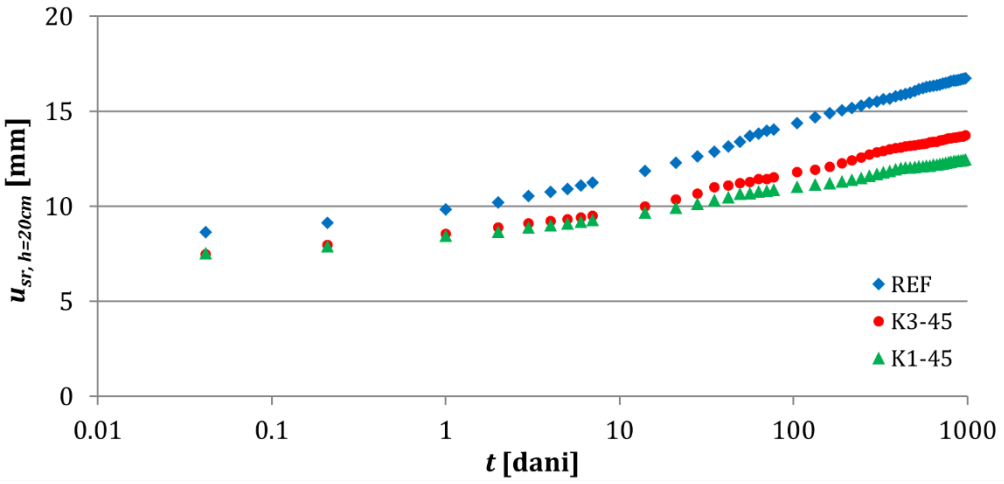
Greda	$I_{eff,i}/I_{eff,20}$ [mm]
REF-1	0.882
REF-2	0.933
K1-45-1	1.112
K1-45-2	1.127
K3-45-1	1.098
K3-45-2	1.155

Promena vrednosti korigovanih ugiba svih greda u toku vremena prikazana je na slici 3.103. Može se uočiti da su se razlike u ugibima kod parova greda K1-45 i K3-45 praktično anulirale i u oba slučaja iznose <1%. Za razliku od njih, razlika ovih ugiba kod para REF greda se nije u potpunosti poništila, ali je upola manja i iznosi u proseku oko 8%. Ova razlika može eventualno biti posledica nešto boljeg ugradjivanja betona u jednu od REF greda i samim tim postizanje delimično različitih modula elastičnosti.



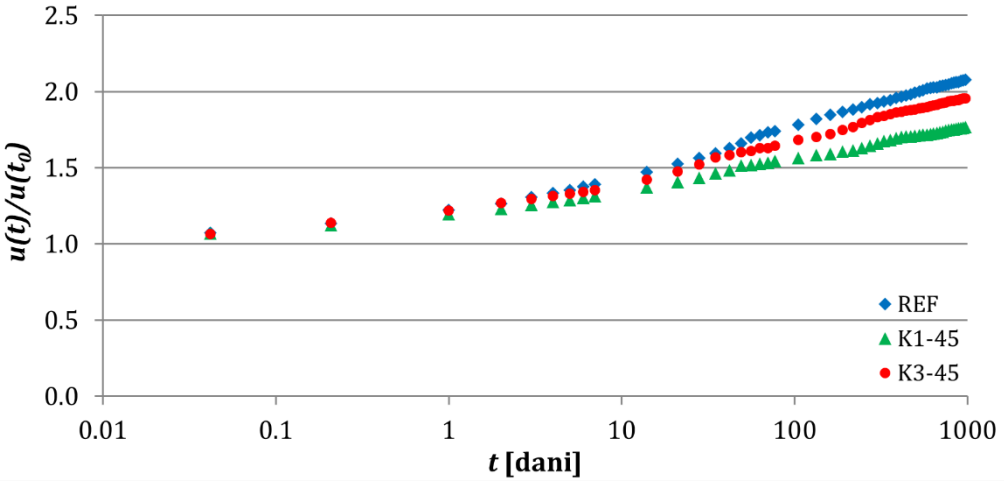
Slika 3.103 Promena ugiba u sredini nosača tokom vremena - korigovano

U nastavku se prikazuju osrednjene vrednosti korigovanih ugiba za svaki od tri para grednih nosača, slika 3.104. Budući da su sve grede imale praktično identične vrednosti modula elastičnosti i opterećenja, očekivano je bilo da se i njihovi inicijalni ugibi u dobroj meri poklope. To je postignuto kod parova greda K1-45 i K3-45 čiji su početni osrednjeni korigovani ugibi iznosili 7,06 mm i 7,02 mm respektivno. Međutim, primećuje se oko 14% veća vrednost ovog ugiba kod REF greda. Pomenuta razlika se može objasniti eventualnim odstupanjem realne vrednosti modula elastičnosti u REF gredama i dobijenih na odgovarajućim cilindričnim opitnim telima. Sa povećanjem trajanja opterećenja povećavaju se i vrednosti ugiba, ali i razlike između pojedinih parova. Nakon 28 dana korigovani osrednjeni ugib referentnih greda iznosio je 12,62 mm, što je za oko 18% više od para greda K3-45 i oko 25% više od K1-45. Sa povećanjem trajanjan opterećenja na 1000 dana vrednosti ovog ugiba referentnih greda dostižu 16,77 mm, 22% i 34% više od greda K3-45 i K1-45 redom. Dakle, reološki efekti različitih betona su očigledni. Ovi efekti se dodatno mogu sagledati ukoliko se prikažu vremenski razvoji normalizovanih vrednosti ugiba $u(t)/u(t_0)$, slika 3.105.



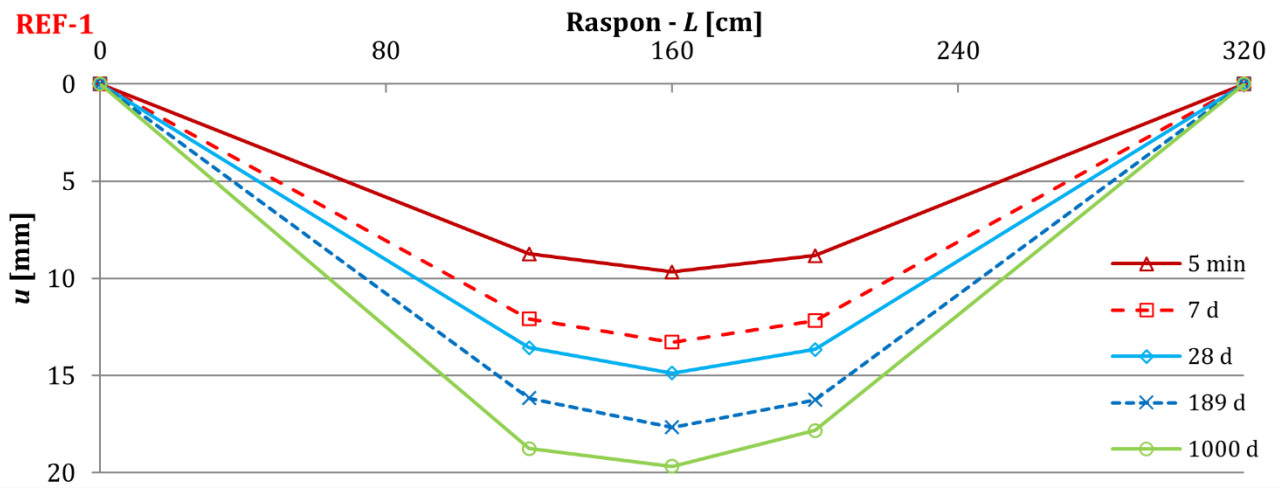
Slika 3.104 Vremenski tok osrednjenih korigovanih ugiba u sredini nosača

Najmanji nagib trendlinije greda K1-45 ukazuje na najsporiji prirast njihovog ugiba, zatim slede grede serije K3-45, dok su REF grede imale najbrži prirast ugiba. Na samom početku, nakon 1 dana, normalizovani odnos svih greda je gotovo identičan 1,22 za REF i K3-45, dok se serija K1-45 u startu izdvaja sa delimično nižim odnosom 1,2. Sa povećanjem trajanja opterećenja povećavaju se i ovi odnosi, koji kod REF greda dostižu vrednosti 1,39 i 1,56 nakon 7 dana i 28 dana redom. Grede K3-45 su u istom periodu imale odnos normalizovanog ugiba od 1,35 i 1,52, dok su na kraju grede K1-45 sa najnižim vrednostima od 1,32 i 1,43. Sa daljim trajanjem opterećenja ovi odnosi se sporije uvećavaju, pa su na primer nakon 180 dana i 365 dana iznosili 1,87 i 1,94 za REF grede, 1,75 i 1,85 za grede serije K3-45, dok su za grede K1-45 utvrđene sledeće vrednosti 1,60 i 1,68. Konačno, nakon 1000 dana zabeleženi su normalizovani ugibi od 2,08, 1,96 i 1,77 za parove greda REF, K3-45 i K1-45 respektivno.

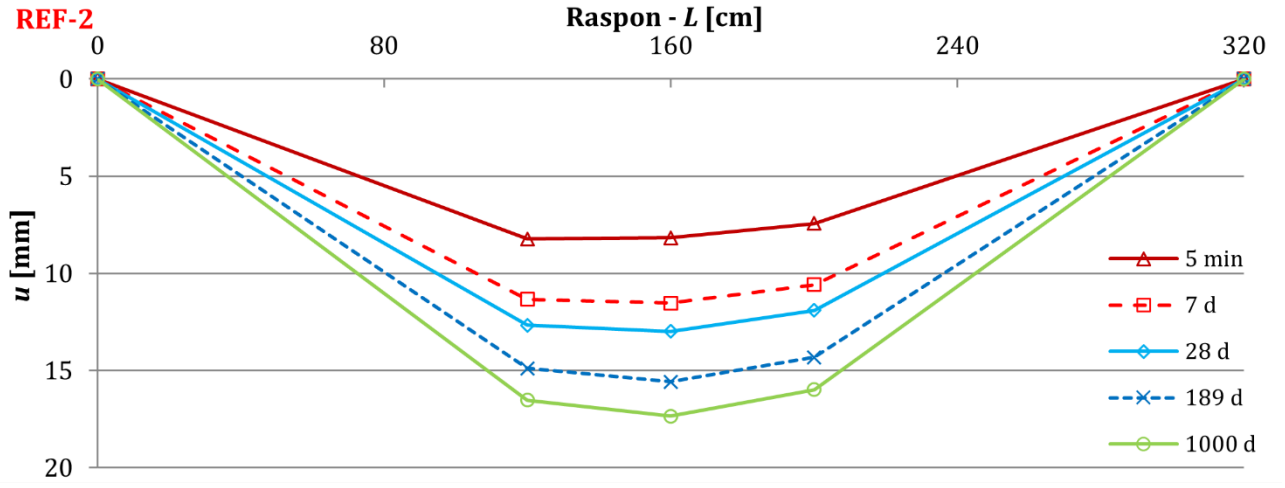


Slika 3.105 Razvoj normalizovanih osrednjenih ugiba u sredini nosača tokom vremena

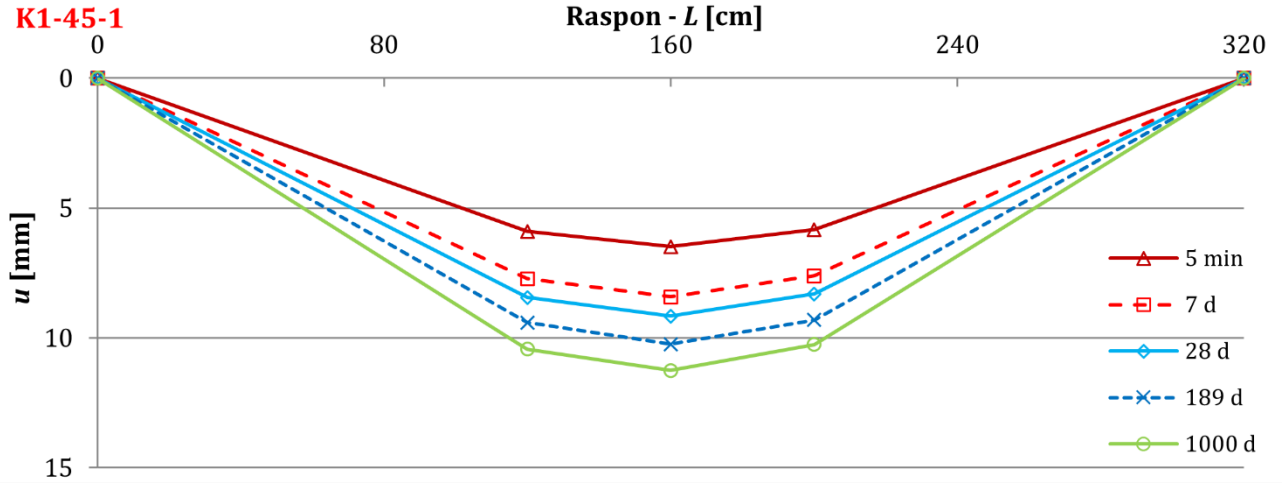
Konačno, na slikama 3.106-3.111, prikazani su deformisani oblici svih grednih nosača sa izmerenim vrednostima ugiba u različitim vremenskim trenucima (5 min, 7 dana, 28 dana, 190 dana, kao i 1000 dana nakon apliciranja opterećenja). Deformisani oblik nosača nakon 365 dana nije prikazan jer su vrednosti ugiba vrlo bliske vrednostima nakon 1000 dana, naročito kod greda spravljenih od betona sa KB (razlike su iznosile do 10%). Na ovim slikama ne mogu se uočiti bilo kakve nesimetrije duž raspona nosača, naprotiv može se konstatovati prilično ravnomeran priraštaj svih ugiba u srednjoj trećini nosača.



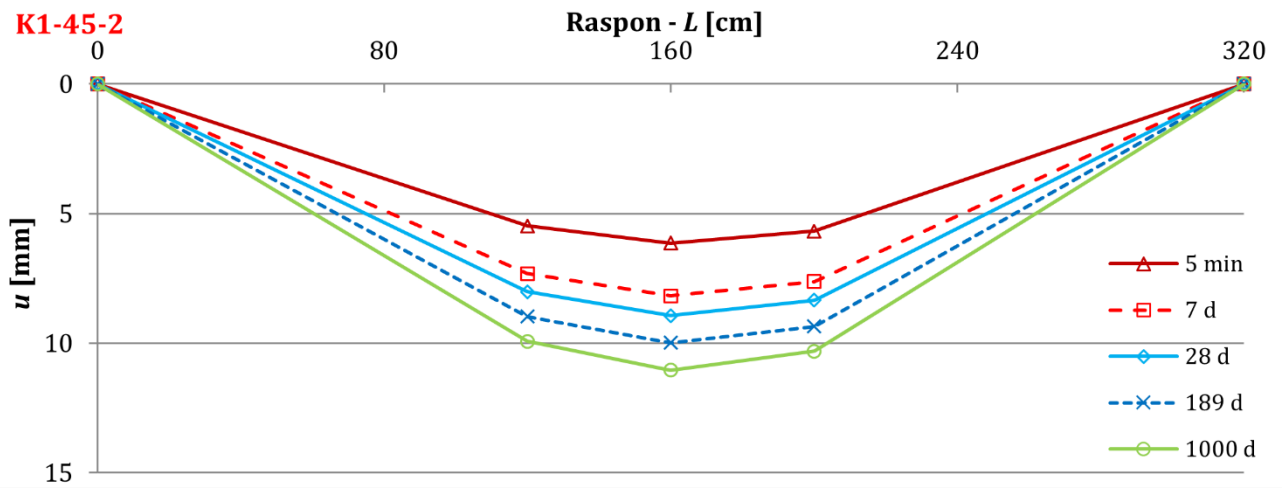
Slika 3.106 Deformisani oblik grede REF-1 u različitim vremenskim trenucima



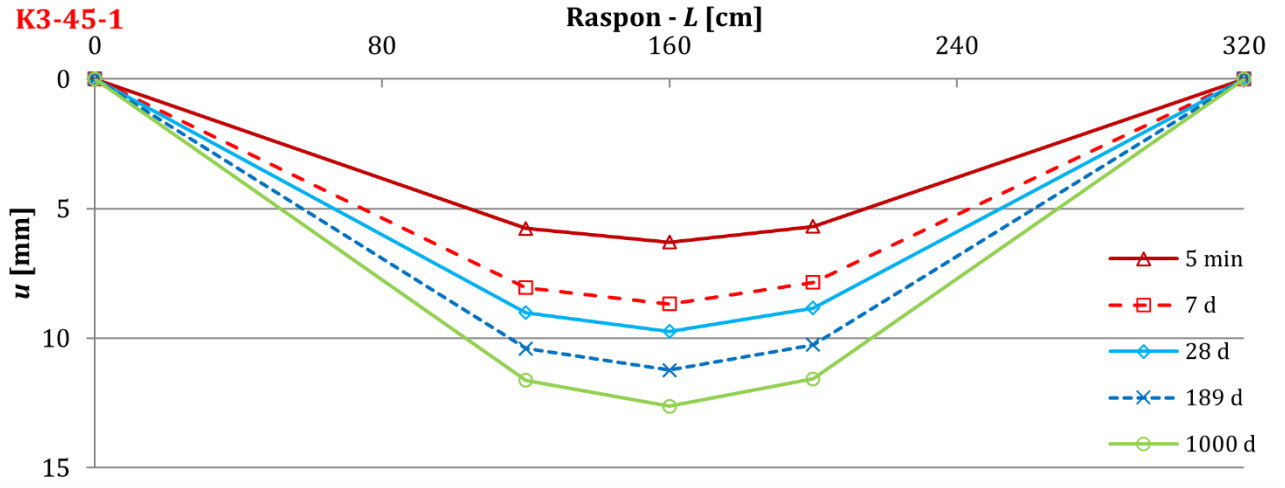
Slika 3.107 Deformisani oblik grede REF-2 u različitim vremenskim trenucima



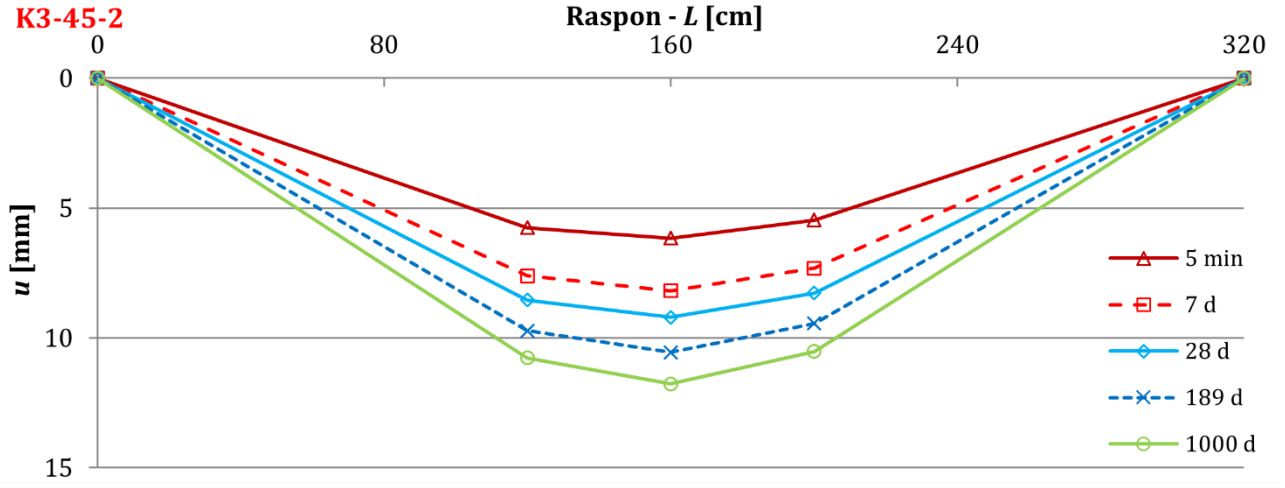
Slika 3.108 Deformisani oblik grede K1-45-1 u različitim vremenskim trenucima



Slika 3.109 Deformisani oblik grede K1-45-2 u različitim vremenskim trenucima



Slika 3.110 Deformisani oblik grede K3-45-1 u različitim vremenskim trenucima



Slika 3.111 Deformisani oblik grede K3-45-2 u različitim vremenskim trenucima

3.6.10. Prsline grednih nosača

Sve grede su neposredno nakon opterećenja (oko 1h) vizuelno pregledane kako bi se uočile i zabeležile sve prsline, dok je njihova početna širina utvrđena nakon 1 dana. Oblik, širina i položaj prslina testiranih grednih nosača, u različitim vremenskim trenucima (1d, 7d, 28d, 365d i 1000d), prikazani su na slikama 3.112-3.117. Numeričke vrednosti širine prslina [mm] koje nisu navedene u nekim (naročito početnim) vremenskim trenucima ukazuje na veoma malu širinu tih prslina (<0,01 mm) ili suviše malu visinu koja ne dostiže položaj zategnute armature. Može se reći da početno formirana slika prslina kod svih greda predstavlja ujedno i stabilizovano stanje prslina, jer je broj naknadno formiranih prslina bio zanemarljiv. Štaviše, 5–8 nakonadno registrovanih prslina u ukupnom broju od oko 200 prslina predstavljaju izuzetak, pa se postavlja pitanje da li su iste naknadno formirane ili u početnom trenutku slučajno nisu vizuelno uočene. Većina naknadno registrovanih prslina bila na REF gredama, dok na gredama spravljenim od betona sa velikim sadržajem KB naknadne prsline gotovo da nisu ni registrovane. To može biti zbog značajno manjeg skupljanja betona sa KB, odakle dolazi i manja redukcija čvrstoće pri zatezanju usled ove pojave, a samim tim i manja redukcija momenta pri kome dolazi do pojave prslina.

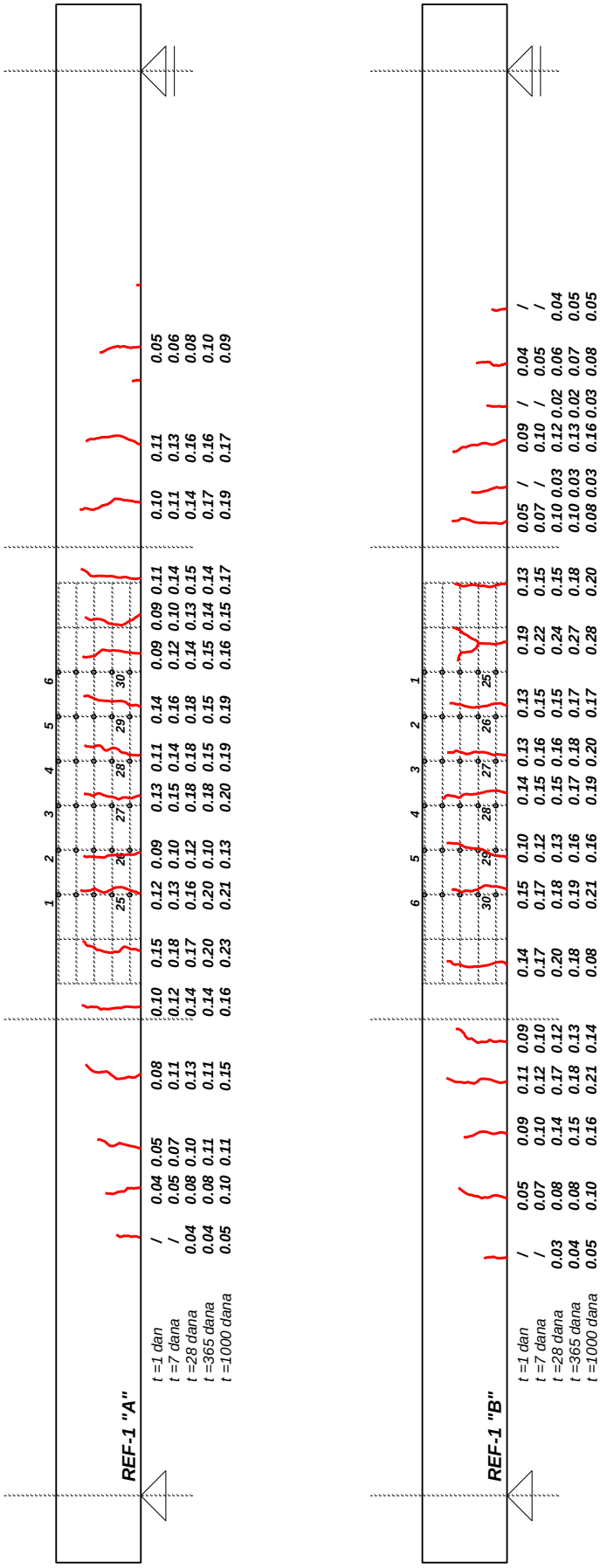
U pogledu broja i rasporeda prslina ne mogu se uočiti značajnije razlike, bilo da se radi o srednjoj ili krajnjim trećinama nosača. Ipak, primetna je delimično razvijenija slika prslina na REF gredama. Preciznije, može se uočiti redom 19 i 18 prslina na REF gredama, obe grede K1-45 imale su po 17, dok su grede serije K3-45 imale po 15 prslina. To je prvenstveno posledica delimično različitih odnosa $M_{cr}/M_{Rd,ULS}$, tabela 3.25.

Ako se posmatra srednja trećina nosača sa konstantnim vrednostima momenta savijanja i bez uticaja transverzalnih sila, nema značajnijih razlika ni kada su u pitanju srednje $s_{r,m}$ i maksimalno $s_{r,max}$ rastojanje prslina. Greda K1-45-2 se izdvaja sa delimično većim srednjim rastojanjem prslina u ovoj zoni od 129 cm, dok je ova veličina kod ostalih greda bila u opsegu 113–119cm. Maksimalno rastojanje prslina u srednjoj trećini raspona kod greda K1-45-2 i K3-45-2 iznosilo je 160 cm, dok je kod ostalih bilo od 142 cm do 147 cm.

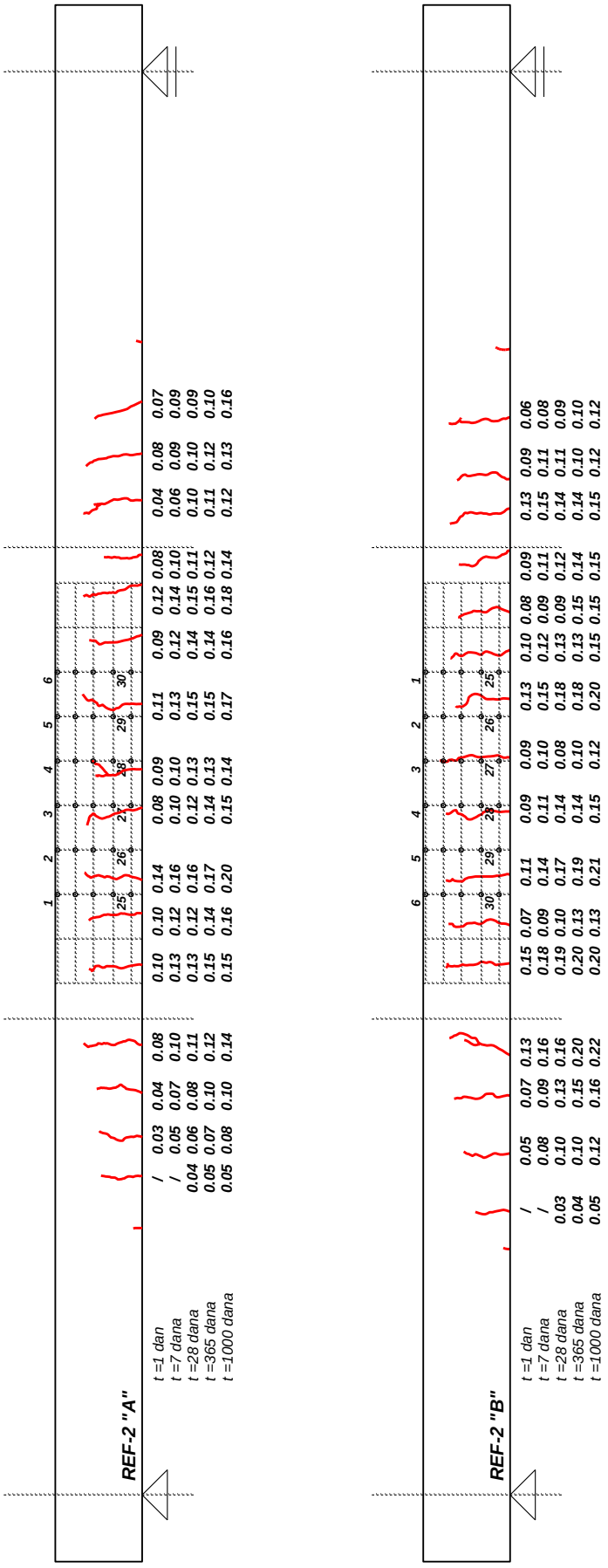
Tabela 3.29 Srednje i maksimalno rastojanje prslina u sredini raspona

Mešavina	$s_{r,m}$ [mm]	$s_{r,max}$ [mm]
REF-1	113	142
REF-2	116	147
K1-45-1	118	145
K1-45-2	129	160
K3-45-1	115	142
K3-45-2	119	160

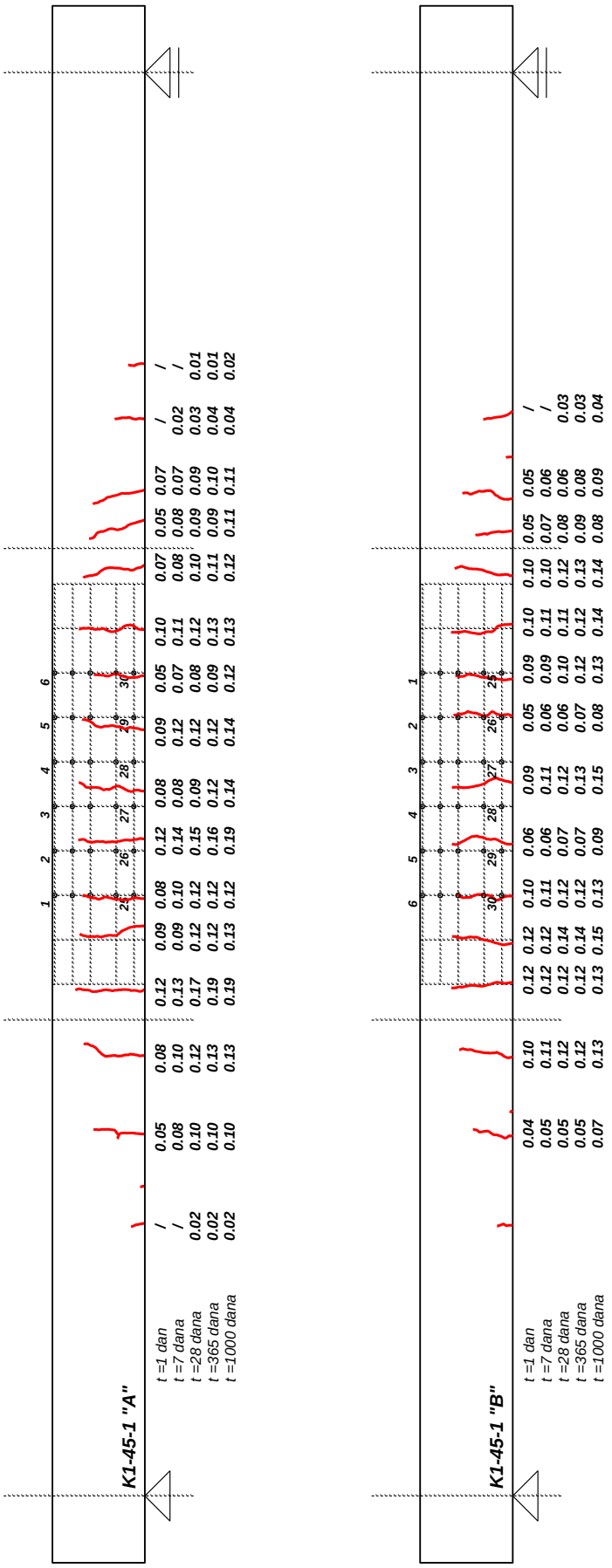
Veliki broj prslina propagira vrlo visoko, pa se na osnovu postavljenih repera i vizuelno može proceniti da je visina pritisnute zone kod svih greda oko 4-5 cm, što je generalno iznad računski dobijenih vrednosti, tabela 3.26. Krivudanje i promena pravca prslina koji odstupaju od upravnosti na podužnu osu nosača, mogu se pripisati lokalno većoj čvrstoći betona pri zatezanju, usled prisustva krupnijih zrna agregata.



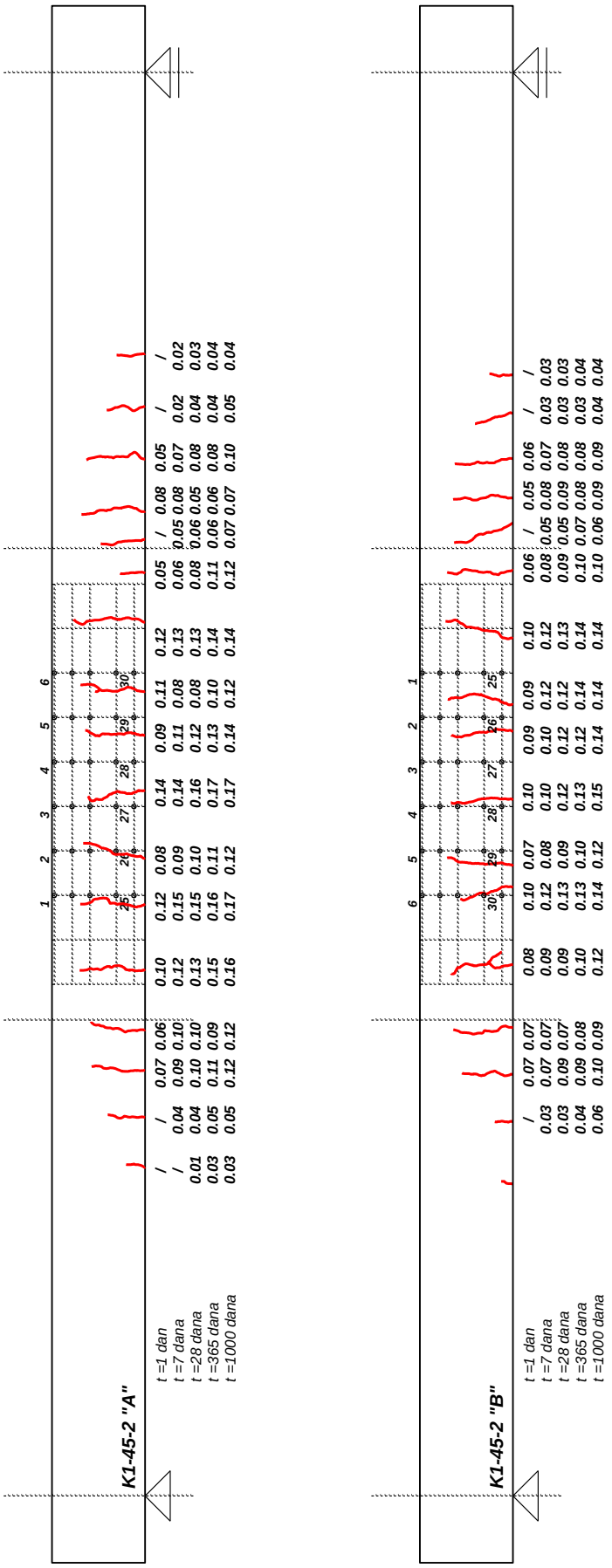
Slika 3.112 Slika prslina grede REF-1 u različitim vremenskim trenucima



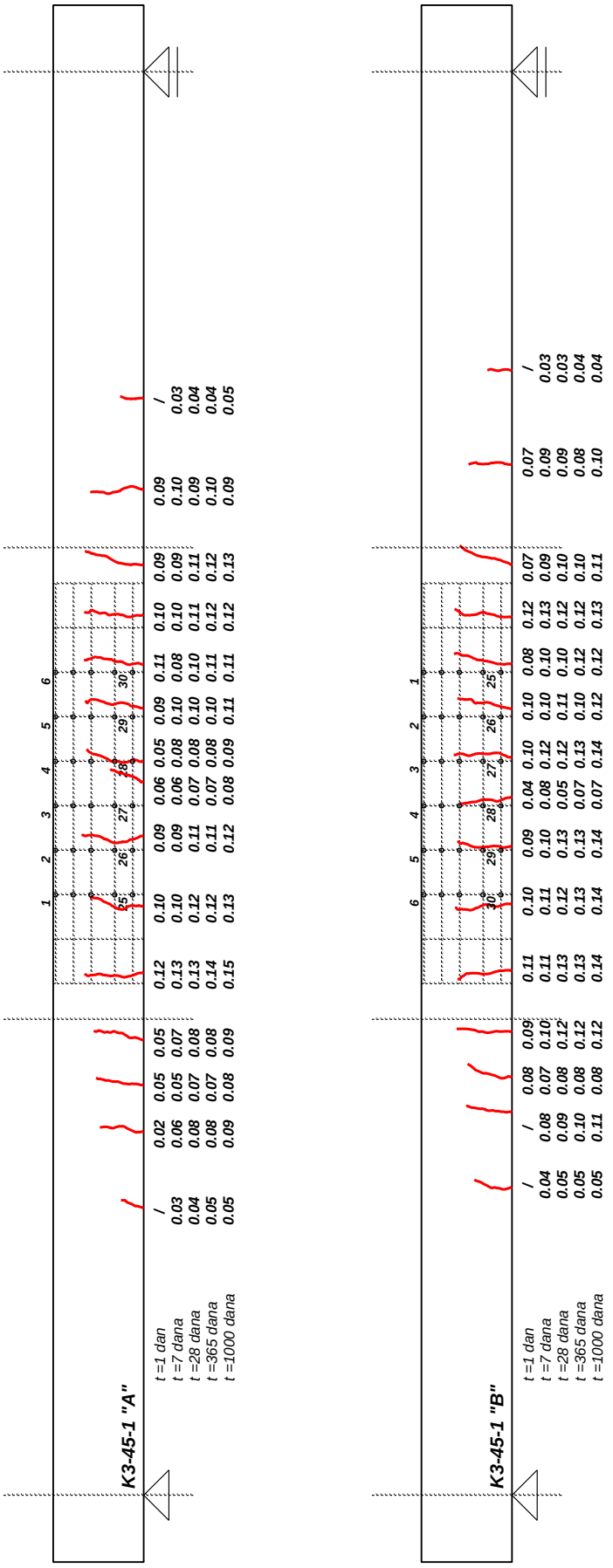
Slika 3.113 Slika prslina grede REF-2 u različitim vremenskim trenucima



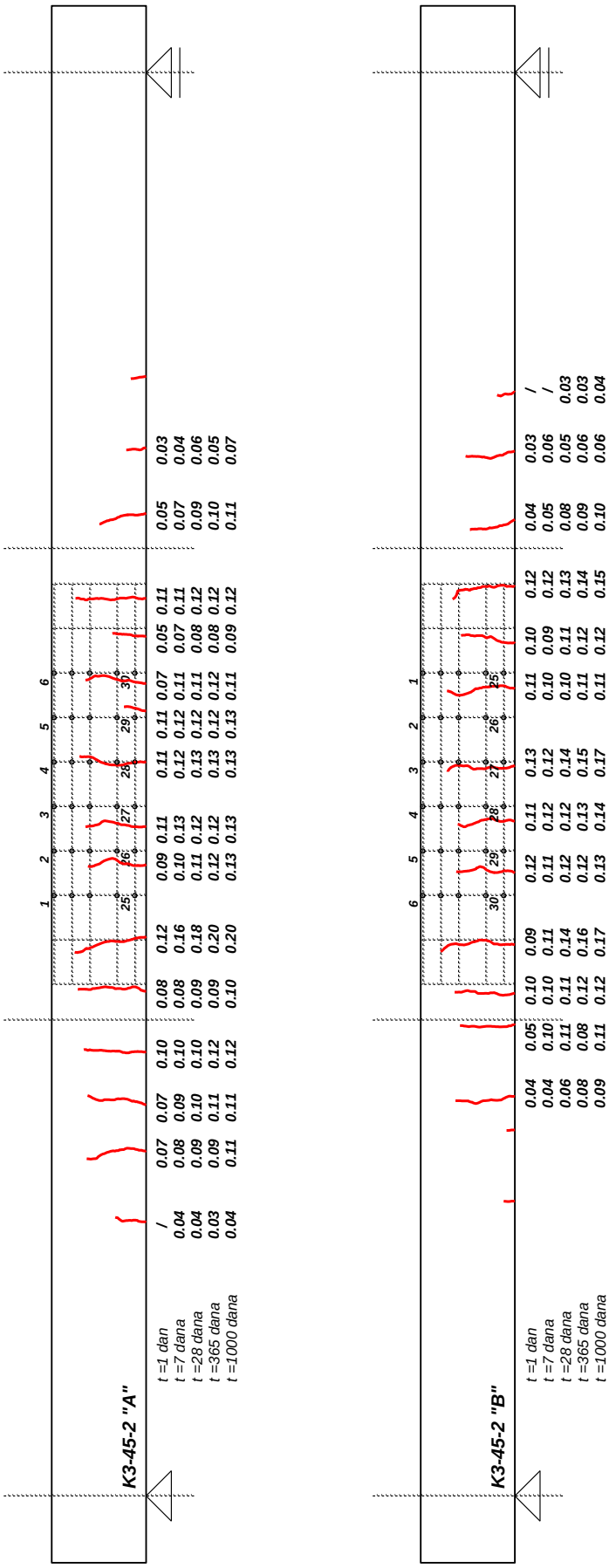
Slika 3.114 Slika prslina grede K1-45-1 u različitim vremenskim trenucima



Slika 3.115 Slika prslina grede K1-45-2 u različitim vremenskim trenucima



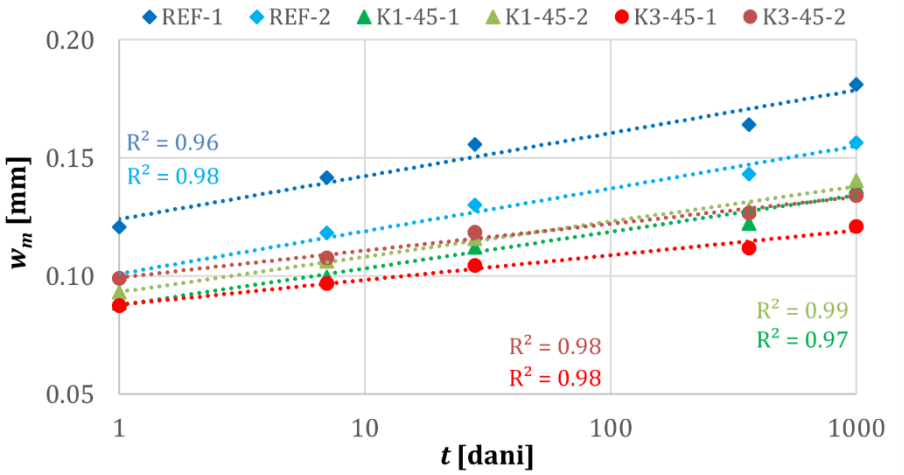
Slika 3.116 Slika prslina grede K3-45-1 u različitim vremenskim trenucima



Slika 3.117 Slika prslina grede K3-45-2 u različitim vremenskim trenucima

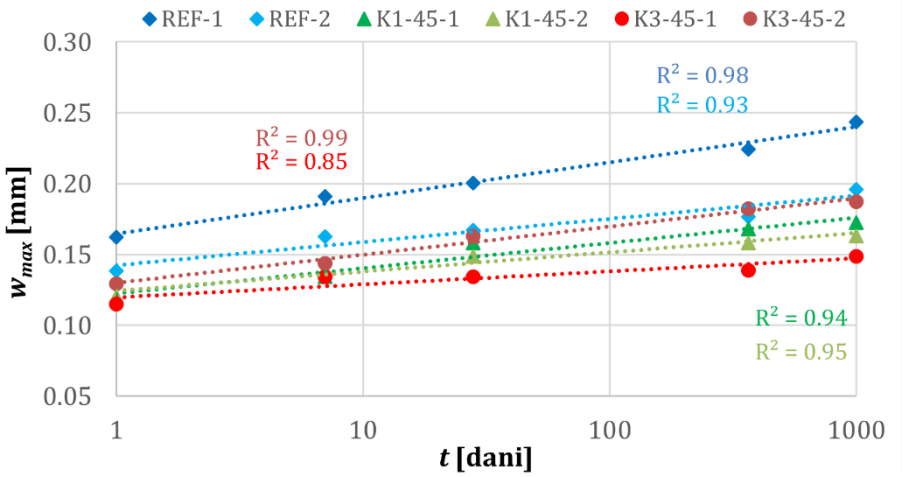
Iako je broj prslina na jedom licu nosača identičan broju prslina na suprotnom licu kod svih greda, uočeno je da se u pojedinim slučajevima neke od njih ne pojavljuju simetrično. Drugim rečima, prslina nastaje samo na jednom licu grede, zatim se delimično širi duž donje strane nosača i u nekom trenutku završava, bez pojave na suprotnom licu nosača. To se može objasniti lokalnom anizotropijom usled heterogenosti ili slabijeg ugrađivanja betona, kao i eventualnom asimetrijom opterećenja u ravni ili upravno na ravan nosača. U nekim situacijama došlo je do delimičnog pomeranja (smicanja) prslina koje se javljaju na suprotnim stranama (licima) nosača. Odnosno, dve prsline koje nastaju skoro na istom mestu na naspramnim stranama nosača napreduju duž donje strane do praktično iste tačke po širini, ali ne dolazi do njihovog spajanja već ostaju blago smaknute (paralelne) jedna u odnosu na drugu. Ovaj efekat, takođe, zavisi od lokalne distribucije krupnijih zrna agregata.

Kao što je prethodno rečeno, početno stanje prslina ujedno predstavlja i stabilizovano stanje prslina, što znači da se sve naknadne promene dominantno ogledaju u promeni širina već postojećih prslina, a mnogo manje u pojavi novih prslina. Slika 3.118 predstavlja promenu prosečne širine w_m svih prslina u srednjoj trećini greda tokom vremena. Može se uočiti veća prosečna širina prslina kod REF greda, usled većeg početnog napona zatezanja u armaturi kod ovih greda (tabela 3.26). Početna osrednjena širina prslina obe REF grede iznosila je 0,110 mm, oko 20% više od ostalih greda, za razliku u računskim naponima zatezanja u armaturi od oko 10%. Grede iz serija K1-45 i K3-45 imale su gotovo identičnu vrednost osrednjene početne vrednosti širine prslina, tačnije 0,091 mm i 0,093 mm respektivno. Sa povećanjem trajanja opterećenja dolazi do povećanja širine prslina u skladu sa logaritamskim trendom. Zabeleženi su i visoki koeficijenti determinacije 0,96–0,99. Najveći prirast javio se kod REF greda i nakon 1000 dana osrednjena vrednost širine prslina iznosila je za obe grede 0,169 mm, što prestavlja povećanje od čak 54% u odnosu na početnu vrednost. Interesantno je uočiti da je gotovo identično prosečno povećanje bilo i kod greda serije K1-45 (0,139 mm nakon 1000 dana), dok su najmanji prirast od 37% imale K3-45 grede sa prosečnom vrednošću širine prslina nakon 1000 dana od 0,128 mm.



Slika 3.118 Osrednjena vrednost širine prslina u toku vremena

Jedan od najbitnijih parametara kada su u pitanju prsline jeste njihova maksimalna širina. Promena maksimalne širine prslina u funkciji vremena prikazana je na slici 3.119. Na ovoj slici primećuju se slični trendovi kao i u slučaju osrednjenih širina prslina, iako je prirast širine nešto manji. Prosečna vrednost početne maksimalne širine prslina REF greda je najveća, sa veličinom od 0,150 mm. Slede grede K3-45 sa 0,122 mm i na kraju K1-45 grede sa najmanjom maksimalnom širinom od 0,120 mm. Prosečan prirast ovih veličina tokom 1000 dana iznosio je, 46%, 40% i 37% za grede REF, K1-45 i K3-45 redom.

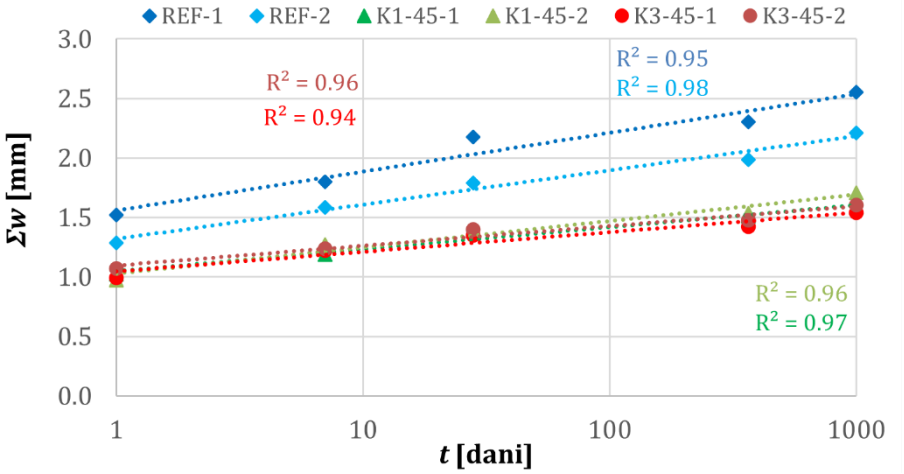


Slika 3.119 Promena maksimalne širine prslina u toku vremena

Maksimalna širina prsline REF-1 grede dostiže 0,2 mm nakon 28 dana. Istu veličinu dostiže i REF-2 greda, ali nakon 1000 dana, dok ostale grede i dalje nisu dostigle ovu vrednost. Napominje se da maksimalna širina prslina ni u jednom slučaju ne prelazi dopuštenu vrednost od 0,3 mm za XC klase izloženosti (fib, 2013; EN 1992-1-1, 2015).

Zbirna širina svih prslina duž čitavog raspona testiranih grednih nosača u funckiji vremena prikazana je na slici 3.120. Može se uočiti veća kumulativna širina prslina REF greda u poređenju sa ostalim. Početna vrednost zbirne širine svih prslina iznosila je 1,404 mm kod ovih greda, dok je krajnja širina bila 2,382 mm, što predstavlja povećanje od približno 70%.

Interesantno je da su sve 4 grede koje su izvedene od betona sa KB imale gotovo identičnu zbirnu širinu prslina, kako početnu (1,014±0,017 mm), tako i krajnju (1,607±0,037 mm). Dakle, tokom 1000 dana zbirna širina prslina kod ovih greda uvećala se oko 58%, što je izraženije kod K1-45 greda (oko 65%), nego kod K3-45 (oko 52%).



Slika 3.120 Kumulativna širina svih prslina u funkciji vremena

Ako se uzme u obzir činjenica da su svi betoni od kojih su napravljene grede imali praktično jednaku vrednost čvrstoće pri zatezanju, sve prethodne razlike u vezi širine prslina mogu se objasniti njihovim razlikama u visini, a samim tim i različitim naponima zatezanja u armaturi. Jedino je vremenski razvoj širine prslina usko vezan za reološka svojstva betona koja su opisana u poglavljima 3.6.6 i 3.6.7. Međutim, primećuje se da su ovi rezultati delimično u koliziji. Naime, brži razvoj širina prslina greda K1-45 u poređenju sa gredama K3-45, ne može

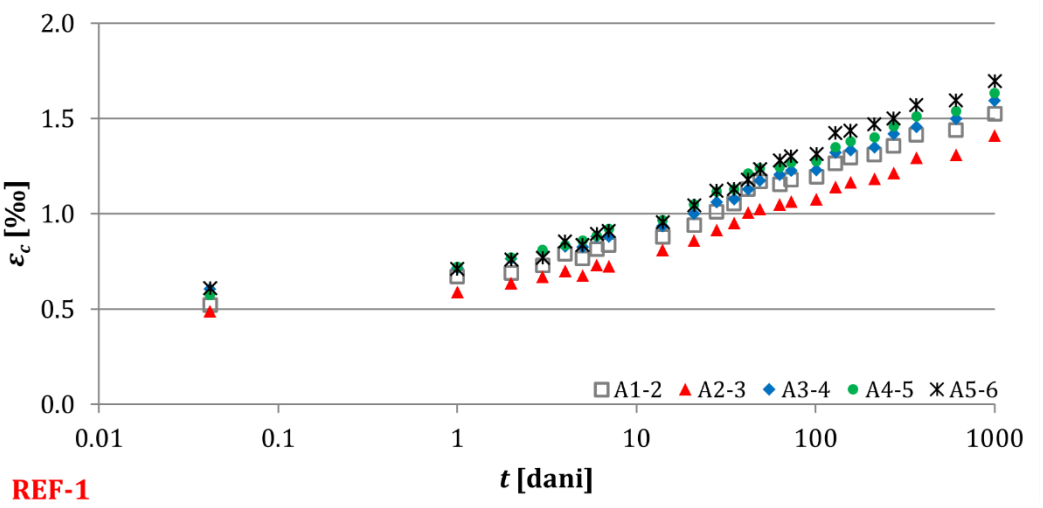
se objasniti reološkim svojstvima jer je mešavina K1-45 imala niže vrednosti skupljanja i tečenja od mešavine K3-45.

3.6.11. Dilatacije i krivine grednih nosača

Merenje promene dilatacija usled sopstvene težine, za razliku od merenja ugiba, može se izvršiti bez većih poteškoća. Međutim, i ovde se postavlja pitanje preciznosti ovih merenja, pre svega uzimajući u obzir malu veličinu ovih vrednosti. Takođe, tu treba računati i na sve imperfekcije u izvođenju, kao i u samoj oplati. Zato je, i u ovom slučaju, odlučeno da se ne vrši merenje dilatacija usled sopstvene težine. Nakon postavljanja nosača u projektovani položaj, a neposredno pre opterećenja izvršeno je merenje "nultog stanja". Početna vrednost dilatacija izmerena je 5 minuta nakon opterećenja nosača. Kao što je objašnjeno, dilatacije su merene samo u srednjoj trećini nosača i to na oba lica svake grede. Rezultati koji su prikazani u nastavku predstavljaju osrednjene vrednosti odgovarajućih rezultata sa oba lica grede. Prilikom osrednjavanja, vodilo se računa da se ona izvrše za odgovarajući par prslina, koji ne mora biti na istoj poziciji na oba lica grede. Na primer, mernom mestu 25-26 na licu A (A25-26) fizički odgovara merno mesto na suprotnom licu B29-30. Međutim, prslini koja se, na primer, kod grede REF-2 na licu A javlja na mestu A27-28, odgovarajući par predstavlja prslina na mernom mestu B26-27, slika 3.113. Dakle, ona je po položaju smaknuta za jedno merno mesto na drugom licu grede, dok na mestu B25-26 koje se fizički poklapa sa A25-26 uopšte nema prsline.

Specifične su situacije kao u slučaju grede K1-45-1, kada su prsline uočene na mernim mestima A28-29 i A29-30, obe propagirale tako da su im odgovarajući parovi na istom mernom mestu B25-26 sa suprotne strane. Tada je dilatacija na mernom mestu A28-29 prikazana bez osrednjavanja, dok je dilatacija A29-30 osrednjena sa B25-26.

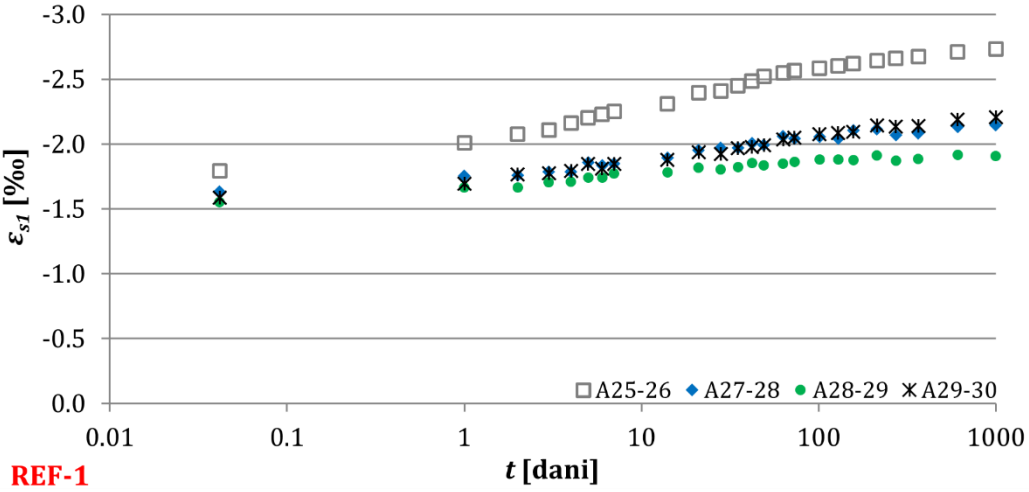
Vremenski razvoji eskperimentalno dobijenih dilatacija u pritisnutom betonu (ε_c) i u zategnutoj armaturi (ε_{s1}) grede REF-1, prikazani su na slikama 3.121 i 3.122. Iako su prikazane osrednjene vrednosti (uvek kada je to bilo moguće) merna mesta su u svim slučajevima označena brojevima koji odgovaraju onima na licu A.



Slika 3.121 Vremenski razvoj dilatacija u pritisnutom betonu grede REF-1

Može se reći da su rezultati relativno dobro koncentrisani uz veoma mala rasipanja na početku, koja se delimično uvećavaju nakon 1000 dana. Sve vrednosti generalno dobro prate logaritamski trend. Početna prosečna vrednost dilatacije u pritisnutom betonu (0,435‰)

nakon 365 dana uvećana je čak 187%, dok se nakon 1000 dana uveća za još oko 6,4%. Prosečna vrednost nakon 1000 dana bila je 1,572‰.

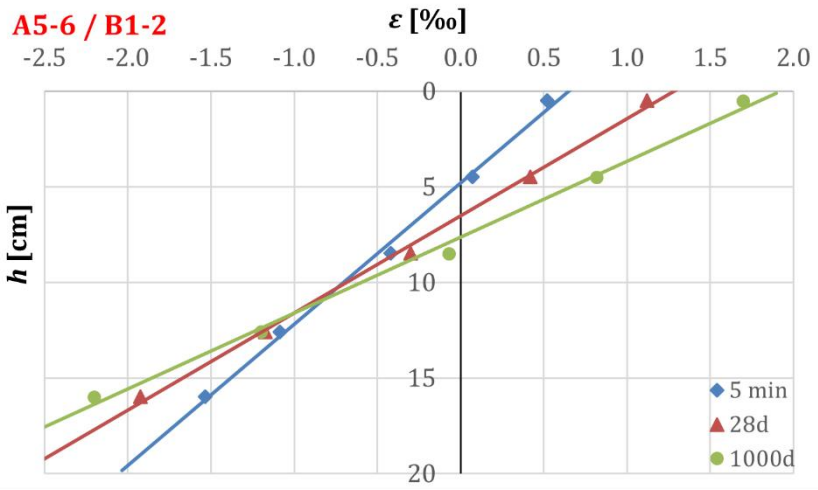


Slika 3.122 Vremenski razvoj dilatacija u zategnutoj armaturi grede REF-1

I dilatacije u armaturi veoma dobro prate logaritamski trend, sa značajno manjim prarastom u toku vremena, što je i očekivano. U odnosu na prosečnu početnu vrednost od -1,549‰, uočava se rast od oko 41,6% posle 365 dana, nakon čega dolazi do minimalnog povećanja od dodatnih 2,5% posle 1000 dana. U ovom slučaju rasipanje rezultata je još manje. Jedino se izdvaja merno mesto A25-26 sa nešto većom vrednošću od ostalih, jer na licu A obuhvata dve prsline.

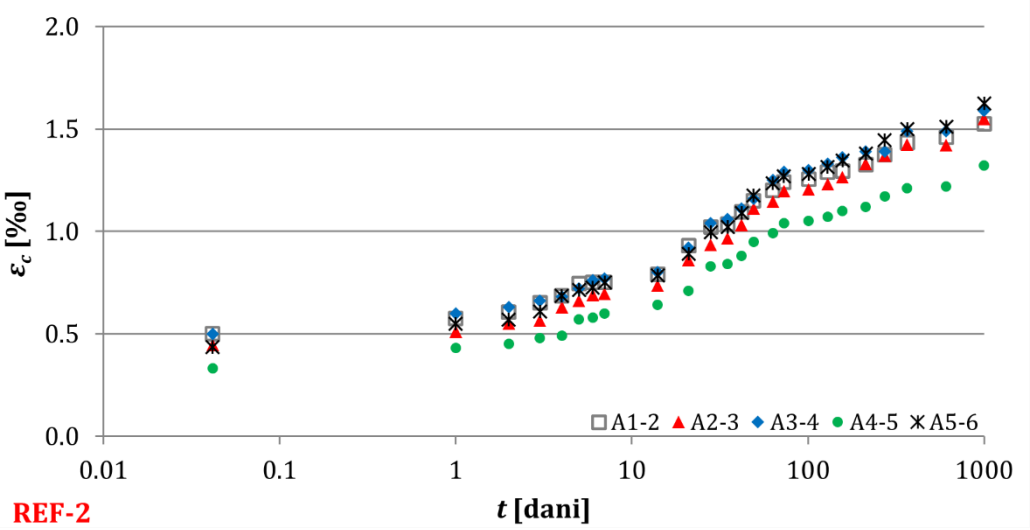
Do određenog povećanja dilatacija u zategnutoj armaturi dolazi usled pomeranja neutralne ose u poprečnom preseku, što za posledicu ima smanjenje kraka unutrašnjih sila (pritiska u betonu i zatezanja u armaturi). Pored toga, i sam postupak merenja ovih dilatacija, kada su reperi zalepljeni na spoljašnjoj površini betona u nivou armature može uticati na ovu promenu. To se ogleda kroz gubitak sadejstva zategnutog betona oko armature između prslina (tension stiffening), (Tošić, 2017).

Računski dobijena vrednost dilatacije u pritisnutom betonu za oko 15% je manja od eksperimentalne, dok je razlika između računske i eksperimentalne dilatacije u armaturi zanemarljiva (1%).



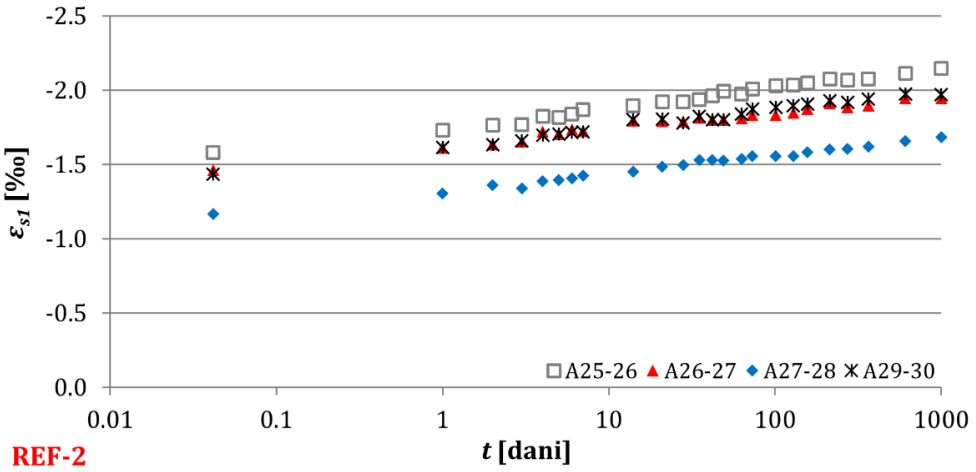
Slika 3.123 Raspored dilatacija u poprečnom preseku grede REF-1

Pored ovih dilatacija, kao što je objašnjeno ranije, dilatacije su izmerene na još tri mesta po visini preseka, slika 3.87. Ove vrednosti iskorišćene su za prikaz rasporeda dilatacija po visini preseka, odnosno krivine preseka. Raspored dilatacija po visini jednog preseka sa prslinom (A5-6/B1-2) grede REF-1 nakon 5 minuta, 28 dana i 1000 dana prikazan je na slici 3.123. Linearna raspodela po visini preseka je očigledna i opisana je trendlinijama. Na istoj slici uočava se i promena položaja neutralne ose po visini preseka 4,79 cm, 6,53 cm i 7,65 cm nakon 5 min, 28 dana i 1000 dana respektivno.



Slika 3.124 Vremenski razvoj dilatacija u pritisnutom betonu grede REF-2

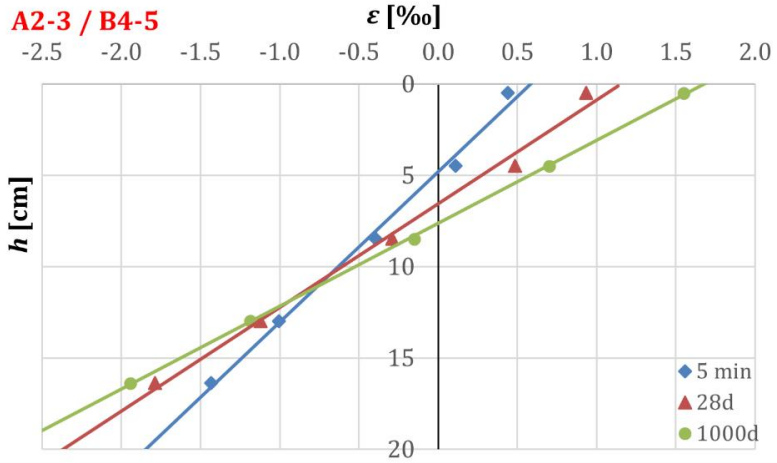
Promena dilatacija u pritisnutom betonu i zategnutoj armaturi na gredi REF-2 u toku vremena prikazana je na slikama 3.124 i 3.125. Prosečne vrednosti dilatacija u betonu i armaturi iznosile su redom 0,441‰ i -1,381‰. Prirast dilatacije u betonu nakon 365 dana bio je izraženiji nego u slučaju grede REF-1 i iznosio je oko 220%. Naknadna promena dilatacije i u ovom slučaju nije značajno izražena, oko 7,8% do 1000 dana (1,522‰). Vremenski razvoj dilatacije u armaturi veoma je sličan gredi REF-1. Uočava se promena od 36,3% nakon 365 dana u odnosu na početnu vrednost -1,381‰. Konačna vrednost od -1,935‰ koja je dostignuta nakon 1000 dana uvećana je za dodatnih 2,8%. Ni kod grede REF-2 nisu primećena značajnija rasipanja rezultata. Dilatacija u armaturi A27-28 je delimično niža od ostalih, jer je ova prslina smaknuta na suprotnom licu B26-27 i manje širine od ostalih prslina.



Slika 3.125 Vremenski razvoj dilatacija u zategnutoj armaturi grede REF-2

Može se reći da se računski dobijene vrednosti početnih dilatacija u betonu i armaturi dobro poklapaju sa izmerenim veličinama. Dilatacija pritiska je neznatno potcenjena (oko 4%), dok je dilatacija zatezanja precenjena (oko 11%).

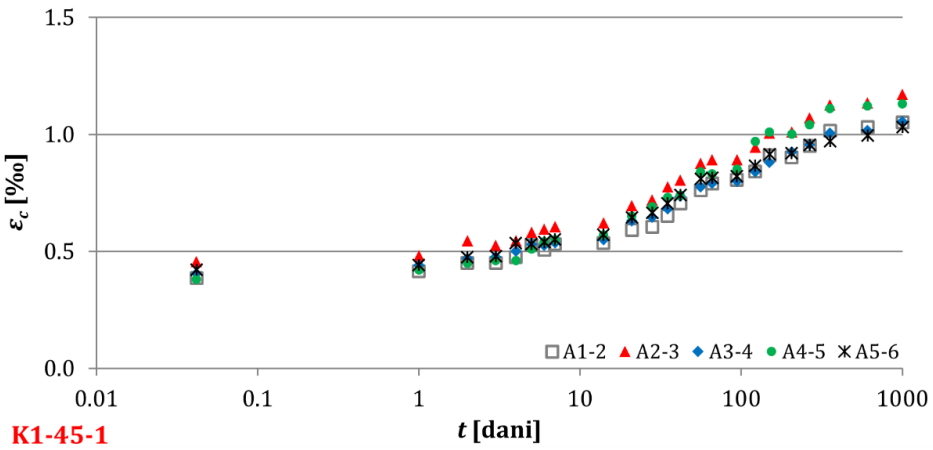
Promena dilatacija po visini REF-2 grede, prikazana je na slici 3.126. Linearan raspored dilatacija još jednom potvrđuje opravdanost hipoteze ravnih preseka. Položaji neutralne linije nakon 5 min, 28 dana i 1000 dana bili su na 4,82 cm, 6,56 cm i 7,64 cm respektivno.



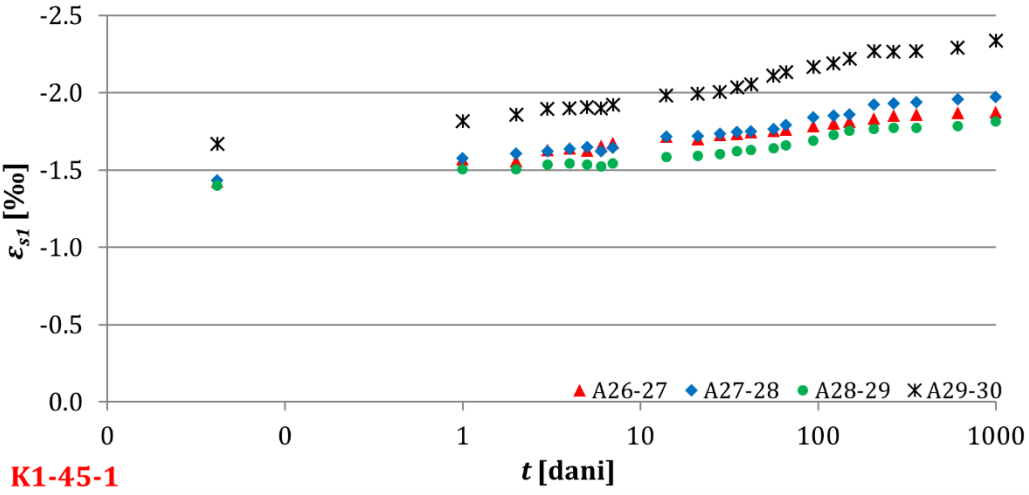
Slika 3.126 Raspored dilatacija u poprečnom preseku grede REF-2

Razlike u početnim dilatacijama u betonu (15%) i armaturi (14%) greda REF-1 i REF-2 se delimično mogu pripisati odstupanju u visini pomenutih greda i eventualno manjeg realnog modula elastičnosti od vrednosti izmerene na cilindričnom opitnom telu. Pored toga, moguća su i delimična odstupanja realnog položaja od armature od projektovanog, što bi preko statičke visine moglo doprineti ovoj razlici. Konačno, zbog velike osetljivosti ovih ispitivanja, moguća su i određena odstupanja izmerenih i stvarnih vrednosti.

Izmerene dilatacije u pritisnutom betonu i zategnutoj armaturi grede K1-45-1 prikazane su na slikama 3.127 i 3.128. Primetna je veoma dobra koncentracija rezultata bez značajnijih odstupanja, Dilatacija u armaturi A29-30 je viša od ostalih jer su se na odgovarajućem mernom mestu sa suprotne strane B25-26 nalazile dve prsline. Prosečne vrednosti početnih dilatacija u betonu (0,382‰) i armaturi (1,443‰) idealno se slažu sa računski dobijenim veličinama (razlika 1–2%). Nakon 365 dana prethodne vrednosti uvećale su se za 174% i 35,8% redom, a posle 1000 dana još dodatnih 4% i 2% redom.

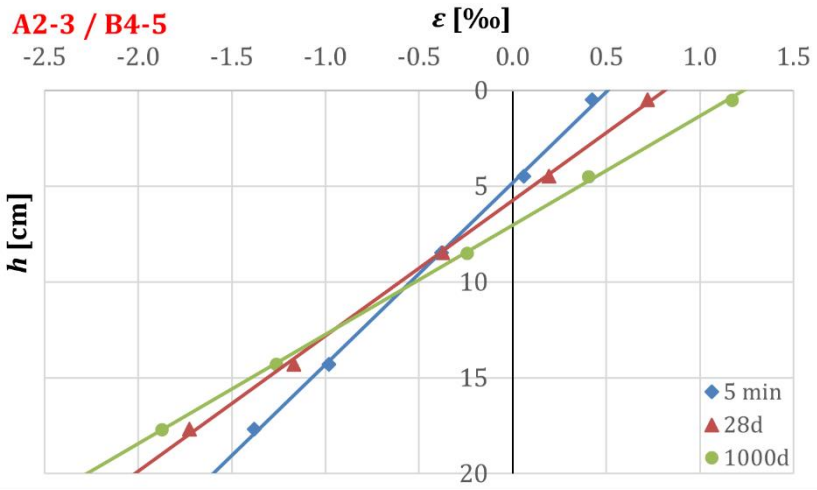


Slika 3.127 Vremenski razvoj dilatacija u pritisnutom betonu grede K1-45-1



Slika 3.128 Vremenski razvoj dilatacija u zategnutoj armaturi grede K1-45-1

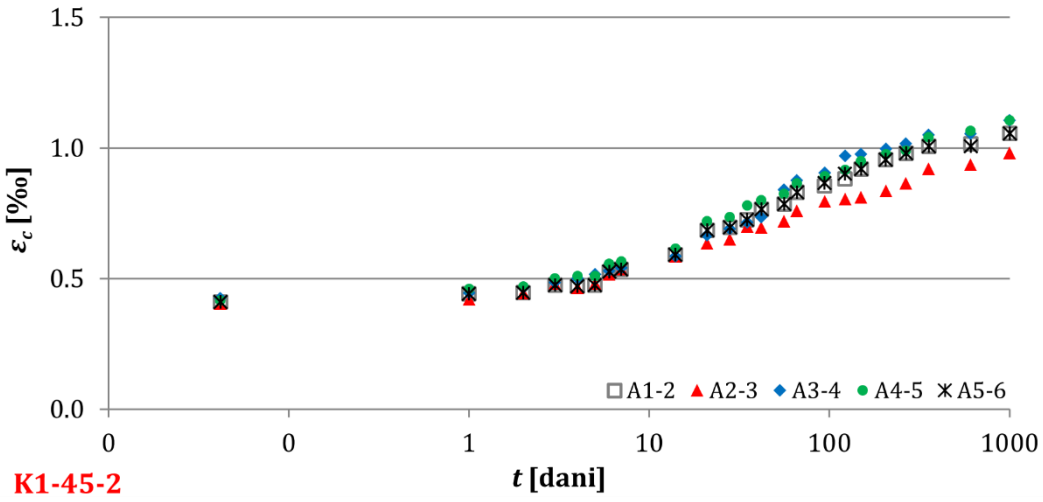
Raspored dilatacija po visini preseka sa prslinom praktično je idealno linearan, slika 3.129. Položaji neutralne ose, mereno od pritisnute ivice preseka iznosili su 4,82 cm, 5,77 cm i 7,04 cm nakon 5 min, 28 dana i 1000 dana redom.



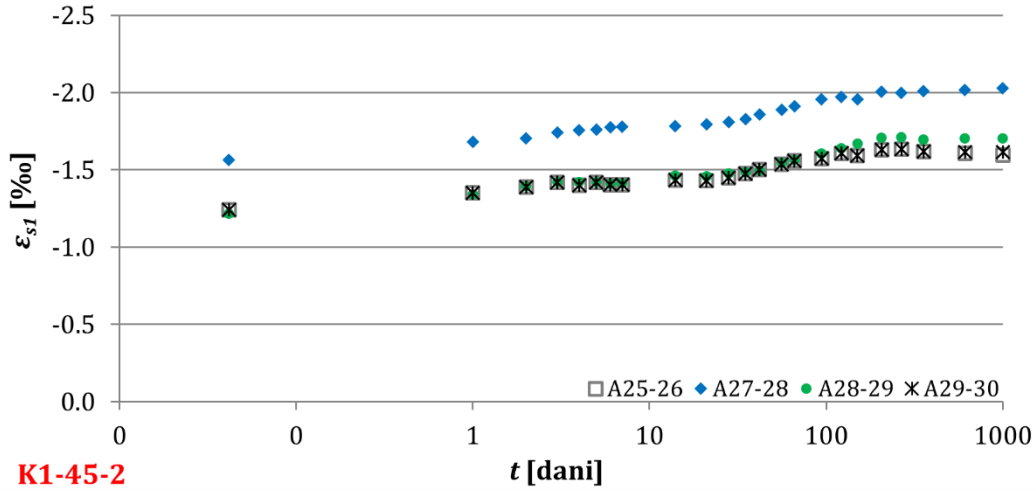
Slika 3.129 Raspored dilatacija u poprečnom preseku grede K1-45-1

Rezultati eksperimentalnih merenja dilatacija u pritisnutom betonu i zategnutoj armaturi dobijeni na gredi K1-45-2, prikazani su na slikama 3.130 i 3.131. Kao i u prethodnim slučajevima, sve promene mogu se veoma dobro opisati odgovarajućim logaritamskim funkcijama. Može se konstatovati da je rasipanje rezultata manje nego u prethodnim slučajevima. Dilatacija u armaturi na mestu A27-28 (uključujući njen par B27-28) se izdvaja delimično uvećanom vrednošću u poređenju sa ostalim, zbog nešto veće širine prsline na ovom mestu koja je posledica povećanog rastojanja između susednih prslina.

Uvećanje prosečne početne dilatacije u betonu (0,429‰) je manje u poređenju sa gredom K1-45-1, i nakon 365 dana iznosilo je oko 134%. Dodatno povećanje do 1000 dana je svega 5,6%. Dok je početna prosečna dilatacija u armaturi (-1,250‰) uvećana nešto više nego u slučaju grede K1-45-1, sa povećanjem od oko 39% posle 365 dana i praktično bez dopunskog povećanja sve do 1000 dana.



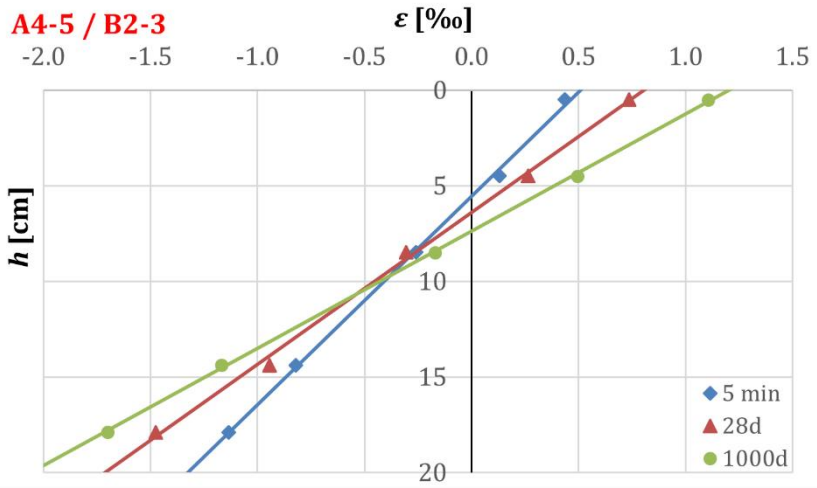
Slika 3.130 Vremenski razvoj dilatacija u pritisnutom betonu grede K1-45-2



Slika 3.131 Vremenski razvoj dilatacija u zategnutoj armaturi grede K1-45-2

Poređenjem računskih i eksperimentalo određenih dilatacija, primetno je da su računske vrednosti dilatacije u betonu podbacile u proceni oko 10%, dok su računske vrednosti dilatacije u armaturi kod ove grede prebacile u proceni za nekih 14%.

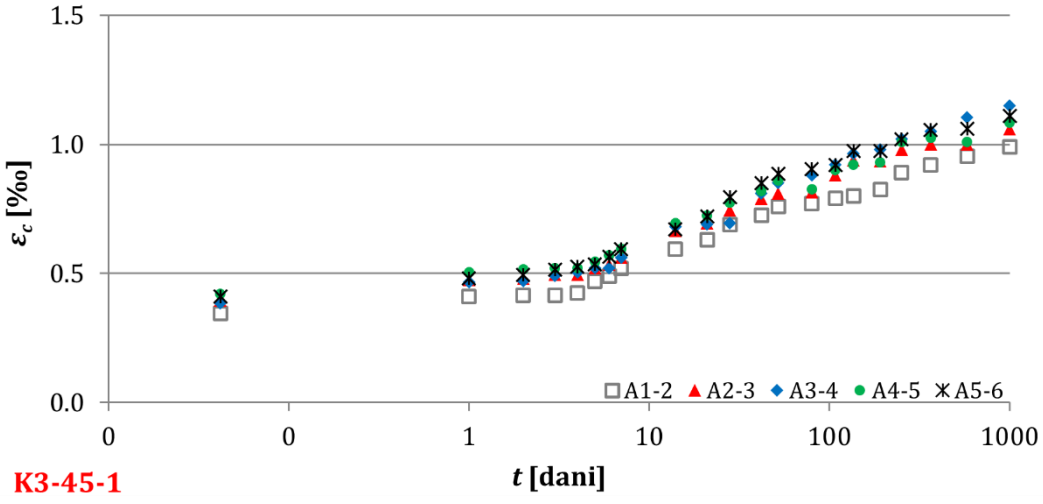
Raspored dilatacija po visini izabranog preseka sa prslinom u slučaju grede K1-45-2 prikazan je na slici 3.132. Početni položaj neutralne linije 5 min nakon opterećenja od 5,56 cm uvećao se na 6,42 cm nakon 28 dana i na 7,39 cm nakon 1000 dana.



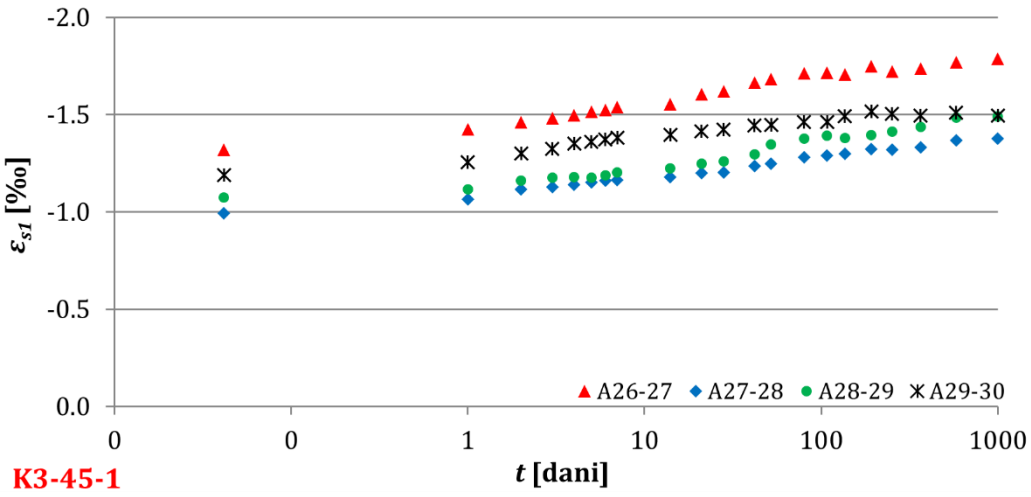
Slika 3.132 Raspored dilatacija u poprečnom preseku grede K1-45-2

S obzirom na to da su grede K1-45-1 i K1-45-2 praktično jednake visine, početne razlike dilatacija u betonu (11%) i armaturi (15%) verovatno najvećim delom potiču od potencijalne razlike modula elastičnosti i odstupanja prilikom merenja. Manji deo se može pripisati delimičnom odstupanju visine preseka i položaju armature.

Rezultati izmerenih veličina dilatacija u pritisnutom betonu i zategnutoj armaturi koji su dobijeni na gredi K3-45-1 prikazani su na slikama 3.133 i 3.134. Dobra koncentracija rezultata je primetna kada se radi o dilatacijama pritiska. Delimično viša dilatacija zatezanja na mestu A26-27 od ostalih nastala je zbog većeg rastojanja susednih prslina i veće širine prsline na ovom mernom mestu (i njenog odgovarajućeg para na mestu B28-29). Početne prosečne vrednosti dilatacija u betonu (0,392‰) i armaturi (-1,083‰), porasle su nakon 365 dana oko 158% i 38,5% respektivno. Kasniji prirast do 1000 dana iznosio je dodatnih 6,8% i 2,5% redom. Razlika između eksperimentalnih i računskih početnih vrednosti dilatacija pritiska bila je zanemarljiva (oko 2%), dok je kod zatezanja uočena najveća razlika od oko 30%.

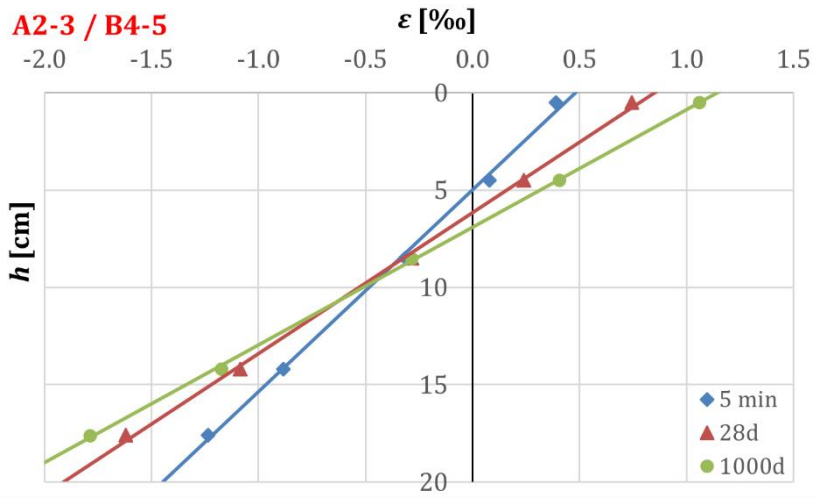


Slika 3.133 Vremenski razvoj dilatacija u pritisnutom betonu grede K3-45-1



Slika 3.134 Vremenski razvoj dilatacija u zategnutoj armaturi grede K3-45-1

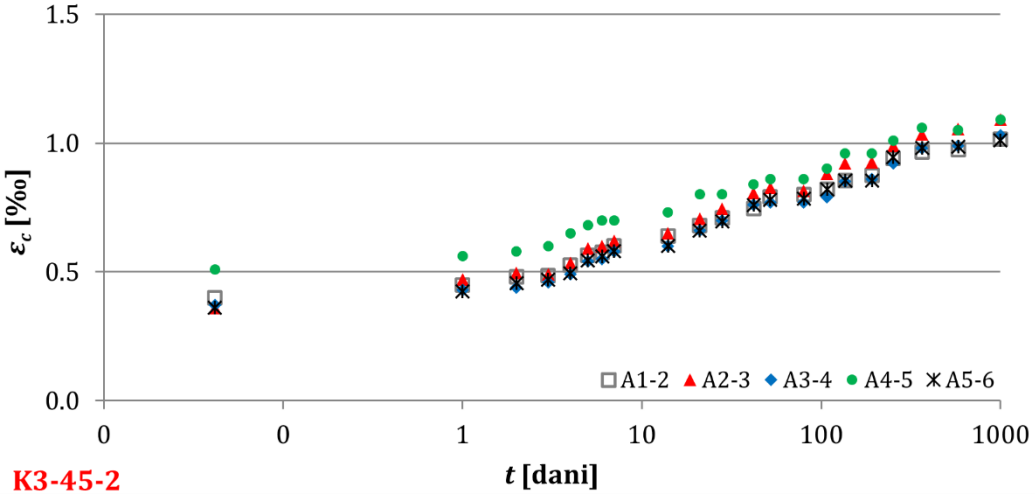
Raspodela dilataciji po visini izabranog preseka sa prslinom, sa odgovarajućim linijama trenda, prikazana je na slici 3.135. Položaj neutralne ose 5 min nakon opterećenja bio je na 4,98 cm od pritisnute ivice preseka, koji se nakon 28 dana spustio na 6,16 cm i konačno, nakon 1000 dana našao se na koti 6,91 cm.



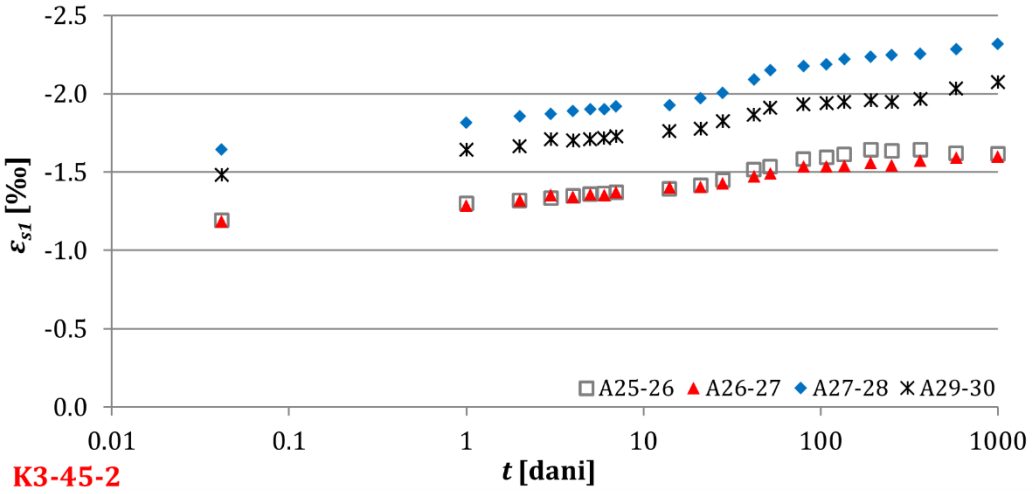
Slika 3.135 Raspored dilatacija u poprečnom preseku grede K3-45-1

Na kraju, prikazane su i dobijene dilatacije u pritisnutom betonu i zategnutoj armaturi poslednje grede K3-45-2. Odstupanja u vrednostima dilatacija u zategnutoj armaturi na mernom mestu A27-28 nastalo je zbog prsline najveće širine, dok su uvećane vednosti na mestu A29-30 posledica dve prsline koje su se javile na tom mestu. U slučaju dilatacija pritiska nema neki značajnijih odstupanja. Osrednjena vrednost početne dilatacije pritiska od 0,375‰ od 168% nakon 365 dana, što je više od prethodne grede iz iste serije. Prirast između 365 dana i 1000 dana iznosio je oko 4,8%, što je za nijansu manje od prethodne. Početna dilatacija u armaturi -1,319‰ uvećala se slično kao i kod prethodne grede, 41% nakon 365 dana i dodatnih 2,3% nakon 1000 dana. Računske početne vrednosti dilatacija pritiska i zatezanja grede K3-45-2 jako se dobro slažu sa izmerenim vrednostima, razlike su iznosile 1% i 5% redom.

I dok se razlika u dilatacijama pritiska (5% veća kod K3-45-1) može očekivati kao posledica odstupanja u visini, dilatacija zatezanja je neočekivano veća kod grede K3-45-2 sa većom visinom preseka (oko 20%). Jedino logično objašnjenje za ovu pojavu jeste eventualno odstupanje i nesigurnost prilikom merenja koje je jako osetljivo.

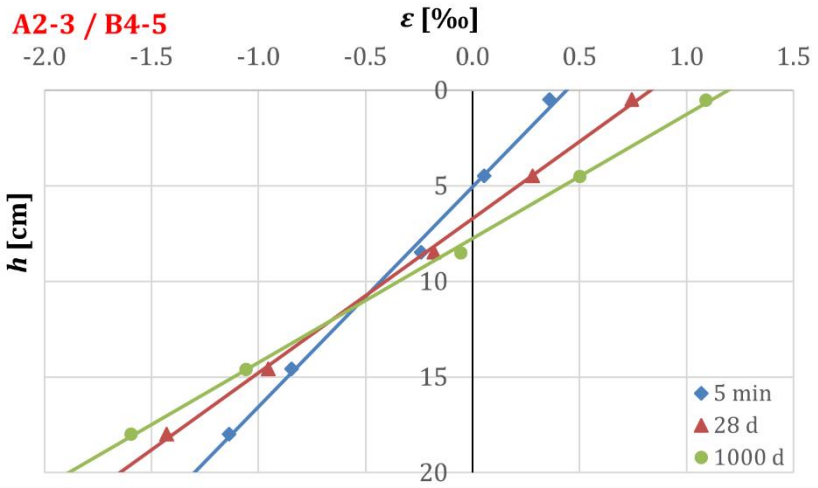


Slika 3.136 Vremenski razvoj dilatacija u pritisnutom betonu grede K3-45-2



Slika 3.137 Vremenski razvoj dilatacija u zategnutoj armaturi grede K3-45-2

Dilatacije po visini preseka sa prslinom prikazane su na slici 3.138. Nautralna osa se sa početnih 5,06 cm, spustila na 6,74 cm nakon 28 dana i na 7,76 cm nakon 1000 dana.



Slika 3.138 Raspored dilatacija u poprečnom preseku grede K3-45-2

Konačno, vrednosti početnih dilatacija pritiska različitih greda u saglasnosti su sa njihovim visinskim razlikama, dok su kod dilatacija zatezanja primetni izuzeci od tog pravila (na primer greda K1-45-1 imala je oko 5% veću početnu dilataciju od grede REF-2 koja je bila za 1,3 cm manje visine). Ovakvo odstupanje od očekivanih pravila jedino se može objasniti mernim nesigurnostima usled relativno osetljive procedure. Ni rezultati tokom vremena nisu u potpunosti konzistentni. U slučaju grede K1-45-1 prirast dilatacije pritiska bio je značajno izraženiji od grede K3-45-1, iako je pored manjeg skupljanja i tečenja imala i manji stepen opterećenja betona, σ_c/f_{cm} od 0,33 naspram 0,39. Ipak, u proseku su grede K1-45 karakterisale najmanje priraštaje dilatacija pritiska i zatezanja, što je očekivano s obzirom na reološka svojstva ovih betona i stepen naprezanja betona u nosaču. Zatim, očekivano, slede grede iz serije K3-45 i na kraju REF grede sa najvećim priraštajem dilatacija. Iako je stepen opterećenja betona kod REF i greda serije K3-45 bio veoma sličan, uticaj reoloških svojstava je u ovom slučaju dominantan.

3.6.12. Zaključak

Rezultati dobijeni u okviru treće faze ekperimentalnog ispitivanja pokazuju niz prednosti pri korišćenju betona sa redukovanim sadržajem cementa i velikim sadržajem KB u konstrukcijskim elementima. Činjenica da je u pitanju ujedno i prva primena ove vrste betona u AB elementima u svetu, doprinosi dodatnom značaju predstavljenih rezultata. U tom smislu, ne treba zanemariti ni dužinu trajanja ovih ispitivanja.

Na osnovu rezultata dobijenih u poslednjoj fazi eksperimentalnog dela, mogu se izvesti sledeći zaključci:

- Sve tri mešavine imale su približno istu zapreminsku masu od 2400 kg/m^3 ± 1%, uz izuzetnu obradljivost koja se ogledala kroz dobijene veličine sleganja betona u svežem stanju od preko 22 cm
- U skladu sa postavljenim ciljevima, dve (REF i K1-45) od tri mešavine postigle su identičnu čvrstoću pri pritisku od 45,4 MPa na cilindričnim opitnim telima što ih svrstava u klasu C35/45. Očekivano, mešavina K3-45 imala je oko 16% nižu čvrstoću od prethodnih što ispunjava kriterijume za klasu C30/37. Vremenski razvoj čvrstoće svih mešavina od 1 do 1000 dana prati praktično isti logaritamski trend.

- I ostala mehanička svojstva ovih mešavina bila su veoma bliska. Maksimalne vrednosti čvrstoća betona pri zatezanju cepanjem i savijanjem izmerene su kod K1-45 betona i iznosile su 3,88 MPa i 6,3 MPa respektivno. Referentna mešavina bila je na drugom mestu sa oko 8% nižim vrednostima. Najniže čvrstoće postigla je K3-45 mešavina, što je u proseku oko 14% niže od K1-45. Interesantno je da su vrednosti modula elastičnosti iznosile 38,8 GPa kod svih betona, uz zanemarljivu razliku od 1,8%.
- Najmanja dilatacija skupljana izmerena je kod betona K1-45 sa vrednošću od 0,589‰ nakon 1000 dana, dok je oko 11% višu dilataciju imala je K3-45 mešavina. Referentna mešavina od klasičnog betona imala je najveće skupljanje 0,754‰, što je za 28% i 16% više u poređenju sa K1-45 i K3-45 redom. Vremenski razvoj skupljanja se može veoma dobro opisati logaritamskom funkcijom kod svih betona. Promena skupljanja u toku vremena bila je izraženija kod REF mešavine, dok su mešavine K1-45 i K3-45 koje su sadržale KB imale nešto niži, međusobno istovetan, priraštaj.
- Dilatacije tečenja određene nakon 1000 dana, pri istom nivou opterećenja σ_c/f_{cm} = 0,28, iznosile su 0,832‰, 0,634‰ i 0,693‰ za REF, K1-45 i K3-45 respektivno. Posmatrajući njihov vremenski razvoj, najniži prirast imala je mešavina K1-45. I vremenski tok tečenja može se veoma dobro opisati logaritamskom funkcijom. Koeficijenti tečenja betona REF i K3-45 nakon 1000 dana iznosili su oko 2, dok je ova vrednost u slučaju K1-45 bila 1,41.
- Svi gredni nosači opterećeni su opterećenjem koje je približno iznosilo 50% njihove granične nosivosti (mala odstupanja $M_{cr}/M_{Rd,ULS}$ = 0,47–0,53 nastala su usled odstupanja njihovih visina). Nivo napona u pritisnutom betonu ostao je ispod granice nelinearnog tečenja σ_c/f_{cm} = 0,36–0,39, dok je kod greda serije K1-45 bio nešto niži, oko 0,33.
- Početni ugibi REF greda bili su najveći i u proseku su za obe grede imali vrednost od 8,93 mm, dok su grede izvedene od betona sa KB K1-45 i K3-45 imale slične početne ugibe od 6,32 mm i 6,24 mm redom. I vremenski tok ugiba izuzetno dobro prati logaritamski trend. Početna prosečna vrednost ugiba uvećala se za 107%, 96% i 76% za grede REF, K3-45 i K1-45 respektivno, pa su konačne vrednosti nakon 1000 dana iznosile 18,52 mm (REF), 12,21 (K3-45) i 11,15 (K1-45).
- Početno stanje prslina ujedno je predstavljalo i stabilizovano stanje, pa su se dalje promene ogledale kroz povećanje širina postojećih prsline pre nego što je dolazilo do pojave novih. Na REF gredama je primećena delimično razvijenija slika širih prslina na manjem rastojanju. Osrednjena širina prslina REF greda iznosila je nakon opterećenja 0,110 mm, da bi se vremenom uvećala za 54% i dostigla širinu od 0,169 mm nakon 1000 dana. Dok su ostale grede od iste početne vrednosti 0,092 mm dostigle 0,139 mm (K1-45) i 0,128 mm (K3-45) što predstavlja povećanja od 51% i 37%. Sa povećanjem trajanja opterećenja dolazi do povećanja širine prslina u skladu sa logaritamskim trendom. Zabeleženi su i visoki koeficijenti determinacije (0,96–0,99) za ovu zavisnost. Interesantno je uočiti da je gotovo identično prosečno povećanje bilo i kod greda serije K1-45 (0,139 mm nakon 1000 dana), dok su najmanji prirast od 37% imale K3-45 grede sa prosečnom vrednošću širine prslina nakon 1000 dana od 0,128 mm. I kumulativna širina svih prslina bila je najveća kod REF greda koja je u početnom trenutku iznosila 1,404 mm, što je za oko 38% više od ostalih greda. Značajno je napomenuti da se razvoji prslina kroz vreme, bilo da se radi o početnim, maksimalnim ili kumulativnim širinama, mogu opisati odgovarajućim logaritamskim zakonima.

- Na kraju, može se konstatovati da svi vremenski tokovi dilatacija, bilo da se radi o pritisnutom betonu ili zategnutoj armaturi, veoma dobro prate logaritamske trendove. Prirast dilatacija pritiska je, naravno, značajno izraženiji. Nakon 1000 dana kod REF greda iznosio je oko 210%, dok je kod ostalih greda bio delimično niži: 170% kod greda K3-45 i 160% kod greda K1-45. Dilatacije tečenja su nakon 1000 dana u proseku porasle za nekih 40% kod svih greda. Na osnovu raspodela dilatacija po visini preseka kroz različite vremenske trenutke uočeno je pomeranje neutralne ose ka zategnutoj ivici preseka, dok je njihova linearna raspodela potvrdila hipotezu ravnih preseka.

4. ANALIZA I PREDLOZI MODELA ZA PREDIKCIJU SVOJSTAVA BETONA I PONAŠANJA ELEMENATA PRI DUGOTRAJNOM OPTEREĆENJU

4.1. UVOD

Za razliku od prethodnog poglavlja u kome su se analize odnosile uglavnom na rezultate sopstvenog eksperimentalnog istraživanja, ovo poglavlje ide korak dalje. U tom cilju, veoma obimni i vredni sopstveni eksperimentalni rezultati prošireni su prikupljenim rezultatima iz dostupne literature. Na taj način formirana je značajna baza podataka koja je poslužila za sprovođenje daljih analiza u cilju dobijanja robusnijih i pouzdanijih zaključaka.

Poglavlje je podeljeno u tri celine koje pored mehaničkih svojstava i parametara trajnosti, uključuju i ponašanje AB grednih nosača pri dugotrajnom opterećenju.

U prvom delu (poglavlja 4.2, 4.3 i 4.4) analizirana su najvažnija mehanička svojstva (čvrstoća pri pritisku, čvrstoća pri zatezanju, modul elastičnosti) betona sa različitim sadržajem KB koja dominantno utiču na ponašanje AB elemenata. Izvršena je procena mogućnosti korišćenja brojnih modela iz literature koji se odnose na klasične betone i dati su sopstveni predlozi kako bi se omogućila njihova primena i u slučaju betona sa velikim sadržajem KB. Iako je bilo i ranijih pokušaju, po prvi put je na osnovu sveobuhvatne sistematske analize uveden faktor efikasnosti (k) za betone sa različitim sadržajem KB, što omogućava precizniju predikciju čvrstoće pri pritisku u najranijoj fazi projektovanja mešavina. Takođe su uspostavljene prilično pouzdane veze između čvrstoće pri pritisku i čvrstoće pri zatezanju, kao i čvrstoće pri pritisku i modula elastičnosti betona.

U drugom delu (poglavlje 4.5) izvršena je detaljna analiza jednog parametra trajnosti – karbonatizacije, koji predstavlja glavni mehanizam deterioracije i uzrok propadanja AB konstrukcija u kontinentalnim regijama. Uspostavljene su veze između čvrstoće betona pri pritisku sa jedne, i ubrzane i prirodne karbonatizacione otpornosti betona sa druge strane. Predložene su i korekcije fib-ovog izraza koji opisuje vezu prirodne i ubrzane karbonatizacione otpornosti betona. Korišćenjem predloženih izraza uz primenu probabilističkog pristupa izvršena je analiza upotrebnog veka i predloženi su odgovarajući zaštitni slojevi za betone sa velikim sadržajem KB, za upotrebni vek konstrukcije od 50 i 100 godina i različite klase izloženosti (XC1–XC4).

Treći deo (poglavlja 4.6, 4.7 i 4.8) odnosio se na ponašanje AB elemenata pri dugotrajnom opterećenju. Najpre su analizirana reološka svojstva (skupljanje i tečenje) koja imaju primarni uticaj na promenu ponašanja elemenata kroz vreme. Izvršena je procena preciznosti modela koji se odnose na klasične betona i kalibracija dobijenih vrednosti u skladu sa preporukama nEC2. Na kraju je analiziran vremenski tok ugiba greda pri konstantnom opterećenju primenom rigoroznog pristupa koji se bazira na numeričkoj integraciji u određenom broju preseka duž raspona nosača. Pored toga, izvršeno je poređenje rigoroznog modela sa pojednostavljenom varijantom u kojoj se analizira samo najopterećeniji presek nosača.

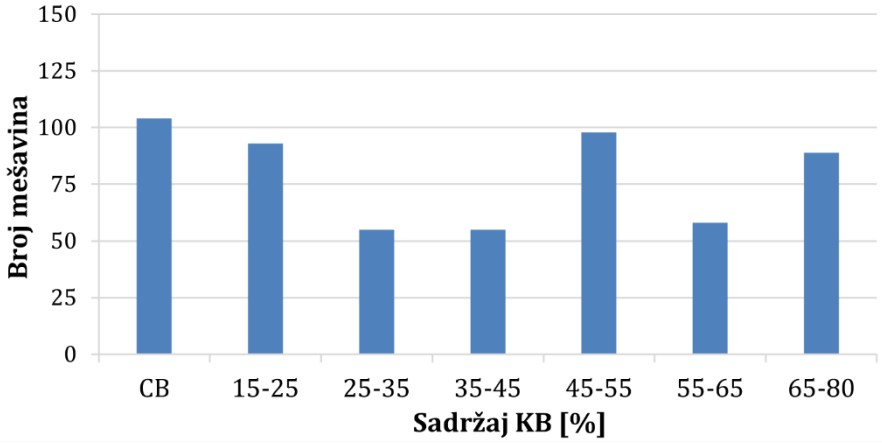
4.2. ČVRSTOĆA PRI PRITISKU

4.2.1. Pregled formirane baze podataka

Budući da su praktično sve veze koje opisuju zavisnost čvrstoće pri pritisku od pojedinih parametara empirijske, potrebno je obezbediti njihovu dovoljnu pouzdanost. Zato su sopstveni eksperimentalni rezultati prošireni prikupljanjem rezultata iz dostupne literature (časopisi, konferencije, disertacije, izveštaji). U tu svrhu izdvojene su ukupno 44 studije (Al Numan et al., 2018; Balayssac et al., 1995; Bertolini et al., 2011, 2013; Cândido et al., 2022; Celik et al., 2015; Chen et al., 2014; Collepardi et al., 2004; da Silva and de Brito, 2015, 2016a, 2016b; de Grazia et al., 2019; Dhir et al., 2005, 2007; Diab et al., 2016b, 2016a; Faustino et al., 2016; Githachuri and Alexander, 2013; Irassar et al., 2001; Jin et al., 2020; Khokhar et al.,

2007; Kwan et al., 2015; Leemann et al., 2015; Li and Kwan, 2015; Lollini et al., 2014; Lollini and Redaelli, 2021; Marques et al., 2013; Meddah et al., 2014; Moon et al., 2017; Neufert et al., 2014; Palm et al., 2016; Poudyal et al., 2021; Proske et al., 2013c, 2013a, 2014a, 2014b; Ramezanianpour et al., 2009; Robalo et al., 2020, 2021; Sawyer, 2016; Steiner et al., 2022; Sun and Chen, 2018; Tešić et al., 2021; Wang et al., 2017). Tako je formirana obimna baza podataka koja je obuhvatila ukupno 552 mešavine (188 sopstvenih i 364 iz literature). Od ukupnog boja mešavina, 104 su klasični betoni bez dodataka, dok je preostalih 448 mešavina sadržalo KB u različitim količinama (15–75% praškaste komponente). Mešavine sa manje od 15% KB nisu uzete u razmatranje. Sve ove studije obavljene su u poslednjih 30 godina, a većina njih (85%) je sprovedena u poslednjih 10–15 godina. Tačnije, samo je 7 studija koje datiraju iz perioda pre 2010 godine. Kako su u različitim studijama korišćena opitna tela različitih oblika i dimenzija, čvrstoće su po potrebi konvertovane na čvrstoću opitnog tela cilindričnog oblika dimenzija Ø150/H300 mm (f_{cm}) i oblika kocke ivice 150 mm ($f_{cm,kocka}$) korišćenjem odgovarajućih koeficijenata konverzije u skladu sa odgovarajućim preporukama (Neville, 1981; Zakić et al., 2016).

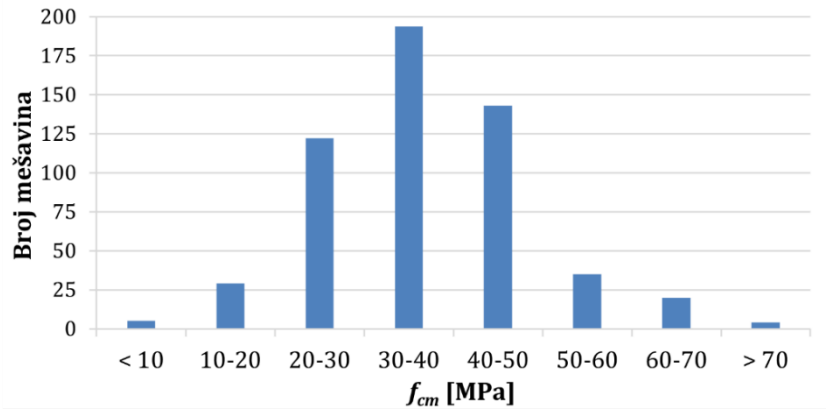
Slika 4.1 prikazuje broj mešavina u zavisnosti od procentualnog učešća KB. Može se primetiti da su relativno ravnomerno raspoređene mešavine sa različitim sadržajima KB. Mešavine sa preko 35% KB su glavna ciljna grupa ovog rada i one su imale najveću zastupljenost (300) u ukupnom broju mešavina.



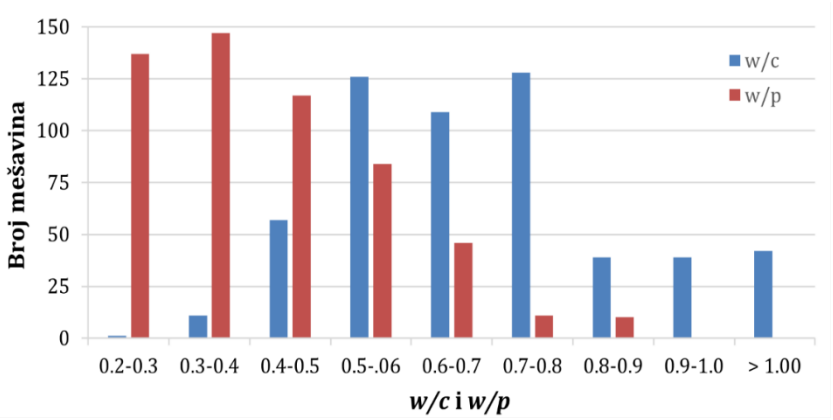
Slika 4.1 Broj mešavina u zavisnosti od procentualnog učešća KB

Broj mešavina u funkciji čvrstoće pri pritisku prati normalnu raspodelu (slika 4.2). Najviše učešća (459) imale su mešavine sa čvrstoćom u opsegu 20–50 MPa. Ove čvrstoće betona se najčešće mogu sresti u praksi i pokrivaju gotovo sve vrste građevinskih konstrukcija.

Najzastupljeniji w/c faktori su u opsegu 0,5–0,8 (363) i ove vrednosti su delimično uvećane zbog smanjene količine cementa, što je očekivano (slika 4.3). Štaviše, mogu se primetiti i izuzetno visoki w/c faktori (> 0.8) koji se ne mogu sresti kod klasičnih CB. Sa druge strane, povećan sadržaj KB uticao je na smanjene vrednosti w/p faktora. U tom slučaju najveći broj mešavina imao je w/p faktor 0,2–0,5 (401). Ove vrednosti w/p faktora odgovaraju u velikoj meri w/c faktorima klasičnih betona. Prethodne tvrdnje dodatno ukazuju na već pomenutu važnost balansiranja između odgovarajuće ugradljivosti i čvrstoće.

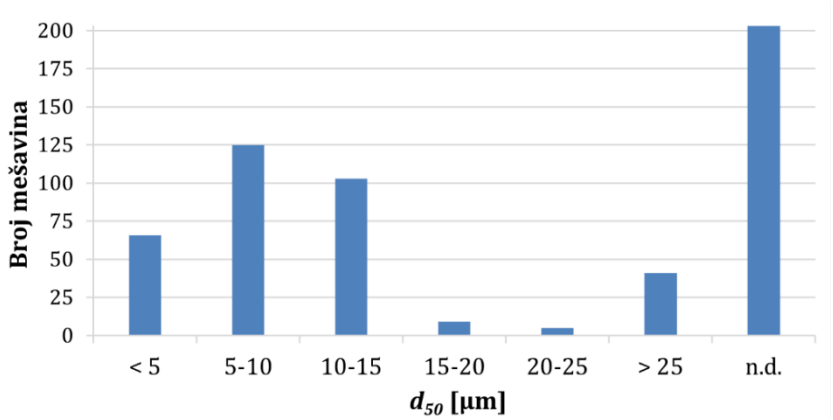


Slika 4.2 Broj mešavina u funkciji čvrstoće pri pritisku



Slika 4.3 Broj mešavina u pogledu w/c i w/p faktora

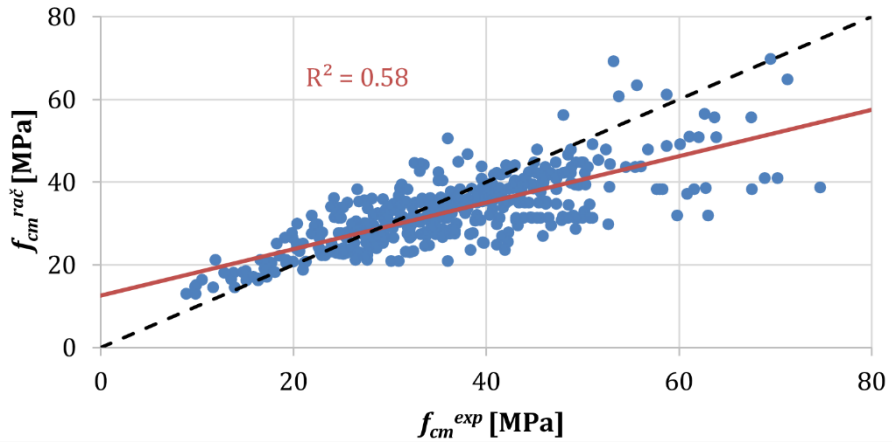
Granulometrijski sastav KB, kao što je pokazano u prethodnom poglavlju može imati određen uticaj na čvrstoću betona. Slika 4.4 pokazuje broj mešavina u funkciji granulometrijskog sastava za čiji je reprezent usvojena srednja veličina prosečnog zrna (d_{50}). Iako su kod najvećeg broja mešavina (294) korišćena KB koja su značajno finija ili slične krupnoće kao i cement (d_{50} < 15 μm), uočava se nažalost i veliki broj (203) onih kod kojih je ovaj parametar nepoznat.



Slika 4.4 Broj mešavina u funkciji granulometrije KB

4.2.2. Predikcija čvrstoće pri pritisku u starosti od 28 dana

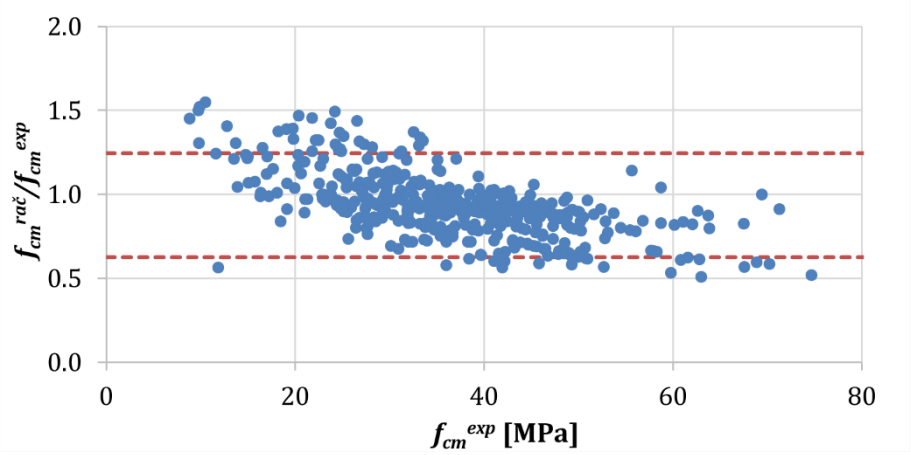
U ovom delu najpre je izvršena provera izraza (2.27) koji su predložili Wang i ostali (Wang et al., 2022). Izraz je razvijen koristeći ograničeni broj mešavina sa različitim vrstama mineralnih dodataka (zgura, leteći pepeo, KB, kombinacija zgure i letećeg pepela) razmatrajući podatke iz dva prethodna rada (Meddah et al., 2014; Yeh, 2007). To je metodološki neispravno jer se koristi isti izraz za mineralne dodatke sa potpuno različitim svojstvima, a njihova kombinacija unosi dodatnu nesigurnost. Ne može se očekivati da sve mešavine imaju isti faktor efikasnosti k = 0,265 (u radu se ne navodi eksplicitno), bez obzira da li se radi o skoro inertnim mineralnim dodacima – tip I ili o pucolanskim (latentno hidrauličkim) mineralnim dodacima – tip II (EN 206-1, 2021). Budući da je ovaj izraz razvijen za mešavine sa širokim opsegom procentualne zamene cementa (15–65%), testiran je na čitavoj bazi, odnosno na svih 448 mešavina koje su sadržale KB. Rezultati sprovedenih analiza prikazani su na slikama 4.5-4.7.



Slika 4.5 Veza eksperimentalnih i računskih vrednosti čvrstoća pri pritisku

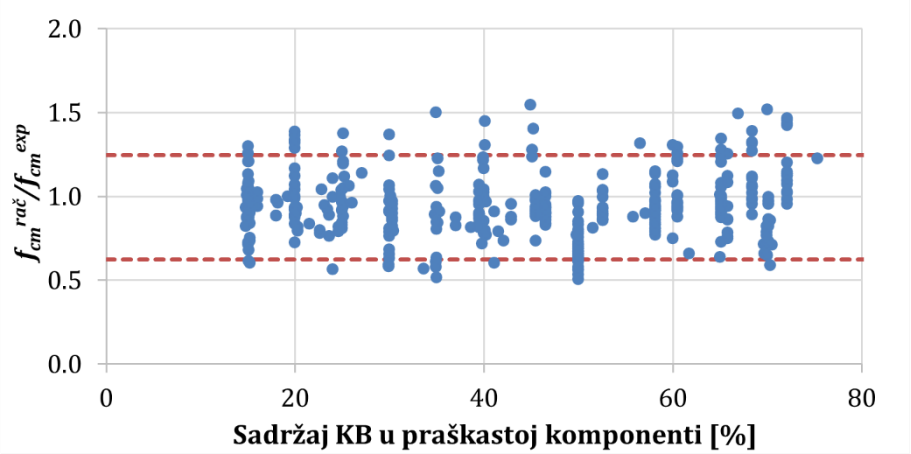
Slika 4.5 predstavlja vezu eksperimentalnih i računskih vrednosti čvrstoća pri pritisku. Ne naročito visoka vrednost koeficijenta determinacije (R^2 = 0,58) ukazuje na relativno veliko rasipanje rezultata, što je bilo očekivano. Može se primetiti manji nagib linije trenda u poređenju sa linijom jednakoasti x = y ($f_{cm}^{exp} = f_{cm}^{rač}$), a ove dve linije seku se oko tačke (30; 30). Na osnovu toga sledi zaključak da testirani izraz precenjuje stvarne vrednosti čvrstoće za f_{cm} < 30 MPa, dok ih za f_{cm} > 30 MPa potcenjuje. To se jako dobro primećuje i na slici 4.6.

Srednja vrednost ($\mu^{rač/exp}$) računskih i eksperimentalnih odnosa čvrstoća ($f_{cm}^{rač}/f_{cm}^{exp}$) iznosila je 0,935, uz standardnu devijaciju $\sigma^{rač/exp}$ = 0,189. Drugim rečima, računski dobijene čvrstoće bile su u proseku oko 6,5% manje od eksperimentalnih. Na osnovu ovih vrednosti određen je interval poverenja (donja i gornja karakteristična vrednost odnosa čvrstoća) koji predstavlja 5% i 95% fraktil ($\mu \pm 1{,}645\sigma$), $f_{cm}^{rač}/f_{cm}^{exp}{}_{0,05}$ = 0,62 i $f_{cm}^{rač}/f_{cm}^{exp}{}_{0,95}$ = 1,25. Prema tome, sledi zaključak da se korišćenjem Wangovog izraza može očekivati računska vrednost čvrstoće pri pritisku koja je do 38% niža i do 25% viša od eksperimentalne. Imajući u vidu sve prethodno izrečene nedostatke, nije bilo očekivano da se primenom ovog izraza mogu dobiti predikcije velike preciznosti. Naprotiv, on je primamljiv isključivo zbog svoje jednostavnosti.



Slika 4.6 Odnos računskih i eksperimentalnih vrednosti čvrstoća pri pritisku u funkciji čvrstoće betona

Na slici 4.7 prikazani su odnosi računskih i eksperimentalnih čvrstoća pri pritisku u odnosu na sadržaj KB u praškastoj komponenti. Nema naznaka da se preciznost predikcije menja u zavisnosti od sadržaja KB u mešavini.



Slika 4.7 Odnos računskih i eksperimentalnih vrednosti čvrstoća pri pritisku u zavisnosti od sadržaja KB

U narednom koraku, izvršeno je utvrđivanje efikasnosti KB na čitavoj bazi podataka. Za ove potrebe korišćeni su empirijski izrazi (2.5)-(2.7) koji su ovde ponovo prikazani, ali u delimično izmenjenom obliku:

Predlog Ferea:

$$f_{cm} = \frac{A}{\left(1 + \frac{w}{c} \cdot \frac{\gamma_{sc}}{\gamma_{sw}}\right)^2} = \frac{A}{\left(1 + \frac{w}{c + kL} \cdot \frac{\gamma_{sc}}{\gamma_{sw}}\right)^2} \tag{4.1}$$

Predlog Beljajeva:

$$f_{cm} = \frac{A}{\left(\frac{w}{c}\right)^{1.5}} = \frac{A}{\left(\frac{w}{c + kL}\right)^{1.5}} \tag{4.2}$$

Predlog Bolomeja:

$$f_{cm} = A\left(\frac{1}{\frac{w}{c}} - 0.5\right) = A\left(\frac{1}{\frac{w}{c + kL}} - 0.5\right) \tag{4.3}$$

U prethodnim izrazima korišćene su sledeće oznake:

f_{cm} – srednja vrednost čvrstoće betona pri pritisku u starosti od 28 dana na cilindru [MPa]

A – empirijski koeficijenti koji obuhvataju kvalitet cementa i agregata [-]

w – količina vode u mešavini [kg/m^3]

c – količina cementa u mešavini [kg/m^3]

k – faktor efikasnosti za KB

L – količina KB u mešavini (Limestone – krečnjak) [kg/m^3]

$\gamma_{sc}/\ \gamma_{sw} \approx 3{,}1$ (usvojeno)

Najpre se pristupilo određivanju emprijskih koeficijenata A koji obuhvataju kvalitet cementa i agregata. Iz prvih delova prethodnih jednačina slede izrazi za određivanje empirijskih koeficijenata:

$$A = f_{cm}^{REF}\left(1 + 3{,}1\frac{w}{c}\right)^2 - izraz\ Ferea \tag{4.4}$$

$$A = f_{cm}^{REF}\left(\frac{w}{c}\right)^{1.5} - izraz\ Beljajeva \tag{4.5}$$

$$A = \frac{f_{cm}^{REF}}{\frac{c}{w} - 0.5} - izraz\ Bolomeja \tag{4.6}$$

Empirijski koeficijenti su sračunati na osnovu eksperimentalnih čvrstoća referentnih CB (f_{cm}^{REF}) koji su spravljeni sa istim komponentnim materijalima i negovani na isti način kao i betoni koji su sadržali KB (Dragaš et al., 2021). To je urađeno za sve studije koje su integralni deo formirane baze podataka. Ove vrednosti korišćene su prilikom proračuna faktora efikasnosti (k) za KB. U radovima koji su sadržali više referentnih mešavina, za svaku mešavinu je određen empirijski koeficijent (A_i), a u nastavku proračuna korišćena je njihova srednja vrednost. Na osnovu drugih delova izraza (4.1)-(4.3), dobijeni su faktori efikasnosti na sledeći način:

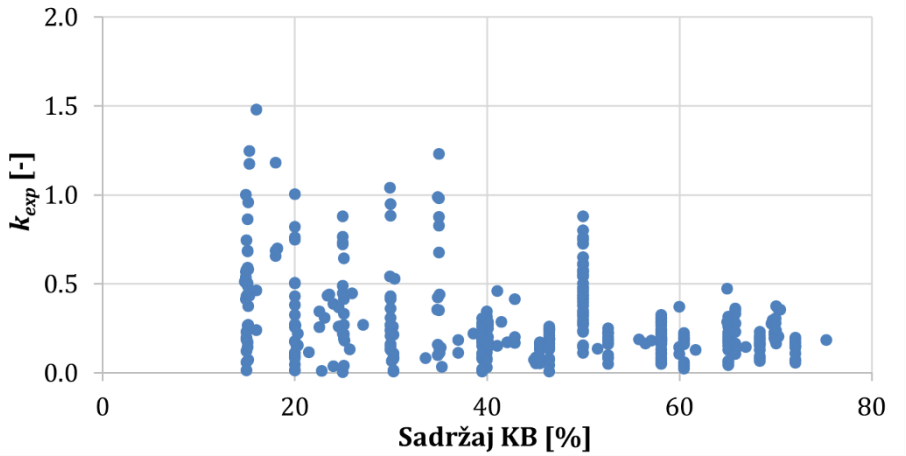
$$k = \frac{\frac{3{,}1w}{\sqrt{\frac{A}{f_{cm}}} - 1} - c}{L} - izraz\ Ferea \tag{4.7}$$

$$k = \frac{\frac{w}{\left(\frac{A}{f_{cm}}\right)^{2/3}} - c}{L} - izraz\ Beljajeva \tag{4.8}$$

$$k = \frac{w\left(\frac{f_{cm}}{A} + 0{,}5\right) - c}{L} - izraz\ Bolomeja \tag{4.9}$$

Faktor efikasnosti se u slučaju KB može objasniti povećanjem gustine pakovanja mešavine, ali i delimičnom reakcijom KB sa dostupnim aluminatima čime se povećava ukupna zapremina produkata hidratacije.

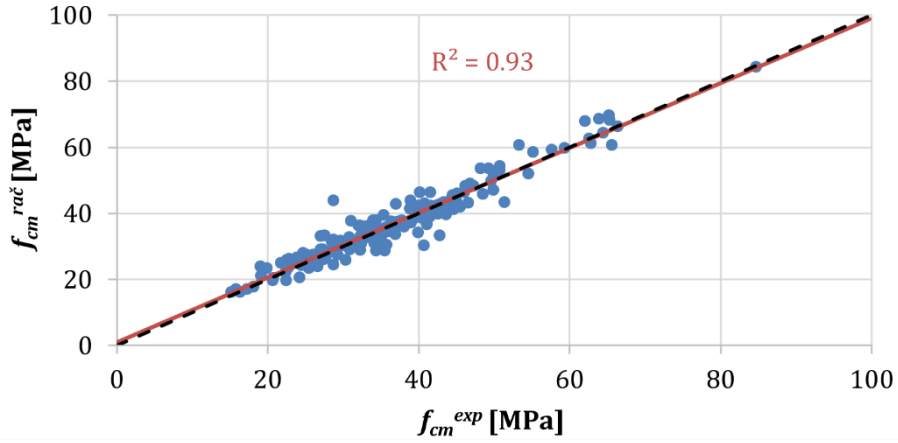
U nastavku je prikazan detaljan proračun koristeći predlog Bolomeja, koristeći izraze (4.3), (4.6) i (4.9). Slika 4.8 opisuje vezu eksperimentalnih vrednosti koeficijenata efikasnosti za KB u funkciji sadržaja KB u praškastoj komponenti (rezultati koji nemaju smisla – negativne vrednosti (k) faktora su odbačeni). Na osnovu prikazanih rezultata ne može se utvrditi pouzdana matematička relacija, zbog velikog rasipanja. Ipak, uočava se da vrednost faktora efikasnosti opada sa povećanjem sadržaja KB. Stoga su mešavine, u zavisnosti od sadržaja KB, podeljene u četiri grupe.



Slika 4.8 Eksperimentalne vrednosti faktora efikasnosti u funkciji sadržaja KB

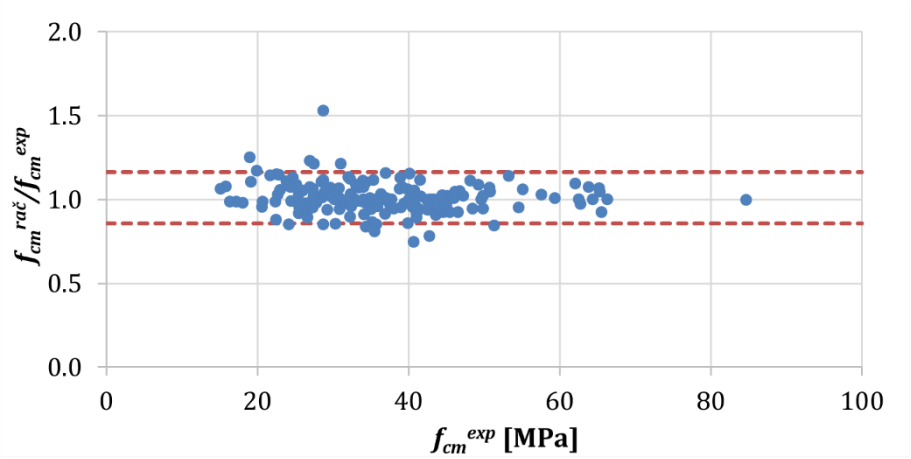
Prvu grupu čine betoni kod kojih je sadržaj KB u opsegu 0–20% i ona obuhvata komercijalne cemente u oznaci CEM II/A (EN 197-1, 2013). U drugu grupu spadaju mešavine kod kojih je sadržaj KB iznosio 21–35%, u koju spadaju i komercijalni cementi u oznaci CEM II/B (EN 197-1, 2013). Konačno, treća i najbitnija grupa obuhvata sve mešavine koje su van domena standarda (EN 197-1, 2013) i kod kojih je sadržaj KB iznosio 36–80%. Četvrta grupa predstavlja ustvari uniju druge i treće grupe i sadrži sve njihove mešavine, dakle količina KB u četvrtoj grupi iznosila je 21–80%. Za sve grupe su, zatim, sračunate prosečne vrednosti k faktora. Na osnovu n = 171 mešavine iz prve grupe i n = 77 mešavina iz druge grupe, dobijene su prosečne vrednost faktora efikasnosti k = 0,46 i k = 0,35 respektivno. Grupa tri sadržala je najviše mešavina (n = 285), dok je prosečna vrednost faktora efikasnosti za ovu grupu iznosila k = 0,22. Grupa četiri sa n = 362 mešavine imala je prosečnu vrednost k = 0,25. Korišćenjem ovih vrednosti k faktora, kao i prethodno dobijenih empirijskih koeficijenata A, izvršene su predikcije čvrstoća svih mešavina korišćenjem Bolomejevog izraza (4.3).

Na slici 4.9 prikazana je veza eksperimentalnih i računskih vrednosti čvrstoća betona pri pritisku za prvu grupu. Na osnovu ove slike može se zaključiti da se na ovaj način dobijaju izuzetno dobre predikcije sa koeficijentom determinacije R^2 = 0,93. Kao što se vidi, koncentracija rezultata je veoma dobra, bez značajnijeg rasipanja. Dodatno, linija trenda se poklapa sa linijom jednakosti.



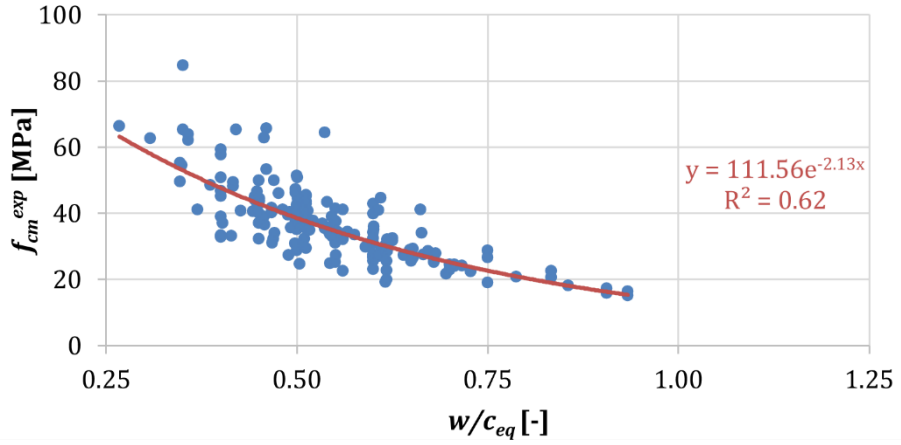
Slika 4.9 Veza eksperimentalnih i računskih vrednosti čvrstoća pri pritisku (0-20% KB)

Slika 4.10 predstavlja odnose računskih i eksperimentalnih čvrstoća u zavisnosti od čvrstoće pri pritisku. Srednja vrednost računskih i eksperimentalnih odnosa čvrstoća iznosila je $\mu^{rač/exp}$ = 1,01, sa standardnom devijacijom od $\sigma^{rač/exp}$ = 0,093. Na istoj slici prikazan je i interval poverenja, čije su granice u relativno uskom opsegu od 0,86 do 1,16, što znači da dobijena računska čvrstoća može biti oko 15% manja ili veća od eksperimentalne. Može se konstatovati da se na ovaj način dobijaju veoma precizne predikcije, naročito ako se imaju u vidu sve nepoznanice u fazi projektovanja mešavina.



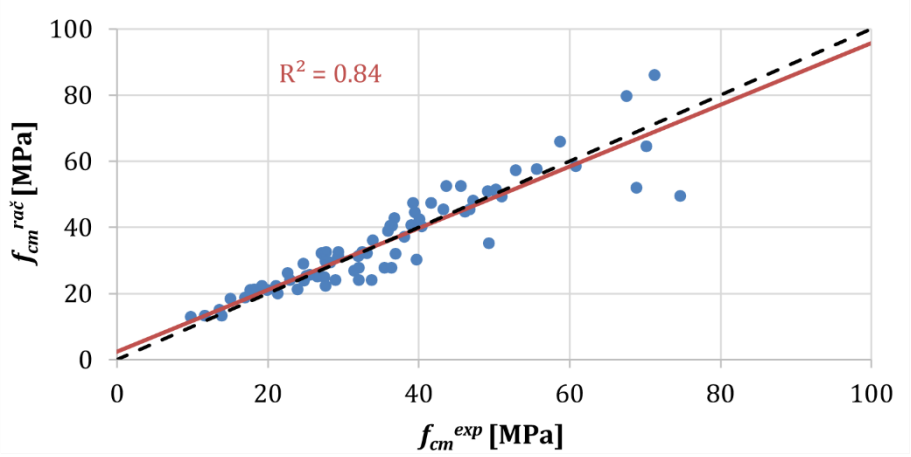
Slika 4.10 Odnosi računskih i eksperimentalnih čvrstoća u funkciji čvrstoće pri pritisku (0-20% KB)

Slika 4.11 prikazuje vezu čvrstoće pri pritisku i w/c_{eq} faktora (c_{eq} = c + kL). Ova veza može se relativno dobro opisati eksponencijalnom funkcijom. Postignuta vrednost koeficijenta determinacije R^2 = 0,62 ukazuje na postojanje solidne veze, ali i na izvesno rasipanja rezultata. Ovu relaciju treba tumačiti uslovno, jer iako je w/c (odnosno w/c_{eq}) odnos jedan od ključnih parametara koji u značajnoj meri utiče na sva fizičko-mehanička svojstva betona, on ne može u potpunosti obuhvatiti sve složene fizičko-hemijske procese koji se odvijaju tokom hidratacije. Naravno, ne treba zaboraviti neminovan uticaj kvaliteta cementa i agregata.



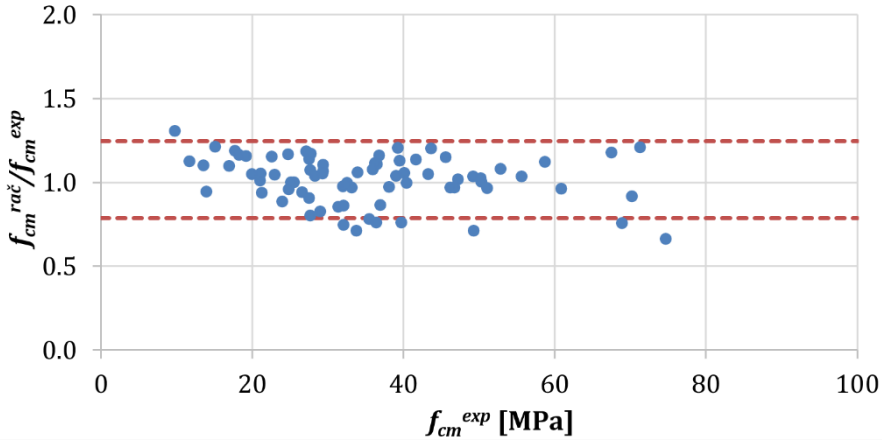
Slika 4.11 Čvrstoća pri pritisku u zavisnosti od w/c_{eq} faktora (0-20% KB)

Zavisnost eksperimentalnih i računskih vrednosti čvrstoća betona pri pritisku za drugu grupu, prikazana je na slici 4.12. Ponovo je postignuta veoma jaka veza, uz nešto niži koeficijent determinacije $R^2 = 0,84$ nego kod prve grupe. To ukazuje na neznatno veće rasipanje rezultata, što je vidljivo naročito kod betona viših čvrstoća (oko 70 MPa). I u ovom slučaju zabeleženo je veoma dobro poklapanje trendlinije i linije jednakosti.



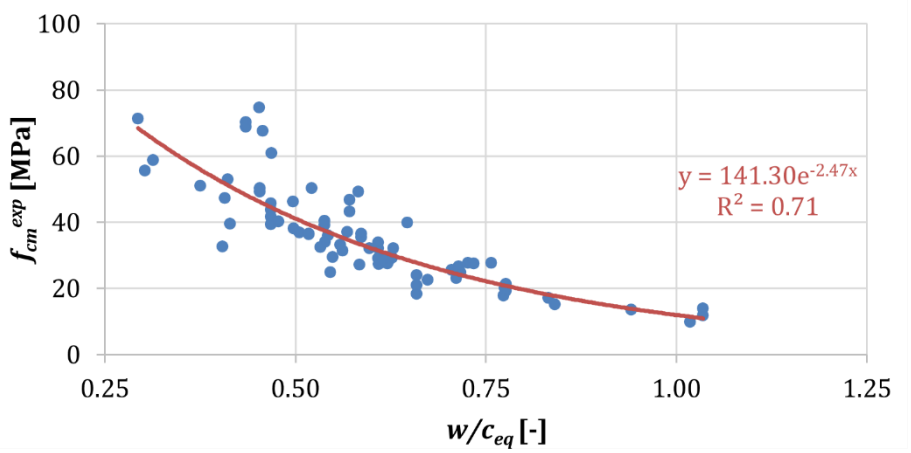
Slika 4.12 Veza eksperimentalnih i računskih vrednosti čvrstoća pri pritisku (21-35% KB)

Odnosi računskih i eksperimentalnih čvrstoća u funkciji čvrstoće pri pritisku prikazani su na slici 4.13. Prosečna vrednost ovih odnosa bila je $\mu^{rač/exp} = 1,02$, uz standardnu devijaciju $\sigma^{rač/exp} = 0,140$. Na osnovu ovih vrednosti slede granice intervala poverenja od 0,79 i 1,25. I u ovom slučaju dobijaju se veoma precizne predikcije, ali je preciznost nešto manja u poređenju sa prvom grupom.



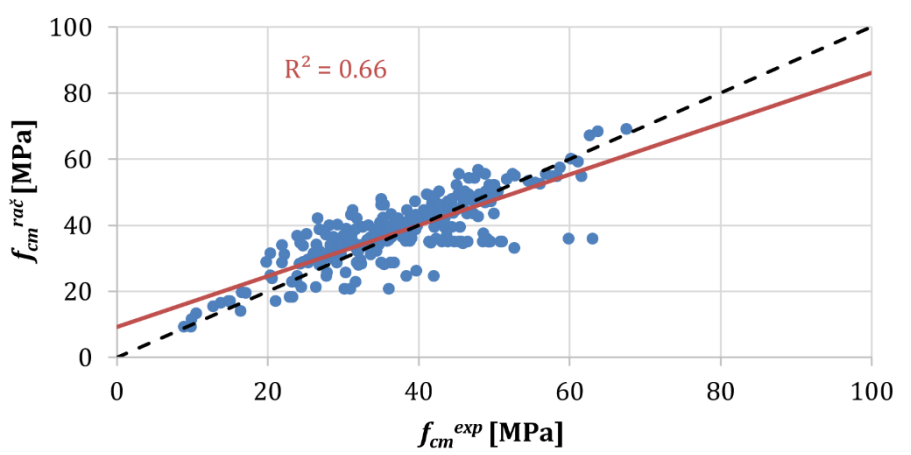
Slika 4.13 Odnosi računskih i eksperimentalnih čvrstoća u funkciji čvrstoće pri pritisku (21-35% KB)

Eksponencijalna zavisnost čvrstoće pri pritisku i w/c_{eq} faktora opisana je na slici 4.14. Interesantno je istaći da je postignuta veza (R^2 = 0,71) bolja nego u slučaju prve grupe. Strmiji nagib ove krive ukazuje na veću osetljivost mešavina druge grupe na promenu w/c_{eq} faktora u poređenju sa mešavinama prve grupe.



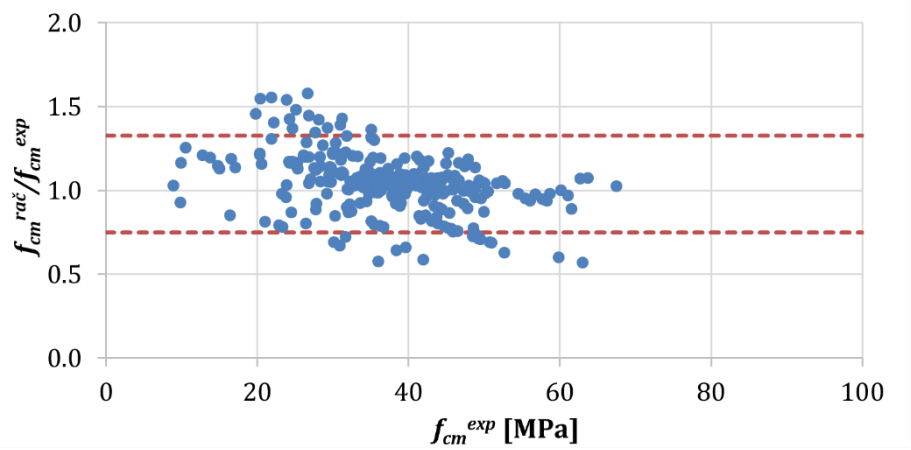
Slika 4.14 Čvrstoća pri pritisku u zavisnosti od w/c_{eq} faktora (21-35% KB)

Konačno, računske vrednosti čvrstoća i njihova veza sa eksperimentalnim vrednostima, za treću grupu rezultata prikazana je na slici 4.15. Očekivano, preciznost predikcije dodatno slabi sa povećanjem sadržaja KB, pa je za ovu grupu dobijena najmanja vrednost koeficijenta determinacije R^2 = 0,66. Ova vrednost ukazuje na postojanje dovoljno čvrste veze, ali je rasipanje rezultata značajno. Pored toga, kod ove grupe rezultata primećuje se i najveći otklon linije trenda i linije jednakosti (x = y). Veće rasipanje rezultata može se objasniti delimičnim razblaživanjem klinkera kod mešavina sa velikim udelom KB, koje je uglavnom izraženije u slučaju mešavina manjim sadržajem cementa. Treba imati u vidu i uticaj granulometrije KB, koji je izraženiji kod većih procentualnih učešća KB.



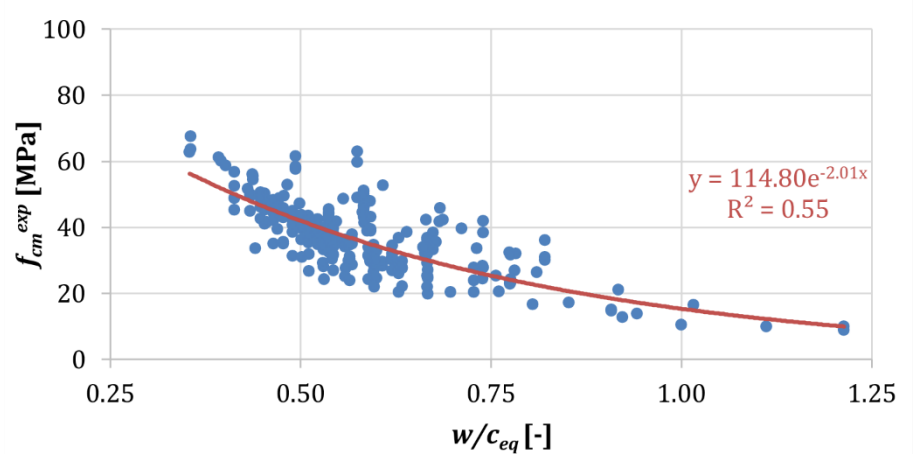
Slika 4.15 Veza eksperimentalnih i računskih vrednosti čvrstoća pri pritisku (36-80% KB)

Na slici 4.16 prikazani su odnosi računskih i eksperimentalnih čvrstoća u zavisnosti od čvrstoće pri pritisku betona. Njihova srednja vrednost iznosila je $\mu^{rač/exp}$ = 1,04, dok je standardna devijacija bila $\sigma^{rač/exp}$ = 0,175. Interval poverenja u skladu sa prethodnim rezultatima imao je granice 0,75 i 1,33. Veća oblast koju obuhvata interval poverenje još jednom ukazuje na veće rasipanje rezultata i manju preciznost predikcije.



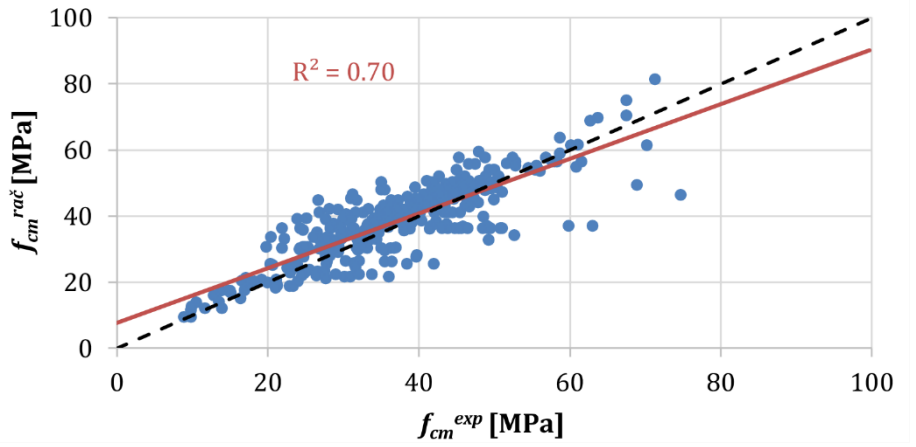
Slika 4.16 Odnosi računskih i eksperimentalnih čvrstoća u funkciji čvrstoće pri pritisku (36-80% KB)

Kao i u slučaju prve dve grupe, veza čvrstoće pri pritisku i w/c_{eq} faktora sledi eksponencijalnu funkciju, ali sa nižim koeficijentom determinacije R^2 = 0,55 (slika 4.17). Nagib ove eksponencijalne krive je veći od krive prve grupe što je očekivano, ali je (neočekivano) manji od nagiba krive koja opisuje drugu grupu. To znači da su mešavine treće grupe osetljivije na promenu w/c_{eq} faktora u odnosu na mešavine prve grupe, ali ipak manje osetljive na ovu promenu od mešavina druge grupe.



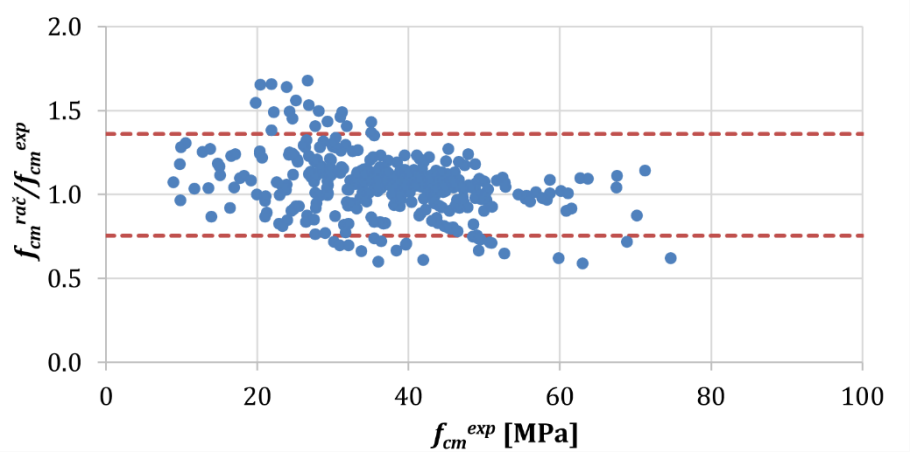
Slika 4.17 Čvrstoća pri pritisku u zavisnosti od w/c_{eq} faktora (36-80% KB)

Na kraju prikazani su i rezultati za četvrtu grupu, slike 4.18-4.20. Budući da ova grupa sadrži podatke druge i treće grupe, ovi rezultati su ustvari leže negde između ove dve pomenute grupe. Ako se ima u vidu da treća grupa sadrži skoro 4 puta više podataka od druge, postaje jasno da su rezultati četvrte grupe dominantno diktirani rezultatima treće. Preciznost predikcije (R^2 = 0,70) je malo uvećana u odnosu na rezultate iz prethodne grupe (R^2 = 0,66), slika 4.18. Takođe, odstupanje trendlinije i linije jednakosti je manje u ovom slučaju.

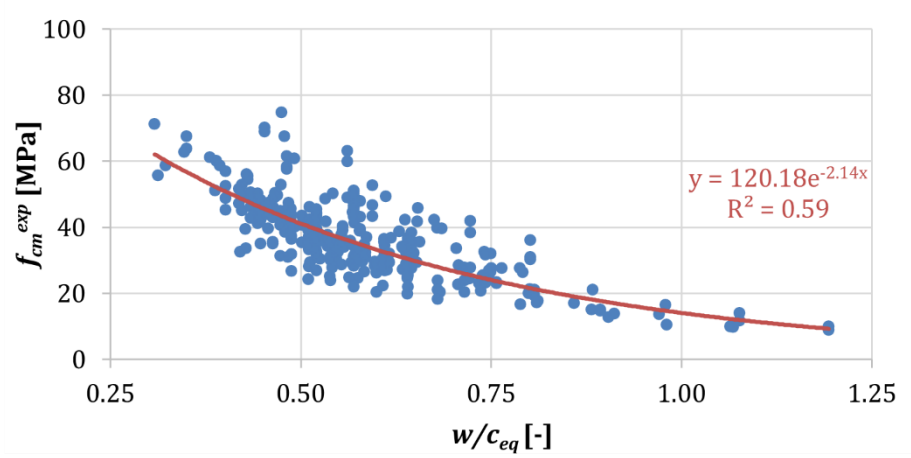


Slika 4.18 Veza eksperimentalnih i računskih vrednosti čvrstoća pri pritisku (21-80% KB)

Srednja vrednost odnosa računskih i eksperimentalnih čvrstoća iznosila je $\mu^{rač/exp}$ = 1,06, slika 4.19. Usvajanje istog koeficijenta efikasnosti za širi spektar rezultata dovelo je do povećanja standardne devijacije koja je iznosila $\sigma^{rač/exp}$ = 0,183. Zbog toga je interval poverenja imao veći opseg sa granicama između 0,76 i 1,36. Veza koja opisuje čvrstoću i w/c_{eq} faktor je takođe delimično poboljšana sa koeficijentom determinacije R^2 = 0,59 (slika 4.20).



Slika 4.19 Odnosi računskih i eksperimentalnih čvrstoća u funkciji čvrstoće pri pritisku (21-80% KB)



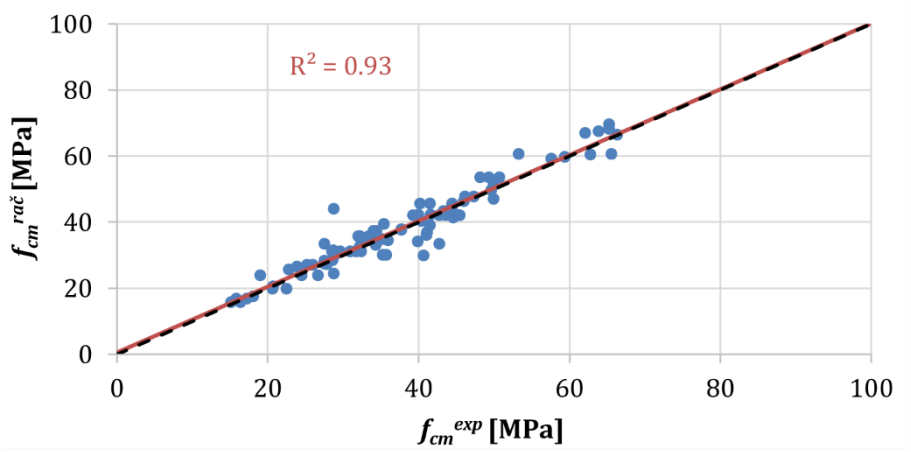
Slika 4.20 Čvrstoća pri pritisku u zavisnosti od w/c_{eq} faktora (21-80% KB)

Prethodne analize sprovedene su na svim dostupnim rezultatima iz formirane baze podataka, bez obzira na granulometriju KB (izuzev nekoliko mešavina sa dobijenim negativnim vrednostima (k) faktora). To znači da su iste obuhvatile i uticaj izrazito krupnih KB koja izlaze iz preporuka standarda (EN 12620, 2010). Budući da se zahtevi pomenutog standarda odnose na agregat za beton, a u smislu KB na filer, formalno nije neophodno da KB ispune ove uslove. Međutim, nameće se logično pitanje kako će neko KB biti pogodno za zamenu cementa, ako ono nije pogodno za korišćenje ni kao filer (agregat)? U delu koji se bavi sopstvenim eksperimentalnim ispitivanjima pokazani su svi nedostaci, ali i mogućnosti primene KB koje izlazi iz okvira standarda. Zato je u odlučeno, da se podaci u bazi filtriraju i izbace svi rezultati kod kojih je veličina srednjeg zrna d_{50} > 20 μm. Takođe, izbačeni su i rezultati kod kojih je ovaj parametar nepoznat. To je dovelo do toga da broj podataka u svakoj grupi bude skoro prepolovljen. Nakon toga, na ovako odabranim rezultatima, prethodni proračuni su ponovljeni.

Broj podataka u prvoj grupi iznosio je n = 88, dok je dobijena srednja vrednost koeficijenta efikasnosti k = 0,41. Na osnovu rezultata druge (n = 41) i treće (n = 172) grupe dobijene su prosečne vrednosti faktora efikasnosti od k = 0,26 i k = 0,18, respektivno. Za četvrtu grupu određena je srednja veličina k = 0,20 na osnovu n = 213 rezultata. U odnosu na prethodno sprovedene analiza primećuje se neočekivan pad vrednosti faktora efikasnosti. Najveći je zabeležen u slučaju druge grupe (0,09), dok je kod ostalih grupa iznosio polovinu ove

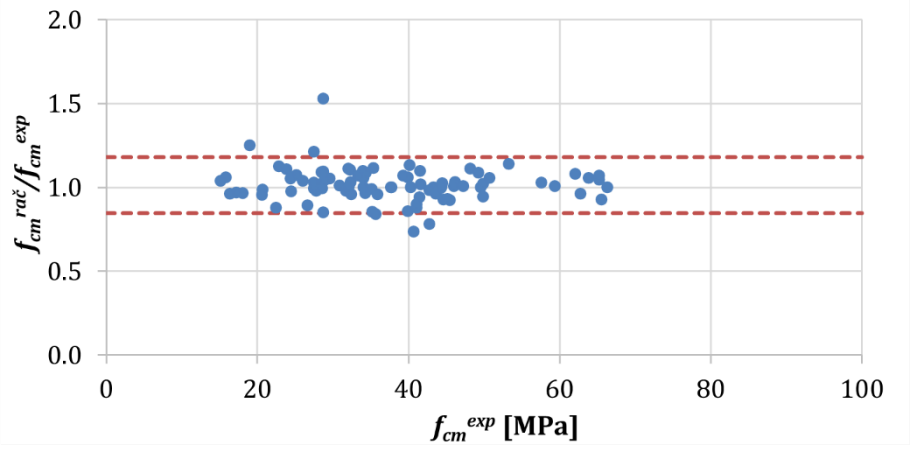
vrednosti (0,04–0,05). To se eventualno može objasniti činjenicom da je kod mešavina sa nedostupnim podacima o veličini srednjeg zrna KB sigurno bilo i onih kod koja su ispunajvala zahteve standarda (EN 12620, 2010), pa čak i značajno finijih od cementa.

Na slici 4.21 predstavljena je veza eksperimentalnih i računskih vrednosti čvrstoća betona pri pritisku za prvu grupu. Uočava se da je kvalitet predikcije podjednako dobar (R^2 = 0,93), bez obzira da li su podaci filtrirani ili ne (slika 4.9). Linija trenda koincidira sa linijom jednakosti. Ovo je prvenstveno posledica malog uticaja granulometrijskog sastava KB na čvrstoću pri pritisku, kod manjih procenata zamene. Dakle, još jednom je potvrđen stav da je primena krupnijih KB opravdana jedino u slučaju manjih procentualnih zamena cementa.



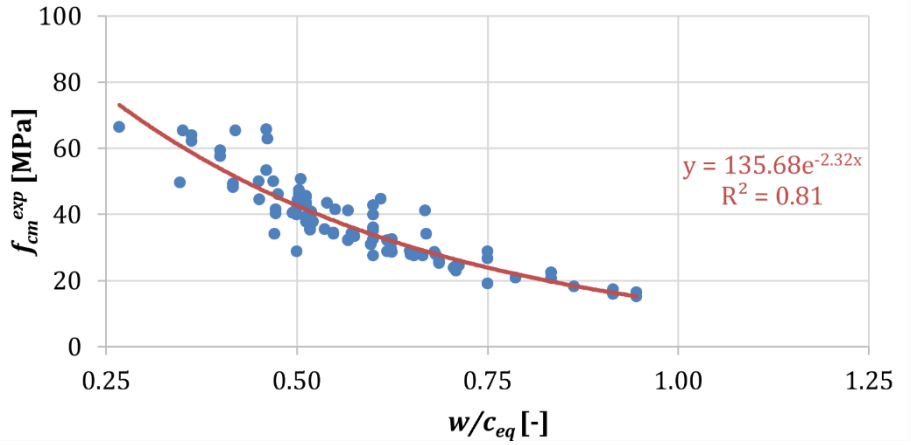
Slika 4.21 Veza eksperimentalnih i računskih vrednosti čvrstoća pri pritisku (0-20% KB – filtrirano)

U prilog prethodnim tvrdnjama dodatno govore i odnosi računskih i eksperimentalnih čvrstoća, slika 4.22. Njihova srednja vrednost bila je $\mu^{rač/exp}$ = 1,01, dok je standardna devijacija $\sigma^{rač/exp}$ = 0,102. Ovo je ujedno i jedina grupa gde se standardna devijacija nakon filtriranja rezultata neznatno uvećala. To je dovelo do blagog povećanja intervala poverenja koji se sada kretao u opsegu od 0,85 do 1,18.



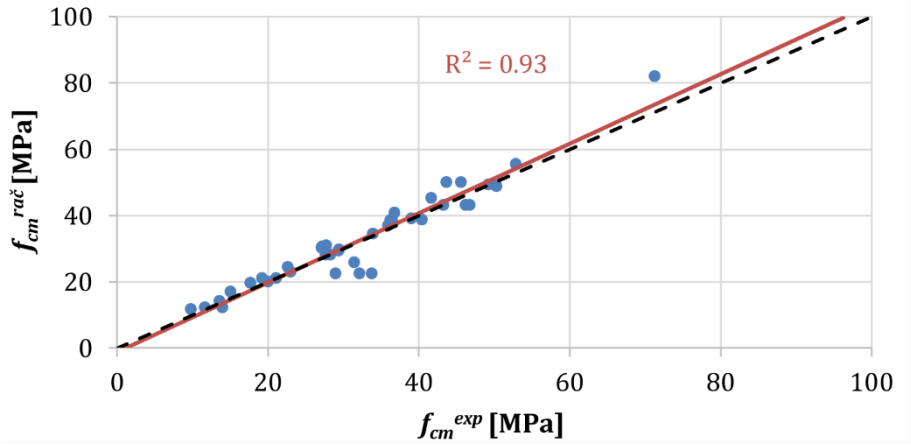
Slika 4.22 Odnosi računskih i eksperimentalnih čvrstoća u funkciji čvrstoće pri pritisku (0-20% KB – filtrirano)

Ipak, filtriranje rezultata značajno je uticalo na povećanje pouzdanosti veze između čvrstoća pri pritisku i w/c_{eq} faktora, sa koeficijentom determinacije od $R^2 = 0,81$ (slika 4.23) u poređenju sa $R^2 = 0,62$ (slika 4.11).



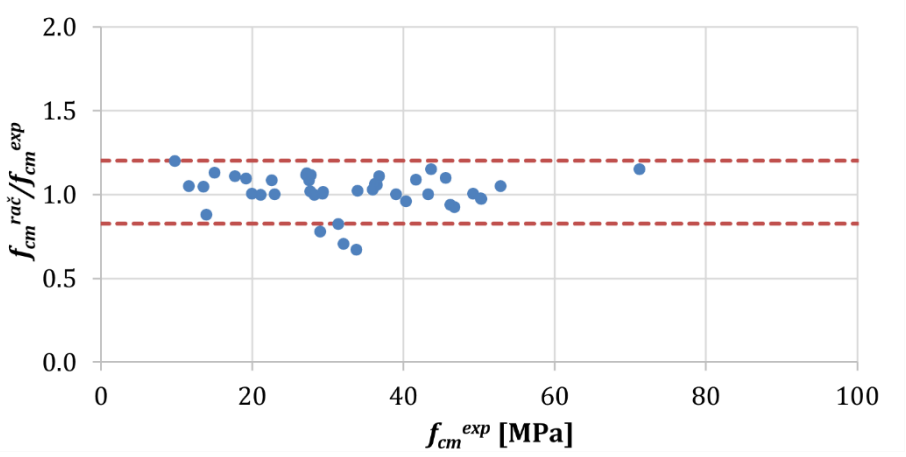
Slika 4.23 Čvrstoća pri pritisku u zavisnosti od w/c_{eq} faktora (0-20% KB – filtrirano)

Kada je u pitanju druga grupa, primećuje se značajno poboljšanje svih rezultata. Tako je veza eksperimentalnih i računskih vrednosti čvrstoća betona pri pritisku (slika 4.24Slika 4.24) značajno unapređena. Koeficijent determinacijeiznosio je $R^2 = 0,93$, u poređenju sa prethodnim $R^2 = 0,84$ (slika 4.12). Koncentracija rezultzata je značajno bolja, a linija trende se praktično poklapa sa linijom jednakosti.



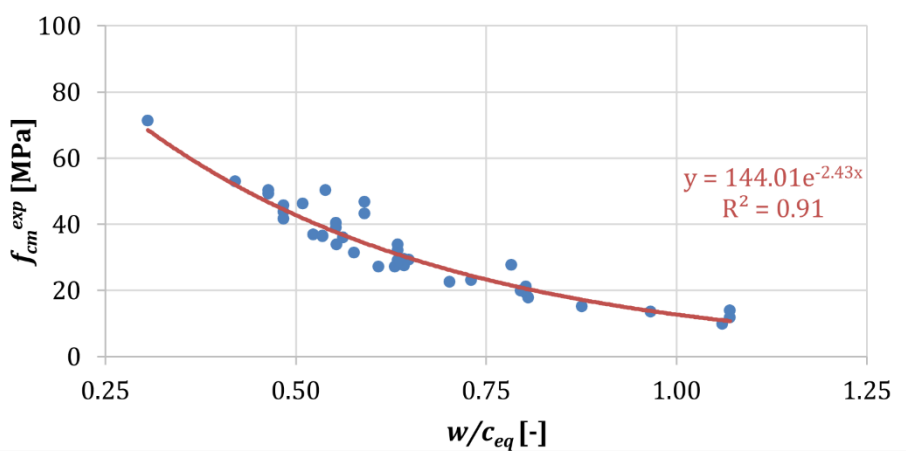
Slika 4.24 Veza eksperimentalnih i računskih vrednosti čvrstoća pri pritisku (21-35% KB – filtrirano)

Prosečan odnos računskih i eksperimentalnih čvrstoća (slika 4.25) i njihova standardna decijacija su smanjeni na $\mu^{rač/exp} = 1,01$ i $\sigma^{rač/exp} = 0,114$ u poređenju sa prethodnim vrednostima 1,02 i 0,140 respektivno (slika 4.13). Posledično smanjen je interval oblasti poverenja na opseg između 0,83 i 1,20.



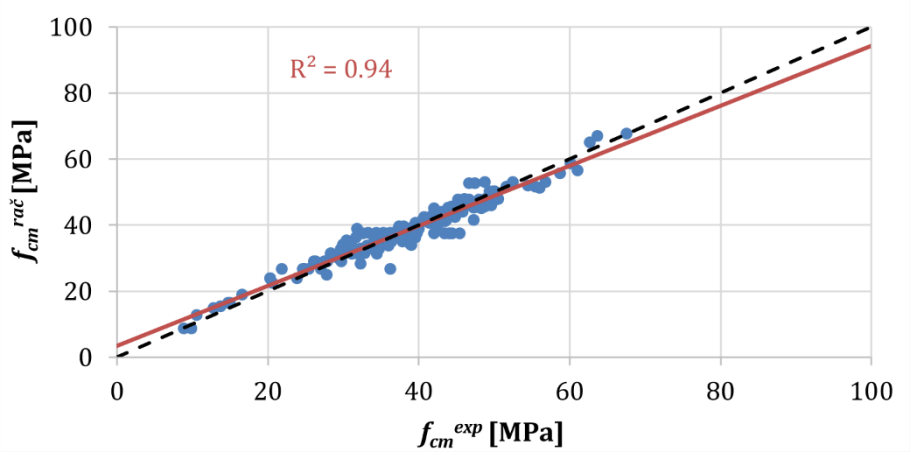
Slika 4.25 Odnosi računskih i eksperimentalnih čvrstoća u funkciji čvrstoće pri pritisku (21-35% KB – filtrirano)

Takođe, veza između čvrstoća pri pritisku i w/c_{eq} faktora (slika 4.26) je značajno bolja, R^2 = 0,91 u poređenju sa R^2 = 0,71 (slika 4.14). Nagib ove krive je delimično veći u odnosu na nagib krive koja opisuje rezultate prve grupe, što potvrđuje veći uticaj ovog faktora na čvrstoću pri pritisku kod mešavina sa većim procentom zamene cementa.



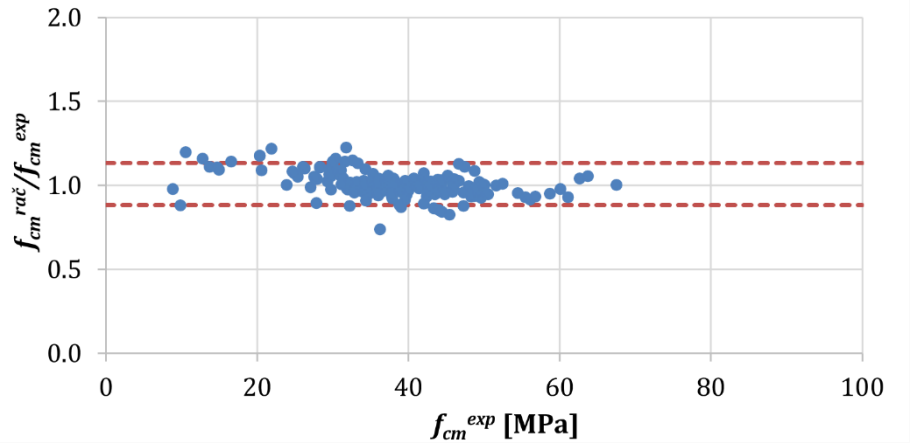
Slika 4.26 Čvrstoća pri pritisku u zavisnosti od w/c_{eq} faktora (21-35% KB – filtrirano)

Ubedljivo najveće poboljšanje primećuje se kod rezultata treće grupe. Veza eksperimentalnih i računskih vrednosti čvrstoća betona pri pritisku sa prethodno postignutim koeficijentom determinacije R^2 = 0,66 (slika 4.15) nakon filtriranja rezultata ostvarila je R^2 = 0,94 (slika 4.27). To je ujedno i najveći koeficijent determinacije koji je ostvaren kod svih grupa, uzimajući u obzir sve sprovedene analize. Rasipanje rezultata je svedeno na minimum, a otklon linije trenda od linije jednakosti je postao zanemarljiv.



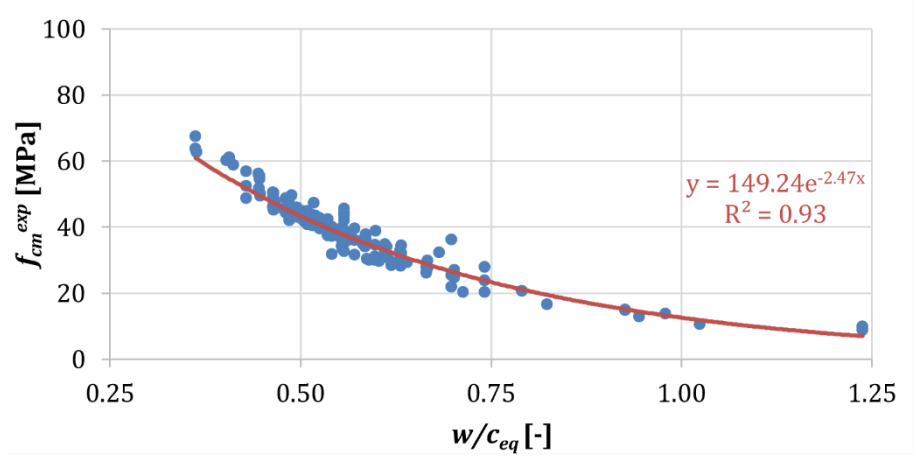
Slika 4.27 Veza eksperimentalnih i računskih vrednosti čvrstoća pri pritisku (36-80% KB – filtrirano)

Srednja vrednost odnosa računskih i eksperimentalnih čvrstoća smanjena je na $\mu^{rač/exp}$ = 1,01, u poređenju sa prethodnih 1,04. Standardna devijacijanje iznosila svega $\sigma^{rač/exp}$ = 0,076, što je najniža zabeležena vrednost računajući sve grupe. To je dvostruko niže u poređenju sa prethodnom vrenošću devijacije koja je za istu grupu bila 0,175. Donja granica intervala poverenja bila je na 0,88, a gornja na 1,13 (slika 4.28).



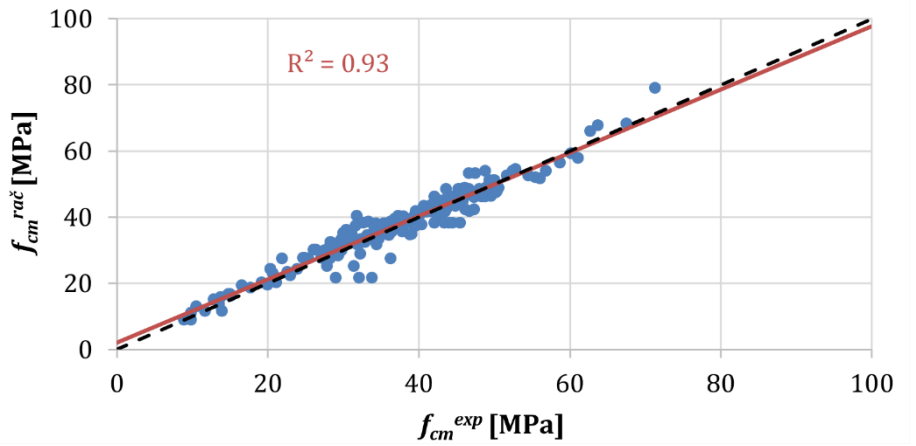
Slika 4.28 Odnosi računskih i eksperimentalnih čvrstoća u funkciji čvrstoće pri pritisku (36-80% KB – filtrirano)

Konačno, i eksponencijalna zavisnost čvrstoće pri pritisku i w/c_{eq} faktora postala je značajno izraženija, slika 4.29. Postignuti koeficijent determinacije od R^2 = 0,93 predstavlja veliki napredak u poređenju sa prethodnim R^2 = 0,55 (slika 4.17). Dodatno, promena nagiba ove ove krive je najizraženija, odakle sledi zaključak da w/c_{eq} faktor ima najveći uticaj na čvrstoću pri pritisku mešavina sa najvećim procentom zamene cementa.



Slika 4.29 Čvrstoća pri pritisku u zavisnosti od w/c_{eq} faktora (36-80% KB – filtrirano)

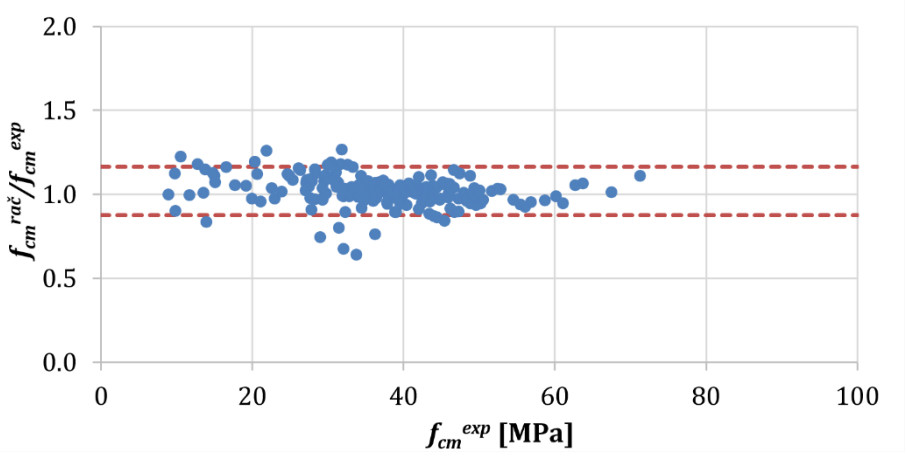
Na kraju, prikazana je i nova veza eksperimentalnih i računskih vrednosti čvrstoća pri pritisku za četvrtu grupu (slika 4.30). Koeficijent determinacije je sa $R^2 = 0,70$ (slika 4.18) porastao na vrednost $R^2 = 0,93$, a nova linija trenda koincidira sa linijom jednakosti.



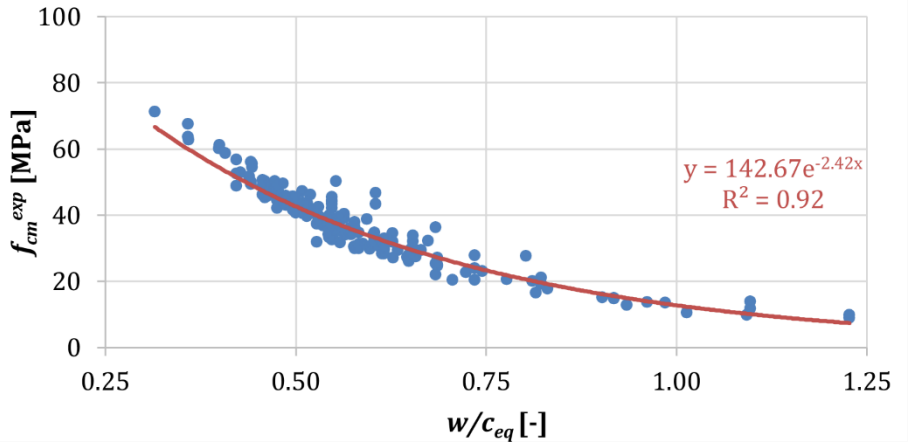
Slika 4.30 Veza eksperimentalnih i računskih vrednosti čvrstoća pri pritisku (21-80% KB – filtrirano)

Interval poverenja odnosa računskih i eksperimentalnih čvrstoća kretao se u opsegu 0,88 do 1,17, slika 4.31. Srednja vrednost ovih odnosa iznosila $\mu^{rač/exp} = 1,02$, dok je njihova standardna devijacija bila $\sigma^{rač/exp} = 0,088$. Prethodne vrednosti ovih parametara bile su 1,06 i 0,183 respektivno, slika 4.19.

Vrednost koeficijenta determinacije koji opisuje eksponencijalnu zavisnost čvrstoće pri pritisku i w/c_{eq} faktora porasla je na $R^2 = 0,92$ (slika 4.32) u poređenju sa prethodnih $R^2 = 0,70$ (slika 4.20). I rasipanje rezultata je značajno smanjeno.



Slika 4.31 Odnosi računskih i eksperimentalnih čvrstoća u funkciji čvrstoće pri pritisku (21-80% KB – filtrirano)



Slika 4.32 Čvrstoća pri pritisku u zavisnosti od w/c_{eq} faktora (21-80% KB – filtrirano)

Prethodno opisani detaljni proračuni empirijskih koeficijenata, faktora efikasnosti, kao i utvrđivanje veza između pojedinih parametara sprovedeni su i koristeći druge dve grupe izraza, predlog Ferea – izrazi (4.1), (4.4) i (4.7), kao i predlog Beljajeva – izrazi (4.2), (4.5)i (4.8). Rezultati ovih analiza nisu prikazani detaljno, kao što je to bio slučaj sa predlogom Bolomeja, već su vrednosti najbitnijih koeficijenata i statističkih parametara dati tabelarno (tabela 4.1). U ovoj tabeli prikazane su, radi poređenja, i prethodno dobijene vrednosti ovih parametara kada je korišćen Bolomejev predlog.

Iz tabele 4.1 se vidi da sva tri analizirana izraza daju predikcije veoma dobre preciznosti. Ukoliko se izvrši njihovno međusobno poređenje, može se zaključiti da svi daju predikcije podjednako dobre preciznosti (veoma slični koeficijenti determinacije). Možda se jednačina Bolomeja delimično izdvaja od druge dve kao nešto preciznija, ali su njihove razlike uglavnom beznačajne. Ono što je veoma bitno jeste to što su dobijene prosečne vrednosti faktora efikasnosti za svaku od grupa identične ili gotovo identične bez obzira na primenjenu metodu. Različite vrednosti empirijskih koeficijenata (A) u pojedinim izrazima posledica su njihovih različitih oblika.

Prateći ovu metodologiju, na identičan način, mogao bi se unaprediti i Wangov izraz (2.27), koji je u osnovi modifikacija izraza predloženog od strane Abramsa.

Tabela 4.1 Pregled vrednosti najbitnijih koeficijenata i statističkih parametara prilikom proračuna čvrstoće betona pri pritisku

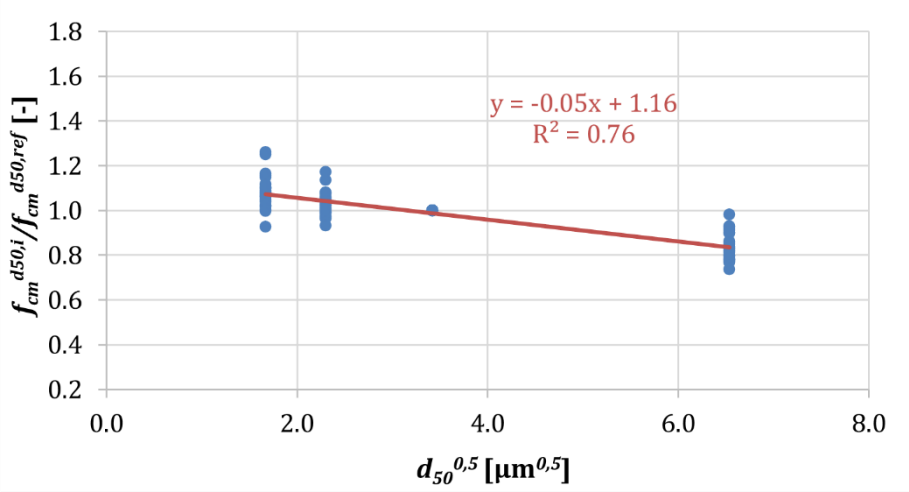
		Svi rezultati – kompletna baza			Filtrirani rezultati ($d_{50} \leq 20$ μm)		
% KB	Parametar	Fere	Beljajev	**Bolomej**	Fere	Beljajev	**Bolomej**
0-20 %	n	168	174	171	87	89	88
	A	165–457	8–25	16–47	205–355	8–19	21–36
	k	**0,45**	**0,47**	**0,46**	**0,39**	**0,40**	**0,41**
	R^2	0,93	0,91	0,93	0,93	0,91	0,93
	$\mu^{rač/exp}$	1,01	1,01	1,01	1,02	1,02	1,01
	$\sigma^{rač/exp}$	0,090	0,104	0,093	0,100	0,113	0,102
	$^{*}DG_{5\%}$	0,86	0,84	0,86	0,85	0,83	0,85
	$^{**}GG_{95\%}$	1,16	1,18	1,16	1,18	1,20	1,18
21-35 %	n	71	75	77	38	39	41
	A	165–457	8–25	16–47	206–355	11–19	21–36
	k	**0,36**	**0,36**	**0,35**	**0,24**	**0,28**	**0,26**
	R^2	0,83	0,82	0,84	0,93	0,89	0,93
	$\mu^{rač/exp}$	1,02	1,01	1,02	1,01	1,01	1,01
	$\sigma^{rač/exp}$	0,137	0,143	0,140	0,108	0,122	0,114
	$DG_{5\%}$	0,79	0,78	0,79	0,84	0,81	0,83
	$GG_{95\%}$	1,24	1,25	1,25	1,19	1,21	1,20
36-80 %	n	274	282	285	164	168	172
	A	219–457	9–25	20–47	253–324	14–19	26–32
	k	**0,22**	**0,22**	**0,22**	**0,18**	**0,18**	**0,18**
	R^2	0,61	0,61	0,66	0,90	0,91	0,94
	$\mu^{rač/exp}$	1,05	1,04	1,04	1,01	1,01	1,01
	$\sigma^{rač/exp}$	0,178	0,186	0,175	0,086	0,085	0,076
	$DG_{5\%}$	0,75	0,73	0,75	0,87	0,87	0,88
	$GG_{95\%}$	1,34	1,34	1,33	1,15	1,14	1,13
21-80 %	n	345	357	362	202	207	213
	A	165–457	8–25	16–47	206–355	11–19	21–36
	k	**0,25**	**0,25**	**0,25**	**0,19**	**0,20**	**0,20**
	R^2	0,65	0,65	0,70	0,90	0,90	0,93
	$\mu^{rač/exp}$	1,06	1,06	1,06	1,02	1,02	1,02
	$\sigma^{rač/exp}$	0,186	0,196	0,183	0,093	0,098	0,088
	$DG_{5\%}$	0,76	0,74	0,76	0,87	0,86	0,88
	$GG_{95\%}$	1,37	1,38	1,36	1,17	1,18	1,17

$^{*}DG_{5\%}$ – donja granica intervala poverenja (5% fraktil);

$^{**}GG_{95\%}$ – gornja granica intervala poverenja (95% fraktil);

4.2.3. Uticaj granulometrije KB

Budući da u literaturi nema mnogo studija u kojima se upoređuju čvrstoće betona kod kojih su korišćena KB različite granulometrije, uticaj ovog parametra analiziraće se na sopstvenim mešavinama. Za te potrebe izvršena je komparacija mešavina iz iste serije, sa istim procentom zamene cementa, istom količinom praškaste komponente, istim w/c faktorom, a različitom krupnoćom KB (ukupno 128 mešavina). Kao reprezent granulometrije KB usvojena je veličina prosečnog zrna d_{50} [μm]. Za referentno (uporedno) usvojeno je KB u oznaci K3 (d_{50} =11,7 μm), koje je bilo slične krupnoće kao cement (d_{50} = 11,1 μm). Odnosi čvrstoća betona kod kojih je korišćeno KB različite krupnoće $f_{cm}^{d50,i}$ i čvrstoća betona sa referentnim KB (K3) $f_{cm}^{d50,ref}$ u funkciji kvdratnog korena veličine srednjeg zrna KB prikazani su na slici 4.33.



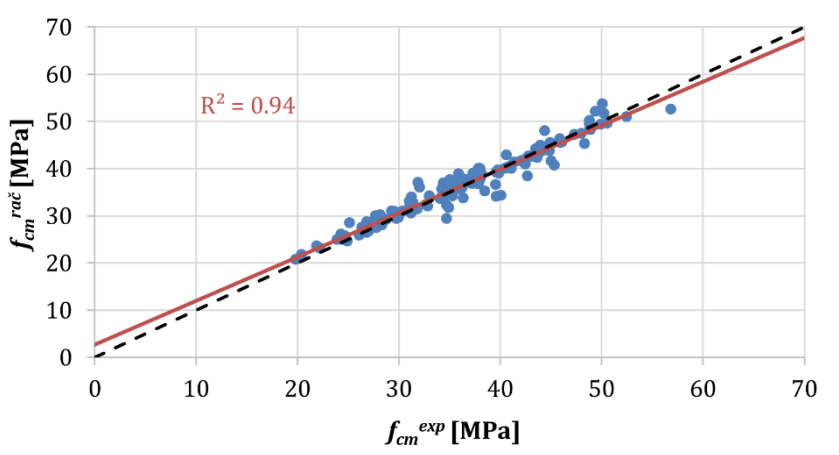
Slika 4.33 Uticaj krupnoće KB na čvrstoću pri pritisku

Kao što je već rečeno, sa povećanjem krupnoće KB čvrstoća pri pritisku betona postepeno opada. Štaviše, ova veza je linearna sa relativno dobrim koeficijentom determinacije R^2 = 0,76. Linearna zavisnost ovih parametara opisana je izrazom (4.10).

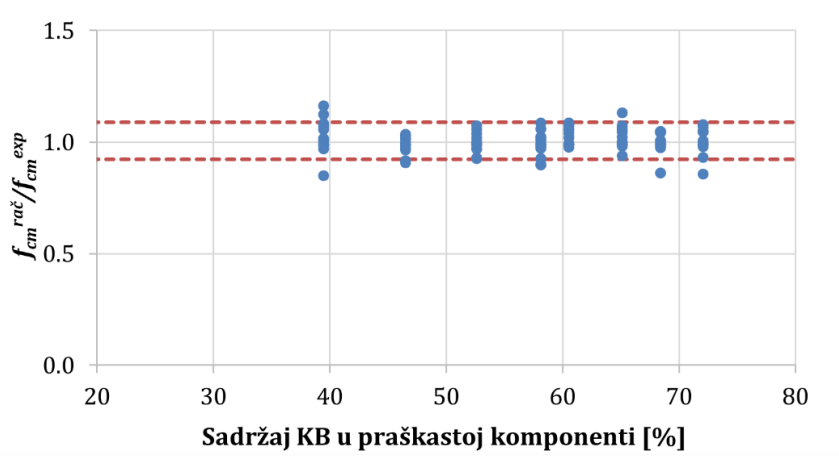
$$\frac{f_{cm}^{d_{50,i}}}{f_{cm}^{d_{50,ref}}} = 1{,}16 - \frac{5 \cdot \sqrt{d_{50}}}{100} \rightarrow f_{cm}^{d_{50,i}} = \frac{116 - 5 \cdot \sqrt{d_{50}}}{100} \cdot f_{cm}^{d_{50,ref}} \tag{4.10}$$

Slika 4.34 prikazuje vezu eksperimentalnih i računski dobijenih čvrstoća korišćenjem prethodnog izraza. Može se uočiti jako dobra koncentracija rezultata, bez većeg rasipanja. Trendlinija se praktično podudara sa linijom jednakosti, a postignuti koeficijent determinacije od R^2 = 0,94 potvrđuje kvalitet uspostavljene veze.

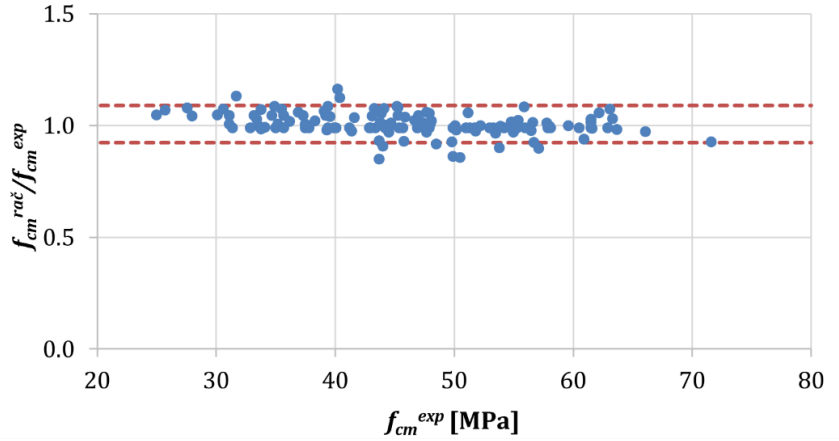
Odnosi računskih i eksperimentalnih vrednosti čvrstoća pri pritisku u funkciji sadržaja KB i čvrstoće pri pritisku, prikazani su redom na slikama 4.35 i 4.36. Srednja vrednost ovih odnosa iznosila $\mu^{rač/exp}$ = 1,01, dok je njihova standardna devijacija bila $\sigma^{rač/exp}$ = 0,051. Na osnovu ovih vrednosti slede granice intervala poverenja od 0,92 i 1,09. Na osnovu prethodnih slika može se zaključiti da kvalitet predikcije ne zavisi od sadržaja KB, niti od čvrstoće betona pri pritisku.



Slika 4.34 Veza eksperimentalnih i računskih vrednosti čvrstoća pri pritisku



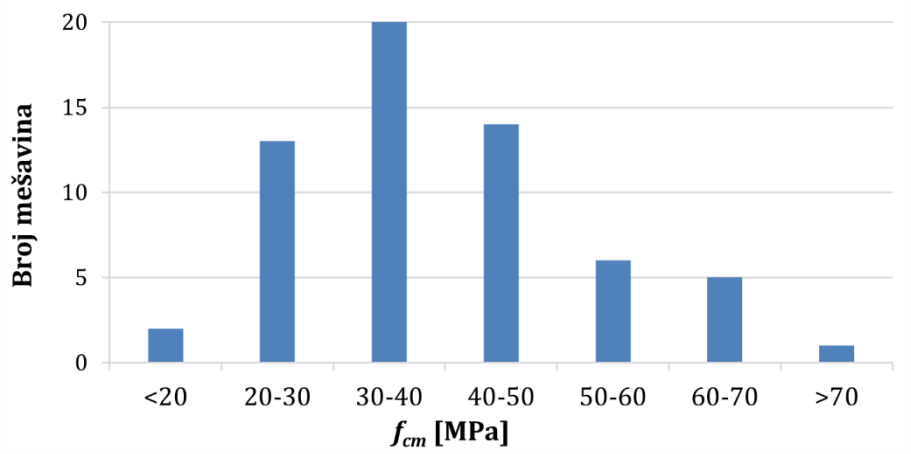
Slika 4.35 Odnos računskih i eksperimentalnih vrednosti čvrstoća pri pritisku u zavisnosti od sadržaja KB



Slika 4.36 Odnos računskih i eksperimentalnih vrednosti čvrstoća pri pritisku u zavisnosti od čvrstoće pri pritisku

4.3. ČVRSTOĆA PRI ZATEZANJU (CEPANJEM)

Kada je u pitanju čvrstoća pri zatezanju, formirana baza podataka sadržala je ukupno 61 mešavinu, od kojih je 13 sopstvenih mešavina autora, a 48 je pronađeno u literaturi (Diab et al., 2016b; Irassar et al., 2001; Jin et al., 2020; Li and Kwan, 2015; Robalo et al., 2021, 2020). Broj mešavina u funkciji čvrstoće betona pri pritisku prikazan je na slici 4.37. Najviše mešavina imalo je čvrstoću između 30 i 40 MPa, a zatim slede one sa čvrstoćom između 40 i 50 MPa, kao i između 20 i 30 MPa. Tačnije, broj mešavina sa čvrstoćom u opsegu 20–50 iznosio je 47. Deluje da distribucija broja mešavina u funkciji čvrstoće odgovara normalnoj distribuciji.



Slika 4.37 Broj mešavina sa ispitanom čvrstoćom pri zatezanju u funkciji čvrstoće pri pritisku

Maksimalni sadržaj KB u praškastoj komponenti u slučaju betona kod kojih je analizirana čvrstoća pri zatezanju iznosio je oko 65%. Posmatrajući po grupama, broj mešavina u prvoj grupi (0–20%) bio je 29, u drugoj (21–35%) je 11, a u trećoj grupi (36–65%) bilo je 21. Četvrtoj grupi (21–65%) pripadaju ukupno 32 mešavine.

U ovom delu, najpre je izvršena podobnost primene odredbi različitih propisa EC2, MC10, FprEC2, MC20 izrazi (2.32)-(2.35). Izrazi koji su preporučeni u prva tri pomenuta propisa (EC2, MC10, FprEC2) mogu se predstaviti u identičnom obliku:

$$f_{ctm,sp} = a \cdot f_{ck}^{b} \tag{4.11}$$

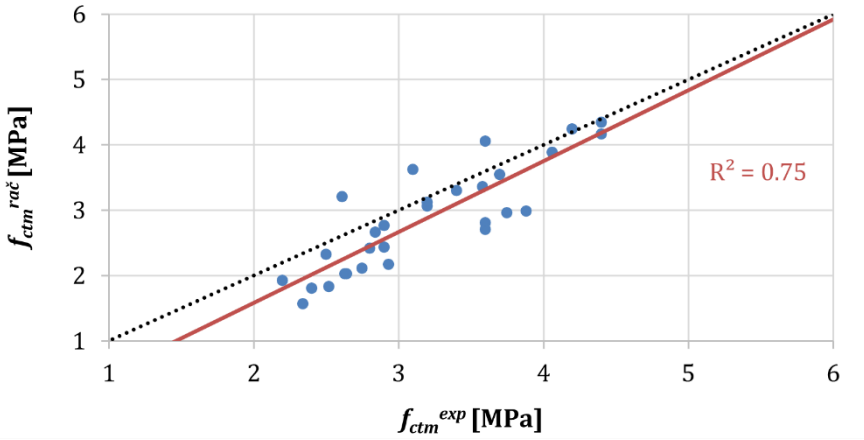
Dok je izraz koji dat u MC20, nešto drugačijeg oblika:

$$f_{ctm,sp} = a \cdot ln(f_{ck}) - b \tag{4.12}$$

A zatim su predložene modifikacije koeficijenata a i b za sve analizirane grupe rezultata. Vrednosti ovih koeficijenata određene su kalibracijom računskih i eksperimentalnih tezultata, u cilju povećanja preciznosti predikcije ($\mu^{rač/exp} \rightarrow 1{,}00$) i što boljeg preklapanja linije trenda i linije jednakosti.

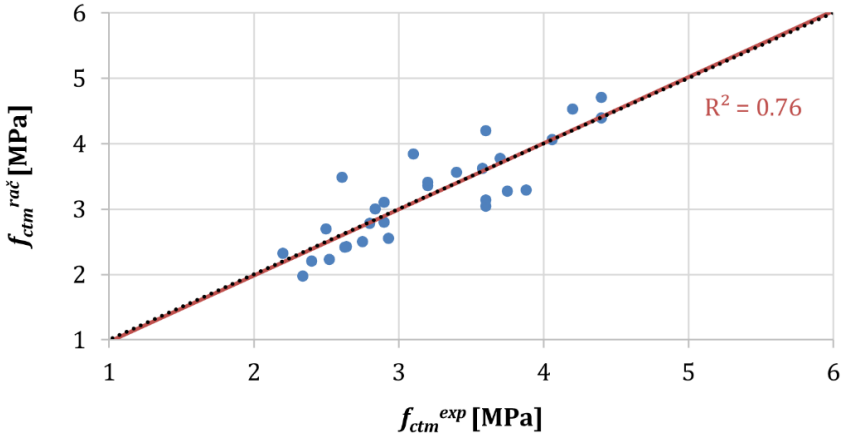
U nastavku su detaljno prikazani rezultati testiranja postojećeg i modifikovanog izraza FrpEC2. Na slici 4.38 prikazana je veza eksperimentalnih i računskih vrednosti čvrstoća pri zatezanju za prvu grupu rezultata. Imajući u vidu sve nesigurnosti u vezi čvrstoće betona pri zatezanju, može se konstatovati da disperzioja rezultata nije prevelika. Koeficijent determinacije od 0,75 ukazuje na postojanje relativno dobre veze. Ipak, primetan je veći nagib trendlinije i njen otklon od linije jednakosti. Ovo odstupanje je najveće kod nižih vrednosti čvrstoća i postepeno se smanjuje sa povećanjem čvrstoća pri zatezanju. Prosečan odnos računskih i eksperimentalnih vrednosti čvrstoća pri zatezanju iznosio je $\mu^{rač/exp} = 0{,}89$, dok je

standardna devijacija bila $\sigma^{rač/exp}$ = 0,14. Dakle, izraz predložen u standardu FprEC2, u proseku potcenjuje vrednpsti čvrstoće pri zatezaju za nekih 11%.



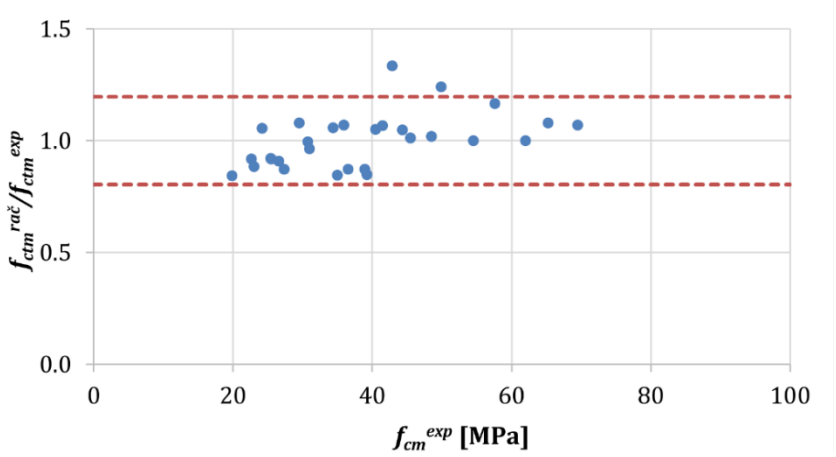
Slika 4.38 Veza eksperimentalnih i računskih (FprEC2) vrednosti čvrstoća pri zatezanju (0-20% KB)

Slika 4.39 predstavlja vezu eksperimentalnih i računskih vrednosti čvrstoća pri zatezanju za modifikovan izraz FprEC2. Vrednosti koeficijenata bile su u ovom slučaju identične a = b = 0,53. Rasipanje rezultata je kao i u prethodnom slučaju, ali je postignuto apsolutno poklapanje linije trenda i linije jednakosti. Koeficijent determinacije bio je zanemarljivo veći.



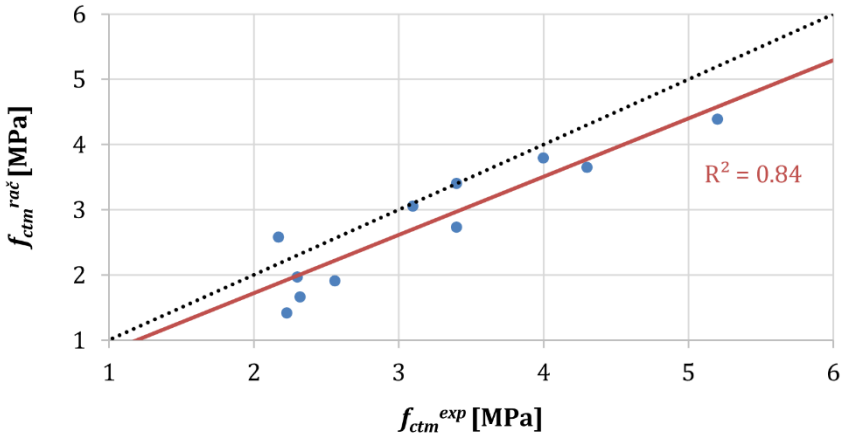
Slika 4.39 Veza eksperimentalnih i računskih (FprEC2 modifikovano) vrednosti modula elastičnosti (0-20% KB)

Odnosi računskih i eksperimentalnih vrednosti čvrstoća pri zatezanju u funckiji čvrstoće pri pritisku prikazani su na slici 4.40. Nema naznaka da čvrstoća pri pritisku, kao najbitniji parametar, utiče na preciznost predikcije. Srednja vrednos ovih odnosa iznosila je $\mu^{rač/exp}$ = 1,00, uz $\sigma^{rač/exp}$ = 0,12. Interval poverenja nalazi se u granicama od 0,80 do 1,20.



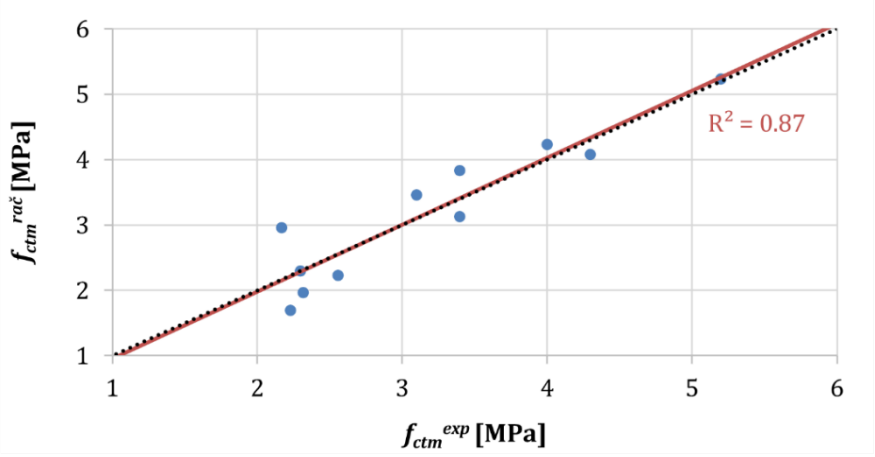
Slika 4.40 Odnos računskih FprEC2 modifikovano) i eksperimentalnih čvrstoća pri zatezanju u funkciji čvrstoće betona pri pritisku (0-20% KB)

Veza eksperimentalnih i računskih vrednosti čvrstoća pri zatezanju za drugu grupu prezentovana je na slici 4.41. Koeficijent determinacije je veći nego u prethodnom slučaju, ali je broj podataka u drugoj grupi manji, pa se ne može govoriti o mnogo pouzdanijoj vezi. Koncentracija rezultata je solidna, ali je otklon trend linije od linije jednakosti nešto izraženiji. Štaviše, za razliku od prethodne grupe, preciznost predikcije je najveća kod betona nižih čvrstoća, a sa povećanjem čvrstoće pri uzatezanju se povećava i pomenute linije se sve više razilaze. Srednja vrednost odnosa računskih i eksperimentalnih čvrstoća pri zatezanju bio je $\mu^{rač/exp}$ = 0,87, sa standardnom devijacijom od $\sigma^{rač/exp}$ = 0,15. Ponovo izraz potcenjuje stvarne vrednosti čvrstoće pri zatezanju.

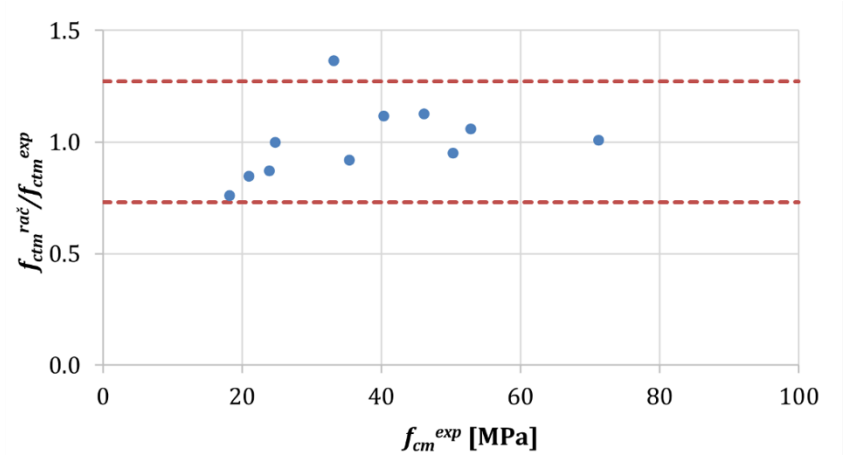


Slika 4.41 Veza eksperimentalnih i računskih (FprEC2) vrednosti čvrstoća pri zatezanju (21-35% KB)

Ista veza sa modifikovanim setom parametara može se pronaći na slici 4.42. Sa povećanjem procentualnog učešća KB, koeficijent a = 0,40 se smanjuje, dok se b = 0,62 povećava. Poklapanje linija jednakosti i trenda je apsolutno. Prosečna vrednost odnosa računskih i eksperimentalnih čvrstoća pri zatezanju iznosila je $\mu^{rač/exp}$ = 1,00, dok je $\sigma^{rač/exp}$ = 0,17. Na osnovu ovih vrednosti određene granice intervala poverenja bile su 0,73 i 1,27 (slika 4.43). Iako se čini da su ove granice poverenja prilično široke, one se i dalje nalaze u užem intervalu od onog koji se može pronaći u standardu FprEC2 (0,7–1,3).



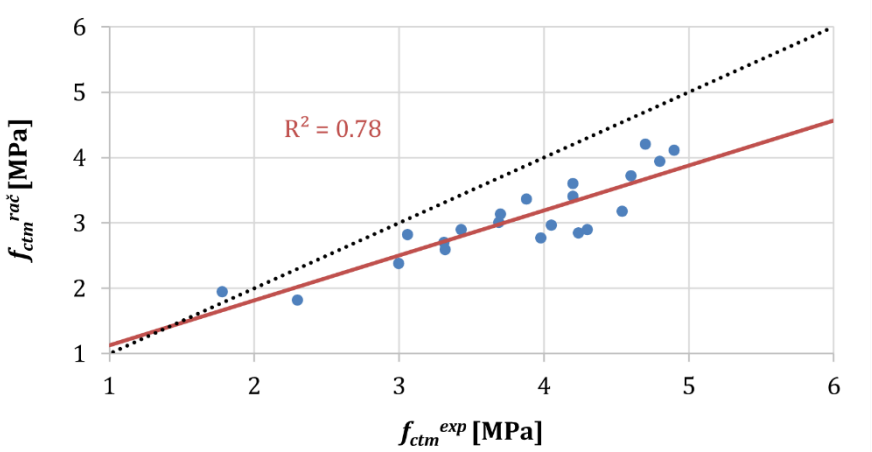
Slika 4.42 Veza eksperimentalnih i računskih (FprEC2 modifikovano) vrednosti modula elastičnosti (21-35% KB)



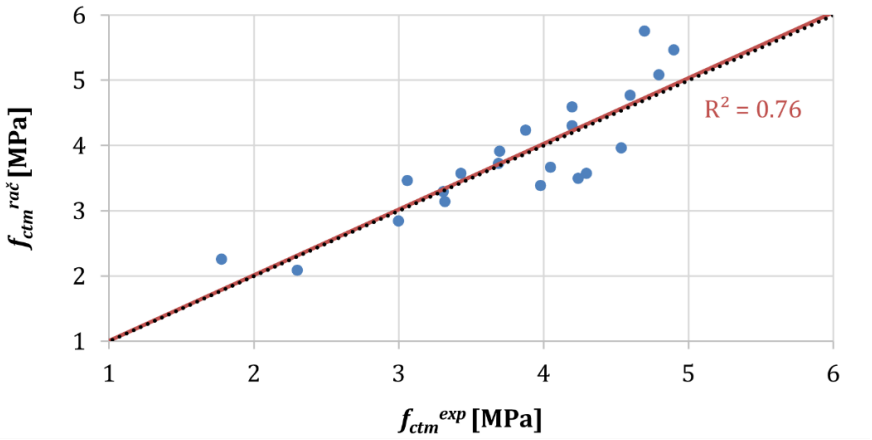
Slika 4.43 Odnos računskih (FprEC2 modifikovano) i eksperimentalnih čvrstoća pri zatezanju u funkciji čvrstoće betona pri pritisku (21-35% KB)

Sa daljim povećanjem udela KB (treća grupa rezultata), razlike između eksperimentalnih i računskih čvrstoća pri zatezanju se povećavaju, slika 4.44. Mimoilaženje linije trenda i linije jednakosti postaje sve veće, iako je koncentracija rezultata i dalje prilično dobra uz dobar koeficijent R^2 = 0,78. Prosečna vrednost $\mu^{rač/exp}$ = 0,81, dok je standardna devijacija iznosila $\sigma^{rač/exp}$ = 0,09. U ovom slučaju izraz potcenjuje stvarne vrednosti čvrstoće u proseku za oko 22%.

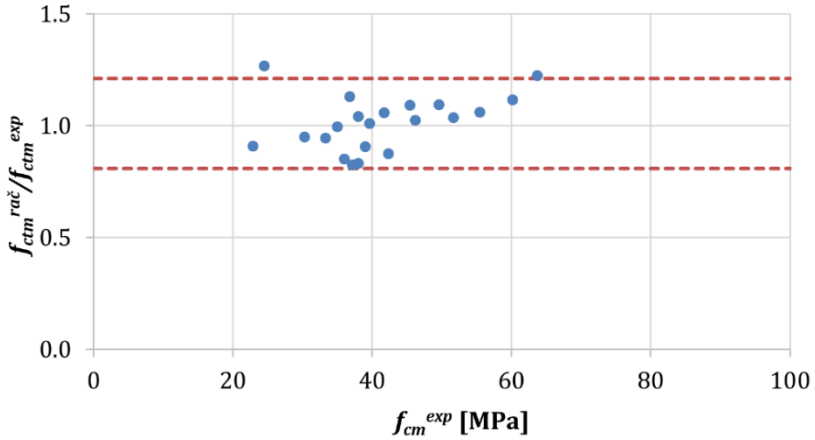
Sa modifikovanim vrednostima koeficijenata a = 0,26 i b = 0,77, preciznost predikcije se značajno povećava (slika 4.45). Ponovo se linija trenda poklapa sa linijom jednakosti. Za razliku od prethodnih rezultata, prvi put se primećuje blagi pad koeficijenta determinacije, što ukazuje na neznatno povećanje disperzije rezultata. Osrednjena vrednost odnosa računskih i eksperimentalnih čvrstoća pri zatezanju za treću grupu iznosila je $\mu^{rač/exp}$ = 1,01, praćena stadnardnoim devijacijom od $\sigma^{rač/exp}$ = 0,12. Oblast poverenja nalazi se između 0,81 i 1,20, slika 4.46.



Slika 4.44 Veza eksperimentalnih i računskih (FprEC2) vrednosti čvrstoća pri zatezanju (36-70% KB)



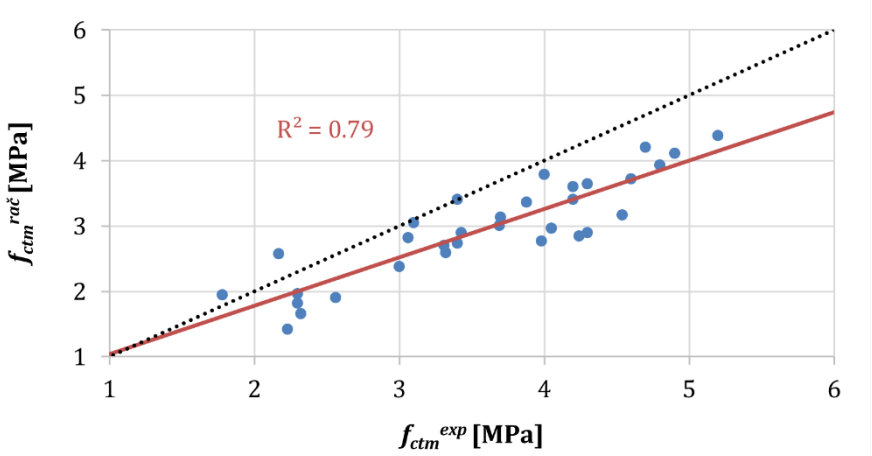
Slika 4.45 Veza eksperimentalnih i računskih (FprEC2 modifikovano) vrednosti modula elastičnosti (36-70% KB)



Slika 4.46 Odnos računskih (FprEC2 modifikovano) i eksperimentalnih čvrstoća pri zatezanju u funkciji čvrstoće betona pri pritisku (36-70% KB)

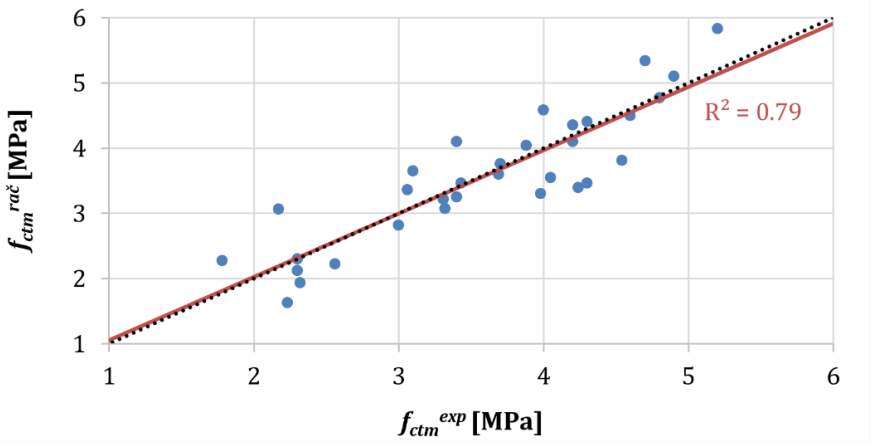
Konačno, veza eksperimentalnih i računskih vrednosti čvrstoća pri zatezanju za poslednju, četvrtu, grupu može se pronaći na slici 4.47. Linija trenda seče liniju jednakosti u tački (1;1) i postepeno se udaljava od nje kako čvrsrtoća pri zatezanju raste. Budući da je linija trenda sve

vreme ispod linije jednakosti, to znači da su računske vrednosti čvrstoća niže od eksperimentalnih. U proseku predikcija podbacuje u proceni za oko 17%.

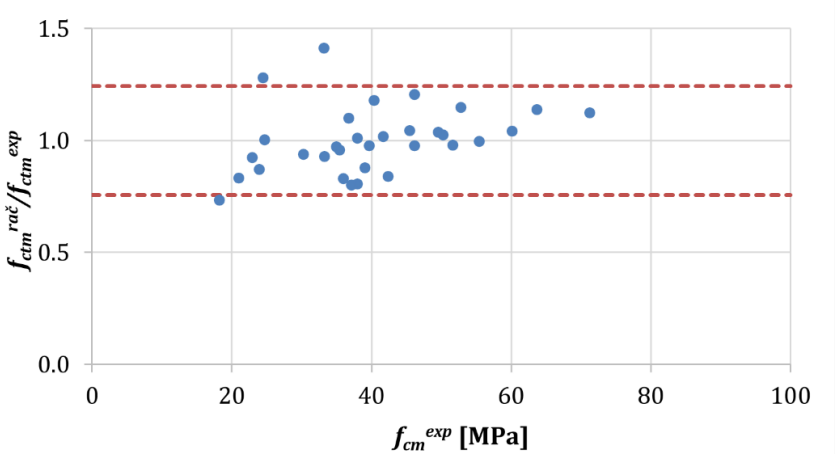


Slika 4.47 Veza eksperimentalnih i računskih (FprEC2) vrednosti čvrstoća pri zatezanju (21-70% KB)

Unapređena veza, sa korigovanim vrednostima koeficijenata a = 0,3 i b = 0,72 rezultirala je poklapanjem linija trenda i jednakosti, slika 4.48. Koeficijent determinacije ostao je nepromenjen. Srednja vrednost odnosa računskih i eksperimentalnih čvrstoća pri zatezanju iznosila je $\mu^{rač/exp}$ = 1,00, uz $\sigma^{rač/exp}$ = 0,15, čineći interval poverenja u granicama između 0,75 i 1,25 (slika 4.49).



Slika 4.48 Veza eksperimentalnih i računskih (FprEC2 modifikovano) vrednosti modula elastičnosti (21-70% KB)



Slika 4.49 Odnos računskih (FprEC2 modifikovano) i eksperimentalnih čvrstoća pri zatezanju u funkciji čvrstoće betona pri pritisku (21-70% KB)

Na analogan način izvršena su testiranja i sprovedene korekcije ostalih izraza. Budući da izrazi predloženi u MC10 i EC2 imaju istu strukturu kao i izrazi dati u FprEC2, prethodno usvojene vrednosti emprijskih koeficijenata (a) i (b) važe za sve ove standarde. Pregled najvaćnijih rezultata sprovedenih testiranja standarda sa pojedinim statističkim parametrima dat je u tabeli 4.2. Uopšteno posmatrano, preciznost predikcije deluje ujednačeno u svim slučajevima. Svi izrazi u svom izvornom obliku, odnosno bez izvršenih modifikacija, potcenjuju stvarne vrednosti čvrstoća pri zatezanju. Čini se da izraz MC20 pokazuje nešto slabiju preciznost u drugoj grupi rezultata u poređenju sa ostalim, dok istovremeno postiže najbolje rezultate u okviru treće grupe.

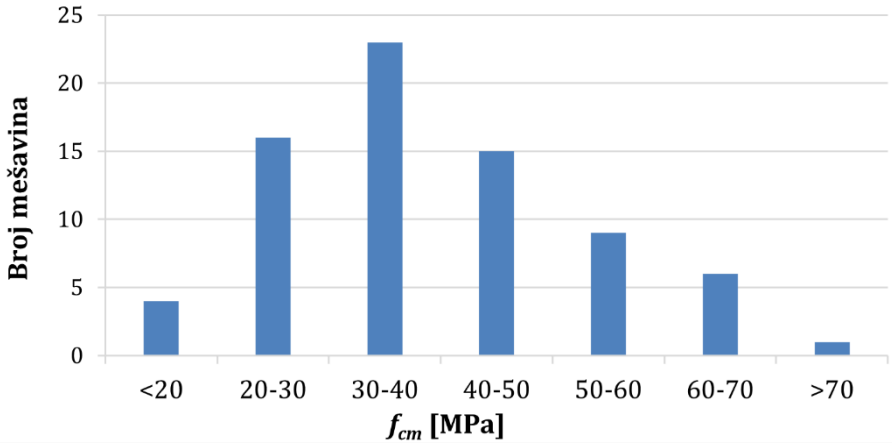
Ovde je interesantno istaći da i Kwanov izraz (2.37) daje neočekivano dobre predikcije, iako je definisan na osnovu rezultata samo jedne studije. Na primer, za grupu koja obuhvata betone sa 21-70 % KB srednja vrednost $\mu^{rač/exp} = 1{,}00$ uz standardnu devijaciju od 0,14. To je zato što je pored čvrstoće pri pritisku obuhvaćen i zapreminski sadržaj KB u mešavini. Ipak, to je empirijski izraz koji, za razliku od ostalih koji su testirani u ovom delu rada, nije opšte prihvaćen.

Tabela 4.2 Pregled vrednosti najbitnijih koeficijenata i statističkih parametara prilikom proračuna čvrstoće betona pri zatezanju

			$f_{ctm,sp} = a \cdot f_{ck}^{b}$		$f_{ctm,sp} = a \cdot ln(f_{ck}) - b$	
% KB	Parametar	EC2, MC10	FprEC2	Modif FprEC2	MC20	Modif MC20
0-20 % (n=29)	**a**	0,3	0.3/1,1	0,53	1,8	1,65
	b	0,67	0.67/0,33	0,53	3,1	2,3
	$\mu^{rač/exp}$	0,89	0.89	1,00	0,90	1,00
	$\sigma^{rač/exp}$	0,14	0,14	0,12	0,14	0,13
	R^2	0,75	0,75	0,76	0,75	0,75
	$DG_{5\%}$	0,66	1,12	0,80	0,67	0,80
	$GG_{95\%}$	1,12	0,67	1,20	1,14	1,21
21-35 % (n=11)	**a**	0,3	0.3/1,1	0,40	1,8	1,95
	b	0,67	0.67/0,33	0,62	3,1	3,16
	$\mu^{rač/exp}$	0,87	0.87	1,00	0,86	1,00
	$\sigma^{rač/exp}$	0,15	0,15	0,17	0,20	0,21
	R^2	0,85	0,84	0,87	0,78	0,78
	$DG_{5\%}$	0,62	0,62	0,73	0,53	0,65
	$GG_{95\%}$	1,12	1,12	1,27	1,19	1,36
36-70 % (n=21)	**a**	0,3	0.3/1,1	0,26	1,8	2,71
	b	0,67	0.67/0,33	0,77	3,1	5,55
	$\mu^{rač/exp}$	0,81	0,81	1,01	0,83	1,00
	$\sigma^{rač/exp}$	0,10	0,09	0,12	0,09	0,11
	R^2	0,78	0,78	0,76	0,82	0,82
	$DG_{5\%}$	0,66	0,68	0,81	0,68	0,82
	$GG_{95\%}$	0,97	0.98	1,20	0,98	1,18
21-70 % (n=32)	**a**	0,3	0.3/1,1	0,30	1,8	2,40
	b	0,67	0.67/0,33	0,72	3,1	4,53
	$\mu^{rač/exp}$	0,83	0.83	1,00	0,84	1,00
	$\sigma^{rač/exp}$	0,12	0,12	0,15	0,14	0,18
	R^2	0,79	0,79	0,79	0,78	0,78
	$DG_{5\%}$	0,64	0,62	0,75	0,62	0,71
	$GG_{95\%}$	1,03	1,06	1,25	1,06	1,29

4.4. MODUL ELASTIČNOSTI

U bazi podataka nalazilo se ukupno 74 betona kod kojih je ispitivana vrednost modula elastičnosti pri starosti od 28 dana. Pored sopstvenih, rezultati su prikupljeni iz još 12 radova (da Silva and de Brito, 2016b, 2016a, 2015; Dhir et al., 2007, 2005; Diab et al., 2016a, 2016b; Irassar et al., 2001; Li and Kwan, 2015; Meddah et al., 2014; Robalo et al., 2021, 2020). Ponovo su najzastupljeniji betoni sa čvrstoćom između 30 i 40 MPa (23), a prate ih oni sa čvrstoćom između 20 i 30 MPa (16) i betoni sa čvrstoćom između 40 i 50 MPa (15), slika 4.50.



Slika 4.50 Broj mešavina sa ispitanim modulom elastičnosti u funkciji čvrstoće pri pritisku

Najveći sadržaj KB u slučaju betona kod kojih je ispitan modul elastičnosti bio je skoro 70%. I u ovom slučaju mešavine su podeljene na četiri grupe. Prva grupa (0–20%) brojala je 32 mešavine, druga (21–35%) 18, dok su treća (36–70%) i četvrta (21–70%) grupa imale 24 i 42 mešavine respektivno.

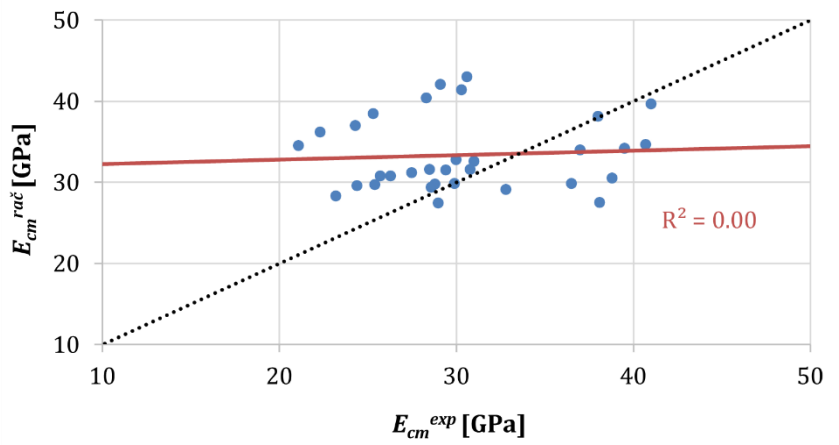
Izrazi (2,39 i 2.40) za predikciju modula elastičnosti predloženi u propisima EC2, MC10, kao i MC20, mogu se prikazati u sledećem obliku:

$$E_{cm} = a \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{b} \tag{4.13}$$

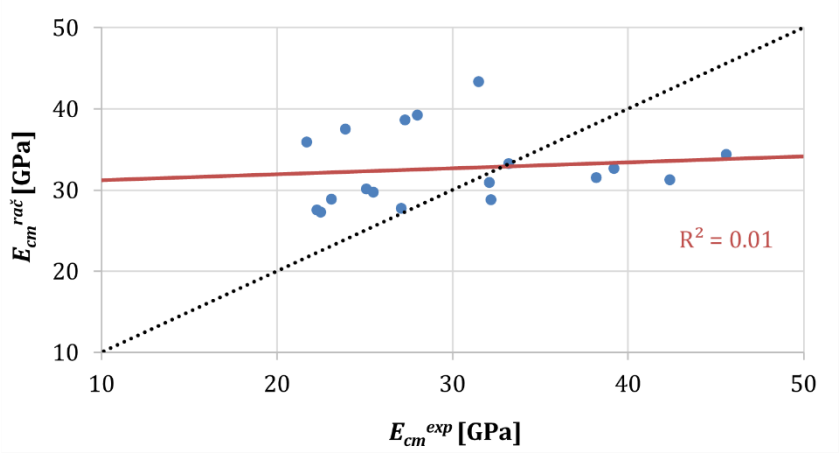
Samo se izraz (2,41) novog Evrokoda FprEC2 delimično razlikuje:

$$E_{cm} = a \cdot f_{cm}^{b} \tag{4.14}$$

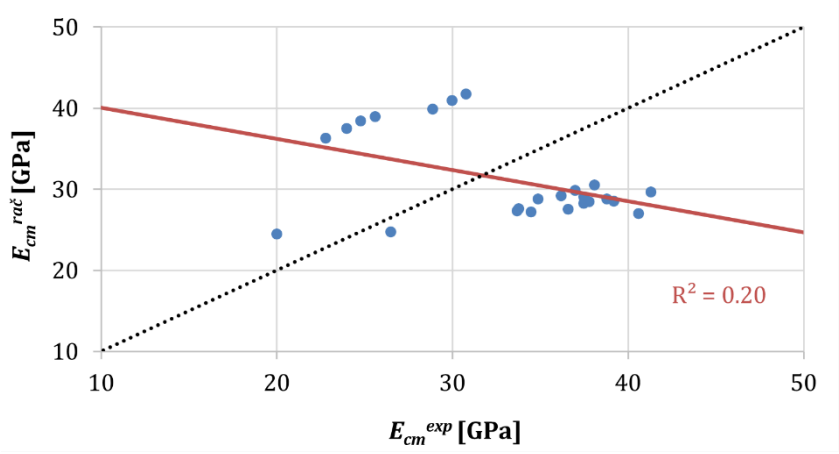
Na slikama 4.51-4.54 prikazani su rezultati testiranja izraza iz FprEC2. Na ovim slikama jasno se vidi da ne postoji bilo kakva veza eksperimentalnih i računskih vrednosti modula elastičnosti (linije trenda su skoro horizontalne i praktično izlišne). Usled nepostojanja izražene veze i velikog rasipanja rezultata zabeleženi su srazmerno niski koeficijenti determinacije R^2 = 0–0,05 kod svih grupa, osim kod treće (R^2 = 0,20). Na slici 4.53 i donekle na slici 4.54, zabeležen je paradoks koji ukazuje na smanjenje računske vrednosti modula elastičnosti sa povećanjem njegove stvarne vrednosti dobijene eksperimentalnim putem. Na osnovu ovih analiza može se reći da izraz predložen od strane FprEC2 nije dao predikcije zadovoljavajuće tačnosti ni za jednu grupu betona. Do sličnih zaključaka se može doći i testiranjem ostalih (EC2, MC10, MC20) izraza. To je prventveno posledica uticaja agregata različitih vrsta i kvaliteta u različitim studijama, a upravo agregat ima najveći uticaj na veličinu modula elastičnosti.



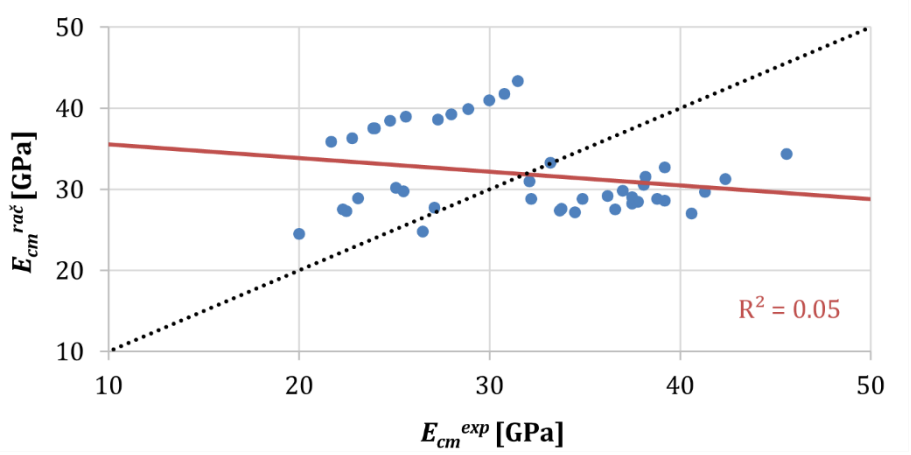
Slika 4.51 Veza eksperimentalnih i računskih (FprEC2) vrednosti modula elastičnosti (0-20% KB)



Slika 4.52 Veza eksperimentalnih i računskih (FprEC2) vrednosti modula elastičnosti (21-35% KB)



Slika 4.53 Veza eksperimentalnih i računskih (FprEC2) vrednosti modula elastičnosti (36-70% KB)



Slika 4.54 Veza eksperimentalnih i računskih (FprEC2) vrednosti modula elastičnosti (21-70% KB)

Ukoliko se pre korišćenja bilo kog izraza izvrši kalibracija koeficijenta koji obuhvata uticaj agregata (a), na referentnim betonima (bez KB), a zatim se ova vrednost primeni u izrazu prilikom predikcije modula elastičnosti betona sa KB, problem efekta agregata bi se mogao predupredi. Kalibracija ovih koeficijenata urađena je korišćenjem sledećih izraza:

$$a = \frac{E_{cm}^{REF}}{\left(\frac{f_{cm}^{REF}}{10}\right)^{b}} - izrazi\ EC2, MC10, MC20 \tag{4.15}$$

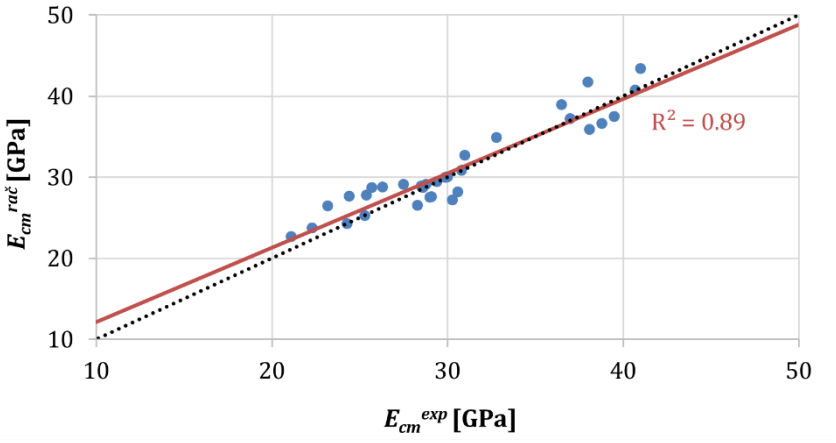
$$a = \frac{E_{cm}^{REF}}{(f_{cm}^{REF})^{b}} - izraz\ FprEC2 \tag{4.16}$$

– gde su E_{cm}^{REF} i f_{cm}^{REF} modul elastičnosti i čvrstoća pri pritisku referentne mešavine redom.

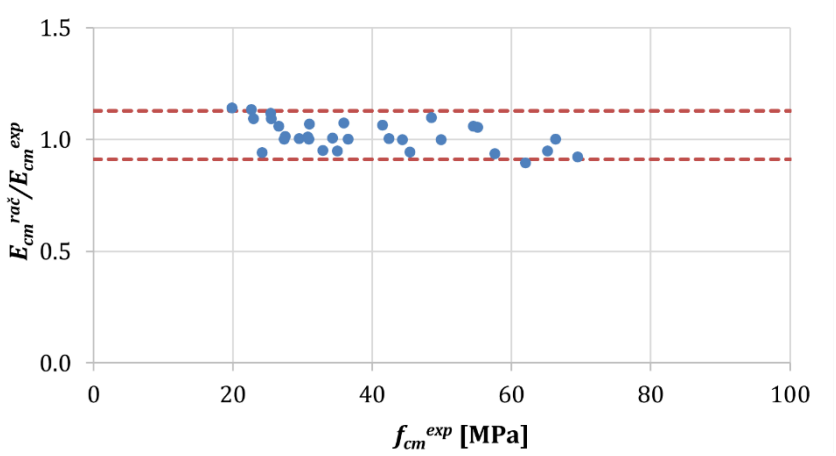
Nakon određivanja kalibracionog koeficijenata (a) iz izraza (4.16) na referentnim mešavinama iz svake studije, unošenjem njegove vrednosti u izraz (4.14) izvršena je ponovna predikcija modula elastičnosti betona. Ukoliko je u nekoj studiji bilo više referentnih betona, vrednost kalibracionog koeficijenta uzeta je kao srednja vrednost. Rezultati ovih proračuna prikazani su u nastavku.

Veza eksperimentalnih i računskih vrednosti čvrstoća pri zatezanju za prvu grupu prezentovana je na slici 4.55. Nije teško uočiti razliku u odnosu na prethodni proračun. Prikazana veza je veoma izražena i jasna, što potvrđuje veoma visok koeficijent determinacije R^2 = 0,89. Koncentracija tačaka oko linije jednakosti je dobra, pa se ona gotovo poklapa sa linijom trenda, odnosno, ovo odstupanje je praktično zanemarljivo.

Odnosi računskih i eksperimentalnih modula elastičnosti u funckiji čvrstoće pri pritisku, mogu se videti na slici 4.56. Tačke su jako koncentrisane na uskom prostoru oko jedinične vrednosti ordinate, uz malu disperziju. Srednja vrednost ovih odnosa iznosila je $\mu^{rač/exp}$ = 1,02, uz veoma malu standardnu devijaciju $\sigma^{rač/exp}$ = 0,07. Zato je i interval poverenja u relativno uskim granicama od 0,91 do 1,13.



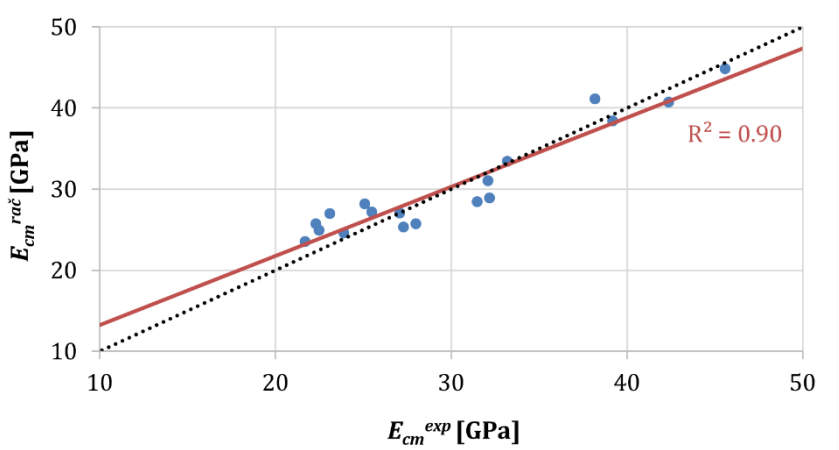
Slika 4.55 Veza eksperimentalnih i računskih (FprEC2 kalibrisano) vrednosti modula elastičnosti (0-20% KB)



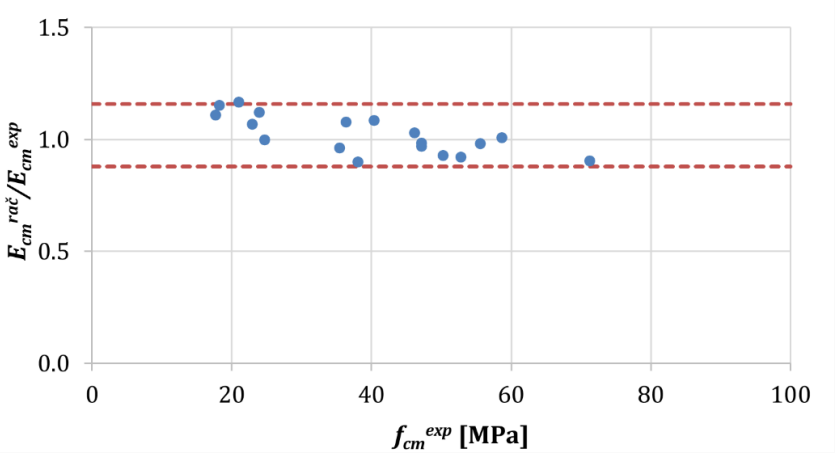
Slika 4.56 Odnos računskih (FprEC2 kalibrisano) i eksperimentalnih modula elastičnosti u funkciji čvrstoće pri pritisku (0-20% KB)

Druga grupa rezultata u pogledu preciznosti nimalo ne zaostaje za prvom, slika 4.57. Nema značajne disperzije rezultata, naprotiv, tačke su ponovo koncetrisane oko linije jednakosti koja se dobro slaže sa linijom trenda. Ponovo je postignuta veoma visoka vrednost koeficijenta determinacije $R^2 = 0{,}90$.

Situacija je veoma slična prethodnoj i kada se pogledaju odnosi računskih i eksperimentalnih vrednosti modula elastičnosti, slika 4.58. Prosečna vrednost odnosa bila je identična $\mu^{rač/exp} = 1{,}02$, praćena minimalno većom standardnom devijacijom $\sigma^{rač/exp} = 0{,}09$. To je rezultiralo delimično širim intervalom poverenja čije su granice u ovom slučaju iznosile 0,88 i 1,16. Treba imati u vidu da je druga grupa sadržala nešto manje podataka od ostalih, što je veoma bitno u pogledu pouzdanosti rezultata.



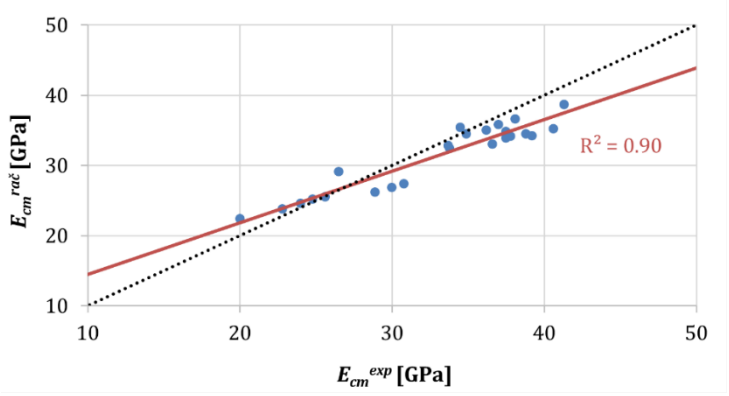
Slika 4.57 Veza eksperimentalnih i računskih (FprEC2 kalibrisano) vrednosti modula elastičnosti (21-35% KB)



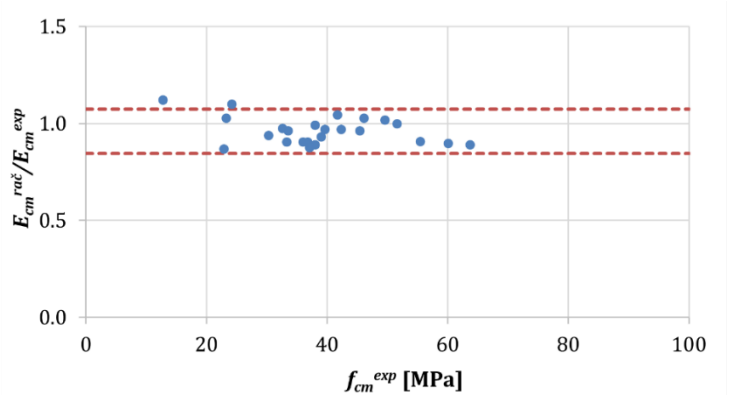
Slika 4.58 Odnos računskih (FprEC2 kalibrisano) i eksperimentalnih modula elastičnosti u funkciji čvrstoće pri pritisku (21-35% KB)

Sa dodatnim povećanjem sadržaja KB u betonu, dolazi do povećanja razlike između računskih i ekperimentalnih vrednosti modula elastičnosti, slika 4.59. Drugim rečima, preciznost predikcije je delimično manja, ali je i dalje na veoma visokom nivou. Tačke su veoma gusto raspoređenje oko linije trenda na šta ukazuje visok koeficijent determinacije $R^2 = 0,90$, ali ona ipak ima određeno odstupanje od linije jednakosti. Ovo odstupanje nije veliko pa se može zaključiti da je preciznost predikcije i dalje na veoma visokom nivou. Ukoliko se, eventualno, insistira na besprekornoj koincidenciji ovih linija, to bi se verovatno moglo postići kroz nekoliko naizmeničnih iteracija koeficijenta (a) i eksponenta (b). U ovom radu zadržana je vrednost eksponenta, odnosno on nije bio podvrgnut bilo kakvoj korekciji kroz proces kalibracije.

Srednja vrednost odnosa modula elastičnosti dobijenih računskim i eksperimentalnim putem iznosila je $\mu^{rač/exp} = 0,96$, što znači da računske vrednosti potcenjuju stvarne u proseku za oko 4%. Dobijena standardna devijacija i dalje je jako niska i iznosi $\sigma^{rač/exp} = 0,07$. Interval poverenja kretao se u opsegu od 0,86 do 1,10, slika 4.60.

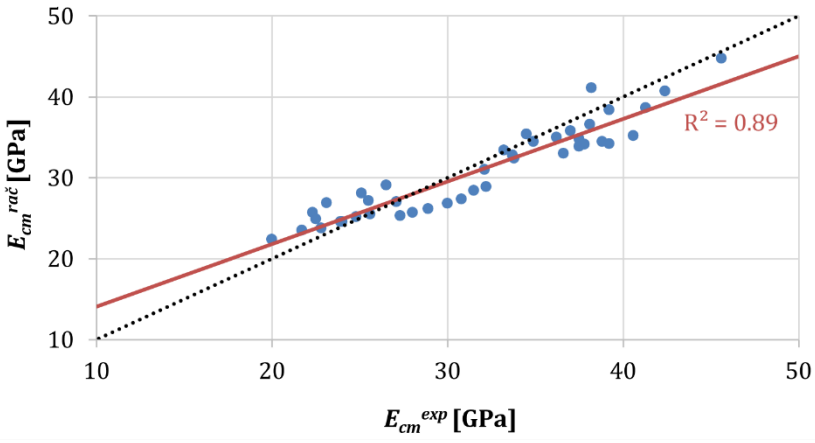


Slika 4.59 Veza eksperimentalnih i računskih (FprEC2 kalibrisano) vrednosti modula elastičnosti (36-70% KB)

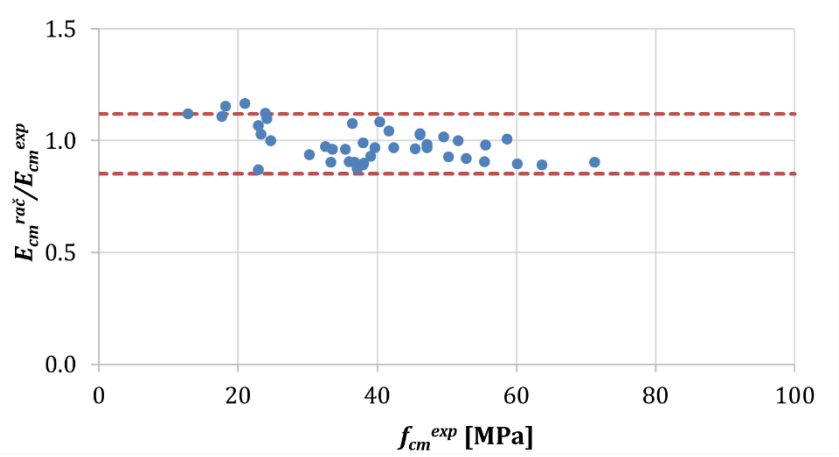


Slika 4.60 Odnos računskih (FprEC2 kalibrisano) i eksperimentalnih modula elastičnosti u funkciji čvrstoće pri pritisku (35-70% KB)

Na kraju, slike 4.61 i 4.62 prikazuju rezultate sprovedenih analiza za četvrtu grupu. Budući da je ova grupa, kao što je poznato, unija druge i treće grupe, ovi rezultati se nalaze negde u zoni između pomenutih grupa. Kako je treća grupa sadržala oko 33% više podataka od druge, to će i ovi rezultati biti u nešto većoj meri bliskiji rezultatima treće grupe. Sve što je rečeno za prethodne dve grupe važi i u ovom slučaju.



Slika 4.61 Veza eksperimentalnih i računskih (FprEC2 kalibrisano) vrednosti modula elastičnosti (21-70% KB)



Slika 4.62 Odnos računskih (FprEC2 kalibrisano) i eksperimentalnih modula elastičnosti u funkciji čvrstoće pri pritisku (21-70% KB)

Nakon testiranja i kalibracije izraza oredloženog u FprEC2, pristupilo se testiranju i kalibraciji preostalih izraza (EC2, MC10, MC20). Najvažniji podaci sprovedenih analiza mogu se pronaći u tabeli 4.3. Iz tabele se može uočiti da svi prethodni izrazi, bez izuzetka, nakon izvršene kalibracije daju predikcije podjednako dobre preciznosti, sa identičnim vrednostima koeficijenata determinacije, standardnih devijacija, uintervala poverenja, itd.

Napominje se još i to, da Kwanov izraz (2.43) ne daje dobre predikcije. Na primer, za četvrtu grupu podbacuje u proseku za oko 30%, uz veliku disperziju rezultata i gotovo zanemarljiv koeficijent determinacije.

Tabela 4.3 Pregled vrednosti najbitnijih koeficijenata i statističkih parametara pri proračunu modula elastičnosti

		$E_{cm} = a \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^b$			$E_{cm} = a \cdot f_{cm}^b$	
% KB	Parametar	EC2	MC10, MC20	**Kal. MC20**	FprEC2	**Kal. FprEC2**
0-20 % (n=32)	**a**	22	21,5	15–27	9,5	7–12
	b	0,3	0,33	0,33	0,33	0,33
	$\mu^{rač/exp}$	1,16	1,19	1,02	1,13	1,02
	$\sigma^{rač/exp}$	0,25	0,26	0,07	0,25	0,07
	R^2	0,00	0,00	0,89	0,01	0,89
	$DG_{5\%}$	0,75	0,76	0,91	0,72	0,91
	$GG_{95\%}$	1,57	1,62	1,13	1,54	1,13
21-35 % (n=18)	**a**	22	21,5	15–27	9,5	7–12
	b	0,3	0,33	0,33	0,33	0,33
	$\mu^{rač/exp}$	1,17	1,20	1,02	1,14	1,02
	$\sigma^{rač/exp}$	0,28	0,29	0,09	0,28	0,09
	R^2	0,01	0,01	0,90	0,01	0,90
	$DG_{5\%}$	0,70	0,72	0,88	0,68	0,88
	$GG_{95\%}$	1,64	1,68	1,16	1,59	1,16
36-70 % (n=24)	**a**	22	21,5	15–27	9,5	7–12
	b	0,3	0,33	0,33	0,33	0,33
	$\mu^{rač/exp}$	1,03	1,05	0,96	1,00	0,96
	$\sigma^{rač/exp}$	0,33	0,35	0,07	0,33	0,07
	R^2	0,20	0,20	0,90	0,20	0,90
	$DG_{5\%}$	0,48	0,48	0,85	0,46	0,86
	$GG_{95\%}$	1,58	1,62	1,07	1,55	1,10
21-70 % (n=42)	**a**	22	21,5	15–27	9,5	7–12
	b	0,3	0,33	0,33	0,33	0,33
	$\mu^{rač/exp}$	1,09	1,11	0,98	1,06	0,98
	$\sigma^{rač/exp}$	0,32	0,33	0,08	0,31	0,08
	R^2	0,07	0,05	0,89	0,05	0,89
	$DG_{5\%}$	0,57	0,57	0,85	0,54	0,85
	$GG_{95\%}$	1,61	1,65	1,12	1,58	1,12

4.5. KARBONATIZACIJA[1]

U ovom poglavlju istražene su mogućnosti konstrukcijske primene betona as različitim sadržajem KB sa aspekta karbonatizacione otpornosti. U cilju dobijanja rezultata veće pouzdanosti formirana je baza podataka koja je pored sopstvenih eksperimentalnih rezultata, sadržala i rezultate iz dostupne literature. Ukupno je pronađeno 30 studija (konferencijski radovi, radovi u časopisima, tehnički izveštaji, knjige, magistarske i doktorske teze) koje su sprovedene u periodu od 1995. do 2023. godine (Assie et al., 2007; Balayssac et al., 1995; Bertolini et al., 2013, 2011; Collepardi et al., 2004; da Silva and de Brito, 2015; Dhir et al., 2007; Faustino et al., 2017; Guiglia and Taliano, 2013; Hossack and Thomas, 2013; Hunkeler and Lammar, 2012; Kuosa et al., 2008; Leemann et al., 2015; Leemann and Moro, 2016; Lollini et al., 2014; Lollini and Redaelli, 2021; Marques et al., 2013; Mcnally and Sheils, 2012; Müller et al., 2009; Müller and Lang, 2006; Neufert et al., 2014; Neves et al., 2015; Palm et al., 2016; Proske et al., 2013a; Rabehi et al., 2013; Robalo et al., 2021, 2020; Steiner et al., 2022; Wang et al., 2017; Zhang et al., 2016). Zatim je izvršeno filtriranje podataka, tako da su u bazu ušli samo oni koji ispunjavaju sledeće kriterijume:

- Krečnjačko brašno je bilo jedini dodatak u betonskoj mešavini, bilo da je sadržano u komercijalnim CEM II/A-L(LL) i CEM II/B-L(LL) cementima, ili dodato u betonsku mešavinu u određenoj količini;
- Srednja vrednost čvrstoće pri pritisku betona na cilindru Ø150/300 mm nije manja od 20 MPa, s obzirom na to da se radi o konstrukcijskoj primeni;
- Navedeni su uslovi nege i dužina trajanja iste (minimalno 7 dana);
- Dostupne su potrebne informacije o uslovima ubrzane i prirodne karbonatizacije (vreme izlaganja, relativna vlažnost, koncentracija CO_2, temperatura, unutrašnji ili spoljašnji uslovi izlaganja u slučaju prirodne karbonatizacije), a ukoliko nije poznata prirodna koncentracija CO_2 pretpostavljeno 0,035% (Zhang et al., 2023);
- U slučaju ubrzanih testova, koncentracija CO_2 između 1% i 5%;
- Izmerena dubina karbonatizacije nije bila manja od 1 mm;
- Minimalno trajanje prirodnog izlaganja 140 dana prema rezultatima prikazanim u radu (von Greve-Dierfeld and Gehlen, 2016).

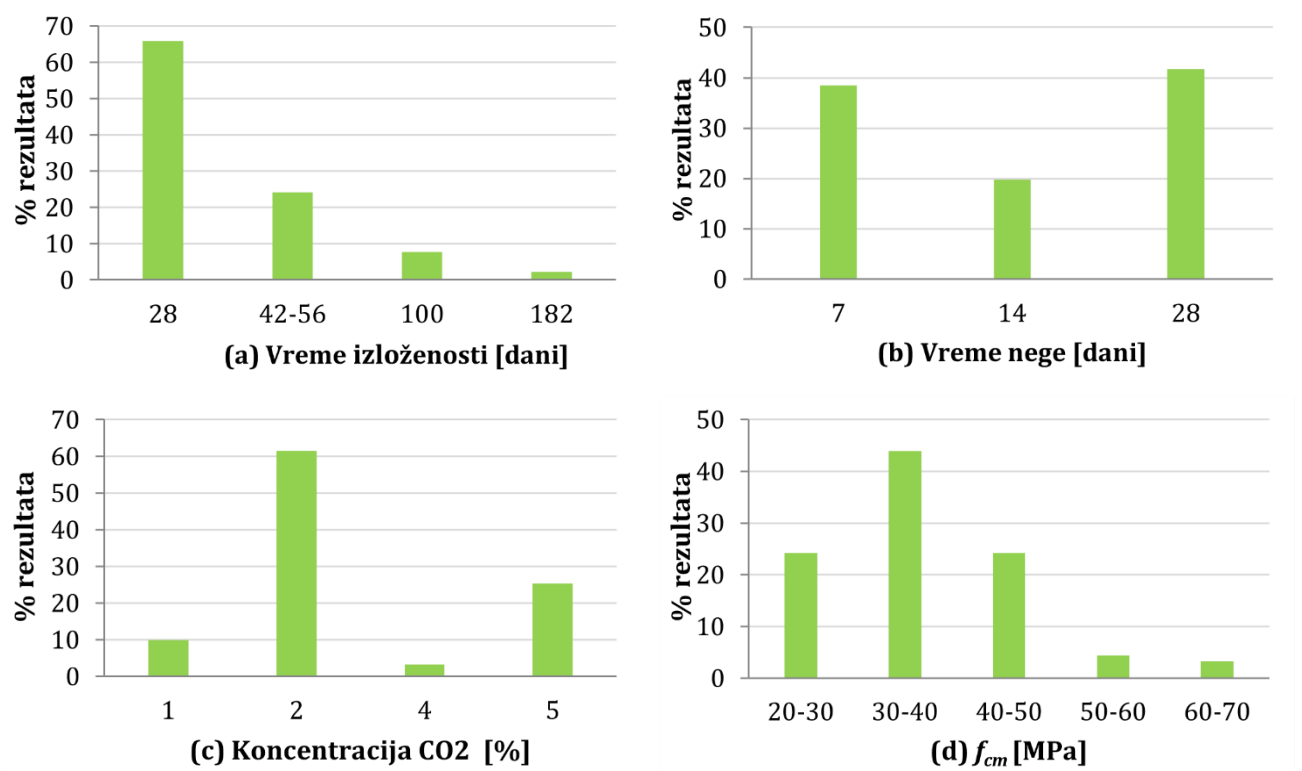
Nakon primene prethodnih kriterijuma i uključivanja rezultata sopstvenih eksperimentalnih ispitivanja, dobijeno je ukupno 211 rezultata koji ispunjavaju sve kriterijume. Od toga je 120 korišćeno za dobijanje R_{NAC}^{-1}, dok je 91 poslužio za određivanje R_{AAC}^{-1}.

Statistika formirane baze podataka u slučaju testova ubrzane karbonatizacije prikazana je na slika 4.63. Relativna vlažnost vazduha (RH) bila je 65% u skoro svim slučajevima, osim kod deset rezultata gde je prijavljeno RH od 60%.

[1] Poglavlje 4.5 ove disertacije zasniva se na objavljenim radovima (Radović et al., 2024) i (Carević et al., 2023):

Radović, A., Carević, V., Marinković, S., Plavšić J., Tešić, K., (2024): Prediction model for calculation of the limestone powder concrete carbonation depth. J. Build. Eng. 86, 108776. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2024.108776

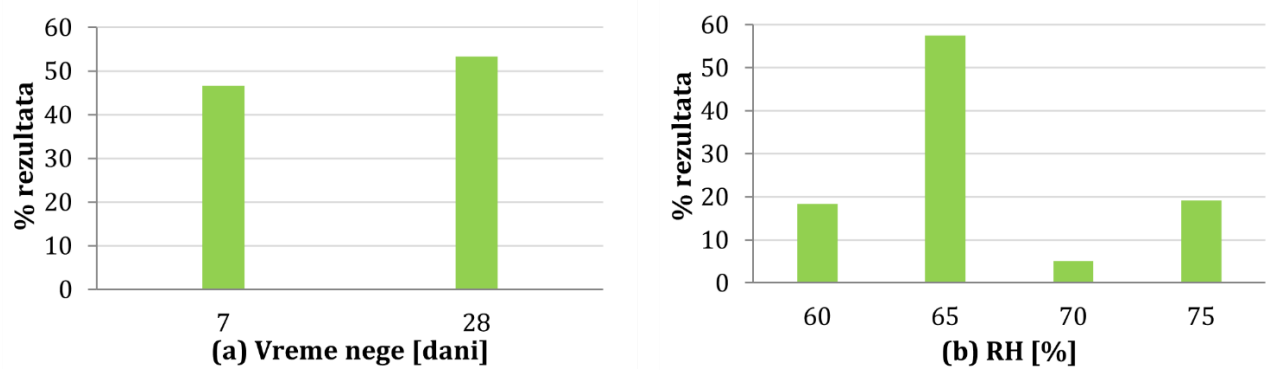
Carević, V., Marinković, S., Plavšić, J., **Radović, A.**, (2023): Service Life Design of Concrete Structures Made of High-Volume Limestone Powder Concrete – Case of the Carbonation-Induced Corrosion. Build. 13, 3112. https://doi.org/10.3390/buildings13123112

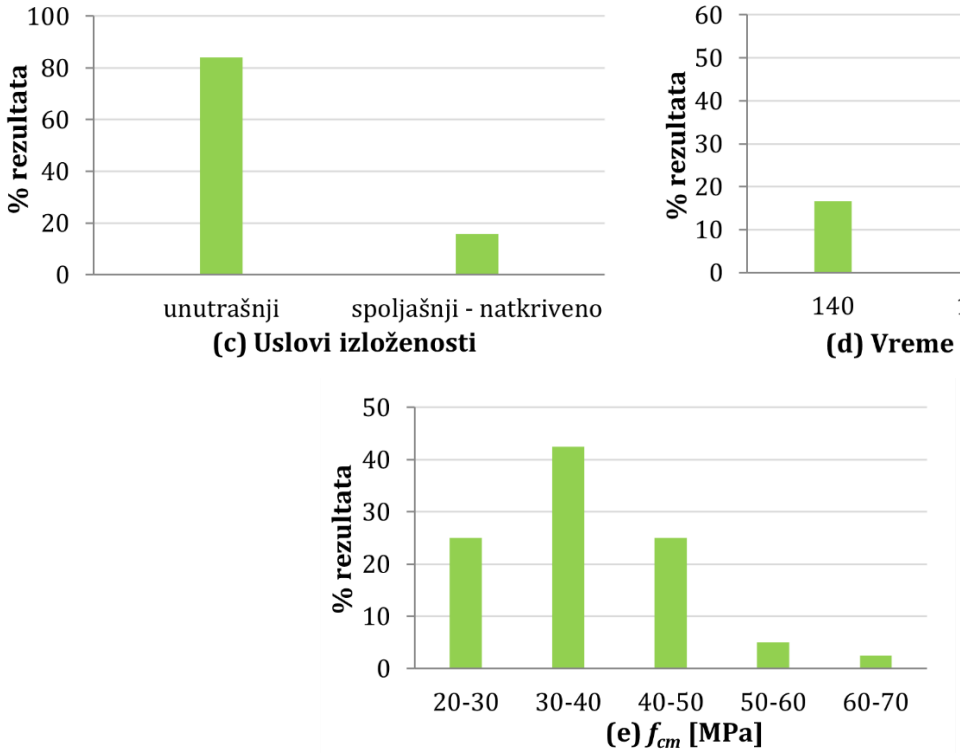


Slika 4.63 Statistička raspodela uslova nege, uslova okoline i čvrstoće betona pri pritisku prilikom ispitivanja ubrzane karbonatizacije

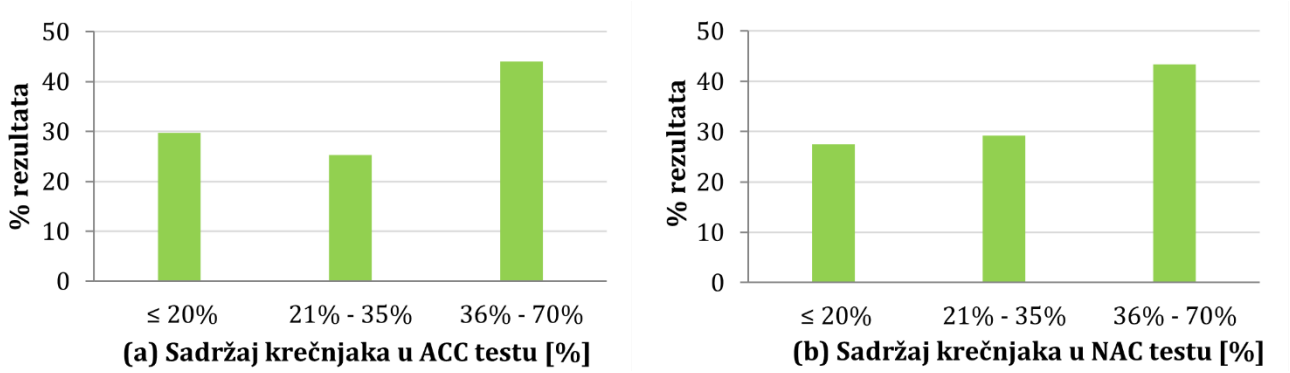
Statistika formirane baze podataka u slučaju testova prirodne karbonatizacije prikazana je na slici 4.64. Prirodna koncentracija CO_2 kretala se između 0,035% i 0,045%, a tamo gde vrednost koncentracije CO_2 nije bila poznata, pretpostavljena je koncentracija od 0,035%. Zbog veoma ograničenih eksperimentalnih podataka navedenih za spoljašnje uslove, kada su uzorci nezaštićeni od kiše (Zhang et al., 2016), u bazu podataka uključeni su samo testovi u unutrašnjim uslovima i spoljašnjim uslovima kada su uzorci bili zaštićeni od kiše.

Kao što je ranije navedeno, betonske mešavine su podeljene u četiri grupe, u zavisnosti od procenta sadržaja KB u ukupnoj praškastoj komponenti: prva grupa (0–20%), druga (21–35%), treća (36–70%) i četvrta grupa (21–70%). Raspodela rezultata unutar pojedinih grupa prikazana je na slici 4.65. Najveći broj rezultata ustanovljeno je za betonske mešavine sa 36% do 70% krečnjačkog brašna u obe vrste ispitivanja.





Slika 4.64 Statistička raspodela uslova nege, uslova okoline i čvrstoće betona pri pritisku prilikom ispitivanja ubrzane karbonatizacije



Slika 4.65 Raspodela eksperimentalnih rezultata unutar pojedinih grupa

U analiziranoj literaturi, eksperimentalni rezultati su prikazani kao izmerena dubina karbonatizacije (x_c), ili koeficijent karbonatizacije (k) kada je dubina karbonatizacije preračunata pomoću jednačine (2.48).

Za potrebe ovog rada izabran je predikcioni model koji je predložen u Modelu propisa MC10. Odluka o korišćenju fib-ovog predikcionog modela ukorenjena je u njegovom cenjenom položaju u okviru evropske tradicije konstrukcijskih betona. Prepoznat kao preteča Evrokoda 2, fib Model propisa 2010 je odigrao ključnu ulogu u oblikovanju i vođenju teorije i prakse betonskih konstrukcija. Štaviše, treba napomenuti da je ovaj model zadržao svoje mesto i u novoj verziji MC20. Pomenuti model je takođe poslužio kao osnova za FprEC2 koji je usvojen 2023. godine. Iako relativno jednostavan, uzima u obzir najvažnije parametre koji utiču na

karbonatizaciju: svojstva betona, uslove nege i uslove okoline (poglavlje 2.10.1). Odnos između inverzne efektivne karbonatizacione otpornosti u prirodnim i ubrzanim uslovima, definisan u MC10 treba da važi za sve tipove veziva, uz eksperimentalno određivanje $R_{ACC,0}^{-1}$. Međutim, validnost izraza (2.53) za betone sa visokim sadržajem KB mora se proveriti eksperimentalnim ispitivanjem. Kada se model prilagodi ovim betonima, dubina karbonatizacije ili upotrebni vek betonske konstrukcije/elementa može se izračunati korišćenjem punog ili poluprobabilističkog pristupa sa izabranim nivoom pouzdanosti (fib bulletin 34, 2006).

Inverzna efektivna karbonatizaciona otpornost betona, određena pomoću testa ubrzane karbonatizacije, može se izračunati primenom izraza (2.54), dok se vrednost inverzne efektivne karbonatizacione otpornosti za test prirodne karbonatizacije može odrediti primenom jednačine(2.55). Odnos između prirodnih i ubrzanih inverznih karbonatizacionih otpornosti, dat jednačinom (2.53) testiran je u odnosu na eksperimentalne rezultate. Pretpostavljeno je da modeli za procenu uticaja uticaja nege (k_c) i okoline (k_e) predloženi jednačinama (2.52) i (2.51) važe i za betone sa velikim sadržajem KB.

Model linearne regresije za ovaj odnos identifikovan je procenom koeficijenata regresije (k_t) predstavlja nagib i ε_t odsečak, metodom najmanjih kvadrata. Analiza je urađena za betonske mešavine sa 0–20%, 21–35%, odnosno između 36–70%, kao i za 21–70% KB. Na slici 4.66 prikazane su rezultujuće linearne regresije za svaku grupu betona. Za svaki procenjeni model linearne regresije, dok tabela 4.4 prikazuje procene koeficijenata, njihove standardne devijacije i značajnost izražene kao p-vrednosti statističkog testa sa nultom hipotezom da je koeficijent regresije jednak 0. Rezultati u tabeli 4.4 pokazuju da nulta hipoteza da je $k_t = 0$ može biti odbačena za sve mešavine na praktično bilo kom nivou značajnosti. Nulta hipoteza da se $\varepsilon_t = 0$ ne može odbaciti za prvu idrugu grupu, dok se može odbaciti za drugu i treću grupu. U tabeli 4.4 prikazan je i koeficijent determinacije R^2 za svaki regresioni model kao pokazatelj adekvatnosti modela, koji je veoma visok za sve grupe (iako je nešto niži za prvu grupu). Takođe je pokazano da svaki model regresije ima nezavisne, homoskedastične i normalno distribuirane reziduale. Normalnost reziduala testirana je primenom Kolmogorov–Smirnovog testa dobrog uklapanja na nivou značajnosti od 5%. Na slici 4.66 prikazani su i intervali poverenja od 90% za predviđene vrednosti od $R_{NAC,0}^{-1}$, koji kombinuju nesigurnost u liniji regresije (linija trenda $R_{NAC,0}^{-1}$) i varijacija koja nije objašnjena regresionim modelom, kao i MC10 predviđanjem. Najmanje odstupanje od MC10 jednačine (2.53) uočeno je kod betonskih mešavina prve grupe, pri čemu je R^2 jednak 0,70, slika 4.66a i tabela 4.4. Sa većim sadržajem krečnjačkog brašna, odstupanje od jednačine (2.53) postaje veće, ali jaka korelacija između ove dve inverzne karbonatizacione otpornosti postoji i za betonske mešavine druge grupe ($R^2 = 0,8$) i za betonske mešavine treće grupe ($R^2 = 0,92$), ali i za mešavine četvrte grupe ($R^2 = 0,82$), slika 4.66a i tabela 4.4.

Iz sprovedenih analiza može se predložiti izmena MC10 jednačine (2.53) na sledeći način:

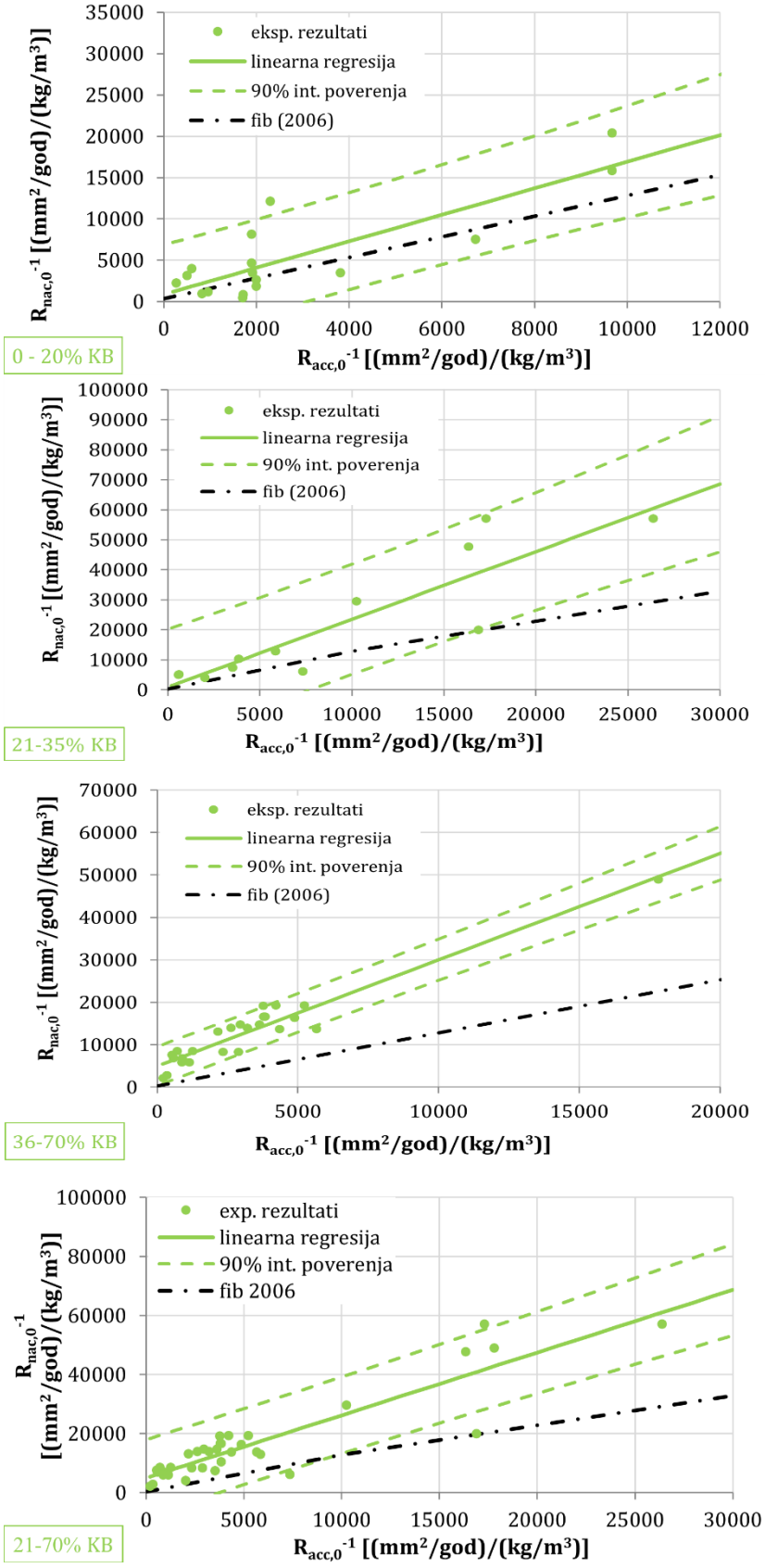
$$R_{NAC,0}^{-1} = 1,61 \cdot R_{AAC,0}^{-1} + 868 - I\ grupa\ (0 - 20\%) \quad (4.17)$$

$$R_{NAC,0}^{-1} = 2,26 \cdot R_{AAC,0}^{-1} + 933 - II\ grupa\ (21 - 35\%) \quad (4.18)$$

$$R_{NAC,0}^{-1} = 2,51 \cdot R_{AAC,0}^{-1} + 4957 - III\ grupa\ (36 - 70\%) \quad (4.19)$$

$$R_{NAC,0}^{-1} = 2,12 \cdot R_{AAC,0}^{-1} + 4938 - IV\ grupa\ (21 - 70\%) \quad (4.20)$$

Parametri raspodela prikazani su u tabeli 4.4.



Slika 4.66 Veza prirodne i ubrzane inverzne efektivne karbonatizacione otpornosti

Tabela 4.4 Linearna regresija $R_{ACC,0}^{-1}$ i $R_{NAC,0}^{-1}$: adekvatnost modela merena koeficijentom determinacije, procenjenim koeficijentima i njihovim svojstvima

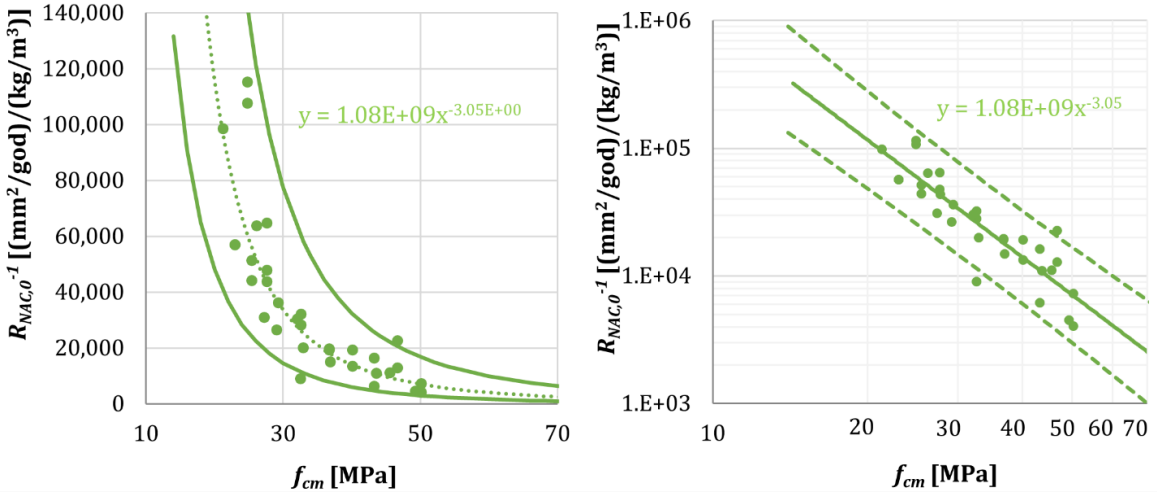
Sadržaj KB	0 - 20 [%]	21 - 35 [%]	36 - 70 [%]	21 - 70 [%]
Broj uzoraka	17	12	25	37
R^2	0,70	0,80	0,92	0,82
k_t	1,605	2,256	2,506	2,124
σ	0,273	0,356	0,153	0,174
p - vrednost	<<0.001	<<0.001	<<0.001	<<0.001
ε_t	867,6	932,5	4957,0	4938,5
σ	1106,1	4323,9	713,6	1414,4
p - vrednost	0,445	0,834	<0,001	0,001

Kada je u pitanju prirodna karbonatizacija, inverzna efektivna karbonatizaciona otpornost betona u prirodnim uslovima određena je primenom izraza (2.55), korišćenjem ranije pomenutih prijavljenih uslova nege, uslova sredine, kao i izmerenih dubina karbonatizacije. Tako izračunate vrednosti R_{NAC}^{-1} i eksperimentalno dobijene čvrstoće pri pritisku smatrane su srednjim vrednostima. Odnos između R_{NAC}^{-1} i f_{cm} najbolje je opisan modelom eksponencijalne funkcije. Međutim, svođenje regresije eksponencijalne funkcije na model linearne regresije log-transformisanih promenljivih nudi jednostavniji matematički alat za dalju primenu. Linearni model log-transformisanih promenljivih je definisan jednačinom:

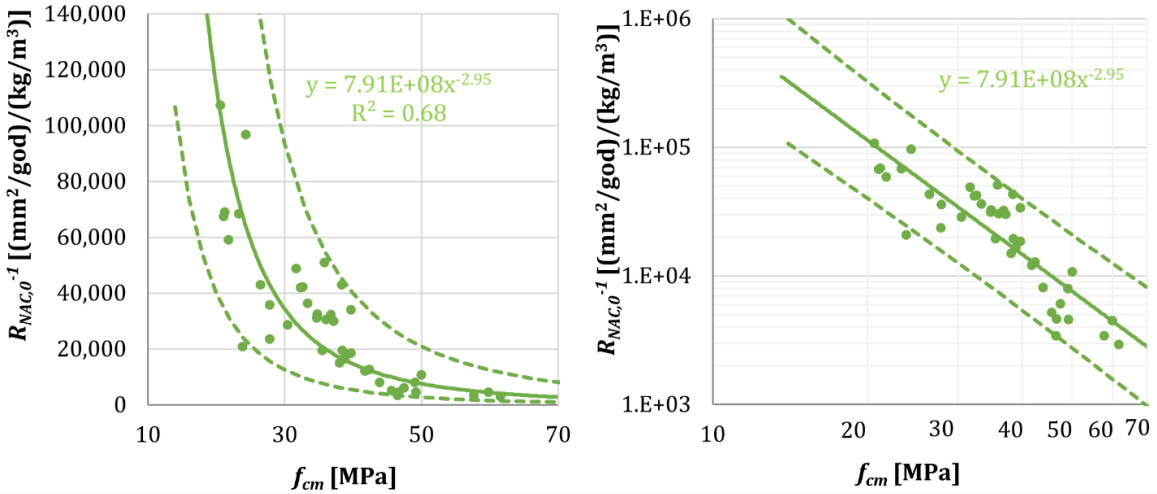
$$ln\, R_{NAC}^{-1} = b_1 \cdot ln\, f_{cm} + b_0 \tag{4.21}$$

- gde su b_0 i b_1 koeficijenti linearne regresije koji predstavljaju odsečak i nagib.

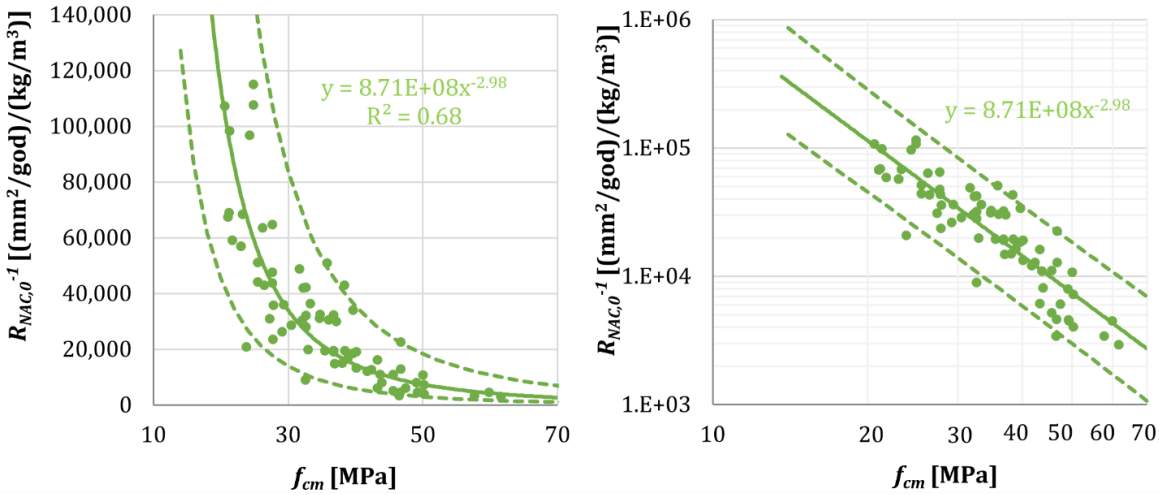
Rezultati su prikazani na slikama 4.67 i 4.68 za drugu i treću grupu redom, dok je model za četvrtu grupu prikazan na slici 4.69. Koeficijenti determinacije R^2 za modele linearne regresije log-transformisanih varijabli kreću se između 0,76 i 0,80, u zavisnosti od grupe (tabela 4.5). Procene koeficijenata, njihove standardne greške i značaja takođe su dati u tabeli 4.5. Nulte hipoteze da je $b_0 = 0$ i $b_1 = 0$ mogu se odbaciti za sve mešavine na praktično bilo kom nivou značajnosti. Takođe je pokazano da svaki regresioni model ima nezavisne, homoskedastične i normalno distribuirane reziduale. Normalnost reziduala testirana je primenom Kolmogorov–Smirnov testa dobrog uklapanja na nivou značajnosti od 5%. Na slikama 4.67–4.69 takođe su prikazani intervali pouzdanosti od 90% za predviđene vrednosti R_{NAC}^{-1}.



Slika 4.67 Veza prirodne inverzne karbonatizacione otpornosti i čvrstoće pri pritisku (21–35% KB): eksponencijalna funkcija (levo) i logaritamski transformisane varijable (desno)



Slika 4.68 Veza prirodne inverzne karbonatizacione otpornosti i čvrstoće pri pritisku (35–70% KB): eksponencijalna funkcija (levo) i logaritamski transformisane varijable (desno)



Slika 4.69 Veza prirodne inverzne karbonatizacione otpornosti i čvrstoće pri pritisku (21–70% KB): eksponencijalna funkcija (levo) i logaritamski transformisane varijable (desno)

Iz ove analize može se predložiti relacija između prirodne inverzne karbonatizacione otpornosti i čvrstoće pri pritisku, na sledeći način (sa jakom korelacijom, R^2 između 0,76 i 0,8):

$$ln\, R_{NAC}^{-1} = -3{,}05 \cdot ln\, f_{cm} + 20{,}8 \;\; -II\; grupa\; (21-35\%) \tag{4.22}$$

$$ln\, R_{NAC}^{-1} = -2{,}95 \cdot ln\, f_{cm} + 20{,}49 \;\; -III\; grupa\; (36-70\%) \tag{4.23}$$

$$ln\, R_{NAC}^{-1} = -2{,}98 \cdot ln\, f_{cm} + 20{,}59 \;\; -IV\; grupa\; (21-70\%) \tag{4.24}$$

Tabela 4.5 Veza R_{NAC}^{-1} i ln f_{cm}: adekvatnost modela merena koeficijentom determinacije, procenjenim parametrima i njihovim svojstvima

Sadržaj KB	21 - 35 [%]	36 - 70 [%]	21 - 70 [%]
Broj uzoraka	33	42	75
R^2	0,80	0,76	0,78
k_t	-3,050	-2,9534	-2,9839
σ	0,2739	0,2640	0,1877
p - vrednost	<<0.001	<<0.001	<<0.001
ε_t	20,801	20,489	20,585
σ	0,9627	0,9473	0,6674
p - vrednost	<<0.001	<<0.001	<<0.001

Otpornost na karbonatizaciju uglavnom zavisi od poroznosti i količine alkalne rezerve. Kao što je već pomenuto, betoni sa KB imaju manju otpornost na karbonatizaciju u poređenju sa klasičnim betonom zbog niske reaktivnosti KB sa jedne strane i niskog sadržaja klinkera sa druge strane. Prvi problem (poroznost) može se rešiti pravilno projektovanom mešavinom čak i sa visokim sadržajem KB, odnosno može se postići veoma dobra čvrstoća pri pritisku. Za to je potrebno optimizovati projektovanje mešavina sa KB, koje se može obaviti na više načina. Najefikasniji rešenje je korišćenje niskog sadržaja vode i na taj način zadržavanje w/c odnosa u granicama koje ne smanjuju značajno čvrstoću (Neufert et al., 2018; Palm et al., 2016; Proske et al., 2013b). Pošto je sadržaj vode potreban za adekvatnu obradivost obično iznad sadržaja potrebnog za potpunu hidrataciju klinkera, potrebne su relativno velike količine plastifikatora kako bi se ovaj višak vode održao na minimumu. Drugo, upotreba fino mlevenog krečnjaka poboljšava gustinu pakovanja čestica i gustinu prelazne zone između cementa i agregata (efekat filera). Dodavanje KB različite finoće mliva takođe može doprineti čvrstoći pri pritisku, iz istih razloga (Proske et al., 2013a). Na kraju, dodavanje KB u sadržaju većem od onog koji je potreban za jednostavnu zamenu klinkera, povećava ukupnu zapreminu paste i istovremeno omogućava ispunjavanje šupljina i poboljšajne obradivosti(Chen et al., 2014). Većina mešavina u bazi podataka sa sadržajem KB većim od 35% projektovana je na taj način i postigla je čvrstoću pri pritisku veću od 30 MPa, čak i pri sadržaju klinkera od svega 150–180 kg/m^3. Drugi problem, mala količina sastojaka koji mogu karbonatizovati, uglavnom zavisi od sadržaja klinkera: što je sadržaj klinkera niži, to je niža alkalna rezerva. Zbog niskog sadržaja $Ca(OH)_2$, stopa karbonatizacije je brža, tj. otpornost na karbonatizaciju je niža i ovde

pomenute metode optimizacije mešavine ne mogu biti od pomoći. Iz tog razloga, betoni sa velikim sadržajem KB imaju manju karbonatizacionu otpornost u poređenju sa čistim klinker betonom za istu čvrstoću pri pritisku. Dobijene relacije (4.22) i (4.23) za drugu i treću grupu, znače da uticaj poroznosti, koja diktira difuznost CO_2, preovladava nad uticajem raspoložive alkalne rezerve.

Imajući u vidu širok spektar sadržaja krečnjačkog brašna (21–70%), korelacija (4.24) opisana sa $R^2 = 0{,}78$ može se smatrati dovoljno jakom za pojednostavljeni model predviđanja. Važno je napomenuti da predložene jednačine važe za betonske mešavine koje su negovane u vodi najmanje 7 dana. Ako bi se uključili kraći periodi nege (1 i 3 dana), ne bi se mogla dobiti jedinstvena veza sa jakom korelacijom između prirodne inverzne karbonatizacione otpornosti i čvrstoće pri pritisku, zbog značajnog uticaja kratkih perioda nege na otpornost betona na karbonatizaciju. Međutim, ovo se smatra prihvatljivim za pojednostavljeni prediktivni model. Štaviše, periodi nege kraći od 7 dana nisu verovatni u praksi, oni su pre izuzetak od pravila u posebnim slučajevima.

Logaritamska transformacija prirodne inverzne karbonatizacioone otpornosti i srednje čvrstoće pri pritisku kao regresione varijable korišćena je za formulisanje modela linearne regresije datog u jednačini (4.21). To je omogućilo da utvrđivanje linije regresije kao očekivani odgovor ln R_{NAC}^{-1} za dati ln f_{cm}, kao i za izračunavanje intervala predviđanja (pouzdanosti) za vrednosti R_{NAC}^{-1} za dati ln f_{cm}. Iako je ova procedura jednostavna za linearnu regresiju, tumačenje rezultata sa log-transformisanim promenljivim zahteva pažljivo razmatranje. Radi jasnoće, korišćena je formulacija: $y = \ln R_{NAC}^{-1}$ i $x = \ln f_{cm}$.

U prostoj linearnoj regresiji, interval predviđanja je simetričan oko linije regresije. Ovo sledi iz teorije regresije, koja postulira da su reziduali normalno (simetrično) distribuirani sa nultom srednjom vrednošću i varijansom σ2. Shodno tome, promenljiva predviđenog odgovora y se takođe normalno distribuira sa uslovnom srednjom vrednošću koja je linija regresije i sa istom varijansom σ^2. Dalje, procenjivači najmanjih kvadrata regresionih koeficijenata $\hat{b}_0$ i $\hat{b}_1$ slučajne su promenljive po svojoj prirodi. Varijabilnost $\hat{b}_0$ i $\hat{b}_1$ znači da procenjena linija regresije (izraz (4.21)) može odstupati od prave u smislu nagiba i odsečka. Za fiksnu vrednost eksplanatorne promenljive $x = x_0$, procenjeni uslovni srednji odgovor $\mu_{Y|X=x_0} = \widehat{b_1} \cdot x_0 + \widehat{b_0}$ se normalno distribuira kao:

$$\mu_{Y|X=x_0} \sim N\left(b_1 x_0 + b_0, \sigma^2\left[\frac{1}{n} + \frac{(x_0 - \bar{x})^2}{S_{xx}}\right]\right) \tag{4.25}$$

- gde je $\bar{x}$ srednja vrednost eksplanatorne promenljive, S_{xx} je zbir kvadrata x, b_1 i b_0 su pravi regresioni koeficijenti, a n je broj opservacija.

Varijansa procenjenog predviđanja promenljive odgovora $\hat{y}_0$ za dati x_0 dobija se kombinovanjem varijansi procenjenog regresionog modela i varijanse reziduala ε:

$$\mathrm{var}[\hat{y}_0] = \mathrm{var}\left[\hat{b}_1 x_0 + \hat{b}_0\right] + \mathrm{var}[\varepsilon] = \sigma^2\left[1 + \frac{1}{n} + \frac{(x_0 - \bar{x})^2}{S_{xx}}\right] \tag{4.26}$$

Gornja varijansa se koristi za izračunavanje intervala pouzdanosti od 100(1−α)% za predviđenu vrednost y_0 promenljive odgovora:

$$y_0 \in \left(\hat{b}_1 x_0 + \hat{b}_0 - t_{n-2,1-\alpha/2}\sqrt{\mathrm{var}[\hat{y}_0]}\,, \hat{b}_1 x_0 + \hat{b}_0 + t_{n-2,1-\alpha/2}\sqrt{\mathrm{var}[\hat{y}_0]}\right) \tag{4.27}$$

- gde je $t_{n-2,1-\alpha/2}$ Studentova t promenljiva sa n−2 stepena slobode i verovatnoće 1−α/2. Interval poverenja log-transformisanog R_{NAC}^{-1} koji je simetričan zbog pretpostavke normalnosti postaje asimetričan nakon eksponencijacije:

$$R_{NAC}^{-1} \in \left(\exp\left\{\hat{b}_1 x_0 + \hat{b}_0 - t_{n-2,1-\alpha/2}\sqrt{\text{var}[\hat{y}_0]}\right\}, \exp\left\{\hat{b}_1 x_0 + \hat{b}_0 + t_{n-2,1-\alpha/2}\sqrt{\text{var}[\hat{y}_0]}\right\}\right) \quad (4.28)$$

Međutim, treba napomenuti da inverzna transformacija (eksponencija) jednačine linearne regresije ne daje uslovni srednji odgovor u prostoru originalne promenljive. Pošto je procenjeni ln R_{NAC}^{-1} za dati x_0 normalno distribuiran, predviđeni R_{NAC}^{-1} je log-normalno distribuiran. Kada se eksponencira, srednja vrednost log-normalne distribucije nije jednaka srednjoj vrednosti normalne distribucije, iako je jednaka prosečnoj vrednosti normalne distribucije (Kottegoda and Rosso, 2008). Stoga, logaritamske krive prikazane na slikama 4.67a–4.69a ne predstavljaju srednji predviđeni odgovor R_{NAC}^{-1}, već prosečni predviđeni odgovor. Donja i gornja granica pouzdanosti asimetričnog intervala pouzdanosti od 90% na ovim slikama predstavljaju iste verovatnoće (5% i 95%) uslovne raspodele kao na slikama 4.67b–4.69b.

Sa log-normalno raspoređenim vrednostima procenjenog R_{NAC}^{-1} za dati f_{cm}, odnos između momenata originalnih i logaritamski transformisanih normalnih varijabli korišćen je za definisanje srednje vrednosti i varijanse procenjenog R_{NAC}^{-1} za zadati f_{cm} kao:

$$\mu_{\hat{R}} = \exp\{\mu_{\hat{y}_0} + \sigma_{\hat{y}_0}^2/2\}, \quad \text{var}[\hat{R}] = \mu_{\hat{R}}^2[\exp\{\sigma_{\hat{y}_0}^2\} - 1] \quad (4.29)$$

- gde $\hat{R}$ označava procenjeno R_{NAC}^{-1} predviđanje i $\hat{y}_0$ označava procenjeno ln R_{NAC}^{-1} predviđanje za dato x_0 tj. za dato f_{cm}.

Ovo omogućava izračunavanje momenata procenjenog predviđanja R_{NAC}^{-1} za izabrane vrednosti f_{cm} i njihovo korišćenje u originalnom prostoru R_{NAC}^{-1} za analizu upotrebnog veka. Parametri distribucije za R_{NAC}^{-1} određeni su za uobičajene klase betona definisane u EC2. Parametri raspodele, klase betona, kao i pripadajući f_{cm} prikazani su u tabeli 4.6 za beton sa sadržajem krečnjačkog brašna 21-70%, jer je za ovu grupu betonskih mešavina izvršena analiza upotrebnog veka.

Tabela 4.6 Momenti uslovne logaritamski normalne raspodele predviđene prirodne inverze karbonatizacione otpornosti za izabrane vrednosti čvrstoće pri pritisku

Sadržaj KB	Klasa betona	f_{cm} [MPa]	R_{NAC}^{-1} [(mm²/god)/(kg/m³)]		
			μ	σ	CV
21-70%	C20/25	28	46,342	22,034	0,475
	C25/30	33	28,362	13,433	0,474
	C30/37	38	18,620	8826	0,474
	C35/45	43	12,885	6131	0,476
	C40/50	48	9290	4445	0,479

Nakon uspostavljanja veze između R_{NAC}^{-1} i f_{cm}, izvršena je predikcija upotrebnog veka betona primenom izraza (2.50). Upoređivanjem verovatnoće da dubina karbonatizacije dostigne nominalnu debljinu zaštitnog sloja betona(c_{nom}), granična funkcija stanja depasivizacije armature može se zapisati u obliku:

$$g\big(c_{nom}, x_c(t)\big) = c_{nom} - x_c(t) = c - \sqrt{2k_e k_c R_{NAC,0}^{-1} C_s t} \cdot W(t) \tag{4.30}$$

Metoda pouzdanosti prvog reda (FORM) primenjena je za izračunavanje granične funkcije za definisanu verovatnoću otkaza. Međutim, za proračun granične funkcije stanja, neophodno je definisati parametre raspodele za svaku promenljivu u prethodnoj jednačini.

S obzirom na to da je zaštitni sloj betona stohastička promenljiva, on se može opisati log-normalnom raspodelom, imajući u vidu da ne može imati negativne vrednosti. Nominalni zaštitni sloj betona (c_{nom}) definisan u EC2, predstavlja srednju vrednost debljine zaštitnog sloja (tabela 4.7). On se sastoji od minimalnog sloja potrebnog za zaštitu armature od korozije ($c_{min,dur}$) uvećanog za apsolutnu vrednost dozvoljenog negativnog odstupanja (Δc_{dev}) koje zavisi od kvaliteta izvođenja radova. Za konstrukcije izvedene na licu mesta, propisano Δc_{dev} iznosi 10 mm. Razumno je pretpostaviti da je standardna devijacija zaštitnog sloja betona (σ_c)kontrolisana zahtevima izvođenja, koji se često tumače kao 5% kvantil vrednosti zaštitnog sloja betona (von Greve-Dierfeld and Gehlen, 2016).

$$\sigma_c = \frac{\Delta c_{dev}}{1{,}645} = 6\ mm \tag{4.31}$$

Tabela 4.7 Nominalne dimenzije zaštitnog sloja betona za upotrebni vek od 50 i 100 godina prema EC2 (EN 1992-1-1, 2015)

	Upotrebni vek (t_{SL})	Klasa izloženosti			
		XC1	XC2	XC3	XC4
c_{nom} [mm]	C20/25	25	35	35	40
	C25/30	35	45	45	50

Rezime ulaznih parametara za funkciju graničnog stanja depasivizacije izazvane karbonatizacijom prikazan je u tabeli 4.8. Dobijeni rezultati FORM analize prikazani su kao odnosi između indeksa pouzdanosti i perioda depasivizacije armature. Takođe su dati komentari u vezi sa zahtevima trenutno važećeg standarda EC2. Na slici 4.70 prikazan ovaj je odnos za 50-godišnji upotrebni vek (t_{SL}) zaštitnog sloja (c_{nom}) za sve klase izloženosti (XC1–XC4).

Tabela 4.8 Ulazni parametri za funkciju graničnog stanja depasivizacije armature

Parametar		Raspodela	μ	σ	Jedinica mere
c_{nom}		Lognormalna	Tabela 4.7	6	mm
RH_{real}	XC1	Beta	92 (40*)	6 (100*)	%
	XC2	Beta	79 (40*)	9 (100*)	%
	XC3	Beta	65 (40*)	10 (100*)	%
	XC4	Beta	75 (40*)	16 (100*)	%
RH_{ref}		Konstantna	65	-	%
f_c		Konstantna	5.0	-	-
g_c		Konstantna	2.5	-	-
t_c		Konstantna	7	-	dan
b_c		Normalna	-0.567	0.024	-
C_s		Normalna	0.0008	0.0001	kg/m^3
t		Konstantna	1÷100	-	god
R^{-1}_{NAC}		Normalna	Tabela 4.6		$(mm^2/god)/(kg/m^3)$

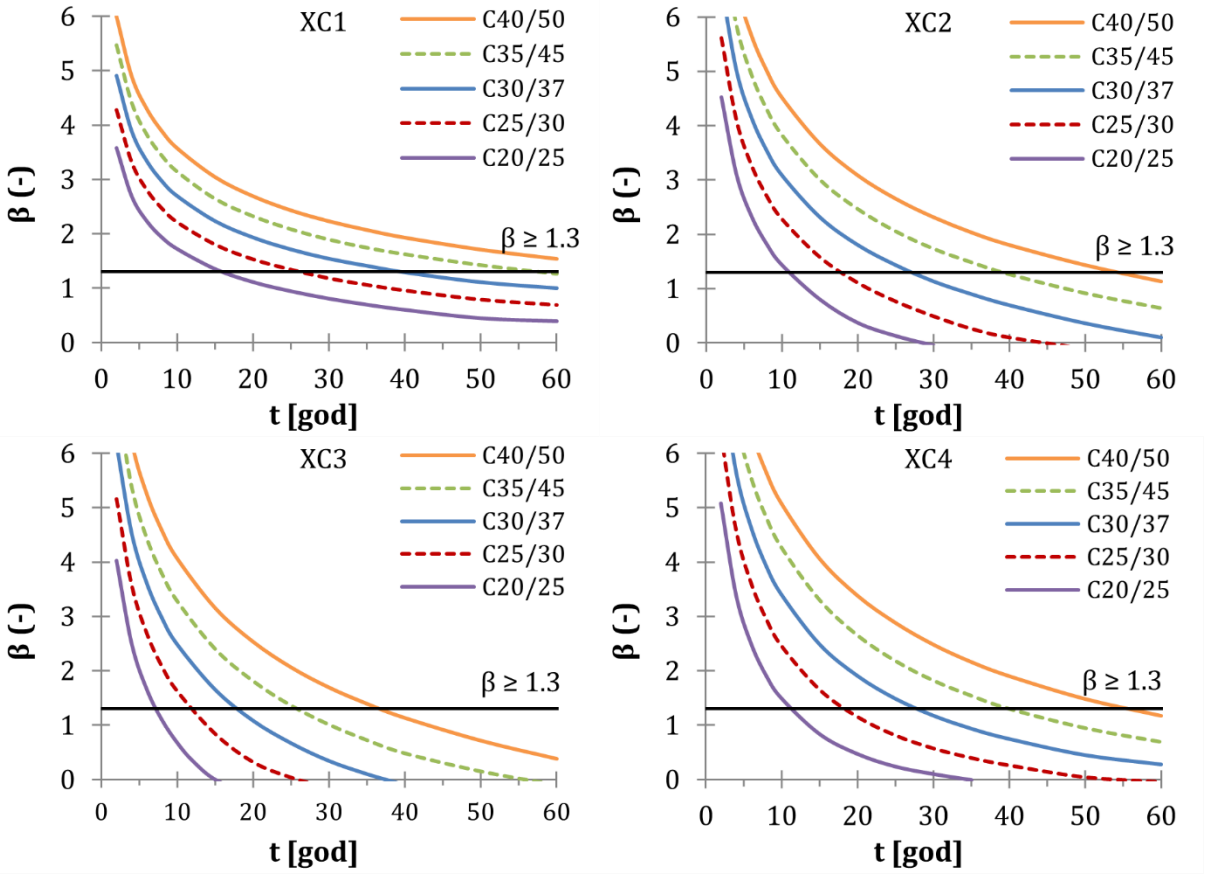
* Donja i gornja granica beta raspodele.

Za klasu izloženosti XC1, mešavine sa velikim sadržajem KB su pokazale da je period depasivizacije armature izazvane karbonatizacijom bio 16 godina za klasu betona C20/25, koja je definisana kao indikativna minimalna klasa čvrstoće betona prema EC2.

Porast klase čvrstoće, prati porast upotrebnog veka. Iako je klasa izloženosti XC1 najmanje agresivna sredina, betoni do klase C30/37 nisu ispunili predviđeni upotrebni vek od 50 godina (najveći period depasivizacije bio je 40 godina). Beton klase C35/45 je prvi postigao upotrebni vek od 50 godina sa propisanim zaštitnim slojem (t_{SL} = 57 godina). Sa daljim povećanjem čvrstoće, upotrebni vek se povećao do 79 godina za klasu betona C40/50. Rešavanjem funkcije graničnog stanja za period depasivizacije od 50 godina dobijena debljina zaštitnog sloja za klasu čvrstoće C20/25 iznosila je 42 mm, umesto propisanih 25 mm u EC2.

Slična situacija je uočena za klasu izloženosti XC2, sa minimalnom klasom čvrstoće C25/30 i minimalnim zaštitnim slojem od 35 mm predloženim u EC2. Za ovu klasu betona upotrebni vek je bio 18 godina. Zahtevani upotrebni vek od 50 godina bi bio dostignut sa debljinom zaštitnog sloja od 56 mm (21 mm višim od propisane vrednosti). Jedina klasa betona koja je zadovoljila upotrebni vek od 50 godina bila je klasa C40/50 (54 godine).

Za više klase izloženosti propisana je viša indikativna klasa minimalne čvrstoće betona. Klasa betona C30/37 propisana je kao minimalna indikativna u EC2 za klase XC3 i XC4. Za klasu izloženosti XC4, vrednosti upotrebnog veka bile su slične onima za klasu XC2, za sve klase betona. Razlike u dužini trajanja upotrebnog veka bile su do 1 godine. To nije iznenađujuće jer je za klasu izloženosti XC4 propisana debljina zaštitnog sloja veća za 5 mm, jer je podložnija karbonatizaciji u poređenju sa klasom XC2. Upotrebni vek za klasu C30/37 bi se zaštitnim slojem od 52 mm (12 mm višim od propisane vrednosti).



Slika 4.70 Vrednosti indeksa pouzdanosti (β) tokom vremena izloženosti za dimenzije zaštitnih slojeva za upotrebni vek od 50 godina i različite klase izloženosti

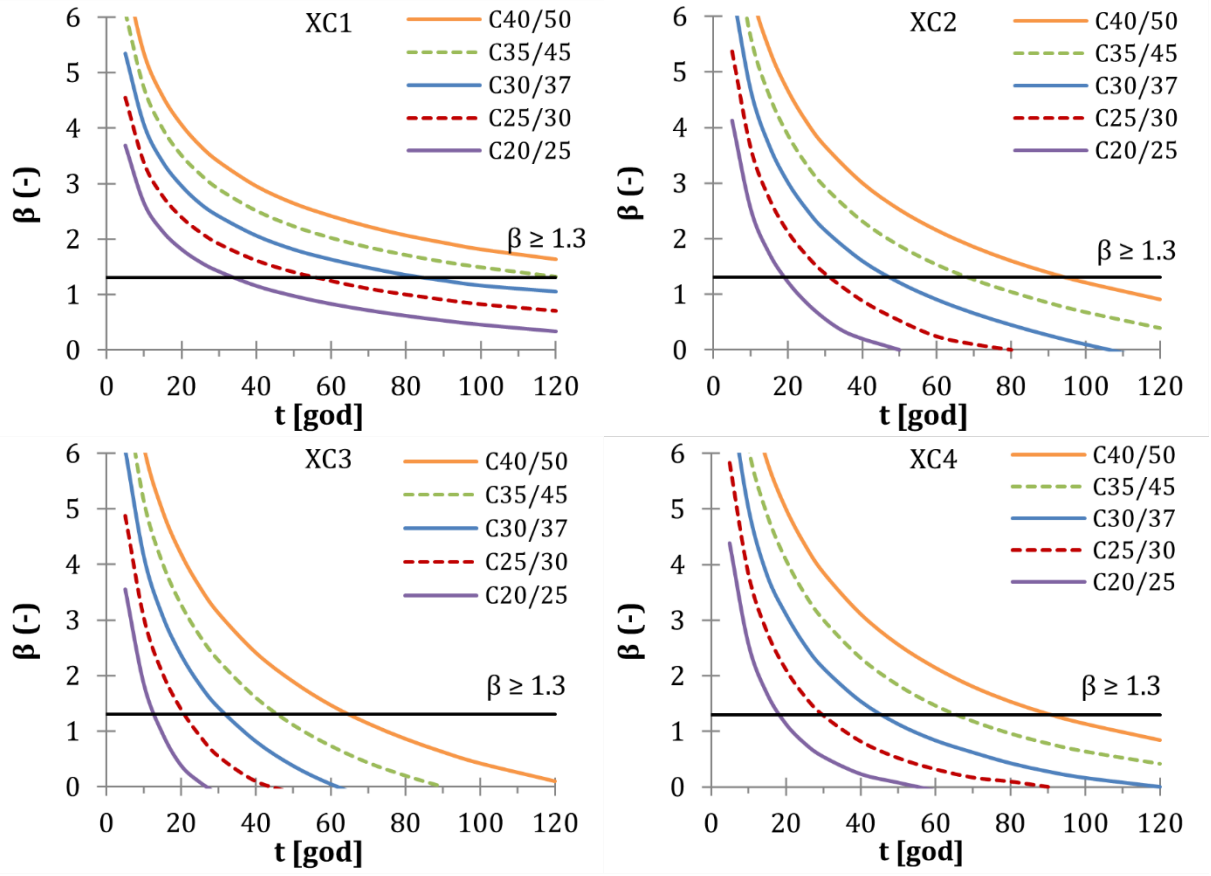
Klasa izloženosti XC3 imala je najniži upotrebni vek, jer umerena vlažnost predstavlja najagresivnije okruženje za razvoj karbonatizacije. Iako ciklusi kvašenja i sušenja, kako je definisano za klasu izloženosti XC4, usporavaju proces karbonatizacije u poređenju sa umerenom vlažnošću (Carević and Ignjatović, 2021, 2019), propisana je i debljina zaštitnog sloja betona viša za 5 mm u poređenju sa klasom XC3. Veća propisana debljina zaštitnog sloja za klasu XC4 je posledica uzimanja u obzir mogućnosti brzog napredovanja korozije nakon postizanja depasiizvacije (Carević and Ignjatović, 2021), što se u ovoj studiji nije smatralo delom upotrebnog veka. Za klasu izloženosti XC3, nijedna klasa čvrstoće betona nije upotrebni vek od 50 godina sa propisanom debljinom zaštitnog sloja od 35 mm. Potrebna debljina zaštitnog sloja za zadovoljenje životnog veka od 50 godina, za propisanu klasu betona C30/37, iznosila je 56 mm (21 mm više od propisane vrednosti).

Ukupno su debljine zaštitnih slojeva za betone sa KB bile veće za 12 do 21 mm (u zavisnosti od klase izloženosti) u poređenju sa zaštitnim slojem propisanim u EC2. Razlog za to je njihova niža karbonatizaciona otpornost zbog razblaživanja veziva izazvanog zamenom

klinkera krečnjakom (Marinković et al., 2023). Imajući u vidu da se u EC2 upotrebni vek od 100 godina postiže povećanjem debljine zaštitnog sloja za samo 10 mm (tabela 4.7), analiziran je i period depasivizacije za ovaj upotrebni vek.

Za klasu izloženosti XC1, period depasivizacije bio je samo 34 godine za indikativnu minimalnu klasu čvrstoće betona C20/25. Potrebna debljina zaštitnog sloja za ovu klasu čvrstoće i za period depasivizacije od 100 godina bila je 58 mm, 23 mm viša od propisane vrednosti EC2. Povećanje čvrstoće prati i povećanje upotrebnog veka. Iako je klasa izloženosti XC1 bila najmanje agresivna sredina, kao i u slučaju upotrebnog veka od 50 godina, samo su klase betona C35/45 i C40/50 dostigle upotrebni vek od 100 godina. Sličan upotrebni vek dobijen je i za XC2 i XC4 klase izloženosti. Samo klasa betona C40/50 imala je period depasivizacije od skoro 100 godina. U slučaju klase izloženosti XC2, period depasivizacije za indikativnu minimalnu klasu čvrstoće betona C25/30 iznosio je 31 godinu. Zahtevani upotrebni vek od 100 godina za ovu klasu čvrstoće bio bi dostignut debljinom zaštitnog sloja od 78mm (33 mm višim od propisane vrednosti i 22 mm višim od potrebnog zaštitnog sloja od 50 godina). Period depasivizacije za klasu betona C30/37 u slučaju klase izloženosti XC4 bio je 45 godina. Potrebna debljina zaštitnog sloja za zadovoljenje upotrebnog veka od 100 godina iznosila je 73 mm (32 mm više od propisane vrednosti i 21 mm više od potrebnog zaštitnog sloja za upotrebni vek od 50 godina).

Na slici 4.71 prikazani su odnosi između indeksa pouzdanosti i perioda depasivizacije armature za propisani upotrebni vek zaštitnog sloja (cnom) od 100 godina za sve klase izloženosti karbonatizaciji.



Slika 4.71 Vrednosti indeksa pouzdanosti (β) tokom vremena izloženosti za dimenzije zaštitnih slojeva za upotrebni vek od 100 godina i različite klase izloženosti

Mešavine sa velikim sadržajem KB su imale najmanji period depasiviacije za klasu izloženosti XC3. Nijedna klasa betona nije dostigla upotrebni vek od 100 godina. Najduži upotrebni vek dobijen je za najvišu klasu čvrstoće C40/50 i iznosio je 65 godina. Period depasivizacije armature za klasu indikativne minimalne čvrstoće C30/37 iznosio je samo 32 godine. Potrebna debljina zaštitnof sloja za zadovoljenje upotrebnog veka od 100 godina iznosila je 77 mm (32 mm više od propisane vrednosti i 21 mm više od potrebnog betonskog pokrivača od 50 godina). Analiza je pokazala da je za obezbeđenje upotrebnog veka od 100 godina potrebno povećati debljinu zaštitnof sloja od 50 godina za približno 20 mm. Debljine zaštitnog sloja bile su 23 mm veće za klase XC1 i XC4, odnosno 32 mm za klase XC2 i XC3, u poređenju sa zaštitnim slojem propisanim u EC2. Izračunate vrednosti minimalnih debljina zaštitnog sloja ($c_{min,\ dur}$) sa stanovišta trajnosti za uobičajene klase betona prikazane su u tabeli 6. S obzirom da je proračun izvršen sa nominalnom debljinom zaštitnog sloja (c_{nom}), kako je objašnjeno u Metodologiji, minimalna debljina zaštitnog sloja je izračunata umanjenjem nominalne vrednosti za vrednost prihvaćenog negativnog odstupanja (Δc_{dev}).

Kao što se i očekivalo, povećanje klase betona dovelo je do smanjenja debljine zaštitnog sloja za sve klase izloženosti. Najveća razlika je bila za klase izloženosti XC1, XC2 i XC3, gde je bilo potrebno povećati minimalnu debljinu zaštitnog sloja za indikativnu minimalnu klasu za dva puta u poređenju sa cementnim betonima iste čvrstoće. Međutim, vrednosti prikazane tabela 4.9 omogućavaju jednostavniju primenu betona sa velikim sadržajem KB u pogledu trajnosti (korozija izazvana karbonatizacijom).

Tabela 4.9 Preporučene vrednosti minimalnih debljina zaštitnih slojeva ($c_{min,dur}$) za beton sa 21% do 70% KB i različite klase izloženosti.

Upotrebni vek	Klasa čvrstoće	Klasa izloženosti			
		XC1	XC2	XC3	XC4
50 godina	C20/25	32 (15*)	61	75	75
	C25/30	23	46 (25*)	57	54
	C30/37	18	36	46 (25*)	42 (30*)
	C35/45	14	29	37	34
	C40/50	11	24	30	28
100 godina	C20/25	48 (25*)	89	110	103
	C25/30	36	68 (35*)	84	79
	C30/37	28	54	67 (35*)	63 (40*)
	C35/45	22	44	55	51
	C40/50	18	36	45	42

* Propisani $c_{min,\ dur}$ za indikativnu klasu minimalne čvrstoće betona prema EC2

Analiza u ovoj studiji urađena je pod pretpostavkom da je kraj upotrebnog veka ujedno i kraj perioda inicijacije, kada se stiču uslovi za početak korozije. Međutim, deo perioda propagacije odnosno određene količine korozije armature, može se uključiti u definiciju upotrebnog veka, pored perioda inicijacije (depasivacije). Na primer, taj deo se može uzeti kao vreme do pojave

prvih prslina usled korozije armature. Takav pristup projektovanju mogao bi da omogući širu primenu ovih betona u AB konstrukcijama i trebalo bi da bude predmet budućih istraživanja.

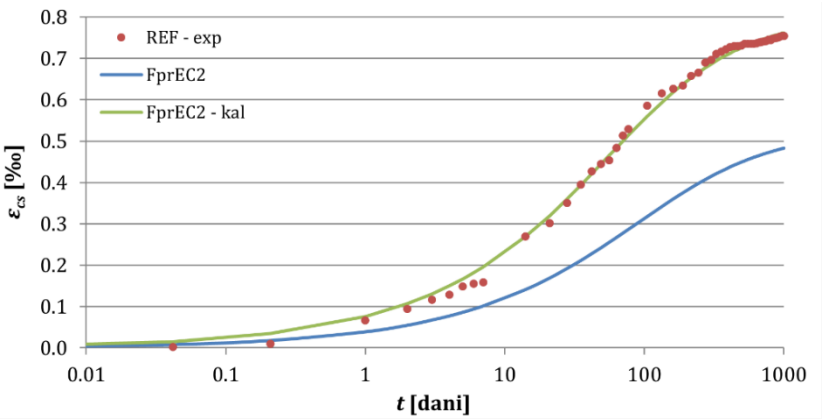
4.6. SKUPLJANJE

Usled nedovoljnog broja eksperimentalnih rezultata neophodnih za formiranje adekvatne baze podataka radi testiranja modela za predikciju skupljanja betona sa velikim sadržajem KB, analiza je urađena samo na osnovu sopstvenih eksperimentalnih podataka. Za ove potrebe usvojena je metodologija opisana u novoj verziji Evrokoda 2 – FprEC2, koja je izvorno predložena u Modelu propisa MC10. O njenoj podobnosti govori i činjenica da je svoje mesto našla i u novom Modelu propisa MC20.

Kako je objašnjeno u prethodnom poglavlju, autogeno skupljanje nije uzeto u obzir prilikom merenja, stoga je ono zanemareno i u računskom modelu. To neće imati značajnijeg efekta na konačne rezultate, jer je ovaj (manji) deo skupljanja u velikoj meri realizovan još u toku nege betona (Wu et al., 2017). Dodatno, autogeno skupljanje je značajno manje kod betona sa visokim vrednostima w/c faktora (Wu et al., 2017; Zhang et al., 2003). Ukoliko se u obzir uzme i činjenica da je fokus ovog rada usmeren u pravcu betona sa značajno redukovanim sadržajem cementa (što dodatno utiče na ovu veličinu), prethodno zanemarenje je opravdano.

Slika 4.72 sadrži ekperimentalne i računske vrednosti dilatacija skupljanja REF betona u toku vremena. FprEC2 model, u ovom slučaju, značajno potcenjuje realne vrednosti skupljanja čak i na referentnom betonu. Razlika koja se javlja već nakon 1 dana (oko 41%) se delimično uvećava do nekih 100 dana (oko 45%), a zatim se postepeno smanjuje. Nakon 1000 dana računska vrednost bila je oko 36% manja od realne. Može se reći da, oblik računske krive kvalitativno, u dovoljnoj meri, odgovara krivoj dobijenoj eksperimentalnim putem. Obe pomenute krive i nakon 1000 dana nisu dosigle „plato“. Drugim rečima, iako se uočava njihovo postepeno zaravnanje, one još uvek nisu blizu svoje konačne vrednosti.

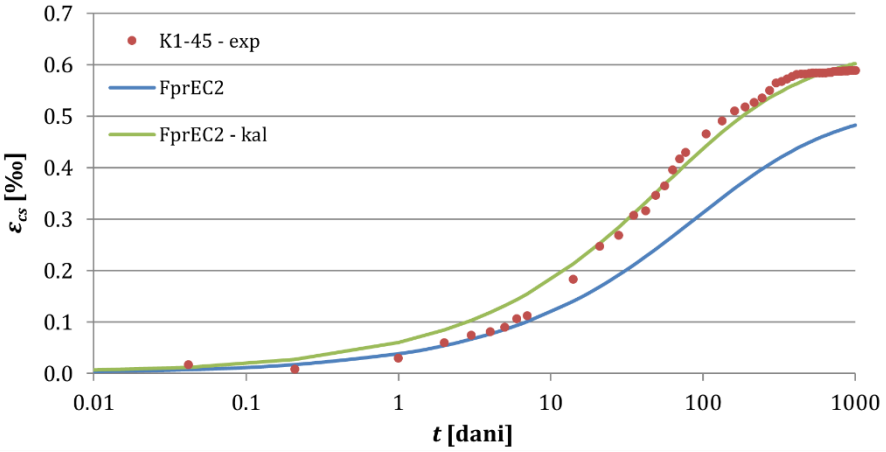
Nakon sprovedenog osnovnog proračuna, izvršena je kalibracija modela usvajanjem koeficijenata ξ_{ds1} = 1,53 i ξ_{ds2} = 0,61 (ξ_{bs1} = ξ_{bs2} = 0, autogeno skupljanje nije uzeto u obzir). Rezultat proračuna sa kalibrisanim vrednostima prikazan je na istoj slici. Može se zaključiti da su u ovom slučaju dobijaju izuzetno dobre računske vrednosti. Najveće razlike u odnosu na eksperimentalne vrednosti primećuju se u prvih 7 dana i one u proseku iznose oko 15%. Merenja sprovedena tokom prvog dana mogu, zbog brojnih nesigurnosti, pokazati i značajno veća odstupanja od prethodnih. Nakon 7 dana, razlike su uglavnom zanemarljive i izuzetno retko prelaze preko 1–3%. Suma kvadrata razlika proračunskih (FprEC2 - kal) i eksperimentalnih vrednosti skupljanja tokom svih 1000 dana iznosila je zanemarljivih 0,0085.



Slika 4.72 Eksperimentalne i računske dilatacije skupljanja REF betona u funkciji vremena

Poređenje proračunskih i eksperimentalnih dilatacija skupljanja za uzorak serije K1-45, prikazano je na slici 4.73. Ukoliko se izuzme merenje u starosti od 1 dana, kada je računska vrednost dilatacije skupljanja bila oko 30% veća od stvarne, ponovo je primetan trend da su eksperimentalne vrednosti potcenjene proračunom. Razlike do 7 dana kretale su se u opsegu 4–12%, a zatim se kao i u prethodnom slučaju postepeno povećavaju i dostižu maksimum nakon približno 100 dana (30%). Zatim se preciznost modela postepeno povećava, a razlika računske i stvarne veličina nakon 1000 dana iznosila je oko 18%. Dakle, odstupanja računskih i eksperimentalnih vrednosti su u ovom slučaju upola manja nego u prethodnom. Čini se da oblik računske krive dobro prati eksperimentalnu, osim na samom kraju. Naime, već nakon 400 dana na eksperimentalnoj krivoj primetno je prilično zaravnanje i postepeno dostizanje asimptotske vrednosti, dok je kod računske krive to manje izraženo.

Na ovoj slici prikazani su i rezultati proračuna kalibrisanog modela. Usvojene vrednosti koeficijenata su ξ_{ds1} = 1,21 i ξ_{ds2} = 0,61. Sa jedne strane, vertikalno skaliranje je manje u poređenju sa REF betonom, zbog manjih odstupanja računskih i eksperimentalnih vrednosti. Sa druge strane, koeficijent kojim se koriguje vremenski razvoj dilatacije skupljanja (horizontalno skaliranje) bio je identičan prethodnom. Nakon sprovedene kalibracije poklapanja računskih i eksperimentalnih veličina su veoma dobra. Posle početnog odstupanja u periodu od 2 do 7 dana kada su razlike bile značajnije (35–46%), razlike se naglo smanjuju i praktično se kreću između 2% i 5%, što je sa praktičnog aspekta dovoljno malo da se može zanemariti. Čini se da i na kalibrisanom modelu još uvek nije došlo do karakterističnog zaravnanja. Suma kvadrata svih razlika proračunskih (FprEC2 - kal) i eksperimentalnih veličina skupljanja tokom 1000 dana bila je približno 0,017.

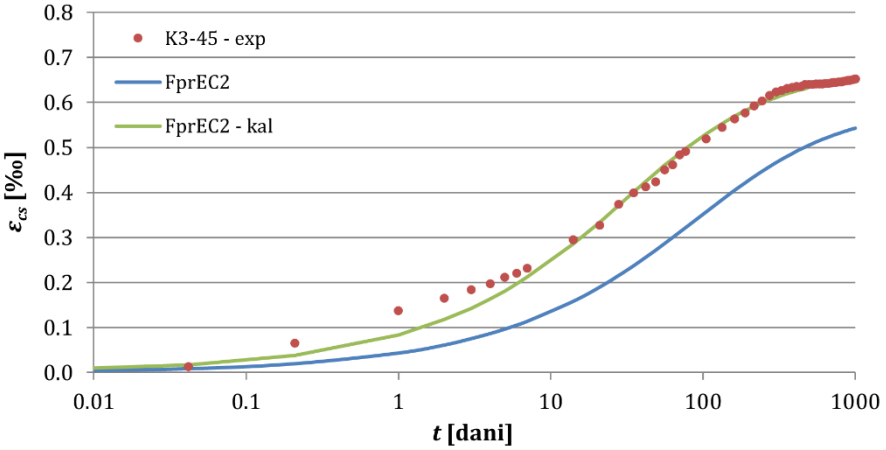


Slika 4.73 Eksperimentalne i računske vrednosti dilatacije skupljanja K1-45 betona u funkciji vremena

Rezultati sprovedenih analiza koji se odnose na treću seriju uzoraka K3-45, prikazani su na slici 4.74. Kada se radi o računskom modelu koji nije podvrgnut kalibraciji, čini da da on najbolje prati oblik eksperimentalne krive. Deluje da su ove linije paralelne, što naravno nije moguće u potpunosti. Ponovo, ovaj model ne pokriva najbolje poslednji deo eksperimentalne krive i plato koji se javlja nakon okvirno 400 dana. Najveća razlika je i kod ovog betona bila pri starosti uzorka od samo 1 dan (oko 70%). Ova razlika se postepeno smanjuje, što ukazuje da se računska i eksperimentalna kriva postepeno približavaju. Nakon 28 dana razlika se smanjila na nekih 40%, a nakon 1000 dana ovo odstupanje je oko 16%.

Kalibracija osnovnog modela izvršena je usvajanjem vrednosti koeficijenata ξ_{ds1} = 1,14 i ξ_{ds2} = 0,35. Za razliku od prethodnih slučajeva, usvojena je značajno manja vrednost koeficijenta koji

je zadužen za modifikaciju vremenskog toka skupljanja (ξ_{ds2}). I kod kalibrisanog modela ponovo su najveće razlike na početku, tj. u periodu od 1 do 7 dana (10–40%, veće razlike odgovaraju ranijim merenjima). Međutim, za razliku od REF i K3-45 betona gde je kalibrisani model jasno precenio početne vrednosti skupljanja, u slučaju betona K3-45 on ih potcenjuje. Pretpostavlja se da ova razlike potiče od delimičnog smanjenja ambijentalne vlage na početku merenja skupljanja betona K3-45 što je prouzrokovalo naglo isušivanje uzoraka i dobijanje nešto većih eksperimentalnih veličina skupljanja. Nakon početnog perioda, odstupanja računskih i eksperimentalnih vrednosti su zanemraljiva i ne prelaze 0–3%. Ono što je takođe zanimljivo, jeste da je kalibrisani model u ovom slučaju adekvatno obuhvatio zaravnanje krive i plato koji se javlja nakon 400 dana (posledica usvojenje manje vrednosti koeficijenta ξ_{ds2}). Suma kvadrata razlika računskih (FprEC2 - kal) i eksperimentalnih vrednosti dilatacija skupljanja tokom čitavog perioda od 1000 dana imala je vrednost od 0,013.



Slika 4.74 Eksperimentalne i računske vrednosti dilatacije skupljanja K3-45 betona u funkciji vremena

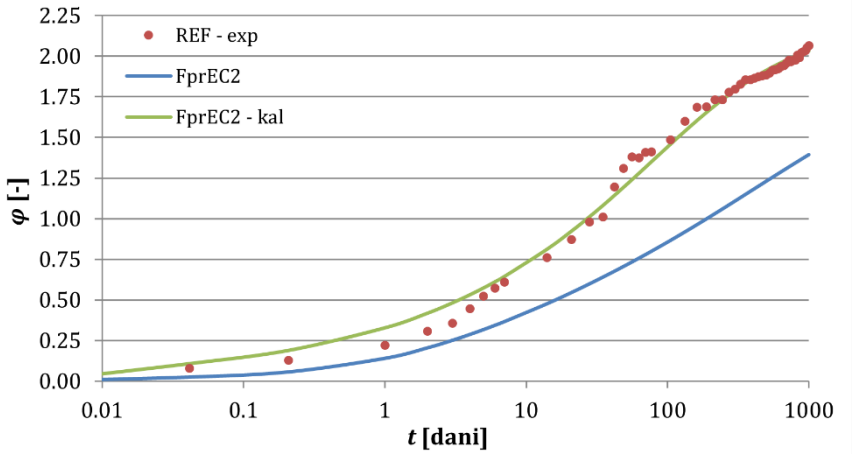
Na prethodnim dijagramima, primetna je varijacija broja rezultata i različita gustina koncentracije tačaka izmerenih skupljanja u različitim periodima merenja, što može dovesti do toga da se prilikom kalibracije preceni jedan deo (segment) krive, a drugi potceni. Američki institut za beton (ACI 209.2R-08, 2008) preporučuje da se ovaj problem predupredi podelom krive na vremenske segmente (j) i dodelom težinskih koeficijenata svakoj tački (i) u zavisnosti od njihovog broja u segmentu. Na taj način svakom segmentu krive, prilikom kalibracije modela, dodeljuje se podjednaka težina (ϖ), bez obzira na broj podataka. Bažant i Panula (Bažant and Panula, 1978) navode da se ovi segmenti podele u skladu sa logaritamskim dekadama 0–9,9 dana, 10–100 dana, itd. Gardner (Gardner, 2004)na primer predlaže korišćenje polovine logaritamskih intervala, dok Miler i Hilsdorf (Muller and Hilsdorf, 1990) usvajaju podelu u šest vremenskih intervala, 0–10 dana, 11–100 dana, 101–365 dana, 366–730 dana, 731–1095 dana i period iznad 1095 dana. U prethodnim primerima postignute su veoma visoke preciznosti predikcije korišćenjem kalibrisanog modela i ne očekuje se da će podela na određene segmetne značajno uticati na kvalitet dobijenih rezultata.

4.7. TEČENJE

Za razliku od skupljanja, broj dostupnih eksperimentalnih rezultata koji se odnosi na tečenje betona sa velikim sadržajem KB, još je siromašniji. Zato su sprovedene analize koje se isključivo odnose na sopstvene eksperimentalne rezultate. Korišćen je model za predikciju tečenja propisan od strane FprEC2, koji se kao i model za predikciju skupljanja, u izvornom obliku može pronaći u Modelu propisa MC10. Ova metoda pronašla je svoje mesto i u najnovijoj verziji Modela propisa MC20.

Na slici 4.75 prikazani su eksperimentalno i računski dobijene vrednosti koeficijenata tečenja REF betona u toku vremena. Ako se izuzmu merenja koja su ivršena tokom prvog dana, koja imaju najveće odstupanje od računskih vrednosti (55–68%), generalno se razlike između računskih i eksperimentalnih rezultata kreću u opsegu od 30–47%. Kao i kod predikcije skupljanja, ponovu su računske vrednosti bile značajno niže od eksperimentalnih. To znači da FprEC2 model potcenjuje realne vrednosti koeficijenta tečenja dobijene eksperimentalnim putem.

Nakon izvršene kalibracije modela, preciznost se značajno poboljšava. Kalibracija je urađena u cilju minimimalizacije sume razlike kvadrata. U skladu sa tim, usvojeni koeficijenti kalibracije iznosili su ξ_{bc1} = 0,07, ξ_{bc2} = 1,10, ξ_{dc1} = 2,94 i ξ_{dc2} = 0,19. Posmatranjem ovih vrednosti moglo bi se zaključiti da u kalibrisanom modelu osnovno tečenje učestvuje sa svega 7% od osnovne veličine dobijene računskim putem, dok tečenje usled sušenja učestvuje sa skoro 200% osnovne veličine. To nije realno, jer su odnosi osnovnog i tečenja usled sušenja približno jednaki i kreću se u opsegu 1:1–1:1,5 (Sun et al., 2023). Takođe,podela vremenskih intervala tečenja na logaritamske ili nege druge segmetne, kao ni u slučaju skupljanja, nije izvršena. Ove aproksimacije ne bi trebalo da utiču na preciznost proračuna, jer je cilj kalibracije bio što bolje poklapanje kalibrisane i eksperimentalne krive, uz najmanju sumu razlike kvadrata, što je u skladu sa odredbama FprEC2. Suma kvadrata razlika proračunskih (FprEC2 - kal) i eksperimentalnih vrednosti koeficijenata tečenja uzimajući u obzir sva merenja iznosila je oko 0,149, što ukazuje na postizanje veoma dobrog poklapanja. Najveće razlike kalibrisanog i eksperimentalnog modela primetne su u početnom periodu. U prvih 5 dana one su bile u granicama 10–50%, nakon čega se ove krive veoma dobro poklapaju sa minimalnim razlikama koje se uglavnom nalaze u granicama 1–5%.

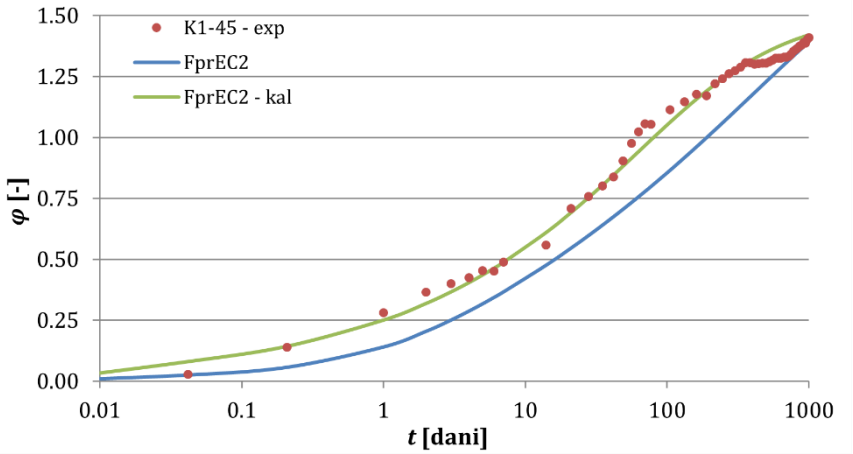


Slika 4.75 Eksperimentalne i računske vrednosti koeficijenta tečenja REF betona u funkciji vremena

Komparacija računskih i eksperimentalnih koeficijenata tečenja betona K1-45 izvršena je na slici 4.76. Računski koeficijent tečenja nakon 1 dana bio je oko 50% manji od stvarnog. Razlika

postepeno opada do 14 dana (oko 15%) i računska i eksperimentalna kriva se postepeno približavaju jedna drugoj. Zati se one polako udaljavaju, a razlike dostižu približno 26% (između 60 i 70 dana). Od tog trenutka njihove razlike se konstantno umanjuju i od 700 dana ove krive se praktično poklapaju (razlike ne prelaze 2%). Eksperimentalna kriva je glatka i bez naglih prelaza, dok se na eksperimentalnoj uočavaju nagli prelazi koji su posledica nemogućnosti idelnog kontrolisanja termohigrometrijskih uslova sredine (prvenstveno vlažnosti). Kod ovog uzorka primetna su najmanja odstupanja računskih i eksperimentalnih veličina.

Nakon sprovedene kalibracije usvajanjem vrednosti koeficijenata ξ_{bc1} = 0,07, ξ_{bc2} = 0,20, ξ_{dc1} = 1,98 i ξ_{dc2} = 0,15. Upoređujući prethodne i ove koeficijente kalibracije primećuju se određene sličnosti. Naime, zbog nižeg intenziteta tečenja koeficijent kojim se vrši vertikalno skaliranje tečenja usled sušenja je očekivano niži (ξ_{dc1} = 1,98), ali je odgovarajući koeficijent kojim se koriguje vremenski tok ovog tečenja sličan prethodnom (ξ_{dc2} = 0,15). Koeficijent koji koriguje tok osnovnog tečenja (ξ_{bc2} = 0,20) dijametralno se razlikuje od prethodnog, ali budući da je proračunska vrednost osnovnog tečenja marginalizovana u oba slučaja (ξ_{bc1} = 0,07) sa oko 7% svoje proračunske vrednosti, uticaj ove razlike na čitav proračun je praktično zanemarljiv. Poklapanje proračunske krive nakon kalibracije sa ekperimentalnim vrednostima je veoma dobro. Razlike u periodu između 1 i 5 dana kreću se u opsegu 5–11%, a nakon ovog perioda skoro da ne prelaze 3–4%. Veoma dobru preciznost kalibrisanog modela potvrđuje i mala vrednost sume kvadrata razlika proračunskih (FprEC2 - kal) i eksperimentalnih vrednosti koeficijenata tečenja od 0,076.

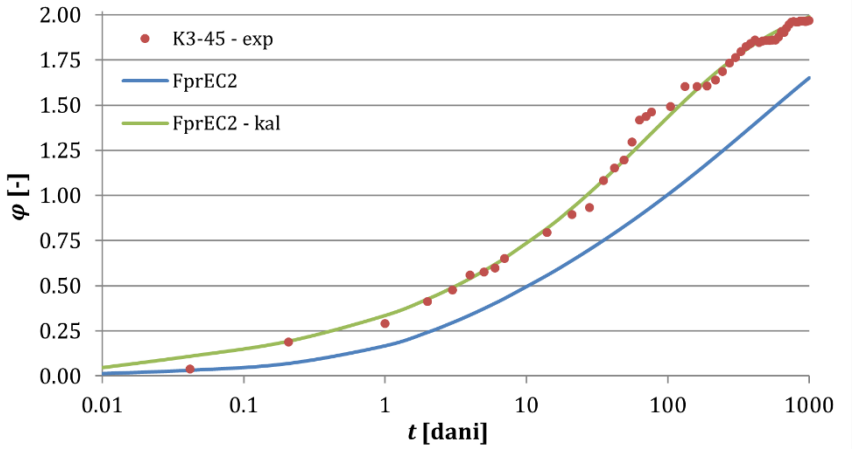


Slika 4.76 Eksperimentalne i računske vrednosti koeficijenta tečenja K1-45 betona u funkciji vremena

U nastavku su prikazani rezultati testiranja FprEC2 modela na poslednjoj seriji betonskih uzoraka K3-45, slika 4.77. Ponovo je računski model podbacio u proceni i potcenio realne vrednosti. Međutim, kao i kod skupljanja, deluje da računska kriva najbolje prati tok eksperimantalnih rezultata kod ove serije uzoraka. Ipak, kada se pogledaju njihova odstupanja, primetno je da se od početnih 42% nakon 1 dana, uz male izuzetke, ova razlika konstanto smanjuje i nakon 1000 dana ona iznosi oko 16%. To i nije tako velika razlika ako se imaju u vidu svi faktori koji utiču na fenomen tečenja.

Situacija se značajno popravlja nakon kalibracije modela. Vrednosti usvojenih kalibracionih parametara ξ_{bc1} = 0,06, ξ_{bc2} = 0,25, ξ_{dc1} = 2,21 i ξ_{dc2} = 0,16, jako su slični prethodnoj seriji betona, koja je takođe sadržala KB. Najviše se razlikuje upravo koeficijent kojim se vrši skaliranje intenziteta ξ_{dc1}, ostali koeficijenti ne odstupaju značajno. Poređenjem vrednosti

eksperimentalnih rezultata i i kalibrisanog modela, ne raćunajući merenja u toku prvog dana, najveća zabeležena razlika je dobijena pri starosti od 1 dana (oko 15%). Nakon toga, uz par izuzetaka (odstupanja 5–10%), ove vrednosti ne razlikuju se više od 2–3%.



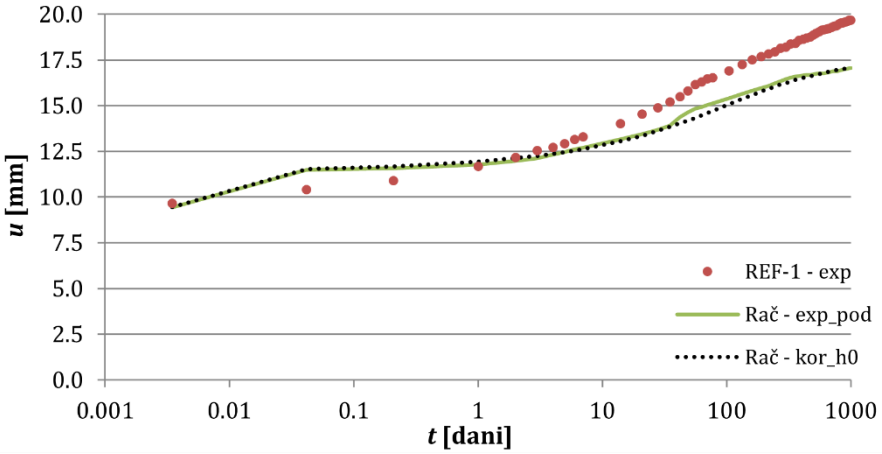
Slika 4.77 Eksperimentalne i računske vrednosti koeficijenta tečenja K3-45 betona u funkciji vremena

4.8. UGIBI AB GREDNIH NOSAČA PRI DUGOTRAJNOM OPTEREĆENJU

Prilikom opisa eksperimentalnog dela koji se odnosi na ugibe AB greda, navedeno je da ugibi od sopstvene težine nisu izmereni. To znači da bi prilikom testiranja modela za predikciju ovaj deo ugiba trebalo neutralisati iz proračuna. Kao što je pokazano u tabeli 3.27, procenjene vrednosti ugiba usled sopstvene težine su dovoljno male (nosač nema prslina od sopstvene težine – stanje I) u poređenju sa ugibima koji nastaju usled opterećenja. Sa kasnijim povećanjem ugiba u toku vremena, udeo ugiba od sopstvene težina dodatno se smanjuje. Iz tog razloga, nije izvršena korekcija proračunskih modela oduzimanjem ove veličine. Proračun ugiba izvršen je korišćenjem metodologije opisane u poglavlju 2.13, koja ima podlogu u praktično svim relevantnim dokumentima uključujući FprEC2 (kao i EC2, MC10 i MC20). Proračun je izvšen korišćenjem rigoroznijeg postupka, odnosno numeričkom integracijom krivine u 50 preseka duž nosača, ali i jednostavnijom varijantom u kojoj se ugib računa na osnovu najopterećenijeg preseka. Kao ulazni podaci za ove proračune korišćene su sve eksperimentalne veličine (čvrstoće pri pritisku i zatezanju, modul elastičnosti, skupljanje, tečenje, kvalitet armature). Koeficijent (β) koji uzima u obzir sadejstvo zategnutog betona između prslina imao je vrednost 1 u početnom trenutku (inicijalni ugib) i vrednost od 0,5 za sve kasnije vremenske trenutke.

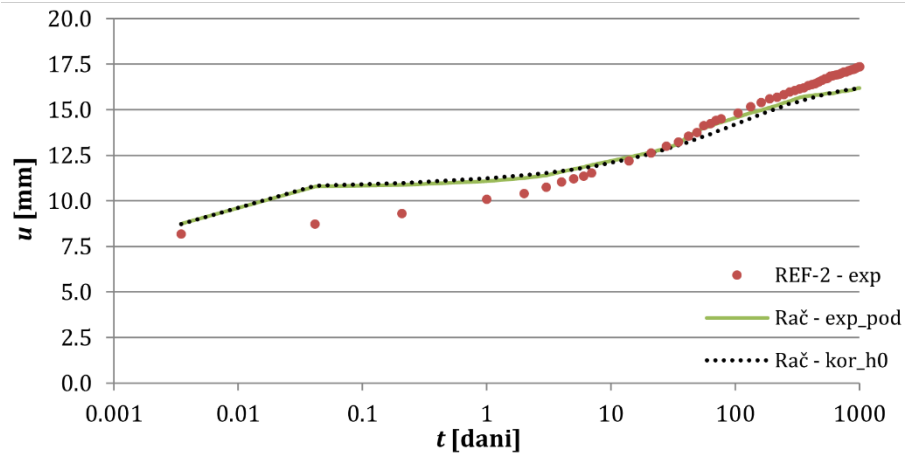
Slika 4.78 predstavlja promenu eksperimentalnih i računskih (zelena linija) ugiba u funkciji vremena za gredu REF-1. Može se reći da je veličina početnog ugiba izuzetno dobro procenjena (odstupanje oko 2%). U skladu sa tim, budući da su kao ulazni podaci korišćene eksperimentalne veličine, moglo se očekivati da će se ovakva, ili slična, preciznost ostvariti i prilikom procene prirasta ugiba u toku vremena. Nagli skok između prveog i drugog vremenskog trenutka posledica je promene veličine koeficijenta β sa 1 na 0,5. Pitanje je opravdanosti ovako nagle promene veličine ovog parametra. U svakom slučaju, razvoj računskih ugiba ne prati dobro eksperimentalne veličine, naročito ne kako je očekivano. Ono što se uočava jesu delimično veći računski ugibi u toku prvih nekoliko merenja, a već nakon 1 dana kriva koja opisuje računske ugibe seče se sa eksperimentalnom krivom, da bi nakon toga ponovo došlo do njihovog mimoilaženja. Ova pojava uočljiva je, ali nešto kasnije (nakon 14 dana) i na gredi REF-2, slika 4.79. I u tom slučaju nakon dobre procene početnog ugiba (oko

7% razlika), usledilo je postepeno udaljavanje, tj. preciznost predikcije se smanjuje. Objašnjenje ove pojave može se pronaći kod sadejstva betona i zategnute armature, zbog postepenog smanjenja koeficijenta β. Prilikom komentarisanja ponašanja grednih nosača navedeno da početna slika prslina predstavlja ujedno i stabilizovano stanje prslina (javio se veoma mali broj naknadnih prslina). Ipak, pojava naknadnih prslina izaziva dodatno smanjenje krutosti nosača i povećanje njegovih ugiba. Budući da su ove dve grede imale najveće skupljanje, razlog nastanka novih prslina može biti veći prirast veličine skupljanja od prirasta čvrstoće betona pri zatezanju. Nažalost, u ovom radu nije ispitivana čvrstoća betona pri zatezanju u različitim starostima, pa se ova pretpostavka ne može u potpunosti dokazati.



Slika 4.78 Promena eksperimentalnih i računskih vrednosti ugiba u toku vremena grede REF-1

Međutim, ove računske i eksperimentalne krive se kasnije dodatno razilaze. Ovo naknadno odstupanje može biti posledica skupljanja i tečenja betona. Naime, skupljanje i tečenje je ekperimentalnim putem mereno na cilindričnim opitnim telima nominalne dimehzije h_0 = 75 mm, dok je nominalna dimenzija poprečnog preseka greda za 10–15 mm veća. Ova razlika može uticati na vremenski tok skupljanja i tečenja, jer je usled veće nominalne dimenzije isušivanje greda sporije od isušivanja cilindara. Zato je izvršena konverzija skupljanja i tečenja na odgovarajuću nominalnu dimenziju greda. U tu svrhu iskorišćene su kalibrisane krive skupljanja i tečenja, koje su preračunate sa novom veličinom h_0, slika 4.80.

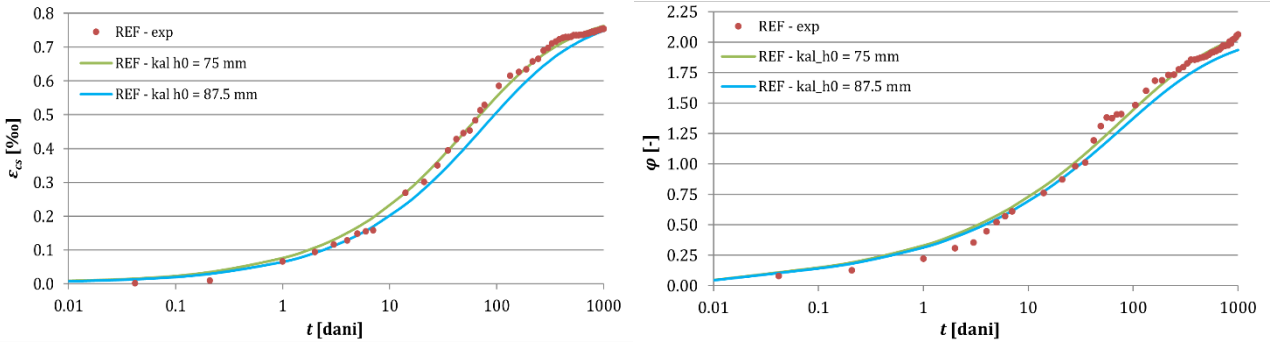


Slika 4.79 Promena eksperimentalnih i računskih vrednosti ugiba u toku vremena grede REF-2

Sa slike 4.80 se jasno uočavaju delimično manje vrednosti dilatacija skupljanja i koeficijenata tečenja. Dodatno, za razliku od eksperimentalne, ova računska kriva skupljanja pokazuje znato manje zaravnanje nakon 1000 dana. Sa ovako konvertovanim vrednostima skupljanja i tečenja, uz zadržavanje svih ostalih parametara izvršeni su ponovni proračuni ugiba grednih nosača (crna tačkasta linija na dijagramu), slike 4.78 i 4.79.

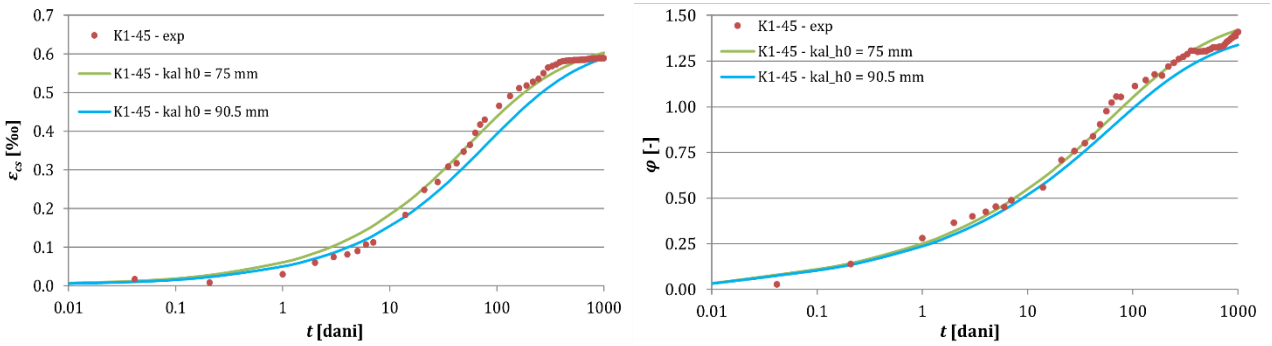
Generalno, računska kriva ugiba (zelena) nije glatka i može imati nagle kratkotrajne promene. Budući da se ona dobija korišćenjem svih eksperimentalnih veličina, ove promene su posledica naglih promena eksperimentalnih vrednosti skupljanja i tečenja usled kratkotrajnih oscilacija termohigrometrijskih uslova. Za razliku od nje, crna kriva koja je dobijena koristeći kalibrisane računske vrednosti ovih veličina (glatke linije), je izrazito glatka. Može se reći da su odstupanja ove dve krive računskih ugiba veoma mala, pa se konačna slika predikcije nije naročito popravila. Situacija je delimično bolja kod grede REF-2 gde je postignuta veća preciznost predikcije u poređenju sa gredom REF-1, ali kao da se nakon 1000 dana nazire početak razilaženja računske i eksperimentalne linije. Razlike konačnih (nakon 1000 dana) vrednosti računskih i eksperimentalnih ugiba kod REF-1 i REF-2 greda iznosile su redom 13% i 7%, što je veoma dobro predviđanje kada se uzmu u obzir svi parametri od kojih zavisi ova veličina.

Prosečni odnosi računskih (korigovano h_0) i eksperimentalnih vrednosti ugiba $\mu^{rač/exp}$ za sva merenje iznosili su kod greda REF-1 i REF-2 redom 0,91 i 0,98, uz standardne devijacije $\sigma^{rač/exp}$ od 0,05 i 0,06 respektivno. Generalno može se reći da su ovo i više nego dobre predikcije, naročito kada je u pitanju REF-2 greda. Treba imati u vidu da ovi rezultati nisu na strani sigurnosti.



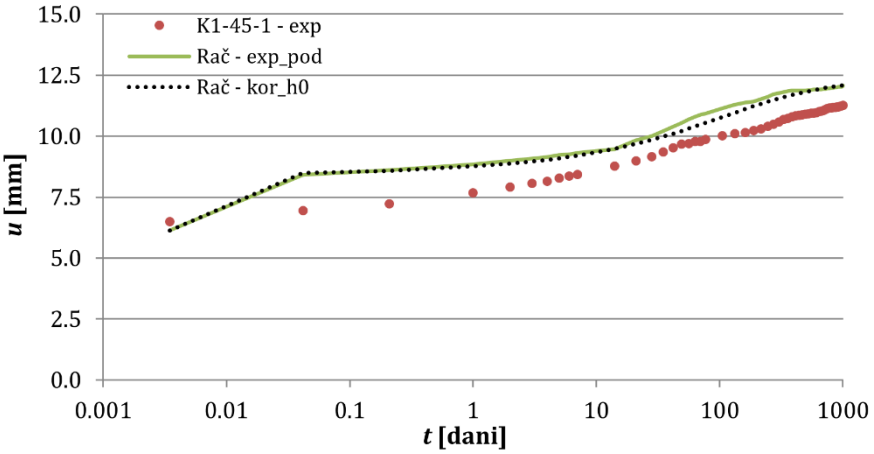
Slika 4.80 Vremenski tok računskih (FprEC2 - kal) dilatacija skupljanja (levo) i koeficijenata tečenja (desno) za različite vrednosti nominalne debljine elementa (REF)

Za par greda K1-45-1 i K1-45-2, najpre su prikazani rezultati konvertovanih vrednosti skupljanja i tečenja (slika 4.81), a potom su komentarisani ugibi. Sa ove slike jasno se uočava razlika, naročito u vremenskom toku skupljanja. Jasno izraženo zaravnanje eksperimentalne krive i dostizanje platoa koje se javlja ta h_0 = 75 mm, nije uočljivo kod uzoraka sa većom nominalnom dimenzijom. Drugim rečima, za razliku od cilindričnih uzoraka kod kojih je skupljanje u najvećoj meri završeno, ovaj proces sudeći po obliku krive, još uvek nije okončan kod grednih nosača. Iako je primetno njegovo postepeno usporavanje. Što se tiče intenziteta skupljanja i tečenja, očekivano su ove veličine nešto niže kod elemenata veće nominalne dimenzije preseka.



Slika 4.81 Vremenski tok računskih (FprEC2 - kal) dilatacija skupljanja (levo) i koeficijenata tečenja (desno) za različite vrednosti nominalne debljine elementa (K1-45)

Na slikama 4.82 i 4.83, prikazani su vremenski razvoji ugiba dobijeni eksperimentalnim i računskim putem, za pra greda K1-45-1 i K1-45-2 redom. Greška koja se pravi pri proceni početnih ugiba je minimalna i iznosi 5% i 2% kod K1-45-1 i K1-45-2 respektivno. Kod ovih greda još je izraženije odstupanje pri proceni vrlo ranih ugiba (pri starosti do 1 dana), što može da ukaže na eventualnu potrebu za korekcijom koeficijenta kojim se uzima u obzir sadejstvo zategnutog betona između prslina. U tom smislu, hiperbolička tangensna funkcija kojom je opisan ovaj parametar u B4 metodi (Bažant et al., 2015) može biti jedno od potencijalnih rešenja.

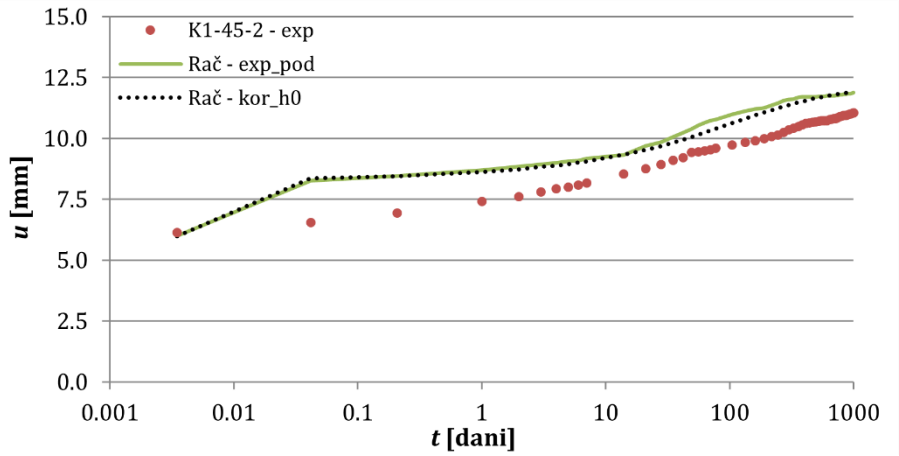


Slika 4.82 Promena eksperimentalnih i računskih vrednosti ugiba u toku vremena grede K1-45-1

Ako se izuzmu vrlo kratki periodi nakon opterećenja, slaganje računskih i eskperimentalnih rezultata je veoma dobro. Računske vrednosti, naročito za korigovanu nominalu dimenziju preseka, vrlo dobro prate čitav vremenski tok ugiba. U suštini najveća razlika između računskih vrednosti dobijenih koristeći h_0 = 75 mm i h_0 = 90,5 mmje u već pomenutoj izglađenosti druge krive, kao i samom njihovom završetku. Naime, nakon 1000 dana kriva kod koje su korišćeni podaci dobijeni na cilindrima pokazuje blagu tendenciju zaravnanja.

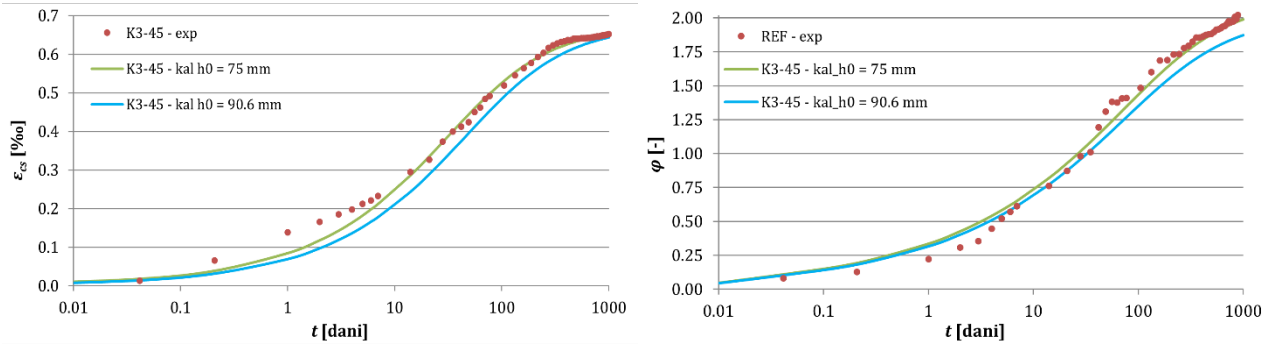
I ugibi nakon 1000 dana su veoma korektno procenjeni uz grešku koja je iznosila oko 7–8% kod obe grede. Prosečna vrednost računskih (korigovano h_0) i eksperimentalnih odnosa ugiba $\mu^{rač/exp}$ za sva merenje imala je identičnu veličinu za obe grede (1,09 za K1-45-1 i 1,10 za K1-45-2). Najveća preciznost predikcije dobijena kod ovih greda praćena je najmanjom standardnom devijacijom $\sigma^{rač/exp}$ koja je iznosila 0,03 i 0,04 redom.

Budući da su realne vrednosti delimično precenjene, može se zaključiti da izrazi daju rezultate koji su na strani sigurnosti.



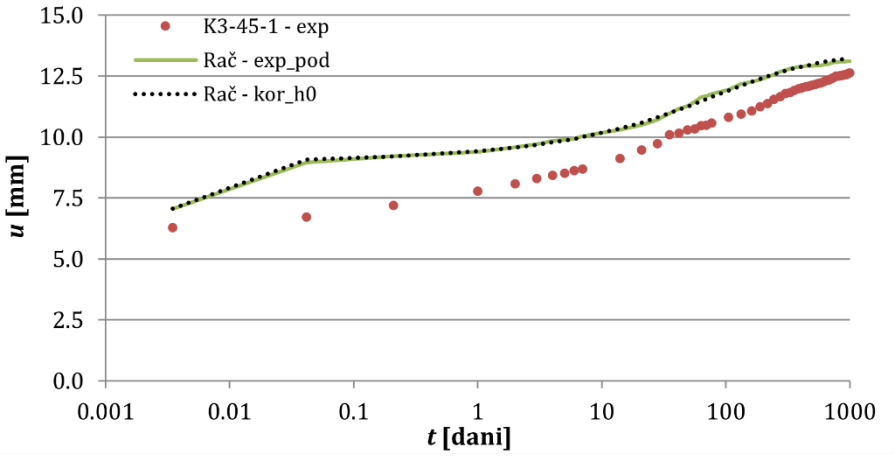
Slika 4.83 Promena eksperimentalnih i računskih vrednosti ugiba u toku vremena grede K1-45-2

Slična tendencija primećuje se i kod drugog para greda koje su sadržale KB. Konvertovane veličine skupljanja i tečenja su neznatno niže od eksperimentalnih, uz kako se čini, delimično izraženijom pojavom platoa kod konvertovane krive skupljanja, slika 4.84. Kalibrisana kriva skupljanja za beton K3-45 je izuzetno dobro obuhvatila krajni deo eksperimentalne krive, za razliku od kalibrisane krive K1-45 betona koja ima delimično odstupanje. Time se može objasniti nešto veće zaravnanje u slučaju K3-45 betona.



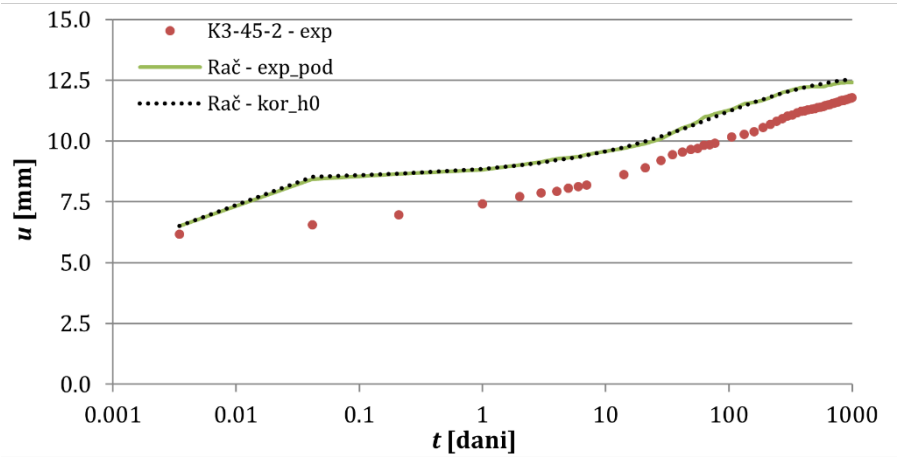
Slika 4.84 Vremenski tok računskih (FprEC2 - kal) dilatacija skupljanja (levo) i koeficijenata tečenja (desno) za različite vrednosti nominalne debljine elementa (K3-45)

I kada su u pitanju eksperimentalni i računski tokovi ugiba greda K3-45-1 i K3-45-2 (slike 4.85 i 4.86), primetna je potpuna analogija sa prethodnim parom greda. Računska vrednost početnog ugiba grede K3-45-1 bila je za oko 12% veća od stvarne, što je ujedno i najveće odstupanje početnog ugiba kod svih greda. Ova greška kod grede K3-45-2 bila je upola manja i iznosila je oko 6%. Uz već pomenuta odstupanja koja unosi nagla promena koeficijenta β u računske vrednosti prilikom procene ugiba na samom početku, nisu primećene druge razlike. Tačnije vremenski tok eksperimentalnih ugiba dobro je propraćen računskim, uz skoro konstantnu razliku. Računske krive dobijene sa korigovanom vrednošću h_0 bolje prate završni trend stvarnih ugiba. Razlika između procenjenih i stvarnih vrednosti krajnjih ugiba bila je 5% i 7% kod greda K1-45-1 i K3-45-2 redom.



Slika 4.85 Promena eksperimentalnih i računskih vrednosti ugiba u toku vremena grede K3-45-1

Srednja vrednost računskih (korigovano h_0) i eksperimentalnih odnosa ugiba $\mu^{rač/exp}$ za sva merenja kod obe grede bila je oko 1,10–1,11. Dobijena standardna devijacija $\sigma^{rač/exp}$ iznosila je 0,06 i 0,04 redom. I u ovom slučaju predikcija delimično precenjuje stvarne vrednosti uz dobru preciznost.



Slika 4.86 Promena eksperimentalnih i računskih vrednosti ugiba u toku vremena grede K3-45-2

Na kraju, izvršena je rekapitulacija računskih ugiba dobijenih numeričkom integracijom u 50 preseka duž raspona nosača i uprošćenom metodom u jednom (najopterećenijem) preseku nosača, kao i odgovarajućih eksperimentalnih ugiba i njihovih odnosa, tabela 4.10.

Generalno, sve procene dobijene uprošćenom metodom su značajno veće od realnih veličina (i do 50%) i sve su na strani sigurnosti (izuzev grede u_{1000d} REF-1). Ovako nešto se moglo i očekivati, s obzirom da je cilj pojednostavljenih metoda da se u što kraćem roku dobiju predikcije zadovoljavajuće tačnosti. Uz to, one su na strani sigurnosti.

Tabela 4.10 Rekapitulacija računskih i eksperimentalnih veličina početnih i krajnjih ugiba grednih nosača

Greda	Ugib	u^{exp}	$u^{rač,N.I.}$	$u^{rač,NI}/u^{exp}$	$u_{rač,1pres}$	$u^{rač,1pr}/u^{exp}$
REF-1	u_{5min}	9,67	9,44	0,98	12,00	1,24
	u_{1000d}	19,68	17,07	0,87	18,09	0,92
REF-2	u_{5min}	8,18	8,73	1,07	11,32	1,38
	u_{1000d}	17,35	16,20	0,93	17,23	0,99
K1-45-1	u_{5min}	6,49	6,13	0,95	9,13	1,41
	u_{1000d}	11,26	12,09	1,07	13,19	1,17
K1-45-2	u_{5min}	6,14	5,99	0,98	8,99	1,46
	u_{1000d}	11,04	11,91	1,08	13,01	1,18
K3-45-1	u_{5min}	6,3	7,06	1,12	9,58	1,52
	u_{1000d}	12,63	13,25	1,05	14,17	1,12
K3-45-2	u_{5min}	6,17	6,51	1,06	9,03	1,46
	u_{1000d}	11,78	12,55	1,07	1,05	1,14

4.9. ZAKLJUČCI

Na osnovu analiza sprovedenih u okviru ovog poglavlja, mogu se izvući sledeći zaključci:

- Iako je čvrstoća pri pritisku relativno solidno istražen parametar, iznenađuje činjenica da je broj dostupnih modela za predikciju čvrstoče betona sa velikim sadržajem KB minimalan. I dok su jedni od njih razvijeni na osnovu oograničenog broja rezultata što smanjuje njihovu pouzdanost, drugi su previše komplikovani za svakodnevnu inćenjersku primenu. Neki modeli zahtevaju pojedine ulazne parametre koji se trebaju odrediti empirijski, što takođe ograničava njihovu primenu.
- Testiranje modela predloženog od strane Wanga i ostalih pokazalo je da ovaj model ne daje prediukcije zadovoljavajuće preciznosti. Veza računskih i ekperimentalnih veličina čvrstoće pri pritisku opisana je relativno niskim koeficijentom determinacije R2 = 0,58 što ukazuje na veliko rasipanje rezultata.
- Postojeći empirijski izrazi za procenu čvrstoće pri pritisku cementnih betona, ne mogu se u izvornom obliku primeniti kod betona sa velikim sadržajem KB. Zato je izvršena njihova korekcija uvođenjem koeficijenta efikasnosti (k) kojim se uzima u obzir doprinos KB u mešavini. Faktor efikasnosti se kod KB može opravdati povećanjem gustine pakovanja i delimičnom reakcijom njegovih finih čestica sa dostupnim aluminatima što rezultira određenim povećanjem produkata hidratacije. Generalno, sa povećanjem sadržaja KB koeficijent efikasnosti opada. Zbog velike disperzije rezultata nije bilo moguće uspostaviti čvrstu vezu ovih parametara. Umesto toga, usvojeni su konstantni faktori efikasnosti za određene sadržaje KB.
- Preporučena vrednost faktora efikasnosti za (0-20%) KB je k = 0,45; za (21-35%) KB iznosi k = 0,35; za (36-80%) je k = 0,22, dok je za poslednju grupu sa (21-80%) KB preporučena vrednost k = 0,25. Sa povećanjem sadržaja KB opada i preciznost predikcije.
- Poželjno je pre bilo kakve procene čvrstoće betona izvršiti kalibraciju empirijskih veličina u empirijskim jednačinama na osnovu čvrstoća CB i na taj način uzeti u obzir uticaj cementa i agregata. Sa tako određenim vrednostima empirijskih koeficijenata i preporučenim vrednostima k faktora dobijaju se veoma predikcije visokih preciznosti. Za

mešavina sa 0-20% KB postignute su predikcije visoke preciznosti na šta ukazuje stabilna veza između oviih veličina sa izuzetno visokim koeficijentom determinacije od 0.93. Kvalitet predikcija opada sa povećanjem sadržaja KB. Tako je za mešavine sa 21-35% KB dobijen koeficijent determinacije koji opisuje vezu računskih i eksperimentalnih čvrstoća od 0,84. To je i dalje veoma visoka vrednost ovog koeficijenta. Međutim kod betona 36-80% KB postignuta je osetno niža vrednost koeficijenta determinacije od 0,66. Jedno od objašnjenjenja za ovakvu pojavu može biti veći efekat granulometrijskog sastava KB kod mešavinassa većim sadžajem KB. Ova tvrdnja potkrepljena je činjenicom da se za mešavine kod kojih je srednja veličina zrna bila ispod 20 mikrona, dobijaju značajno drugačiji rezultati. Preciznosti predikcija su u tom slučaju značajno veće, a najveća poboljšanja primetna su kod mešavina sa najvećim procentom zamene 36-80% KB, gde su u svim slučajevima koeficijenti determinav+cije bili preko 0,90. Ono što je iznenađujuće jeste da se prilikom proračuna k faktora kod ovih, ali i svih ostalih, mešavina dobijaju manje vrednosti. Srednja vrednost odnosa računskih i eksperimentalnih veličina bez obziran na grupu, kretala se u između 1,0 i 1,02.

- Efekat granulometrijskog satsava KB na čvrstoću kvantifikovan je koristeći linearnu vezu čvrstoće i kvadratnog korena prosečne veličine zrna KB.
- Empirijske veze čvrstoće pri zatezanju i čvrstoće pri pritisku koje su razvijene za CB ne vaće ne daju predikcije zadovoljavajuće preciznosti kada su u pitanju betoni sa velikim sadržajem KB. Za razliku od njih modifikovani izrazi pokazali su značajno bolje predikcije. Iako je evidento da se rasipanje rezultata ne umanjuje, veza računskih i eksperimentalnih veličina praktično se poklapa sa linijom jednakosti.
- Utvrđena je veza inverzne funkcije karbonatizacione otpornosti u prirodnim i ubrzanim uslovima, koja se za betone sa KB (21 – 70 %) razlikuje od preporuke date u MC10, a koja važi za klasične betone. Zatim je utvrđena relacija između prirodne karbonatizacione otporniosti i čvrstoće vbetona pri pritisku. Korišćenjem ove veze izvršena je predikcija upotrebnog veka betona sa sadržajem KB. Analize su pokazale da postojeće debljine zaštitnih slojeva ne odgovaraju betonim sa KB. Primenom polu-probabilističkog pristupa određene su minimalne debljine zaštitnih slojeva za ove vrste betona.
- Predikcioni modeli za procenu skupljanja i tečenja značajno potcenjuju njihove realne vrednosti. Ovaj problem se može preduprediti kalibracijom modela, nakon čega se postiže izuzetno velika tačnost predikcije.
- Numeričkom integracijom u 50 preseka duž nosača proračunate vrednosti ugiba se prilično dobro slažu sa eksperimentalno dobijenim vrednostima. Razlike generalno ne premašuju 10 – 15% u svim slučajevima. Može se reći da je i vremenski tok ugiba veoma dobro procenjen, naročito kod greda od betona sa KB.

5. ANALIZA ŽIVOTNOG CIKLUSA I TROŠKOVA

5.1. UVOD[2]

Proizvodnja KB zahteva daleko manje energije u poređenju sa proizvodnjom običnog Portland cementa što ga čini obećavajućim održivim rešenjem za delimičnu zamenu cementa u betonu. Niža proizvodna energija mogla bi se prevesti u manji uticaj na životnu sredinu i niže troškove, što su su dva glavna stuba održivosti. Međutim, ostaje pitanje da li bi zamena cementa sa velikim procentima KB ugrozila performanse dobijenog betona do nivoa koji prevazilazi njegove ekološke i ekonomske koristi. S obzirom na uspostavljenu ogromnu inicijativu za proizvodnju održivih betona, postoji veliki nedostatak u literaturi koji se bavi analizom životnog ciklusa ovih betona i proučavanjem njihovog uticaja na životnu sredinu, kao i ekonomskim pokazateljima istih.

U literature je izvestand trend da se zamenom cementa KB smanjuje, u različitom nivou, ukupan potencijal globalnog zagrevanja (GWP - Global warming potential), (Palm *et al.*, 2016; Panesar and Zhang, 2020). Nešto detaljnija studija u kojoj je uključen i transport komponentnih materijala, pokazala je da je smanjenje GWP (15-25%) približno jednako procentu zamene cementa (Celik *et al.*, 2015). Bez obzira na prethodno, korišćenjem GWP indikatora normalizovanog sa čvrstoćom betona pri pritisku, Miler i saradnici (Müller, Haist and Vogel, 2014) savetuju da se korišćenje betona sa KB ograniči samo na one sa malom čvrstoćom. Sa druge strane, dokazano je da simultano korišćenje KB (15%) i kalcinisane gline (metakaolina, 30%) u okviru tzv. LC^3 (Limestone Calcined Clay Cement) cementa smanjuje emisiju gasova staklene bašte i do 40% (Gettu *et al.*, 2018; Pillai *et al.*, 2019). Analogno, analizirajući betone sličnih čvrstoća kod kojih je do 40% cementa zamenjeno KB (Proske, Hainer, *et al.*, 2014), utvrđeno je smanjenje GWP do čak 50%. Sa druge strane, upoređujući betone različitih čvrstoća, ali sličnih performani po pitanju trajnosti, dokazano je da mešavine sa 50% manjim sadržajem cementa postižu do 35% manji GWP (Palm *et al.*, 2016).

Konačno, u literaturi nije pronađena ni jedna studija koja se bavi ekonomskim benefitima proizvodnje betona sa velikim sadržajem KB, već se to uglavnom pripisuje nižoj količini energije potrebne za njihovu proizvodnju.

Glavni cilj ovog poglavlja je popunjavanje uočenih nedostataka u dosadašnjem znanju u pogledu održivosti konstrukcijskih betona sa velikim sadržajem KB. U tom smislu, sprovedena je prva obimna i sveobuhvatna procena održivosti ove vrste betona, zasnovana na sopstvenim eksperimentalnim istraživanjima i meta-analizi rezultata dostupnih u literaturi. To je urađeno korišćenjem višekriterijumskog okvira za analizu odluka – ECO_2 metode (ECOlogic i ECOnomic) koju su razvili Hafez i ostali (Hafez, Kassim, *et al.*, 2021; Hafez, Kurda, *et al.*, 2021). Stoga, ovo poglavlje pruža holističku procenu pogodnosti konstrukcijske primene betona sa visokim sadržajem KB, kombinovanjem ekoloških, ekonomskih i konstrukcijskih performansi, što bi mogao biti značajan doprinos istraživačkoj zajednici, kao i čitavom građevinskom sektoru.

Potencijalna primena ovih betona analizirana je kroz dva tipa odabranih konstukcijskih elemenata, različitog naponskog stanja i geometrije (ploče i stubovi) što ukupno čini četiri moguća scenarija.

[2] Poglavlje 5 ove disertacije zasniva se na objavljenom radu (Radović *et al.*, 2022):

Radović, A., Hafez, H., Tošić, N., Marinković, S., de la Fuente, A., (2022): ECO_2 framework assessment of limestone powder concrete slabs and columns. J. Build. Eng. 57, 104928. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.104928

5.2. MATERIJALI I METODE

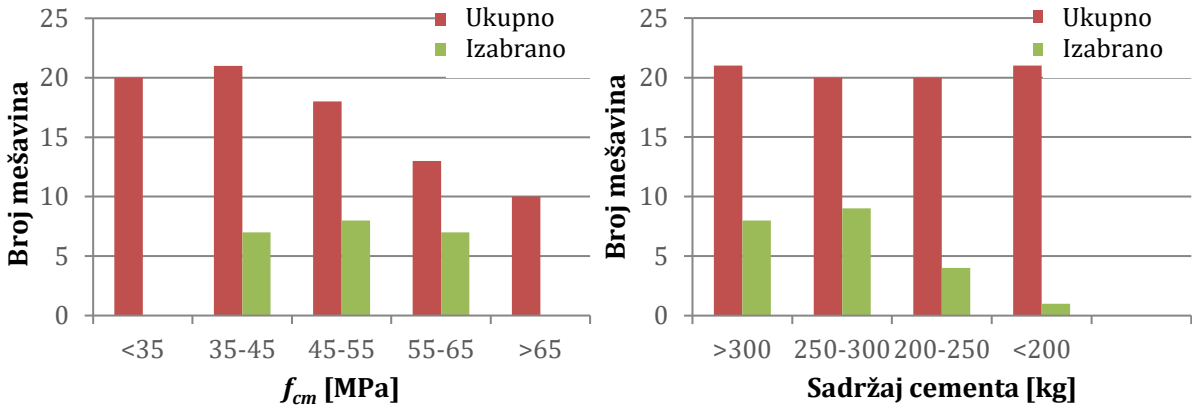
5.2.1. Prikupljanje podataka iz prethodnih studija

Prvi korak u ovoj analizi predstavljao je pregled i sistematizaciju objavljenih eksperimentalnih studija o betonima koji sadrže KB.

Prikupljeni su podaci o sastavu betonskih mešavina koji su sadržali podatke o obradljivosti svežeg betona (test sleganja ili rasprostiranja), mehaničkim svojstvima, odnosno čvrstoći pri pritisku betona u starosti od 28 dana, kao i ispitanoj karbonatizaciju (ubrzani ili prirodni testovi). Pretraga je sprovedena u relevantim bazama podataka kao što su Science Direct i Scopus. Razmatrani su samo betoni sa delimičnom zamenom cementa KB (≥ 15%), bez onih mešavina kod kojih je KB korišćeno kao dodatak cementu za poboljšanje određenih performansi (kao što je slučaj kod samougrađujućih betona). Mešavine sa KB koje nisu imale odgovarajuće referentne mešavine od CB za poređenje su takođe odbačene. Pronađeno je 10 relevantnih studija (Collepardi *et al.*, 2004; Dhir *et al.*, 2007; Marques, Chastre and Nunes, 2013; Proske *et al.*, 2013; Lollini, Redaelli and Bertolini, 2014; Meddah, Lmbachiya and Dhir, 2014; Neufert *et al.*, 2014; Leemann *et al.*, 2015; Palm *et al.*, 2016; Robalo *et al.*, 2020) sa preko 150 ispitanih betonskih mešavina, od kojih 82 potencijalno sadrži sve zahtevane podatke. Relativno mali broj mešavina ukazuje na veliki nedostatak u istraživanju, ali se može smatrati zadovoljavajućim za ovu analizu. Sve prethodne studije su sprovedene u periodu 2004-2021. godine u pet zemalja širom Evrope: Nemačka (4), Italija (2), Ujedinjeno Kraljevstvo (2), Švajcarska (1) i Portugal (1).

Kako je osnovni cilj ovog poglavlja procena održivosti konstrukcijskih betona sa visokim sadržajem KB, sve mešavine moraju ispunjavati uslove neophodne za njihovu konstrukcijsku primenu. Stoga obradljivost mora da zadovolji postavljene kriterijume, minimalna klasa sleganja/rasprostiranja S2 (≥ 50 mm) i F2 (≥ 350 mm) prema (EN 12350-2, 2010; EN 12350-5, 2010). Ciljana je srednja vrednost čvrstoća pri pritisku u starosti od 28 dana u opsegu 35–65 MPa (kocka 15 cm), kako bi se dobile klase čvrstoće betona od C20/25 do C45/55 (EN 1992-1-1, 2015). Da bi se obezbedio zahtevani upotrebni vek konstrukcije od 50 godina, svi konstrukcijski elementi moraju ispunjavati zahteve karbonacione otpornosti za klasu izloženosti XC3 (EN 1992-1-1, 2015).

Više od polovine od 82 mešavina nije bilo u skladu sa prethodnim kriterijumima (slika 5.1). Ukupno 30 mešavina je odbijeno zbog njihove čvrstoće ispod 35 MPa, a dodatnih 22 je isključeno zbog nezadovoljavajuće trajnosti. Još 8 je isključeno zbog nepostojanja uporednih mešavina. Konačno, utvrđeno je da 22 betonske mešavine zadovoljavaju sve propisane kriterijume, od kojih je 8 mešavina od CB i 14 mešavina koje su sadržale KB u različitom procentu, i to: devet mešavina sa 15% KB, četiri mešavine sa opsegom zamene od 25–30% i samo jedna mešavina u kojoj je 50% cementa zamenjeno KB. Kako se količine cementa u referentnoj mešavini razlikuju za svaku studiju, nije pogodno grupisati ih prema procentu zamene cementa. Alternativno, mešavine su grupisane prema ukupnoj količini cementa (po m^3), i to: > 300 kg (G1); 250–300 kg (G2); 200–250 kg (G3); < 200 kg (G4) kao što je prikazano na slici 5.1 desno.



Slika 5.1 Ukupan broj razmatranih/odabranih betonskih mešavina u funkciji čvrstoće pri pritisku (levo) i sadržaja cementa (desno)

U drugom koraku, u cilju povećanja broja mešavina koje su testirane u različitim laboratorijama (državama), prethodnim mešavina priključene su i četiri sopstvene mešavine, slične ciljane čvrstoće i obradivosti, ali različitih sastava.
Sastav ovih betonskih mešavina, zajedno sa onim odabranim iz literature, prikazan je u tabeli 5.1. Vrednosti svih komponentnih materijala prikazane su kao masa po jedinici zapremine betona. Oznake mešavina usvojene su u obliku X-Y%-Z, gde je X međunarodna skraćenica zemlje u kojoj je sprovedena studija, Y je procenat zamenjenog cementa, a Z je masa cementa u jedinici zapremine betona. Kompletni sastavi betonskih mešavina navedeni su radi kasnijeg kvantifikovanja uticaja na životnu sredinu i ekonomiju svake odabrane mešavine. Uticaj na životnu sredinu procenjen je korišćenjem LCA (Life-cycle assessment – Procena životnog ciklusa) metodologije koja uključuje šest osrednjih indikatora: potencijal globalnog zagrevanja (Global warming potential – GWP), potencijal zakiseljavanja (Acidification potential – AP), potencijal eutrofikacije (Eutrophication potential – EP), potencijal ne-biološkog iscrpljivanja (Abiotic depletion potential – ADPE), potencijal fotohemijskog formiranja ozona (Photochemical ozone creation potential – POCP) i ukupna potražnja za energijom (Cumulative Energy Demand – CED). Procena ekonomskog uticaja obuhvatila je tržišnu cenu svakog sastojka i troškove transporta.

5.2.1. Primena ECO_2 metode

Definicija obima LCA

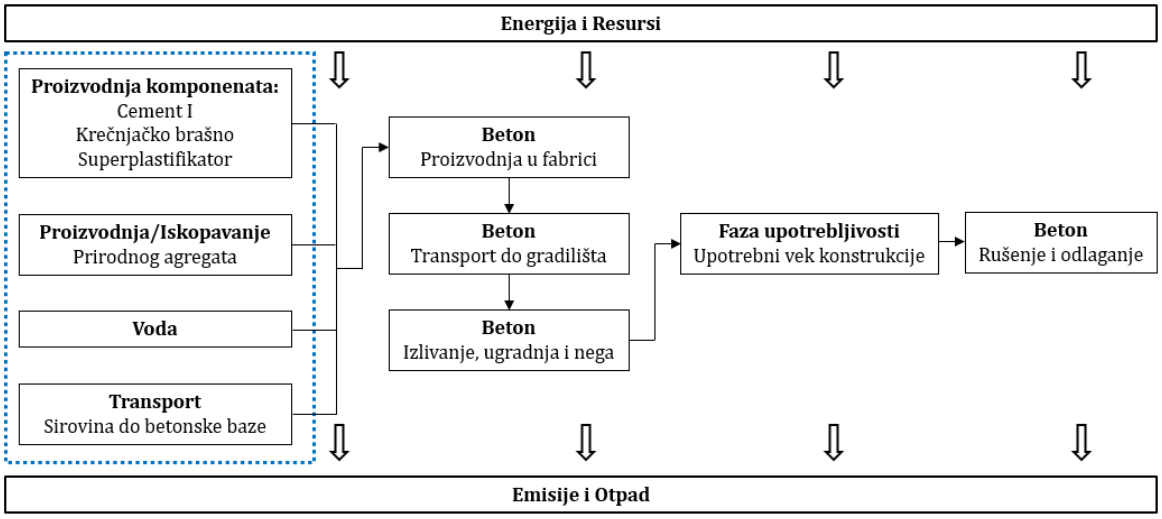
Prva faza ECO_2 analize sastoji se u definisanju obima LCA studije, scenarija, formulisanju alternativa koje predstavljaju betonske mešavine koje se upoređuju i prikupljanju potrebnih podataka o zalihama. Obim LCA studije je granica koja razdvaja uključene konkretne aktivnosti iz celog životnog ciklusa od onih isključenih. Tipičan obim može biti Cradle-to-Grave („od kolevke do groba“), koji uključuje sledeće tri faze: „Proizvodnja“, „Upotreba“ i „Kraj upotrebnog veka“. Međutim, prema dostupnim podacima iz literature, ne postoji pouzdan model za predviđanje količine ugljen-dioksida koji mogu apsorbovati betonske mešavine sa velikim sadržajem KB. Stoga je odlučeno da se faza „Upotreba“ isključi iz LCA obima. Takođe, što se tiče aktivnosti vezanih za proizvodnju i transport gotovog betona, kao i njegovu ugradnju, postoji dovoljno sličnosti u svim alternativama da bi se opravdalo njihovo zanemarivanje, što neće dovesti do nereprezentativnih rezultata i neadekvatnih poređenja. Konačno, aktivnosti na kraju upotrebnog veka konstrukcije, bilo da se radi o rušenju i odlaganju na deponiju ili recikliranju u agregat koji će se koristiti za proizvodnju novog betona, su isključene iz proračuna. To je posledica velikih nepoznanica u zavisnosti od budućih tehnologija upravljanja otpadom, scenarija, primene recikliranih materijala itd.

Shodno tome, za potrebe ove studije, odlučeno je da se prihvati obim Cradle-to-Gate („od kolevke do fabrike betona“), slika 5.2. Imajući u vidu sva prethodno usvojena ograničenja i pojednostavljenja, analiza podrazumeva uključivanje svih procesa i emisija iz proizvodnje različitih betonskih sastojaka i njihov transport do pogona za proizvodnju betona.

Tabela 5.1 Sastav odabranih betonskih mešavina (alternative)

Referenca	Oznaka mešavine	CEM I [kg/m³]	KB [kg/m³]	Voda [kg/m³]	w/c	SP [kg/m³]	Sitan agregat [kg/m³]	Krupan agregat [kg/m³]
Sopstvene mešavine	RS[a]-0%-330	330	0	169	0.51	3.3	963	887
	RS-30%-230	230	200	143	0.62	6.45	963	887
	RS-45%-180	180	250	126	0.70	8.6	963	887
	RS-55%-150	150	280	112	0.75	8.6	963	887
Palm et al., 2016 / Neufert et al., 2014	DE[b]-0%-320	320	0	160	0.50	1.0	717	1157
	DE-35%-244	244	131	136	0.56	2.4	717	1157
	DE-50%-190	190	190	136	0.72	11.9	717	1157
Lollini et al., 2014	IT[c]-0%-300	300	0	183	0.61	2.5	1226	631
	IT-15%-212	212	38	152	0.72	4.0	1309	674
	IT-15%-255	255	45	183	0.72	2.5	1226	631
	IT-30%-210	210	90	138	0.66	7.0	1306	673
	IT-30%-245	245	105	161	0.66	5.0	1233	635
Collepardi et al. 2004	IT2-0%-400	400	0	160	0.40	2.0	874	1026
	IT2-0%-350	350	0	175	0.50	0.53	883	1037
	IT2-0%-300	300	0	180	0.60	0	904	1061
	IT2-15%-340	340	60	160	0.47	1.8	865	1015
	IT2-15%-297	297	53	175	0.59	0.35	879	1031
	IT2-15%-255	255	45	180	0.71	0.0	899	1056
	IT2-25%-300	300	100	160	0.53	1.8	867	1018
Leemann et al. 2015	CH[d]-0%-335	335	0	150	0.45	1.35	675	1252
	CH-0%-315	315	0	157	0.50	0.6	675	1252
	CH-15%-270	280	50	148	0.53	0.7	677	1253
	CH-15%-264	264	46	155	0.59	0.3	677	1254
Dhir et al. 2007 / Meddah et al. 2014	GB[e]-0-355	355	0	185	0.52	0.4	670	1200
	GB-15%-302	302	53	185	0.61	0.4	670	1200
	GB-25%-266	266	89	185	0.7	0.4	670	1200

[a]RS – Srbija; [b]DE – Nemačka; [c]IT – Italija; [d]CH – Švajcarska; [e]GB – Ujedinjeno Kraljevstvo



Slika 5.2 LCA ograničenja i obim

Definicija alternativa i scenarija

Alternative koje se upoređuju u LCA studiji su sve betonske mešavine koje ispunjavaju kriterijume navedene u poglavlju 5.2.1, uključujući sopstvene eksperimentalne rezultate autora, tabela 5.1.

Konstruktivni elementi jedne AB konstrukcije (npr. zgrade) mogu se podeliti na vertikalne i horizontalne prema njihovom položaju, kao i na linijske i površinske elemente, prema njihovim dimenzijama. Horizontalni elementi dominanto su opterećeni savijanjem i smicanjem, dok se kod vertikalnih elemenata kao dominantno javlja aksijalno opterećenje. Da bi se izvršila sveobuhvatna analiza i obuhvatio dovoljan broj parametara, analizirane su dve vrste konstruktivnih elemenata (ploče i stubovi) sa dve različite geometrije (opterećenja). Na ovaj način formirana su ukupno četiri moguća scenarija.

Proračun funkcionalne jedinice

Funkcionalna jedinica (FJ) je deo definicije cilja i obima LCA koja je odgovorna za kvantifikaciju indikatora uticaja na životnu sredinu i ekonomiju. U većini LCA ili LCC (Life Cycle Cost) okvira, funkcionalna jedinica se pretpostavlja kao jedinična zapremina (1 m^3) betona (Marinković *et al.*, 2010, 2017; Serres, Braymand and Feugeas, 2016; Delnavaz *et al.*, 2022). Međutim, funkcionalna jedinica koja uključuje čvrstoću, trajnost, kao i upotrebljivost, omogućava da se alternative pravilno procene i uporede (Marinković, Carević and Dragaš, 2021). Za potrebe ovog rada, funkcionalna jedinica je usvojena zapremina betona po 1 m^2 površine AB ploče i 1 m' dužine/visine AB stuba, potrebna za obezbeđenje jednake nosivosti, upotrebnog veka i upotrebljivosti.

U prvom koraku je za svaki scenario konstruktivnog elementa i opterećenja određen minimalni zaštitni sloj betona koji je dovoljan da ispuni zahtevani upotrebni vek od 50 godina bez potrebe za značajnijim održavanjem ili zamenom elementa. U ovom radu izabrana je klasa izloženosti XC3 koja obuhvata betonske elemente unutar objekata umerene vlažnosti, kao i spoljne elemente zaštićene od kiše. U drugom koraku funkcionalna jedinica je korigovana u skladu sa zhatevima nosivosti i upotrebljivosti.

Kako u trenutku pisanja ovog poglavlja nisu postojali modeli za procenu trajnosti betona sa visokim sadržajem KB, korišćen je predlog dat u nacrtu nove verzije Evrokoda 2 (FprEN 1992-1-1, 2023). U pomenutom dokumentu beton je klasifikovan u klase otpornosti (ERC - Exposure resistance classes) protiv propadanja u obliku korozije izazvane karbonizacijom

(XRC) ili hloridima (XRDS). ERC ustvari predstavlja skup zahteva za beton koji su neophodni za postizanje njegove otpornosti na određenu klasu izloženosti (CEN/TC 250/SC 2/WG 1/TG 10, 2021). Za otpornost na koroziju izazvanu karbonizacijom – XRC [mm/√(godine)] se izvodi iz karakteristične vrednosti (90% fraktil) dubine karbonizacije x_c [mm] za koju se pretpostavlja da se dobija nakon 50 godina pod referentnim uslovima (400 ppm CO_2 u okruženju sa konstantnom vlažnošću od 65% i temperaturom od 20°C), jednačina (5.1):

$$XRC = k_{XRC} + 1.282k_{XRC} = 1.256k_{XRC} \tag{5.1}$$

- gde je k_{XRC} srednja vrednost stope karbonizacije u XRC uslovima, a koeficijent varijacije (CoV) je 20%. U zavisnosti od korišćene metode ispitivanja, stopa karbonizacije k može se uporediti sa klasom otpornosti XRC pomoću izraza (5.2):

$$\begin{aligned} XRC > k(A) \cdot f_{exe} \cdot \left(\frac{1}{50}\right)^{n_{XRC}} &= k(B) \cdot f_{env} \cdot f_{exe} \cdot \sqrt{\frac{0.04}{c_N}} \cdot \left(\frac{1}{50}\right)^{n_{XRC}} \\ &= k(BC) \cdot f_{env} \cdot f_{exe} \cdot f_{AC} \cdot \sqrt{\frac{0.04}{3}} \cdot \left(\frac{1}{50}\right)^{n_{XRC}} \end{aligned} \tag{5.2}$$

- gde je:

k(A), k(B), k(C) – brzina karbonatizacije u zavisnosti od primenjenog ispitivanja (ispitivanje na otvorenom, ispitivanje u komori, ubrzana karbonizacija) određuje se u skladu sa (EN 12390-10, 2018; EN 12390-12, 2018)

f_{exe} – efekat izvođenja (sušenje, ugrađivanje i oplata nakon 50 godina izlaganja)

f_{env} – efekat različitih uslova okoline (različiti od XRC)

f_{AC} – korekcioni faktor za ubrzane uslove ispitivanja (uključuje efekat visoke koncentracije CO_2 pri sušenju i prekondicioniranju)

c_N - prirodna koncentracija CO_2 (na otvorenom, zaštićeno od kiše)

$\left(\frac{1}{50}\right)^{b_{XRC}-0.5} = \left(\frac{1}{50}\right)^{n_{XRC}}$ - vremenska funkcija, b_{XRC} i n_{XRC} vremenski eksponenti pod XRC uslovima

Numeričke vrednosti ovih faktora zavise od brojnih parametara, a najvažniji su primenjena metoda ispitivanja i u pojedinim slučajevima klasa izloženosti. U ovom slučaju usvojene su sledeće (srednje ili konzervativne) vrednosti:

f_{exe} =1,1 za A, 1,45 za B i C pristup

f_{env} = 0,7 - 1,3 za XC3 (usvojeno *1,0*)

f_{AC} = 1,0 za A i B, 1,26 za C pristup

n = 0,0 – 0,15 za XC3 (usvojeno 0,0)

Za potrebe ove studije, preporučene vrednosti za XRC klase u rasponu od 0,5 do 7 ekstrapolirane su za dva stepena, do 9 prema (CEN/TC 250/SC 2/WG 1/TG 10, 2021). Usvojena je pretpostavka da se betoni vrednosti XRC > 9 ne mogu koristiti za konstrukcijsku primenu zbog slabe karbonatizacione otpornosti i potencijalne korozije armature. Na kraju, vrednost XRC je konvertovana u minimalni zaštitni sloj betona $c_{min,dur}$ očitavanjem odgovarajućih vrednosti iz tabele date u (CEN/TC 250/SC 2/WG 1/TG 10, 2021). Vrednosti prikazane u ovom dokumentu određene su kalibracijom i verifikacijom na osnovu eksperimentalnih rezultata, za projektovani upotrebni vek sa indeksom pouzdanosti za granično stanje trajnosti β = 1,5 što podrazumeva inicijaciju praćenu određenim stepenom

korozije. Nominalni zaštitni sloj betona je definisan kao zbir debljine minimalnog sloja potrebnog za zaštitu armature od korozije ($c_{min,dur}$) i apsolutne vrednosti dozvoljenog negativnog odstupanje (Δc_{dev}).

Dozvoljeno odstupanje u izvođenju, u zavisnosti od klase tolerancije, je Δc_{dev} = 5–10 mm. U ovom radu usvojeno je Δc_{dev} = 0, o čemu će biti više reči u analizi osetljivosti rezultata.

Kao što je već pomenuto, u slučaju ploča, za FJ je usvojena zapremina betona po 1 m^2 AB ploče potrebna za postizanje iste nosivosti, upotrebnog veka i upotrebljivosti. Računska granična vrednost nosivosti AB ploče na savijanje M_{Rd} može se odrediti na osnovu:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd}\left(1 - 0{,}513\frac{A_s f_{yd}}{bdf_{cd}}\right) \tag{5.3}$$

gde je:

b =1000 mm - ukupna širina poprečnog preseka ploče

d – statička visina poprečnog preseka ploče

Za poznate zajedničke vrednosti površine i kvaliteta armature, kao i statičke visine ploče, promenom čvrstoće betona u opsegu od C20/25 do C45/55, dobijeno je povećanje granične nosivosti na savijanje od 4–7%. Zato je razumno pretpostaviti da čvrstoća betona pri pritisku ima mali uticaj na nosivost ploče i stoga se njen efekat zanemaruje. U ovom slučaju, čvrstoća betona pri pritisku je samo indirektno uključena u funkcionalnu jedinicu kroz (karbonizacionu otpornost) veličinu zaštitnog sloja betona. Ako se u svim scenarijima pretpostavlja isti kvalitet i količina armature, moment nosivosti ploče zavisi samo od statičke visine (d) te se i armatura takođe može isključiti iz dalje analize. Konačno, kako bi se razmotrio uticaj različitih geometrija i opterećenja ploča, razmatrana su 2 scenarija. Scenario 1, sa usvojenom vrednošću d = 200 mm, i scenario 2, sa d = 300 mm. Potreban upotrebni vek od 50 godina obezbeđen je adekvatnim zaštitnim slojem betona za svaku alternativu. Na kraju, pretpostavljena je slična upotrebljivost (ugibi ploča) za sve alternative, jer smanjena količina cementne paste uglavnom rezultira smanjenim skupljanjem i tečenjem betona sa KB (Kwan, Chen and Jiang, 2015; Rezvani, Proske and Graubner, 2019; Robalo *et al.*, 2020).

U slučaju stubova, koji su tipični vertikalni linijski elementi, za funkcionalnu jedinicu je usvojena zapremina betona po 1 m' visine stuba potrebna za istu nosivost, upotrebni vek i upotrebljivost. Računska vrednost aksijalne čvrstoće armiranobetonskog stuba N_{Rd} može se izraziti kao:

$$N_{Rd} = N_{Ed} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} \tag{5.4}$$

- gde je:

N_{Ed} – granična aksijalna sila u stubu

A_c = bh – površina poprečnog preseka betona (usvojen je kvadratni presek b = h)

σ_s – napon pritiska u armaturi

Uticaj količine armature (A_s) na graničnu nosivost poprečnog preseka je isti u svim alternativama, jer je usvojena minimalna površina koja se poklapa u svim alternativama rezultirala istim efektima i, shodno tome, zanemarena je u analizi. Na ovaj način, za poznato aksijalno opterećenje N_{Ed} i čvrstoću betona pri pritisku, može se odrediti potrebna površina poprečnog preseka, a time i funkcionalna jedinica za svaku od alternativa. U opštem slučaju aksijalno opterećenih AB stubova, nosivost stuba ne zavisi od veličine zaštitnog sloja betona jer i ovaj deo preseka takođe doprinosi nosivosti stuba. Kao i u slučaju AB ploča, pretpostavljena je slična upotrebljivost (pomeranje – skraćenje stubova) za sve alternative.

U scenariju 3 analiziran je stub u prizemlju četvorospratne, dok je u scenariju 4 analiziran stub desetospratne stambeno-poslovne zgrade. Procenjene aksijalne sile u stubovima iznosile su N_{Ed} = 1600 kN i N_{Ed} = 4000 kN, za scenario 3 i scenario 4, redom.

Tabela 5.2 Svojstva odabranih betonskih mešavina (alternative, scenariji)

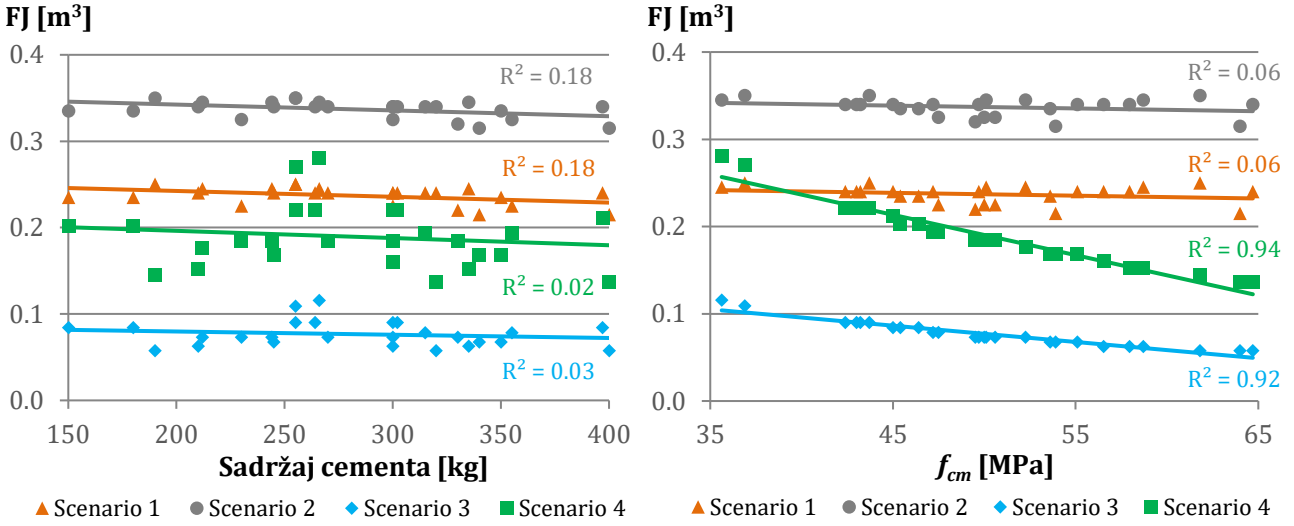
Referenca	Oznaka mešavine	Rasprostiranje [cm]	Sleganje [cm]	f_{cm} [MPa]	c_{nom} [mm]	FJ - ploča [m³] / [m²]		FJ - stub [m³] / [m']	
						Scenario 1	Scenario 2	Scenario 3	Scenario 4
						d = 200 mm	d = 300 mm	4 sprata	10 spratova
Sopstvene mešavine	RS-0%-330		23	49.5	20	0.220	0.320	0.073	0.185
	RS-30%-230		25	50.0	25	0.225	0.325	0.073	0.185
	RS-45%-180		24	45.4	35	0.235	0.335	0.084	0.203
	RS-55%-150		21	46.4	35	0.235	0.335	0.084	0.203
Palm et al., 2016 / Neufert et al., 2014	DE-0%-320	40		64.7	40	0.240	0.340	0.058	0.137
	DE-35%-208	38		50.1	45	0.245	0.345	0.073	0.185
	DE-50%-190	55		61.8	50	0.250	0.350	0.058	0.144
Lollini et al., 2014	IT-0%-300		20	56.5	40	0.240	0.340	0.063	0.160
	IT-15%-212		19	52.3	45	0.245	0.345	0.073	0.176
	IT-15%-255		18	43.7	50	0.250	0.350	0.090	0.221
	IT-30%-210		17	58.0	40	0.240	0.340	0.063	0.152
	IT-30%-245		16	55.1	40	0.240	0.340	0.068	0.168
Collepardi et al. 2004	IT2-0%-400		22	64	15	0.215	0.315	0.058	0.137
	IT2-0%-350		20	53.6	35	0.235	0.335	0.068	0.168
	IT2-0%-300		21	43	40	0.240	0.340	0.090	0.221
	IT2-15%-340		22	53.9	15	0.215	0.315	0.068	0.168
	IT2-15%-297		20	45	40	0.240	0.340	0.084	0.212
	IT2-15%-255		21	36.9	50	0.250	0.350	0.109	0.270
	IT2-25%-300		22	50.6	25	0.225	0.325	0.073	0.185
Leemann et al. 2015	CH-0%-335	42		58.7	45	0.245	0.345	0.063	0.152
	CH-0%-315	46		47.2	40	0.240	0.340	0.078	0.194
	CH-15%-270	42		49.7	40	0.240	0.340	0.073	0.185
	CH-15%-264	50		42.4	40	0.240	0.340	0.090	0.221
Dhir et al. 2007 / Meddah et al. 2014	GB-0%-355		80	47.5	25	0.225	0.325	0.078	0.194
	GB-15%-302		80	43.2	40	0.240	0.340	0.090	0.221
	GB-25%-266		80	35.6	45	0.245	0.345	0.116	0.281

- gde je f_{cm} srednja vrednost čvrstoće pri pritisku betonske kocke dimenzija 150 mm

Tabela 5.2 prikazuje najbitnija svojstva svih alternativa, uključujući obradivost, čvrstoću pri pritisku, nominalnu vrednost zaštitnog sloja betona, kao i sračunate funkcionalne jedinice za sva 4 različita scenarija.

Grafički prikazi funkcionalne jedinice dati su na slici 5.3. Na ovu veličinu u scenarijima 3 i 4 dominantno utiče čvrstoća betona pri pritisku, a ne sadržaj cementa. Manji sadržaj cementa rezultira i manjom karbonizacijonom otpornošću, na šta značajno utiče i w/c faktor. To zahteva veću debljinu zaštitnog sloja kako bi se obezbedio potreban upotrebni vek

konstrukcije. Međutim, povećanje zaštitnog sloja je zanemarljivo u odnosu na ukupnu zapreminu AB elementa i njegov uticaj na funkcionalnu jedinicu je minimalan.



Slika 5.3 Funkcionalna jedinica u zavisnosti od sadržaja cementa (levo) i čvrstoće pri pritisku (desno) za sva 4 razmatrana scenarija

Podaci o inventaru

Prema definisanom obimu, sledeći korak u LCA studiji je prikupljanje podataka o potrebnoj energiji i emisijama povezanim sa svim uključenim aktivnostima i materijalima. Poželjno je da se korisnici oslanjaju na primarne podatke o inventaru kao što su ekološke deklaracije proizvoda (EPD - Environmental product declarations) za betonske sirovine ili izvršena merenja kad god je to moguće. Međutim, u ovom slučaju zbog disperzije eksperimentalnih izvora podataka korišćene su i sekundarne baze inventara. U cilju povećanja pouzdanosti korišćenih podataka sekundarnog inventara, autori su se opredelili za izračunavanje prosečne vrednosti iz korišćenih baza podataka kao što su Ecoinvent i prethodno objavljeni radovi (Chen *et al.*, 2010; Habert *et al.*, 2012; Tošić *et al.*, 2015; Kurda, de Brito and Silvestre, 2019). Uticaj na životnu sredinu mogao bi se prikazati i apsolutnim merenjima emisija, depozita i otpada. Međutim, povoljnije je da se ovo demonstrira kroz srednje indikatore uticaja na životnu sredinu. To su ustvari brojevi koji povezuju sračunati uticaj sa specifičnom promenom u životnoj sredini, kao što je npr. potencijal globalnog zagrevanja, kako bi rezultat studije o proceni uticaja bio razumljiviji korisniku (Bjørn and Hauschild, 2015). U ovoj studiji, kao što je rečeno, korišćeno je šest osrednjenih indikatora: potencijal globalnog zagrevanja (GWP), potencijal zakiseljenja (AP), potencijal eutrofikacije (EP), potencijal ne-biološkog iscrpljivanja (ADPE), potencijal fotohemijskog formiranja ozona (POCP) i kumulativna potražnja za energijom (CED).

Ekonomski uticaj se prenosi kroz tržišnu cenu, koja uključuje sve sastavne materijale i troškove transporta. Faze proizvodnje, transporta i ugradnje betona su iste za sve alternative i, shodno tome, one su zanemarene pri analizi. Baza podataka o prosečnim vrednostima za svaki konkretan sastojak po izabranim pokazateljima nalazi se u tabeli 5.3.

Tabela 5.3 Pregled inventara

	Konstituent	CEM I	KB	Krupan agregat	Sitan agregat	SP	Voda	Veliki kamioni
	jedinica	/kg	/kg	/kg	/kg	/kg	/kg	/tkm
GWP	kg CO_2 eq	8.96E–01	1.21E–01	1.03E–02	6.72E–03	8.61E–01	2.50E–04	3.09E–01
AP	kg SO_2 eq	2.90E–03	1.61E–04	1.53E–05	8.10E–06	5.44E–02	4.68E–07	2.71E–04
EP	kg PO_4 eq	4.16E–04	3.23E–05	5.39E–06	2.82E–06	9.23E–04	1.26E–07	1.74E–04
ADPE	kg Sb eq	1.35E–03	1.66E–04	1.49E–05	5.07E–05	4.94E–03	6.83E–07	5.79E–04
POCP	kg C_2H_4 eq	1.14E–04	5.32E–06	4.53E–06	9.83E–07	1.88E–04	6.32E–08	5.18E–05
CED	MJ	4.19E+00	7.64E–01	7.19E–02	5.78E–02	1.98E+01	2.95E–04	1.74E+00
MP	€	9.60E–02	3.44E–02	1.39E–02	1.48E–02	1.78E+00	3.28E–03	5.83E–02
TD	Km	5.91E+01	9.30E+01	9.30E+01	9.30E+01	5.39E+02	0.00E+00	–

Procena uticaja

Kao što je objašnjeno, faza proizvodnje betona je isključena iz proračuna, tako da usvojeni Cradle-to-Gate obim uključuje samo one emisije koje prethode ovoj fazi, tj. proizvodnja i transport sastojaka betonskih mešavina. Dakle, za svaku betonsku mešavinu (alternativu), ekološki i ekonomski uticaji po jedinici zapremine izračunavaju se množenjem vrednosti iz tabele inventara za proizvodnju i transport svakog od sastojaka sa njegovom količinom prema jednačini:

$$\frac{GWP_i}{m^3} = \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{GWP_i}{kg} \cdot \frac{kg_j}{m^3} \right) \tag{5.5}$$

Ukupan uticaj po jedinici zapremine se zatim množi funkcionalnom jedinicom svake alternative kako bi se uzela u obzir odstupanja u performansama rauličitih betonskih mešavina. Zatim se vrši normalizacija šest ekoloških indikatora i jedinstvenog ekonomskog pokazatelja, na sledeći način:

$$GWP_n = \frac{1.1 \cdot max\ (GWP_i) - GWP_i}{1.1 \cdot max\ (GWP_i) - 0.9 \cdot min\ (GWP_i)} \tag{5.6}$$

Maksimalne vrednosti indikatora su na ovaj način uvećane, a minimalne umanjene za 10%, za svaku funkciju vrednosti (Josa *et al.*, 2021). Dakle, alternativa sa najmanjim uticajem u svakom indikatoru dobija maksimalnu vrednost (< 1), a ona sa najvećim uticajem ima minimalnu vrednost (> 0).

Proračun ECO_2 rezultata

Jedinstveni indikator uticaja na životnu sredinu (V) se zatim izračunava kao prosek svih šest normalizovanih indikatora uticaja na životnu sredinu prema:

$$V_i = \frac{1}{6}(GWP_n + AP_n + EP_n + ADPE_n + POCP_n + CED_n) \tag{5.7}$$

Konačno, ECO_2 rezultat se za svaku alternativu dobija kao ponderisani prosek rezultata njene normalizovane pojedinačne ekološke ocene (V) i normalizovane tržišne cene (X) na sledeći način:

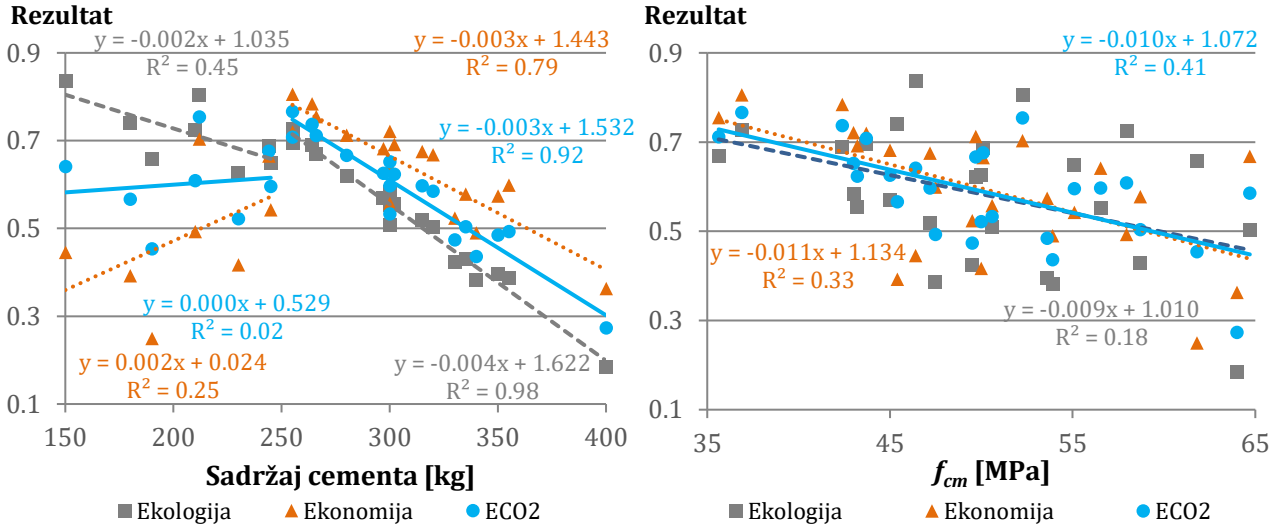
$$ECO_2 = V_i \cdot W_1 + X_i \cdot W_2 \tag{5.8}$$

Za potrebe ove studije, ECO_2 rezultati svakog scenarija izračunati su na 3 različita načina, tj. raspodele težine: „podrazumevana“ gde su težinski koeficijenti W_1 i W_2 jednaki, raspodela koja daje prednost ekološkim pokazateljima (u odnosu 2:1) gde je $W_1 = 0,667$ i $W_2 = 0,333$, i raspodela kojom se uzima u obzir ekonomska prednost (u odnosu 1:2) gde su vrednosti težinskih koeficijenata obrnute.

5.3. REZULTATI I DISKUSIJA

5.3.1. Procena održivosti po jedinici zapremine

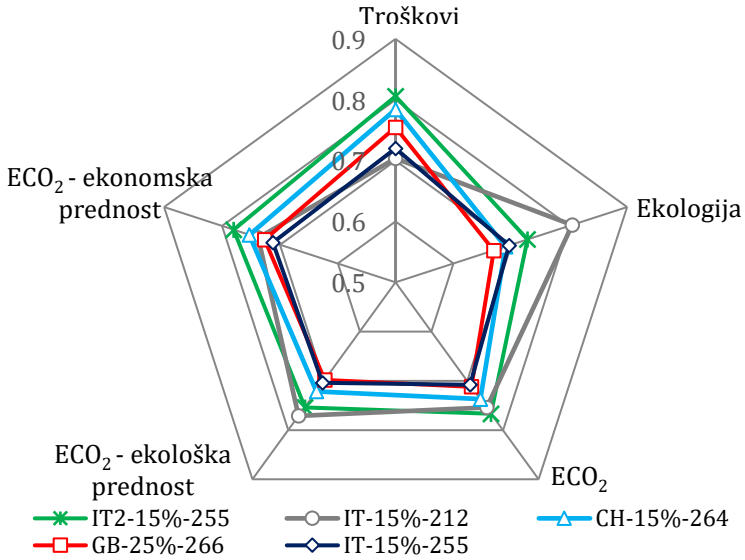
Za svaku alternativu prvo su izvršeni proračuni na zapreminskom nivou od 1 m^3 gotovog betona, kako bi se rezultati dobijeni na taj način uporedili sa rezultatima dobijenim sa odgovarajućim funkcionalnim jedinicama. Ekološke, ekonomske i ECO_2 vrednosti rezultata za 1 m^3 gotovog betona u zavisnosti od sadržaja cementa i čvrstoće pri pritisku prikazane su na slici 5.4.



Slika 5.4 Ekološke, ekonomske i ocene održivosti (ECO_2) za 1m^3 gotovog betona u zavisnosti od sadržaja cementa (levo) i čvrstoće pri pritisku (desno)

Evidentna je velika disperzija rezultata, posebno u poređenju zavisnosti ECO_2 rezultata i čvrstoće pri pritisku. Veze između ekoloških, ekonomskih i ECO_2 rezultata i sadržaja cementa su prilično jasne i pouzdane za betone sa ≥250 kg cementa (R^2 = 0,98; 0,79; 0,92). Trend opadanja svih pomenutih ocena sa povećanjem količine cementa je očigledan. Ostale relacije nije moguće pouzdano utvrditi jer su koeficijenti determinacije suviše niski. U određenom broju mešavina sa relativno malom količinom cementa (< 250 kg) uočava se niska vrednost ekonomskih indikatora (< 0,5), što je posledica povećanog sadržaja plastifikatora (najskuplji sastojak) u cilju postizanja zadovoljavajuće obradivosti. Kako ekološki i ekonomski kriterijumi podjednako učestvuju u ECO_2 oceni, to značajno umanjuje konačnu ocenu održivosti. Ove mešavine su uglavnom odgovorne za pomenutu disperziju rezultata. Posmatrajući čitav niz sadržaja cementa, čini se da linije trenda prate bilinearnu (ekologija i ECO_2) ili čak trougaonu distribuciju (ekonomija). To znači da tehnologija vezana za proizvodnju betona sa visokim sadržajem KB (redukovanim sadržajem cementa) još uvek nije u potpunosti savladana. Stoga, ekonomska korist koju donosi niži sadržaj cementa nije uvek zagarantovana. Ako se za funkcionalnu jedinicu usvoji 1 m^3 betona, dobija se sledeći rang alternativa (slika 5.5):

- Pet betonskih mešavina sa najvišom ECO_2 ocenom bile su: IT2-15%-255 (G2), IT-15%-212 (G3), CH-15%-264 (G2), GB-25%-266 (G2) i IT-15%-255 (G2). Četiri od prvih pet mešavina su iz grupe G2 (250-300 kg), a jedna je iz grupe G3 (200-250 kg).
- Ove mešavine imaju gotovo identične ocene održivosti (0,71–0,77), odnosno razlika u ECO_2 oceni između prve i druge mešavine je zanemarljivih 0,02, a i između prve i pete mešavine je samo 0,06.
- Razlike između prve i pete mešavine u ekološkim i ekonomskim kriterijumima su nešto veće od ECO_2 i iznose 0,14 i 0,1 respektivno. Takođe, moguće su relativno velike razlike između ekonomskih i ekoloških kriterijuma u jednoj mešavini. Zato su ove mešavine osetljive na promenu težinskih koeficijenata, pa je u slučaju ekološke prednosti, IT-15%-212 nešto povoljniji izbor od IT2-15%-255, dok je u slučaju ekonomske prednosti CH-15%-264 na drugom mestu posle IT2-15%-255.
- Četvrta i peta mešavina imaju istu vrednost ECO_2 rezultata od 0,71 bez obzira na vrednosti težinskih koeficijenata. U ovom slučaju, promena težinskih koeficijenata (2:1) u korist ekoloških ili ekonomskih kriterijuma praktično nema uticaja na ktajnju vrednost ECO_2 rezultata.
- Nema mešavina iz grupe G1 (>300 kg) i što je još interesantnije, nema ni betona grupe G4 (<200 kg) u najboljih pet mešavina. Najbolja G1 mešavina (IT2-0%-300) je na osmom, a najbolja G4 (RS-55%-150) na devetom mestu. Karakteristika RS-55%-150 je najviša ekološka (0,84) i gotovo najniža ekonomska (0,45) ocena, što utiče na relativno nisku konačnu ECO_2 ocenu.
- Ovde treba imati u vidu da upoređivanje 1 m^3 alternativa koje ne ispunjavaju iste funkcionalne zahteve nije adekvatno. Drugim rečima, ovi rezultati su samo pokazatelj njihovog potencijala održivosti, dok pravilna procena održivosti treba da se zasniva na funkcionalnoj jedinici koja obuhvata sve funkcionalne zahteve konstrukcije.

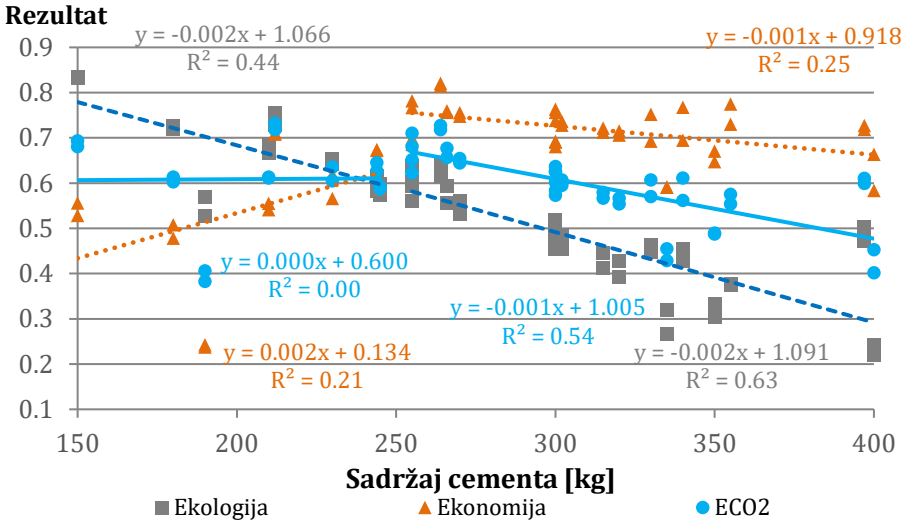


Slika 5.5 Ocene za životnu sredinu, ekonomiju i održivost (ECO_2) za 1m^3 gotovog betona – najboljih pet mešavina

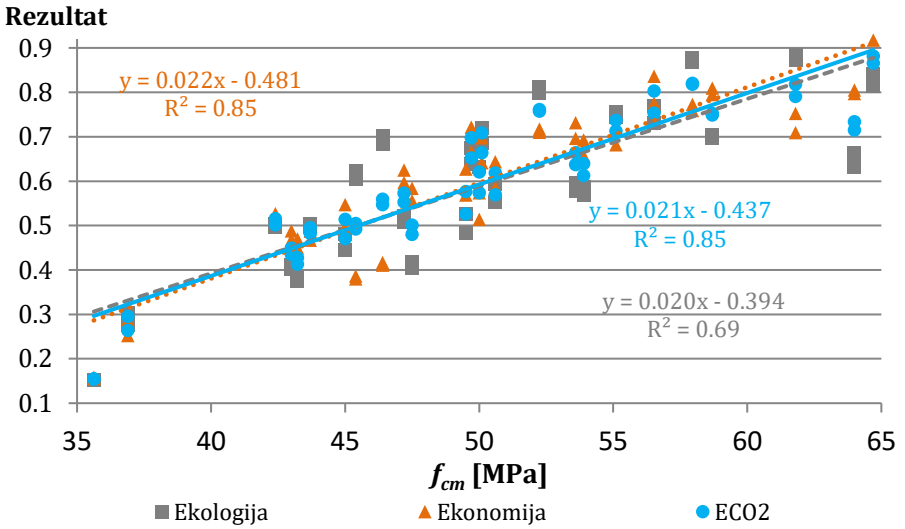
5.3.2. Procena održivosti po funkcionalnoj jedinici

Ekološke, ekonomske i ocene održivosti (ECO_2) sračunate po odgovarajućoj funkcionalnoj jedinici za svaku alternativu u zavisnosti od sadržaja cementa za scenarije 1 i 2 i čvrstoće pri pritisku za scenarije 3 i 4 prikazane su na slikama 5.6 i 5.7, redom.

Slično kao i u slučaju kada se razmatra 1 m³ gotovog betona, najizraženiji trend je smanjenje ekološke ocene sa povećanjem količine cementa, samo za scenarije 1 i 2, ali sa značajno nižim koeficijentom determinacije (R^2 = 0,63). S druge strane, odnosi između ekonomskih i ECO_2 rezultata u pogledu sadržaja cementa nisu u potpunosti jasni ni za betone sa ≥ 250 kg cementa. Zanimljivo je da se za scenarije 3 i 4 uočava veoma dobra korelacija svih razmatranih kriterijuma i čvrstoće betona pri pritisku. Očigledan je dominantan uticaj ovog parametra na funkcionalnu jedinicu. Trendovi sa relativno visokim koeficijentima determinacije (0,69–0,85) ekoloških, ekonomskih i ECO_2 rezultata gotovo se poklapaju. Povećanje čvrstoće betona za svakih 5 MPa rezultira prilično visokim prosečnim povećanjem svih pomenutih rezultata od oko 0,1.



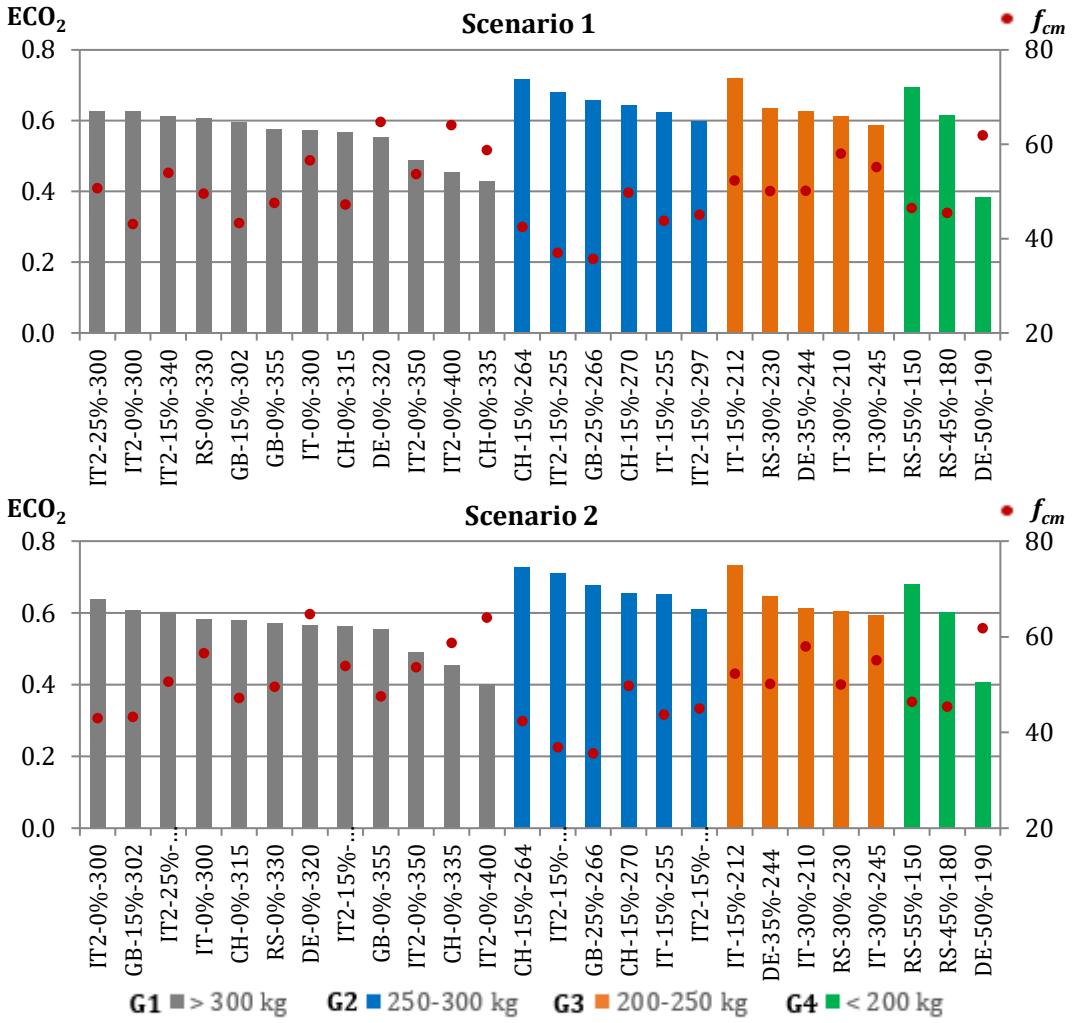
Slika 5.6 Ekološke, ekonomske i ocene održivosti (ECO_2) po funkcionalnoj jedinici u zavisnosti od sadržaja cementa za scenarije 1 i 2



Slika 5.7 Ekološke, ekonomske i ocene održivosti (ECO_2) po funkcionalnoj jedinici u zavisnosti od čvrstoće pri pritisku za scenarije 3 i 4

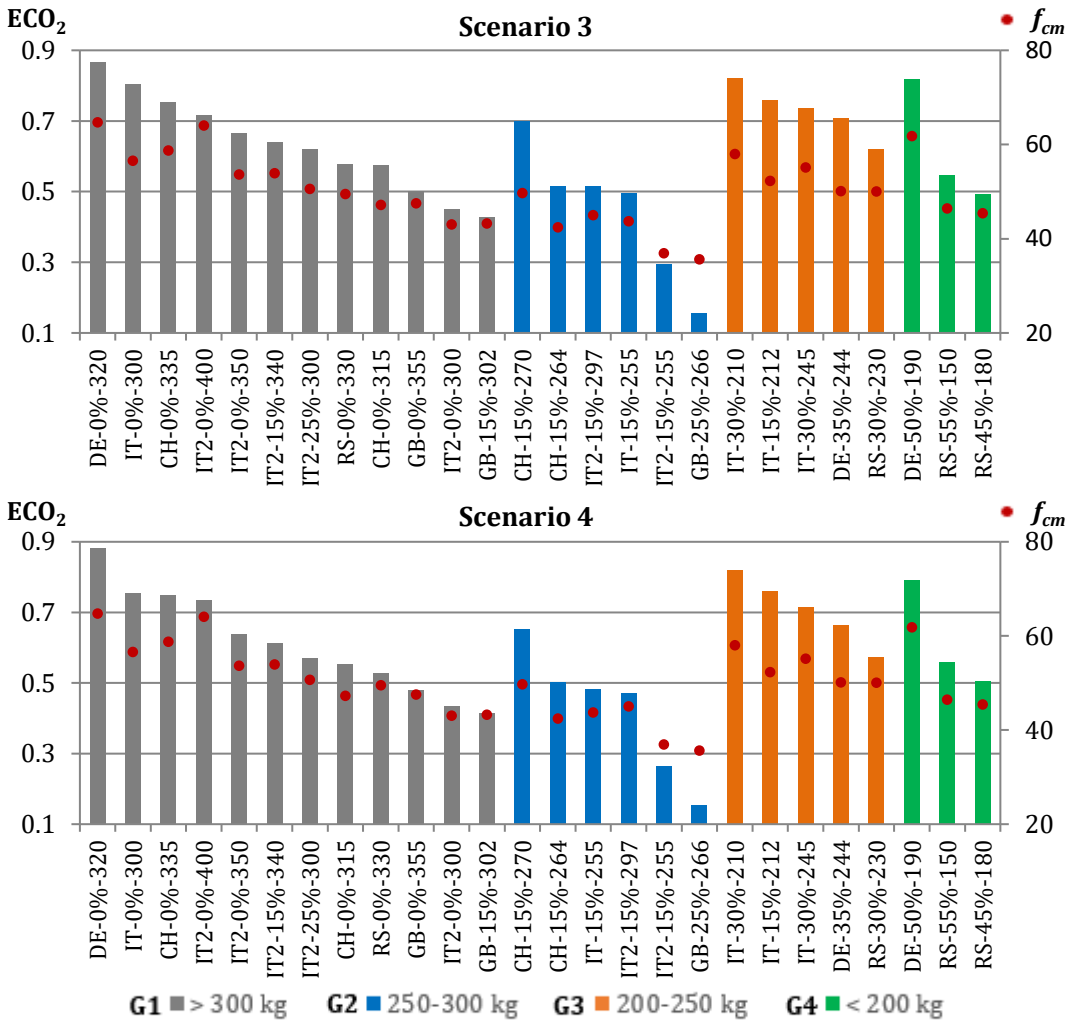
Slika 5.8 prikazuje vrednost dobijenih ECO_2 rezultata po funkcionalnoj jedinici (od najviše do najniže) za alternative iz svake grupe G1–G4 u okviru prva dva scenarija. Takođe, tačkasto je prikazana i srednja vrednost čvrstoće pri pritisku (f_{cm}) svake od alternativa. Upoređujući rezultate scenarija 1 i 2, može se zaključiti da veličina funkcionalne jedinice može uticati na relativne odnose pojedinačnih rezultata i redosled alternativa, ali samo kada su njihovi

rezultati veoma bliski. Opseg rezultata u okviru jedne grupe može značajno da varira. Grupe G2 i G3 imaju najmanju varijaciju vrednosti rezultata od 0,12–0,13 u scenarijima 1 i 2, što daje veću pouzdanost njihovoj proceni. Grupe G1 i G4 imaju više nego dvostruko veći opseg varijacije rezultata za iste scenarije. Generalno, prikazani rezultati za scenarija 1 i 2 imaju značajno manju disperziju.



Slika 5.8 Ocene održivosti (ECO_2) po funkcionalnoj jedinici za alternative G1–G4 i različite scenarije: a) Scenario 1; b) Scenario 2

Na slici 5.9 izvršena je grafička interpretacija ECO_2 rezultata po funkcionalnoj jedinici za alternative iz svake grupe G1–G4 u okviru scenarija 3 i 4. Na poredak alternativa u ovim scenarijima dominantan je uticaj čvrstoće betona pri pritisku, pa je varijacija rezultata još izreženija. Razlika u čvrstoći alternativa u okviru grupe G1 od oko 20 MPa rezultirala je razlici u indeksu održivosti od 0.41–0.88. U grupi G2 za manje razlike u čvrstoći (oko 15 MPa), razlika u ocenama je još izraženija i iznosi 0,15–0,70. Najmanja varijacija rezultata (0,57–0,82) zabeležena je u alternativama iz G3 grupe, zbog najmanje razlike u čvrstoći (8 MPa). Čvrstoća betona iz grupe G4 (45–62 MPa) prouzrokovala je ECO_2 vrednosti u rasponu od 0,49–0,82. Ukoliko se u scenarijima 3 i 4 porede mešavine iz iste grupe, sa sličnom čvrstoćom pri pritisku, prednost je na strani one sa manjim sadržajem cementa.



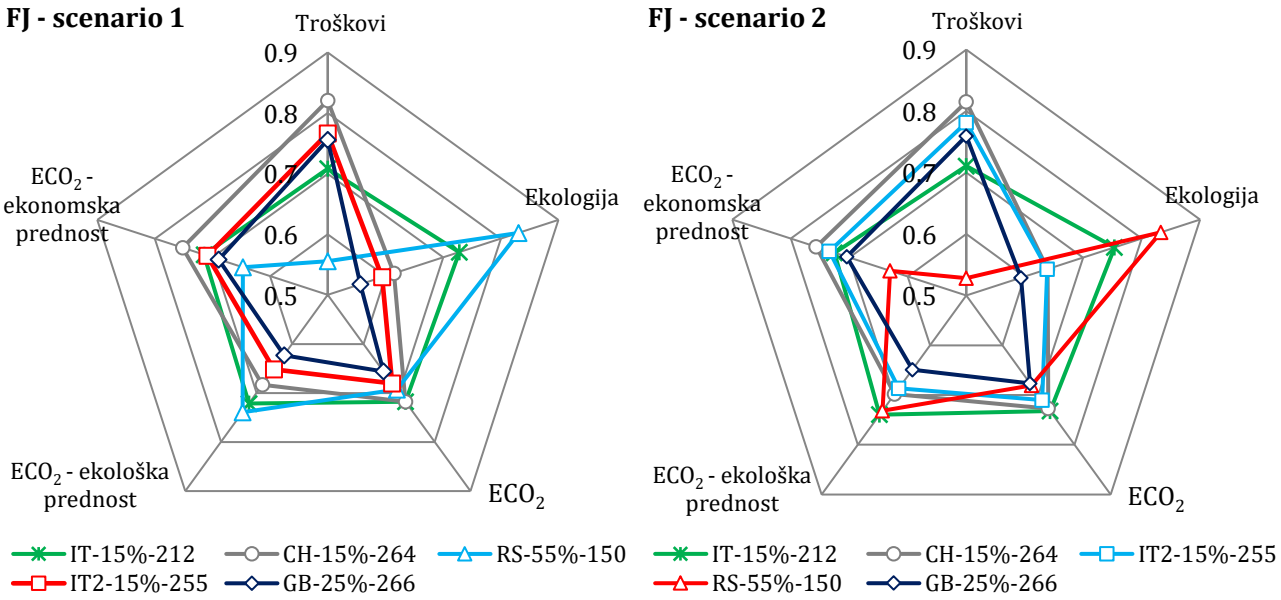
Slika 5.9 Ocene održivosti (ECO_2) po funkcionalnoj jedinici za alternative G1–G4 i različite scenarije: a) Scenario 3; b) Scenario 4

Ekološke, ekonomske i ocene održivosti po funkcionalnoj jedinici za najboljih pet betonskih mešavina (sa najvišim ECO_2 ocenama) i različite scenarije prikazane su na slikama 5.10 i 5.11.

Za scenarija 1 i 2 (slika 5.10), sve ove mešavine sadrže KB: IT-15%-212 (G3); CH-15% -264 (G2); RS-55%-150 (G4); IT2-15%-255 (G2); GB-25%-266 (G2). Tri od prvih pet mešavina su iz grupe G2 (250–300 kg), a po jedna iz grupa G3 (200–250 kg) i G4 (<200 kg), odnosno nema klasičnih CB iz grupe (G1). Sve ove mešavine imaju praktično jednake ocene održivosti, tačnije, razlike između prve IT-15%-212 i pete GB-25%-266 mešavine u ECO_2 oceni su oko 0,06. Ova razlika je dovoljno mala da se nijedna mešavina ne može proglasiti najboljom, tako da svih pet treba smatrati potencijalno optimalnim rešenjima. Vredi napomenuti da je mešavina RS-55%-150 (G4) bila na devetom mestu kada se posmatra 1 m^3, a sada je na trećem i četvrtom mestu u scenarijima 1 i 2 respektivno. Mešavina sa najvećom ECO_2 ocenom iz grupe G1 je na devetom mestu.

Nasuprot tome, razlike između prve i pete mešavine u kriterijumima životne sredine i troškova su znatno veće od ECO_2, čak do 0,3. U slučaju ekoloških kriterijuma, mešavina sa najvišom ocenom (0,83) bila je RS-55%-150, a mešavina sa najnižom (0,56–0,59) je GB-25%-266. Najbolju ekonomsku ocenu (0,78–0,82) imala je mešavina CH-15%-264, a najlošiju (0,53–0,56) RS-55%-150. Velika razlika u ekološkim i ekonomskim ocenama čini alternative osetljivim na promenu težinskih koeficijenata. Ovaj efekat je posebno izražen u mešavinama

koje imaju veliko odstupanje ekonomskih i ekoloških rezultata, kao što su RS-55%-150 (0,53–0,83) i CH-15%-264 (0,61–0,82). Dakle, u slučaju ekološke prednosti, RS-55%-150 ima najbolji ECO_2 rezultat u scenariju 1 i deli prvo mesto sa IT-15%-212 u scenariju 2. Redosled drugih alternativa je nepromenjen. Kada se ponderi kriterijuma promene u ekonomsku korist, CH-15%-264 je postala mešavina sa najvišom ocenom, a RS-55%-150 sa najnižom, u oba scenarija. Veoma bliske vrednosti ECO_2 rezultata (0,66–0,73) najboljih alternativa u ovim scenarijima dodatno utiču na osetljivost u pogledu promene težina.

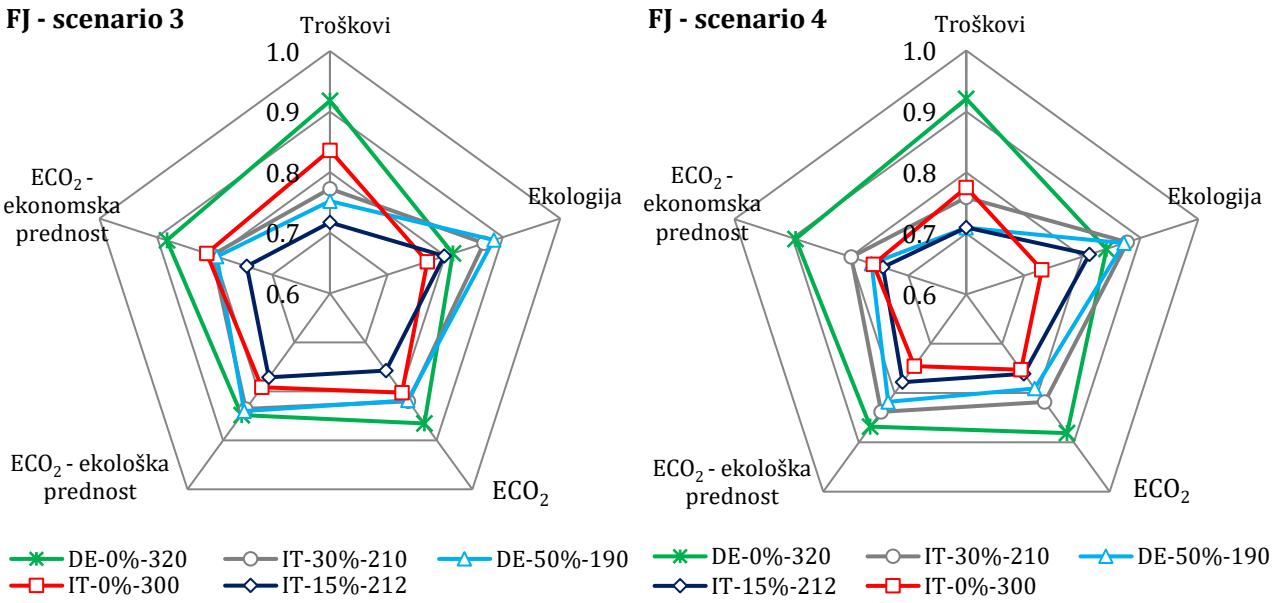


Slika 5.10 Ekološke, ekonomske ocene i ocene održivosti (ECO_2) po funkcionalnoj jedinici za najboljih pet mešavina: a) Scenario 1; b) Scenario 2

Generalno, efekat promene vrednosti funkcionale jedinice usled različite karbonatizacione otpornosti, u oba scenarija 1 i 2, ima minimalan uticaj na redosled prvih pet mešavina prema bilo kom kriterijumu, ali utiče na relativnu razliku između pojedinačnih rezultata. Povećanje visina ploča zbog različitih zaštitnih slojeva betona, izraženo kao procenat ukupne visine, dovoljno je malo da ne promeni rang alternativa za oba posmatrana scenarija: koristi koje donosi smanjena količina cementa prevazilaze veću zapreminu funkcionalne jedinice. Ako se uporede sa 1 m^3 betona, rezultati se ne menjaju značajno. Razlika između prve i pete mešavine je ista, ali je rangiranje neznatno promenjeno zbog veoma malih razlika u ECO_2 rezultatima. Najznačajniji prelaz je ispadanje IT-15%-255 mešavine iz najboljih 5, i ulazak RS-55%-150. To sugeriše da izbor funkcionalne jedinice nije od presudnog značaja ako na istu utiče samo upotrebni vek, a ne i zahtevi u pogledu nosivosti i upotrebljivosti elemenata.

Analizom dobijenih rezultata za scenarije 3 i 4 uočen je drugačiji redosled alternativa (slika 5.11), u poređenju sa funkcionalnom jedinicom koja je definisana kao jedinična zapremina betona. Pet betonskih mešavina sa najvišom ECO_2 ocenom bile su: DE-0%-320 (G1), IT-30%-210 (G3), DE-50%-190 (G4), IT-0%-300 (G1) i IT-15%-212 (G3). Dve od prvih pet mešavina su iz grupe G1 (>300 kg), a tri sadrže KB: dve iz grupe G3 (200–250 kg) i jedna iz grupe G4 (<200 kg), dok betona iz grupe G2 (250–300 kg) nema zbog najnižih čvrstoća pri pritisku mešavina iz ove grupe. Razlike između prve i pete mešavine u ECO_2 rezultatu iznosile su oko 0,12, dvostruko više nego u prethodna dva scenarija. Prve četiri mešavine u scenariju 3 imaju slične ECO_2 ocene (0,80–0,87), tako da u ovom scenariju postoje četiri potencijalno optimalna rešenja. Veća veličina funkcionalne jedinice u scenariju 4 donosi veće razlike u ECO_2 rezultatu, bez promene redosleda alternativa. Zbog najbolje ekonomske i relativno dobre ekološke

ocene, mešavina DE-0%-320 sa ECO_2 ocenom 0,88 je najbolja u scenariju 4, zatim sledi IT-30%-210 sa ocenom 0,82. Ove mešavine predstavljaju potencijalno najodrživiji izbor u pomenutom scenariju.



Slika 5.11 Ekološke, ekonomske ocene i ocene održivosti (ECO_2) po funkcionalnoj jedinici za najboljih pet mešavina: a) Scenario 3; b) Scenario 4

Razlike između prve i pete mešavine u ekološkom i ekonomskom kriterijumu su manje nego u prethodna dva scenarija. U scenarijima 3 i 4, najvišu ekološku ocenu (0,87–0,88) imale su mešavine IT-30%-210 i DE-50%-190, dok je najvišu ekonomsku ocenu (0,92) imala DE-0%-320. Mešavina sa najnižom ekološkom ocenom (0,73–0,77) je IT-0%-300, dok su najnižu ekonomsku ocenu (0,71) imale mešavine IT-15%-212 i DE-50%-190. Manje razlike u ekološkim i ekonomskim pokazateljima čine da su alternative manje osetljive na promene težinskih koeficijenata u scenarijima 3 i 4. Štaviše, redosled alternativa je gotovo nepromenjen bez obzira na vrednost pondera, ali relativne razlike su podložne promenama.

U scenarijima 3 i 4, zbog prirode konstrukcijskih zahteva u stubovima, vidljiv je dominantan uticaj čvrstoće pri pritisku betona. Ovi rezultati se značajno razlikuju u poređenju sa rezultatima dobijenim za funkcionalnu jedinicu koja je iznosila 1 m^3. To sugeriše da se u slučaju konstruktivnih elemenata čija nosivost prvenstveno zavisi od čvrstoće betona pri pritisku, funkcionalnu jedinicu zasnovanu samo na jediničnoj zapremini betona ne treba koristiti u procenama.

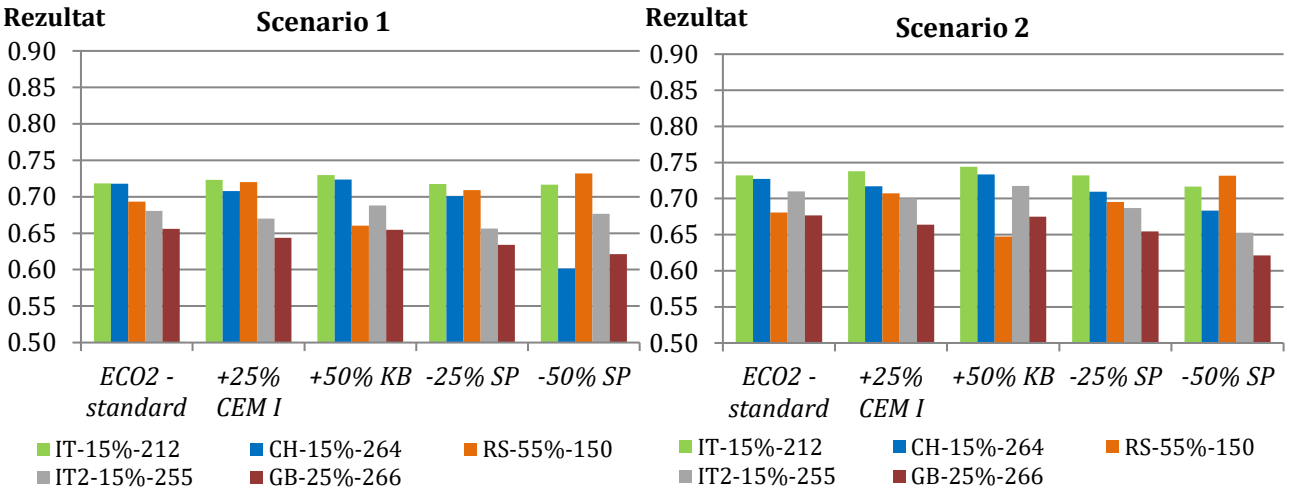
5.4. ANALIZA OSETLJIVOSTI REZULTATA

U cilju utvrđivanja uticaja kritičnih varijabli na konačne ocene održivosti, izvršena je analiza osetljivosti. Promenom svakog od ključnih parametara posebno, dok se sve ostale veličine zadržavaju konstantne, čitava procedura proračuna se ponavlja i utvrđuje efekat. Analiziran je uticaj veličine zaštitnog sloja betona,kao i jedinične cene cementa, KB i superplastifikatora.

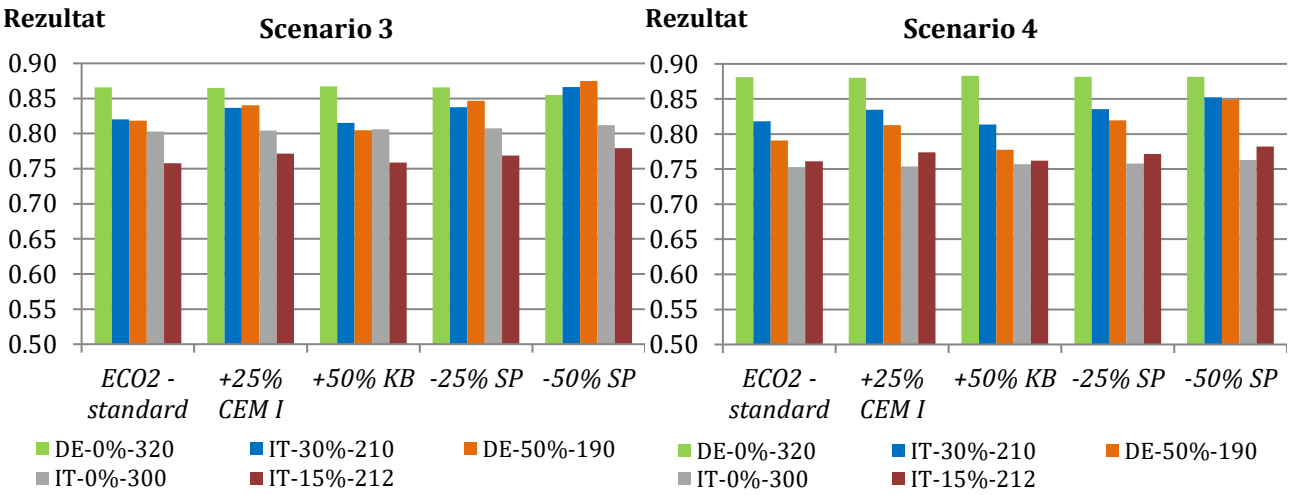
U prvom koraku analiziran je uticaj veličine zaštitnog sloja betona. Promenom ulaznih parametara u izrazu (5.2) mogu se dobiti različite vrednosti zaštitnog sloja betona od prethodno sračunatih. Usvajanjem vrednosti $n > 0$ i $f_{env} < 1$, došlo je do smanjenja zaštitnog sloja za čitavih 30–50%, ali je efekat smanjenja funkcionalne jedinice bio značajno manji, 4–6% za scenarije 1 i 2. Pored toga, broj mešavina koje ispunjavaju uslov $XRC < 9$ povećan je za

10–15. Međutim, to nije uticalo na konačni poredak alternativa. Usvajanje $\Delta c_{dev} > 0$ takođe nije uticalo na rezultate, jer je praktično isti efekat postignut u svim alternativama. Dodatno, svaka promena veličine zaštitnog sloja betona ne utiče na veličinu funkcionalnih jedinica u scenarijima 3 i 4. Na osnovu navedenog može se zaključiti da su sve usvojene pretpostavke opravdane.

U drugom koraku istražen je uticaj varijacije u ceni glavnih komponentnih materijala: cementa, KB i superplastifikatora. Rezultati analize osetljivosti prikazani su na slikama 5.12 i 5.13.



Slika 5.12 Analiza osetljivosti rezultata (ECO_2) za najboljih pet mešavina: a) Scenario 1; b) Scenario 2



Slika 5.13 Analiza osetljivosti rezultata (ECO_2) za najboljih pet mešavina: a) Scenario 3; b) Scenario 4

Zbog veoma male razlike između ECO_2 ocena nekih alternativa u scenarijima 1 i 2, usled povećanja cene cementa od 25%, redosled alternativa je neznatno promenjen. Naime, mešavina sa manjim sadržajem cementa RS-55%-150 imala je najveću ocenu u scenariju 1, a treću ocenu u scenariju 2. U scenariju 3 mešavina DE-50%-190 je imala nešto viši rezultat od IT-30%-210, dok se u scenariju 4 redosled alternativa ne menja.

Cena KB prevashodno zavisi od finoće mliva, odnosno granulometrijskog sastava, i može značajno da varira od usvojene prosečne vrednosti iz tabele 5.3. Povećanje cene KB za čak

50% nema značajan uticaj na rezultate u scenarijima 3 i 4, ali ima u scenarijima 1 i 2. U scenariju 1 alternativa RS-55%-150 je zauzela peto mesto, dok je u scenariju 2 delila peto mesto sa 4 druge alternative koje ranije nisu bile u prvih pet.

Iako je jedna od najskupljih komponenti, efekat superplastifikatora se često zanemaruje zbog malog sadržaja u mešavini. Međutim, u slučaju betona sa visokim sadržajem KB zbog uvećanog sadržaja (tabela 5.1), njegov uticaj, posebno na ekonomsku ocenu, može biti značajan i treba ga uzeti u obzir. Smanjenje cene superplastifikatora za 25% u svim mešavinama dovelo je do određenih promena u redosledu alternativa u svim scenarijima, uglavnom u korist alternativa sa visokim sadržajem KB (RS-55%-150; DE-50%-190). Sa daljim smanjenjem cene superplastifikatora, na 50% od početne vrednosti, RS-55%-150 postaje najbolji izbor u scenariju 1 i deli prvo mesto u scenariju 2; takođe se u prvih 5 pojavljuju i neke nove mešavine (RS-45%-180, RS-30%-230, IT-30%-210). U scenariju 3, najbolji izbor postaje DE-50%-190, dok je u scenariju 4 ova mešavina na drugom mestu i ima praktično jednak rezultat kao IT-30%-210. Očigledno je da betoni sa KB dolaze do izražaja smanjenjem cene (i/ili eventualno količine) superplastifikatora.

Vredi napomenuti, da najbolje mešavine u scenarijima 1 i 2 (IT-15%-212) kao i 3 i 4 (DE-0%-320), imaju gotovo konstantne ocene održivosti u svim analiziranim slučajevima.

Prethodni rezultati nisu iznenađujući, pošto su ECO_2 ocene određenih alternativa veoma bliske, male promene u ulaznim podacima mogu uticati na njihovo rangiranje. Dakle, variranjem pojedinih parametara ne dolazi do prevelikih promena ocena održivosti, već su i relativno male promene dovoljne da utiču na postojeći poredak.

5.5. ZAKLJUČCI

Na osnovu analiza sprovedenih u okviru ovog poglavlja, mogu se izvući sledeći zaključci:

- Budući da betoni koji se upoređuju mogu potencijalno imati različite performanse, rezultati mogu u velikoj meri da variraju u zavisnosti od usvojene funkcionalne jedinice. Stoga je neophodno u istu uključiti mehanička svojstva, kao i parametre trajnosti. Čvrstoća pri pritisku betona nema direktan uticaj na funkcionalnu jedinicu kod konstruktivnih elemenata izloženih savijanju (tj. ploče), dok je u slučaju stubova ova veza linearna.
- Prosečna čvrstoća betona koji sadrže KB za sve grupe (G2, G3 i G4) bila je oko 10% manja, dok je veličina zaštitnog sloja betona za projektovani upotrebni vek od 50 godina bila za 27% veća u odnosu na klasične betone (G1). To je rezultiralo nešto većom funkcionalnom jedinicom kod betona sa KB, oko 2% i 8% u slučaju AB ploča i stubova redom.
- Iako betoni sa velikim sadržajem KB i smanjenim sadržajem cementa, prvenstveno grupe G4 i G3 (RS-55%-150; DE-50%-190; IT-30%-210) imaju jasnu ekološku prednost, njihovi ekonomski potencijali su praktično najniži (najviši troškovi), što značajno utiče na ukupnu ocenu, posebno u scenarijima 3 i 4. To je prvenstveno posledica velike količine relativno skupog superplastifikatora u ovim mešavinama, što je pokazano u analizi osetljivosti. Da bi se u potpunosti iskoristio veliki ekološki potencijal, buduća istraživanja treba fokusirati na optimizaciju mešavina grupa G4 i G3, kao i na razvoj moćnijih superplastifikatora. Primena nekih od metoda za poboljšanje gustine pakovanja čestica takođe može smanjiti sadržaj superplastifikatora bez ugrožavanja obradivosti mešavine, što bi značajno poboljšalo ekonomski rezultat ovih betona i učinilo ih konkurentnim u svim oblastima.

- Kada je reč o pločama, betoni koji sadrže KB su povoljniji izbor u pogledu održivosti od CB. Tri od najboljih pet mešavina (sa najvišim ECO_2 ocenama, za jednake težinske koeficijente) su iz grupe G2 (CH-15%-264; IT-15%-255; GB-25%-266), a po jedna iz grupa G3 (IT-15%-212) i G4 (RS-55%-150), odnosno nema klasičnih (G1) betona. Ove mešavine imaju praktično jednake ocene (0,66–0,72); stoga, svih pet treba smatrati potencijalno optimalnim rešenjima. Ovako bliski ukupni rezultati, kao i velika razlika između ekoloških i ekonomskih rezultata u okviru nekih mešavina, čine ih relativno osetljivim na moguće promene ulaznih parametara ili težina.
- Prilikom razmatranja stubova (za jednake težinske koeficijente) postoje četiri potencijalno optimalna rešenja DE-0%-320 (G1), IT-30%-210 (G3), DE-50%-190 (G4), IT-0%-300 (G1) u scenariju 3, a samo dva u scenariju 4 (DE-0%-320, IT-30%-210). Jednako prisustvo betona koji sadrže KB i klasičnih betona u ova dva scenarija je posledica nešto veće čvrstoće pri pritisku CB. Pomenuta optimizacija mešavina iz G4 i G3 grupa takođe bi mogla da poveća i čvrstoću betona sa KB što je najvažnije kod stubova. Povećanje čvrstoće za svakih 5 MPa dovodi do visokog prosečnog povećanja svih (ekoloških, ekonomskih i ECO_2) indikatora za oko 0,1. To može uticati na redosled alternativa i prevladati u korist betona sa velikim sadržajem KB.

Rezultati prethodnih analiza zavise od niza usvojenih pretpostavki, izvora ulaznih podataka i svih neizvesnosti u vezi sa njima, pa ih ne treba generalizovati prilikom tumačenja zaključaka. Analiza osetljivosti je pokazala da su sve usvojene pretpostavke opravdane, ali i potencijalno sužava intervale stabilnosti nekih varijabli. Dalja istraživanja u ovoj oblasti sa većim brojem alternativa i širim opsegom ulaznih parametara neophodna su u cilju izvođenja opštih zaključaka. Konačno, razvoj modela za procenu apsorpcije CO_2 u slučaju betona sa visokim sadržajem KB omogućio bi analizu čitavog životnog ciklusa betonskih konstrukcija napravljenih od ovih materijala.

6. ZAKLJUČCI I PREPORUKE ZA BUDUĆA ISTRAŽIVANJA

6.1. ZAKLJUČCI

Od intuitivne mešavine do najkorišćenijeg ljudskog proizvoda, moderan beton je za nepunih 200 godina postojanja prošao dug put koji u sebi nosi elemente tehničke revolucije i inženjerske simbolike. Na tom putu suočavao se sa brojnim preprekama, prevazilazio je inženjerske i civilizacijske izazove, neprestano evoluirajući kao materijal, ali i kao metafora ljudske ambicije da oblikuje svet po svojoj meri. Zahvaljujući svojoj "kameleonskoj" sposobnosti i mogućnosti da se lako i brzo prilagodi novim, još složenijim inženjerskim zahtevima, zasluženo je ostavio sve ostale građevinske materijale daleko iza sebe i postao novi standard. Danas beton nije samo najkorišćeniji građevinski materijal, već i najkorišćeniji ljudski proizvod uopšte. Izgledi da će se u bliskoj budućnosti pojaviti alternativa koja bi u potpunosti mogla zameniti beton deluju kao tehnološki, pa i filozofski, izazov na granici utopije.

Budući da svaka dominacija nosi svoju svoje breme, tako i beton dolazi pod lupu kritike u dobu kada zaštita životne sredine postaje civilizacijski prioritet. U eri klimatskih promena, održivost građevinskog sektora postaje imperativ, a beton je prvenstveno zahvaljujući cementu, prepoznat kao jedan od glavnih krivaca za emisiju gasova staklene bašte. Ovo više nije samo naučni ili industrijski izazov, već i etički i moralni odnos čoveka prema prirodi i budućim generacijama.

Očuvanje konkurentnosti betona više se ne ogleda u novim tehnikama gradnje, već u pronalasku jeftinih i ekološki preferencijalnih rešenja za zamenu cementa. Na putu čovečanstva ka globalnoj karbonskoj neutralnosti i društvu otpornom na klimatske promene, alternativni materijalii dobijaju svoj pun potencijal. Ipak, uprkos rastućem naučnom interesovanju, građevinska praksa još uvek zaostaje. Nepremostivi jaz između laboratorije i gradilišta ostaje izazov našeg vremena. Stoga su obimna istraživanja sprovedena u okviru ove disertacije imala su za cilj, između ostalog, prikaz mogućnosti redukcije cementa ekološki prihvatljivijom alternativom, ali i doprinos u izgradnji poverenja građevinske industrije u praktičnu primenu ove, nove, vrste betona. Onog istog betona s početka ovog teksta, koji je prestao da bude samo materijal, već je postao simbol jedne nove, odgovornije i, nadajmo se, promišljenije epohe.

Na osnovu dobijenih rezultata i sprovedenih analiza sopstvenih i sistematski prikupljenih eksperimentalnih podataka iz dostupne literaturea u skladu sa ciljevima i hipotezama koji su definisani na početku ove disertacije sledi odgovarajući zaključci:

1) Može se napraviti konstrukcijski beton kod koga je redukovano 55% (i više) cementa sa mehaničkim svojstvima koja su konkurentna, čak i superiornija, od uporednih cementnih betona bez krečnjačkog brašna
2) Procenat zamene cementa, količina krečnjačkog brašna i w/c faktori imaju najveći uticaj na fizičko-mehanička svojstva betona sa velikim sadržajem krečnjačkog brašna. Izborom optimalnih odnosa ovih komponenti uz dodatak superplastifikatora mogu se dobiti betoni željenih performansi. Granulometrijski sastav KB značajno utiče na obradljivost sveže betonske mešavine, a nešto manji uticaj može da se primeti kod rezultata vezanih za mehanička svojstva betona.
3) Modeli za predikciju fizičko-mehaničkih svojstava klasičnih betona koji su trenutno dostupni u literaturi uz odgovarajuće, u disertaciji predložene, korekcije mogu se primenti i kod betona sa velikim sadržajem KB.
4) Proračun ugiba grednih nosača od betona sa velikim sadržajem KB može se u svemu sprovesti prema modelima koje već postoje za klasične cementne betone. Da bi predikcije

bile zadovoljavajuće tačnosti, neophodno je na pravilan način uzeti u obzir skupljanje i tečenje betona čije računske vrednosti mogu drastično da odstupaju od realnih. Stoga je neophodno izvršiti kalibraciju računski i eksperimentalno dobijenih veličina što se može jednostavno postići korišćenjem odgovarajućih kalibracionih koeficijenata.

U skladu sa prethodno iznesenim tvrdnjama može se reći da su sve polazna hipoteze u potpunosti i potvrđene.

1) Za potrebe analiza u ovoj disertaciji, formirana je sveobuhvatna baza podataka koja je poslužila za sprovođenje analiza, testiranje modela i donošenje odgovarajućih preporuka. Betoni su, u zavisnosti od sadržaja KB, podeljeni u četiri grupe, od kojih prve dve grupe po količini KB (0-20%) i (21-35%) odgovaraju komercijalno dostupnim cementima sa oznakom CEM II/A i CEM II/B, redom. Treća grupa predstavlja betone kod kojih je sadržaj KB iznosio preko 36%, dok je četvrta grupa obuhvatila sve betone druge i treće grupe (> 21% KB).
2) Sopstveni ekperimentalni rezultati poslužili su kao savremena dopuna formiranoj bazi. Rezultati obuhvataju detaljnu analizi uticaja svih komponenti mešavina sa visokim sadržajem KB na osnovna svojstva betona. Ovako formirana baza sadržala je ukupno 552 mešavine (188 sopstvenih i 364 iz literature). Od ukupnog boja mešavina, 104 su klasični betoni bez dodataka, dok je preostalih 448 mešavina sadržalo KB u različitim količinama (15–75% praškaste komponente).
3) Prilikom projektovanja mešavina sa velikim sadržajem KB posebnu pažnju treba obratiti na izbor tipa komponentnih materijala. U zavisnosti od količine cmeneta koja se želi redukovati zavisi izbor tipa KB i njegove granulometrije. Kod manjih procenata zamene cementa (do 30%) mogu se uspešno primeniti i krupnija KB. Dok se za veće procente zamene cementa preporučuje primena KB finije granulometrije tj. čija veličina srednjeg zrna odgovara veličini zrna cementa. Primena značajno finijih KB, u poređenju sa cementom, daje najbolje rezultate.
4) Postojeći empirijski izrazi za procenu čvrstoće pri pritisku cementnih betona, ne mogu se u izvornom obliku primeniti kod betona sa velikim sadržajem KB. Zato je izvršena njihova korekcija uvođenjem koeficijenta efikasnosti (k) kojim se uzima u obzir doprinos KB u mešavini. Faktor efikasnosti se kod KB može opravdati povećanjem gustine pakovanja i delimičnom reakcijom njegovih finih čestica sa dostupnim aluminatima što rezultira određenim povećanjem produkata hidratacije. Generalno, sa povećanjem sadržaja KB koeficijent efikasnosti opada. Zbog velike disperzije rezultata nije bilo moguće uspostaviti čvrstu vezu ovih parametara. Umesto toga, usvojeni su konstantni faktori efikasnosti za određene sadržaje KB. Preporučena vrednost faktora efikasnosti za (0-20%) KB je k = 0,45; za (21-35%) KB iznosi k = 0,35; za (36-80%) je k = 0,22, dok je za poslednju grupu sa (21-80%) KB preporučena vrednost k = 0,25. Ukoliko se iz analize isključe KB nepoznate ili suviše krupne granulometrije (> 20 μm) preciznost predikcije se značajno povećava.
5) Ispitivanja fizičko-mehaničkih svojstava su pokazala da je relativno jednostavno postići ista mehanička svojstva betona sa i bez KB. Čvrstoća pri pritisku posle 28 dana bila u oko 47 MPa, čvrstoće pri zatezanju, kako na cepanje, tako i na savijanje, uglavnom su bile u

skladu sa čvrstoćom pri pritisku. Moduli elastičnosti kod betona sa KB bili su viši, što se povezuje sa većim udelom čvrste matrice. Međutim, parametri trajnosti se uglavnom narušavaju sa povećanjem sadržaja KB u mešavini. Pokazano je da KB poboljšava otpornost na prodor vode, ali ne i na mraz i uticaj soli, gde su svi uzorci pokazali nisku otpornost. Povećanje sadržaja KB znatno pogoršava otpornost na prodor hlorida, dok je uticaj na karbonatizaciju umereniji i zavisi od granulometrije i sadržaja KB.

6) Ukupno je projektovano i ispitano 6 AB grednih nosača, dva od referentnog betona i po dva gredna nosača od betona kod kojih je 45% cementa zamenjeno KB različite granulometrije. Svi gredni nosači opterećeni su do nivoa koji je približno iznosio 50% njihove granične nosivosti. Mereni su ugibi, kao i deformacije tečenje i skupljanja na odgovarajućim pratećim probnim telima. Promena skupljanja u toku vremena bila je izraženija kod REF mešavine, dok su mešavine koje su sadržale KB imale nešto niži, međusobno istovetan, priraštaj. Dilatacije tečenja iznosile su nakon 1000 dana iznosile 0,832‰, 0,634‰ i 0,693‰ za REF, K1-45 i K3-45 respektivno .
7) Modeli predikcije za proračun ugiba se mogu veoma uspešno primetniti i kod greda spravljenih od betona sa dodatkom KB. Na osnovu smernica iz propisa izvršena je kalibracija odgovarajućih koeficijenata skupljanja i tečenja. Sa ovako sračunatim vrednostima postignuta je velika preciznost modela, te se odstupanja koja se javljaju između mereneih i proračunatih vrednosti konačnog ugiba (starost 1000 dana) kreće oko 10% za sve grede. Imajući u vidu sve veličine koje utiči na tačnost proračuna ugiba ove vrednosti su i više nego zadovoljavajuće.
8) Na osnovu formirane baze podataka izvršena je procena uporedne održivosti Ab elementa (ploča i stubova) od klasičnih i betona sa KB. Procene su izvršene na osnovu tehničkih, ekonomskih i ekoloških kriterijuma. Analiza je pokazala da su kod ploča betoni koji sadrže KB povoljniji izbor u pogledu održivosti od CB. Kod stubova situacija je bila podeljena odnosno podjednako dobre rezultate su postizale mešavina sa Kb kao i one bez.

6.2. PREPORUKE ZA BUDUĆA ISTRAŽIVANJA

Na osnovu svega prethodno rečenog, svih izazova na koje se naišlo tokom izrade ove disertacije, ali i odgovora i saznanja koji su stečeni tokom analize svih rezultata, može se zaključiti da i dalje postoje otvorena pitanja. U tom smislu, slede predlozi za buduća istraživanja:

1) Da bi betoni sa delimičnom zamenom cementa KB imali širu konstrukcijsku primenu neophodno je detaljnije sagledati i njihovo ponašanje pri kratkotrajnom opterećenju. Važno je sprovesti što veći broj eksperimentalnih ispitivanja koja bi omogućila potencijalnu korekciju postojećih modela za proračune graničnih stanja nosivosti elemenata od klasičnog betona.
2) Istovetno, ponašanje AB elemenata od betona sa KB pri dugotrajnom ponašanju je i dalje nedovoljno sagledan proces. Potrebno je sprovesti detaljnija eksperimentalna ispitivanja koja bi dala odgovore na pitanja vezana za procenu ponašanja betona sa KB pri dugortrajnom opterećenju. Neophodno je istražiti kako se ovakvi elementi ponašaju pri promeni intenziteta opterećenja, ali i pri starosti kada se to opterećenje nanosi.

3) Procesi skupljanja i tečenja betona sa KB ne mogu se dovoljno precizno opisati postojećim modelima. Neophodno je sprovesti više eksperimentalnih istraživanja čiji bi rezultati omogućili definisanje analitičkih izraza za opsivanje ova dva fenomena.
4) Proces prirodne karbonatizacije koji se odvija u betonima sa KB može biti od interesa za buduća istraživanja. Ova vrsta detrecionog mehanizma naročito je zastupljena u kontinetlanim regijama. U poređenju sa običnim betonima, betoni sa KB daju lošije rezultate te je potrebno detaljnije sagledati i prevazići ovaj izazov.

LITERATURA

ACI 209.2R-08 (2008). Guide for Modeling and Calculating Shrinkage and Creep in Hardened Concrete. American Concrete Institute (ACI). U.S.A.

Alaka, H. A. & Oyedele, L. O. (2016). High volume fly ash concrete: The practical impact of using superabundant dose of high range water reducer. Journal of Building Engineering, 8(September), pp. 81–90, doi:10.1016/j.jobe.2016.09.008.

Anon. (2017). National Park Service USA. Idaho: Arrowrock Dam. https://www.nps.gov/articles/idaho-arrowrock-dam.htm. Accessed 1.4.2021.

Anon. (2021). Bureau of Reclamation. Elephant Butte Dam. https://www.usbr.gov/projects/index.php?id=94. Accessed 1.4.2021.

Assie, S., Escadeillas, G. & Waller, V. (2007). Estimates of self-compacting concrete ' potential ' durability. Construction and Building Materials, 21, pp. 1909–1917, doi:10.1016/j.conbuildmat.2006.06.034.

ASTMC1202-12 (2012). Standard test method for electrical indication of concrete's ability to resist chloride ion penetration, ASTM International, West Conshohocken.

Ayat, H., Kellouche, Y., Ghrici, M. & Boukhatem, B. (2018). Compressive strength prediction of limestone filler concrete using artificial neural networks. Advances in Computational Design, 3(3), pp. 289–302, doi:10.12989/acd.2018.3.3.289.

BAB 87 (1995). Beton i armirani beton prema BAB 87. Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, 3.

Balayssac, J. P., Detriche, C. H. & Grandet, J. (1995). Effects of curing upon carbonation of concrete. Construction and Building Materials, 9(2), pp. 91–95.

Bažant, P. Z. (2015). RILEM draft recommendation: TC-242-MDC multi-decade creep and shrinkage of concrete: material model and structural analysis: Model B4 for creep, drying shrinkage and autogenous shrinkage of normal and high-strength concretes with multi-decade applicabilit. Materials and Structures, 48(4), pp. 753–770, doi:10.1617/s11527-014-0485-2.

Bažant, Z. P. & Panula, L. (1978). Practical Prediction of Time Dependent Deformations of Concrete, Parts I–IV. Materials and Structures, 11, 12, p. V. 11: 307-316, 317-378, 425-434; V.12: 169-183.

Bažant, Zdeněk P. (1972). THERMODYNAMICS OF HINDERED ADSORPTION AND ITS IMPLICATIONS FORHARDENED CEMENT PASTE AND CONCRETE. Cement and Concrete Research, 2, pp. 1–16.

Bederina, M., Makhloufi, Z. & Bouziani, T. (2011). Effect of limestone fillers the physic-mechanical properties of limestone concrete. Physics Procedia, 21, pp. 28–34, doi:10.1016/j.phpro.2011.10.005.

Beeby, A. W. & Narayanan, R. S. (2009). DESIGNERS GUIDE TO EUROCODE 2: DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES. Thomas Telford Publishing, London.

Bentz, D. P., Garboczi, E. J. & Quenard, D. A. (1998). Modelling drying shrinkage in reconstructed porous materials: Application to porous Vycor glass. Modelling and Simulation in Materials Science and Engineering, 6(3), pp. 211–236, doi:10.1088/0965-0393/6/3/002.

Bertolini, L., Lollini, F. & Redaelli, E. (2011). The Effect of Ground Limestone Addition on Carbonation and Chloride Resistance of Concrete. XII DBMC International Conference on Durability of Building Materials and Components, pp. 1–8.

Bertolini, L., Lollini, F., Redaelli, E., Dipartimento, M. & Chimica, I. (2013). Influence of concrete composition on parameters related to the durability of reinforced concrete structures. International RILEM Workshop on Integral Service Life Modelling of Concrete Structure, (November), pp. 71–78.

Bjørn, A. & Hauschild, M. Z. (2015). Introducing carrying capacity-based normalisation in LCA: framework and development of references at midpoint level. International Journal of Life Cycle Assessment, 20(7), pp. 1005–1018, doi:10.1007/s11367-015-0899-2.

Borges, P. H. R., Costa, J. O., Milestone, N. B., Lynsdale, C. J. & Streatfield, R. E. (2010). Carbonation of CH and C-S-H in composite cement pastes containing high amounts of BFS. Cement and Concrete Research, 40(2), pp. 284–292, doi:10.1016/j.cemconres.2009.10.020.

Brewe, J. E. & Myers, J. J. (2005). Particle Size Optimization for Reduced Cement High Strength. In: Conference: Proceedings for the PCI-NBC on Bridges for Life 2005, Palm Springs, California. pp. 1–18.

Busch, P., Kendall, A., Murphy, C. W. & Miller, S. A. (2022). Literature review on policies to mitigate GHG emissions for cement and concrete. Resources, Conservation & Recycling, 182(February), p. 106278, doi:10.1016/j.resconrec.2022.106278.

Cai, W. (2017). Effect of Particle Packing on Flow Property and Strength of Concrete Mortar. MSc thesis, Iowa State University.

Cândido, T. G., Meira, G. R., Quattrone, M. & John, V. M. (2022). Mechanical performance and chloride penetration resistance of concretes with low cement contents. IBRACON Structures and Materials Journal, 15(6), pp. 1–14, doi:10.1590/s1983-41952022000600008.

Carević, V. (2020). UTICAJ PRSLINA NA MEHANIZME DETERIORACIJE I TRAJNOST ARMIRANOBETONSKIH KONSTRUKCIJA. Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, pp. 233, Doktorska disertacija.

Carević, V. & Ignjatović, I. (2019). Influence of loading cracks on the carbonation resistance of RC elements. Construction and Building Materials, 227(116583), doi:10.1016/j.conbuildmat.2019.07.309.

Carević, V. & Ignjatović, I. (2021). Evaluation of concrete cover depth for green concretes exposed to carbonation. Structural Concrete, 22(S1), pp. E1009–E1021, doi:https://doi.org/10.1002/suco.202000086.

Carević, V., Ignjatović, I. & Dragaš, J. (2019). Model for practical carbonation depth prediction for high volume fly ash concrete and recycled aggregate concrete. Construction and Building Materials, 213, pp. 194–208, doi:10.1016/j.conbuildmat.2019.03.267.

Carević, V., Marinković, S., Plavšić, J. & Radović, A. (2023). Service Life Design of Concrete Structures Made of High-Volume Limestone Powder Concrete—Case of the Carbonation-Induced Corrosion. Buildings (MDPI), 13(12), p. 3112, doi:10.3390/ buildings13123112.

Castellote, M., Fernandez, L., Andrade, C. & Alonso, C. (2009). Chemical changes and phase analysis of OPC pastes carbonated at different CO2 concentrations. Materials and Structures, 42, pp. 515–525.

Celik, K., Meral, C., Petek Gursel, A., Mehta, P. K., Horvath, A. & Monteiro, P. J. M. (2015). Mechanical properties, durability, and life-cycle assessment of self-consolidating concrete mixtures made with blended portland cements containing fly ash and limestone powder. Cement and Concrete Composites, 56, pp. 59–72, doi:10.1016/j.cemconcomp.2014.11.003.

CEMBUREAU (2020). Cementing the European Green Deal - Reaching climate neutrality along the cement and concrete value chain by 2050. The European Cement Association, Brussels, pp. 1–38.

CEN/TC 250/SC 2/WG 1/TG 10 (2021). Background Document for prEN1992-1-1:2020 D7 clause 6 - Durability. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Brussels.

CEN/TS 12390-9 (2017). Testing hardened concrete - Part 9: Freeze-thaw resistance with de-icing salts - Scaling. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Brussels.

Chen, C., Habert, G., Bouzidi, Y., Jullien, A. & Ventura, A. (2010). LCA allocation procedure used as an incitative method for waste recycling: An application to mineral additions in concrete. Resources, Conservation and Recycling, 54(12), pp. 1231–1240, doi:10.1016/j.resconrec.2010.04.001.

Chen, J. J., Kwan, A. K. H. & Jiang, Y. (2014). Adding limestone fines as cement paste replacement to reduce water permeability and sorptivity of concrete. Construction and Building Materials, 56, pp. 87–93, doi:10.1016/j.conbuildmat.2014.01.066.

Collepardi, M., Collepardi, S., Ogoumah Olagot, J. J. & Simonelli, F. (2004). The Influence of Slag and Fly Ash on the Carbonation of Concretes. In: Eighth CANMET/ACI Int. Conf. on fly ash, silica fume, slag, and natural pozzolans in concrete. Proccedings ACI SP-221-29. Las Vegas, Nevada, USA.

Davis, R., Hanna, W. & Brown, E. (1950). Strength, Volume Changes, and Sulfate Resistance of Mortars Containing Portland-Pozzolan Cements. In: Symposium on Use of Pozzolanic Materials in Mortars and Concretes. 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959: ASTM International, pp. 131–152.

Delnavaz, M., Sahraei, A., Delnavaz, A., Farokhzad, R., Amiri, S. & Bozorgmehrnia, S. (2022). Production of concrete using reclaimed water from a ready-mix concrete batching plant: Life cycle assessment (LCA), mechanical and durability properties. Journal of Building Engineering, 45(September 2021), p. 103560, doi:10.1016/j.jobe.2021.103560.

Dhir, R. K., Limbachiya, M. C., McCarthy, M. J. & Chaipanich, A. (2007). Evaluation of Portland limestone cements for use in concrete construction. Materials and Structures, 40, pp. 459–473, doi:10.1617/s11527-006-9143-7.

Dhir, R. K., McCarthy, M. J. & Paine, K. A. (2005). Engineering property and structural design relationships for new and developing concretes. Materials and Structures/Materiaux et Constructions, 38(275), pp. 1–9, doi:10.1617/14066.

Dhir, Ravindra K., de Brito, J., Silva, R. V. & Lye, C. Q. (2019). Deformation of Concrete Containing Recycled Concrete Aggregate. Woodhead Publishing Series in Civil and Structural Engineering, pp. 283–363.

Diab, A. M., Abd Elmoaty, A. E. M. & Aly, A. A. (2016). Long term study of mechanical properties, durability and environmental impact of limestone cement concrete. Alexandria Engineering Journal, 55(2), pp. 1465–1482, doi:10.1016/j.aej.2016.01.031.

Diab, A. M., Mohamed, I. A. & Aliabdo, A. A. (2016). Impact of organic carbon on hardened properties and durability of limestone cement concrete. Construction and Building Materials, 102, pp. 688–698, doi:10.1016/j.conbuildmat.2015.10.182.

Dragaš, J. (2018). ULTIMATE CAPACITY OF HIGH VOLUME FLY ASH REINFORCED CONCRETE BEAMS. Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, pp. 501, Doctoral dissertation.

Dragaš, J., Marinković, S. & Radonjanin, V. (2021). Prediction models for high-volume fly ash concrete practical application: Mechanical properties and experimental database. Building Materials and Structures, 64(1), pp. 19–43, doi:10.5937/grmk2101019d.

Elgalhud, A. A., Dhir, R. K. & Ghataora, G. (2016). Limestone addition effects on concrete porosity. Cement and Concrete Composites, 72, pp. 222–234, doi:10.1016/j.cemconcomp.2016.06.006.

Elgalhud, A. A., Dhir, R. K. & Ghataora, G. S. (2017). Carbonation resistance of concrete: Limestone addition effect. Magazine of Concrete Research, 69(2), pp. 84–106, doi:10.1680/jmacr.16.00371.

EN 1097-6 (2016). Tests for mechanical and physical properties of aggregates - Part 6: Determination of particle density and water absorption. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Brussels.

EN 12350-2 (2019). Testing fresh concrete – Part 2: Slump test. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Brussels.

EN 12350-5 (2010). Testing fresh concrete – Part 5: Flow test. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Brussels.

EN 12350-6 (2019). Testing fresh concrete - Part 6: Density. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Brussels.

EN 12350-7 (2019). Testing fresh concrete - Part 7: Air content - Pressure methods. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Brussels.

EN 12390-1 (2004). Shape, dimensions and other requirements for specimens and moulds. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Brussels.

EN 12390-10 (2018). Testing hardened concrete - Part 10: Determination of the carbonation resistance of concrete at atmospheric levels of carbon dioxide. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Brussels.

EN 12390-12 (2018). Testing hardened concrete - Part 12: Determination of the carbonation resistance of concrete - Accelerated carbonation method. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Brussels.

EN 12390-13 (2021). Testing hardened concrete - Part 13: Determination of secant modulus of elasticity in compression. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Brussels.

EN 12390-16 (2019). Testing hardened concrete - Part 16: Determination of the shrinkage of concrete. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Brussels.

EN 12390-17 (2019). Testing hardened concrete - Part 17: Determination of creep of concrete in compression. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Brussels.

EN 12390-18 (2018). Testing hardened concrete - Part 18: Determination of the chloride migration coefficient. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Brussels.

EN 12390-2 (2019). Testing hardened concrete - Part 2: Making and curing specimens for strength tests. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Brussels.

EN 12390-3 (2019). Testing hardened concrete - Part 3: Compressive strength of test specimens. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Brussels.

EN 12390-5 (2019). Testing hardened concrete - Part 5: Flexural strength of test specimens. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Brussels.

EN 12390-6 (2012). Testing hardened concrete - Part 6: Tensile splitting strength of test specimens. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Brussels.

EN 12390-8 (2019). Testing hardened concrete - Part 8: Depth of penetration of water under pressure. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Brussels.

EN 12620 (2010). Aggregates for concrete. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Brussels.

EN 197-1 (2013). Cement - Part 1: Composition, specifications and conformity criteria for common cements. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Brussels.

EN 1990 (2012). Eurocode 0: Basis of structural design. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Brussels.

EN 1992-1-1 (2015). Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1, General rules and rules for buildings. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Brussels.

EN 206-1 (2021). Concrete - Specification, performance, production and conformity. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Brussels.

EN 933-1 (2009). Tests for geometrical properties of aggregates - Part 1: Determination of particle size distribution — Sieving method. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Brussels.

Espion, B. (1988). Long-Term Sustained Loading Test on Reinforced Concrete Beams. Université Libre de Bruxelles.

Faustino, P., Chastre, C., Nunes, Â. & Brás, A. (2016). Lifetime modelling of chloride-induced corrosion in concrete structures with Portland and blended cements. Structure and Infrastructure Engineering, 12(9), pp. 1013–1023, doi:10.1080/15732479.2015.1076487.

Faustino, P., Gonçalves, F., Brás, A. & Nunes, Â. (2017). Lifetime prediction of reinforced concrete structures in carbonation environments carbonation modelling vs air permeability modelling. Journal of Civil Engineering and Management, 23(2), pp. 283–291, doi:10.3846/13923730.2015.1068849.

Fennis, S.A.A.M. (2011). Design of Ecological Concrete by Particle Packing Optimization. Technische Universiteit Delft.

Fennis, Sonja A.A.M. & Walraven, J. C. (2012). Using particle packing technology for sustainable concrete mixture design. Heron 57, 57(2), pp. 73–102.

Ferraris, C. F. & Wittmann, F. H. (1987). SHRINKAGE MECHANISMS OF HARDENED CEMENT PAST. Cement and Concrete Research, 17(3), pp. 453–464.

fib (2013). Model Code for Concrete Structures 2010. International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne.

fib (2023). Model Code for Concrete Structures 2020. International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne.

fib bulletin 34 (2006). Model code for service life design. International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne.

FprEN 1992-1-1 (2023). Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules - Rules for buildings, bridges and civil engineering structures, Final draft. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Brussels, (September).

Gardner, N. J. (2004). Comparison of Prediction Provisions for Drying Shrinkage and Creep of Normal Strength Concretes. Canadian Journal for Civil Engineering, 31(5), pp. 767–775.

GCCA (2021). CONCRETE FUTURE: The GCCA 2050 Cement and Concrete Industry Roadmap for Net Zero Concrete. Global Cement and Concrete Association, p. London.

Gettu, R., Pillai, R. G., Santhanam, M., Basavaraj, A. S., Rathnarajan, S. & Dhanya, B. S. (2018). Sustainability-based decision support framework for choosing concrete mixture proportions. Materials and Structures/Materiaux et Constructions, 51(6), pp. 1–16, doi:10.1617/s11527-018-1291-z.

Githachuri, K. & Alexander, M. G. (2013). Durability performance potential and strength of blended Portland limestone cement concrete. Cement and Concrete Composites, 39, pp. 115–121, doi:10.1016/j.cemconcomp.2013.03.027.

Grdić, Z. (2011). Tehnologija betona. Gradjvinsko arhitektonski fakultet Niš.

Gribniak, V., Kaklauskas, G. & Bacinskas, D. (2008). Shrinkage in reinforced concrete structures: A computational aspect. Journal of Civil Engineering and Management, 14(1), pp. 49–60, doi:10.3846/1392-3730.2008.14.49-60.

Gruyaert, E. (2011). Effect of blast-furnace slag as cement replacement on hydration, microstructure, strength and durability of concrete. Ghent University, Faculty of Engineering and Architecture, pp. 345, Doctoral dissertation.

Guemmadi, Z., Resheidat, M., Chabil, H. & Toumi, B. (2009). Modeling the influence of limestone filler on concrete: A novel approach for strength and cost. Jordan Journal of Civil Engineering, 3(2), pp. 158–171.

Guiglia, M. & Taliano, M. (2013). Comparison of carbonation depths measured on in-field exposed existing r. c. structures with predictions made using fib -Model Code 2010. Cement and Concrete Composites, 38, pp. 92–108, doi:10.1016/j.cemconcomp.2013.03.014.

Habert, G., Arribe, D., Dehove, T., Espinasse, L. & Roy, R. Le (2012). Reducing environmental impact by increasing the strength of concrete: Quantification of the improvement to concrete bridges. Journal of Cleaner Production, 35, pp. 250–262, doi:10.1016/j.jclepro.2012.05.028.

Hafez, H., Kassim, D., Kurda, R., Silva, R. V. & de Brito, J. (2021). Assessing the sustainability potential of alkali-activated concrete from electric arc furnace slag using the ECO2 framework. Construction and Building Materials, 281, p. 122559, doi:10.1016/j.conbuildmat.2021.122559.

Hafez, H., Kurda, R., Al-Ayish, N., Garcia-Segura, T., Cheung, W. M. & Nagaratnam, B. (2021). A whole life cycle performance-based ECOnomic and ECOlogical assessment framework (ECO2) for concrete sustainability. Journal of Cleaner Production, 292(126060), doi:10.1016/j.jclepro.2021.126060.

Hansen, T. C. & Nielsen, E. C. (1965). Influence of aggregate properties on concrete shrinkage. Journal of American Concrete Institute, 62, pp. 783–794.

Hawkins, P., Tennis, P. & Detwiler, R. (2005). The Use of Limestone in Portland Cement : A State-of-the-Art Review. Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA, (EB227), p. 44.

Hossack, A. M. & Thomas, M. D. A. (2013). Durability of Concrete Produced with Portland Limestone Cement. In: 3rd Specialty Conference on Material Engineering & Applied Mechanics, Montreal, Quebec.

Hubler, M. H., Wendner, R. & Bažant, Z. (2015). Comprehensive Database for Concrete Creep and Shrinkage : Analysis and Recommendations for Testing and Recording. ACI Materials Journal, 112(4), pp. 547–558, doi:10.14359/51687452.

Hunkeler, F. & Lammar, F. (2012). Requirements for the carbonation resistance of concrete mixes, Forschungsauftrag AGB 2008/012 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB). German.

Hynard, C. (2021). Evaluating CEN/TS 12390-9 To Assess Concrete for UK Freeze-Thaw Exposure Conditions. University of Dundee, p. 322 ,Doctoral dissertation.

Ignjatović, I. (2013). GRANIČNA NOSIVOST ARMIRANOBETONSKIH GREDNIH NOSAČA OD BETONA SA RECIKLIRANIM AGREGATOM. Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, pp. 237, Doktorska disertacija.

Ipavec, A., Gabrovšek, R., Vuk, T., Kaučič, V., MačEk, J. & Meden, A. (2011). Carboaluminate phases formation during the hydration of calcite-containing Portland cement. Journal of the American Ceramic Society, 94(4), pp. 1238–1242, doi:10.1111/j.1551-2916.2010.04201.x.

Irassar, E. F., Bonavetti, V., Menéndez, G., Donza, H. & Cabrera, O. (2001). Mechanical Properties and Durability of Concrete Made With Portland Limestone Cement. International Syposium on the Sustainable Development and Concrete Technology, pp. 431–450, doi:10.14359/10798.

Jaccoud, J. P. & Favre, R. (1982). Fleche des structures en béton armé: Verification experimentale d'une methode de calcul. Technical report, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, Lausanne.

Jacobs, J.-P. (2017). EUROCODE 2 COMMENTARY. European Concrete Platform ASBL, Brussels.

Jin, W., Jiang, L., Han, L., Chen, L., Yan, X. & Chen, C. (2020). Influence of curing temperature on the mechanical properties and microstructure of limestone powder mass concrete. Structural Concrete, 22(S1), pp. E745–E755, doi:10.1002/suco.201900549.

Jin, W., Jiang, L., Han, L., Huang, H., Zhi, F., Yang, G., Niu, Y., Chen, L., Wang, L. & Chen, Z. (2022). Influence of curing temperature on freeze-thaw resistance of limestone powder hydraulic concrete. Case Studies in Construction Materials, 17(June), p. e01322, doi:10.1016/j.cscm.2022.e01322.

John, V. M., Damineli, B. L., Quattrone, M. & Pileggi, R. G. (2018). Fillers in cementitious materials — Experience, recent advances and future potential. Cement and Concrete Research, 114, pp. 65–78, doi:10.1016/j.cemconres.2017.09.013.

Josa, I., Tošic, N., Marinkovic, S., De La Fuente, A. & Aguado, A. (2021). Sustainability-oriented multi-criteria analysis of different continuous flight auger piles. Sustainability (MDPI), 13(7552), pp. 1–16, doi:10.3390/su13147552.

Joudi-Bahri, I., Lecomte, A., Ouezdou, M. Ben & Achour, T. (2012). Use of limestone sands and fillers in concrete without superplasticizer. Cement and Concrete Composites, 34(6), pp. 771–780, doi:10.1016/j.cemconcomp.2012.02.010.

Kang, S. H., Jeong, Y., Tan, K. H. & Moon, J. (2018). The use of limestone to replace physical filler of quartz powder in UHPFRC. Cement and Concrete Composites, 94(April), pp. 238–247, doi:10.1016/j.cemconcomp.2018.09.013.

Kayyali, O. A. & Haque, M. N. (1995). The C1−/OH− ratio in chloride-contaminated concrete — a most important criterion. Magazine of Concrete Research, 47(172), pp. 235–242, doi:10.1680/macr.1995.47.172.235.

Khokhar, M., Rozière, E., Grondin, F., Loukili, A., Khokhar, M., Rozière, E., Grondin, F. & Loukili, A. (2007). Effect of Mineral Additives on Some of Durability Parameters of Concrete. In: 2nd

International Conference on Advances in Cement Based Materials and its Application to Civil Infrastructure. pp. 1–10.

Kim, Y. J., van Leeuwen, R., Cho, B. Y., Sriraman, V. & Torres, A. (2018). Evaluation of the efficiency of limestone powder in concrete and the effects on the environment. Sustainability (Switzerland), 10(2), pp. 1–24, doi:10.3390/su10020550.

Kottegoda, N. T. & Rosso, R. (2008). Applied Statistics for Civil and Environmental Engineers. 2nd ed. Oxford, UK: Blackwell Publishing.

Kuosa, H., Vesikari, E., Holt, E. & Leivo, M. (2008). Field and Laboratory Testing and Service Life Modelling in Finland. In: Nordic Exposure Sites: Input to Revisions of EN206-1. Workshop Proceeding from a Nordic Miniseminar, Hirtshals – Denmark. pp. 181–208.

Kurda, R., de Brito, J. & Silvestre, J. D. (2019). CONCRETop - A multi-criteria decision method for concrete optimization. Environmental Impact Assessment Review, 74(August 2018), pp. 73–85, doi:10.1016/j.eiar.2018.10.006.

Kurda, R., de Brito, J. & Silvestre, J. D. (2020). A comparative study of the mechanical and life cycle assessment of high-content fly ash and recycled aggregates concrete. Journal of Building Engineering, 29(October 2019), doi:10.1016/j.jobe.2020.101173.

Kwan, A. K. H., Chen, J. J. & Jiang, Y. (2015). Adding limestone fines as cement paste replacement to reduce shrinkage of concrete. Magazine of Concrete Research, 65(15), pp. 942–950, doi:10.1680/macr.13.00028.

Leemann, A. & Moro, F. (2016). Carbonation of concrete: the role of CO2 concentration, relative humidity and CO2 buffer capacity. Materials and Structures, 50(30), doi:https://doi.org/10.1617/s11527-016-0917-2.

Leemann, A., Nygaard, P., Kaufmann, J. & Loser, R. (2015). Relation between carbonation resistance, mix design and exposure of mortar and concrete. Cement and Concrete Composites, 62, pp. 33–43, doi:10.1016/j.cemconcomp.2015.04.020.

Li, L. G. & Kwan, A. K. H. (2015). Adding limestone fines as cementitious paste replacement to improve tensile strength, stiffness and durability of concrete. Cement and Concrete Composites, 60, pp. 17–24, doi:10.1016/j.cemconcomp.2015.02.006.

Lollini, F. & Redaelli, E. (2021). Carbonation of blended cement concretes after 12 years of natural exposure. Construction and Building Materials, 276, p. 122122, doi:10.1016/j.conbuildmat.2020.122122.

Lollini, F., Redaelli, E. & Bertolini, L. (2014). Effects of portland cement replacement with limestone on the properties of hardened concrete. Cement and Concrete Composites, 46, pp. 32–40, doi:10.1016/j.cemconcomp.2013.10.016.

Lundgren, M. (2004). Limestone Filler as Addition in Cement Mortars: Influence on the Early-Age Strength Development at Low Temperature. Nordic Concrete Research, (31), pp. 50–63.

Madhkhan, M., Azizkhani, R. & Harchegani, M. E. T. (2012). Effects of pozzolans together with steel and polypropylene fibers on mechanical properties of RCC pavements. Construction and Building Materials, 26(1), pp. 102–112, doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.05.009.

Malešev, M., Radonjanin, V. & Muravljov, M. (2004). Analiza zavisnosti između čvrstoće betona pri pritisku i vodocementnog faktora. Materijali i konstrukcije, 47(1–2), pp. 63–74.

Mardani-Aghabaglou, A., Andiç-Çakir, Ö. & Ramyar, K. (2013). Freeze – thaw resistance and transport properties of high-volume fly ash roller compacted concrete designed by maximum

density method. Cement and Concrete Composites, 37, pp. 259–266, doi:10.1016/j.cemconcomp.2013.01.009.

Mardani-Aghabaglou, A. & Ramyar, K. (2013). Mechanical properties of high-volume fly ash roller compacted concrete designed by maximum density method. Construction and Building Materials, 38, pp. 356–364, doi:10.1016/j.conbuildmat.2012.07.109.

Marí, A., Torres, L., Oller, E. & Barris, C. (2019). Performance-based slenderness limits for deformations and crack control of reinforced concrete flexural members. Engineering Structures, 187(March), pp. 267–279, doi:10.1016/j.engstruct.2019.02.045.

Marinković, M., Radović, A. & Carević, V. (2023). Carbonation of limestone powder concrete: State-of-the-art overview. Gradjevinski materijali i konstrukcije, 66(2), pp. 127–139, doi:10.5937/grmk2300005m.

Marinković, S., Radonjanin, V., Malešev, M. & Ignjatović, I. (2010). Comparative environmental assessment of natural and recycled aggregate concrete. Waste Management, 30(11), pp. 2255–2264, doi:10.1016/j.wasman.2010.04.012.

Marinković, Snežana, Carević, V. & Dragaš, J. (2021). The role of service life in Life Cycle Assessment of concrete structures. Journal of Cleaner Production, 290(125610), doi:10.1016/j.jclepro.2020.125610.

Marinković, Snežana, Dragaš, J., Ignjatović, I. & Tošić, N. (2017). Environmental assessment of green concretes for structural use. Journal of Cleaner Production, 154, doi:10.1016/j.jclepro.2017.04.015.

Marinković, Snežana & Pecić, N. (2018). Teorija betonskih konstrukcija. Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu.

Marques, P. F., Chastre, C. & Nunes, Â. (2013). Carbonation service life modelling of RC structures for concrete with Portland and blended cements. Cement and Concrete Composites, 37, pp. 171–184, doi:10.1016/j.cemconcomp.2012.10.007.

Mayra T. de Grazia, M. T., Sanchez, L. F. M., Romano, R. C. O. & Pileggi, R. G. (2019). Investigation of the use of continuous particle packing models (PPMs) on the fresh and hardened properties of low-cement concrete (LCC) systems. Construction and Building Materials, 195, pp. 524–536, doi:10.1016/j.conbuildmat.2018.11.051.

McCaffrey, R. (2019). The global cement industry in 2050. Global Cement Magazine, (May), pp. 10–18.

Mcnally, C. & Sheils, E. (2012). Probability-based assessment of the durability characteristics of concretes manufactured using CEM II and GGBS binders. Construction and Building Materials, 30, pp. 22–29, doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.11.029.

Meddah, M. S., Lmbachiya, M. C. & Dhir, R. K. (2014). Potential use of binary and composite limestone cements in concrete production. Construction and Building Materials, 58, pp. 193–205, doi:10.1016/j.conbuildmat.2013.12.012.

Miller, S. A., Horvath, A. & Monteiro, P. J. M. (2016). Readily implementable techniques can cut annual CO2 emissions from the production of concrete by over 20%. Environmental Research Letters, 11(7), doi:10.1088/1748-9326/11/7/074029.

Moon, G. D., Oh, S., Jung, S. H. & Choi, Y. C. (2017). Effects of the fineness of limestone powder and cement on the hydration and strength development of PLC concrete. Construction and Building Materials, 135, pp. 129–136, doi:10.1016/j.conbuildmat.2016.12.189.

Mueller, H. S., Haist, M., Moffatt, J. S. & Vogel, M. (2017). Design, Material Properties and Structural Performance of Sustainable Concrete. Procedia Engineering, 171, pp. 22–32, doi:10.1016/j.proeng.2017.01.306.

Müller, C. & Lang, E. (2006). Durability of concrete made with Portland-limestone and Portland-composite cements CEM II-M (S-LL). Concrete Technology Reports 2004-2006, pp. 1–25.

Müller, C., Severins, K. & Hauer, B. (2009). New findings concerning the performance of cements containing limestone , granulated blastfurnace slag and fly ash as main constituents. Concrete Technology Reports 2007 – 2009, pp. 71–92.

Müller, H. S., Anders, I., Breiner, R. & Vogel, M. (2013). Concrete: Treatment of types and properties in fib Model Code 2010. Structural Concrete, 14(4), pp. 320–334, doi:10.1002/suco.201200048.

Müller, H. S., Haist, M. & Vogel, M. (2014). Assessment of the sustainability potential of concrete and concrete structures considering their environmental impact, performance and lifetime. Construction and Building Materials, 67(PART C), pp. 321–337, doi:10.1016/j.conbuildmat.2014.01.039.

Muller, H. S. & Hilsdorf, H. K. (1990). General Task Group 9," CEB Comité Euro-International du Béton, Paris.

Muravljov, M., Zakić, D. & Radević, A. (2022). Tehnologija betona: teorija i praksa. Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu.

Neufert, W., Reuken, I., Müller, C., Palm, S., Graubner, C. A., Proske, T. & Rezvani, M. (2018). Performance of clinker-efficient cements containing granulated blastfurnace slag and limestone. Cement International, 16(3), pp. 58–66.

Neufert, Winfried, Reuken, I., Weber, G., Müller, C., Palm, S., Severins, K., Graubner, C. A., Proske, T., Hainer, S. & Rezvani, M. (2014). Reduzierung der Umweltwirkung der Betonbauweise durch neuartige Zemente und daraus hergestellter Betone unter Verwendung hinreichend verfügbarer Ausgangsstoffe. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben, pp. 1-87 (in German).

Neves, R., Sena da Fonseca, B., Branco, F., de Brito, J., Castela, A. & Montemor, M. F. (2015). Assessing concrete carbonation resistance through air permeability measurements. Construction and Building Materials, 82, pp. 304–309, doi:10.1016/j.conbuildmat.2015.02.075.

Neville, A. M. (1981). Properties of Concrete. Longman Scientific & Technical, Pitman Publishing, London.

NT Build 443 (1995). CONCRETE, HARDENED: ACCELERATED CHLORIDE PENETRATION. Espoo, Finland: NORDTEST, pp. 1–5.

NT Build 492 (1999). Concrete, Mortar and Cement-Based Repair Materials : Chloride migration coefficient from non-steady-state migration experiments. Espoo, Finland: NORDTEST.

Al Numan, B., Ahmed, F. & Hamad, K. (2018). Effect of Styrene Butadiene Rubber Latex on Mechanical Properties of Eco Concrete: Limestone Powder Concrete. ARO-The Scientific Journal of Koya University, 6(1), pp. 1–6, doi:10.14500/aro.10212.

Palm, S., Proske, T., Rezvani, M., Hainer, S., Müller, C. & Graubner, C. A. (2016). Cements with a high limestone content - Mechanical properties, durability and ecological characteristics of the

concrete. Construction and Building Materials, 119, pp. 308–318, doi:10.1016/j.conbuildmat.2016.05.009.

Panesar, D. K. & Zhang, R. (2020). Performance comparison of cement replacing materials in concrete: Limestone fillers and supplementary cementing materials – A review. Construction and Building Materials, 251, p. 118866, doi:10.1016/j.conbuildmat.2020.118866.

Papadakis, V G, Antiohos, S. & Tsimas, S. (2002). Supplementary cementing materials in concrete Part II : A fundamental estimation of the efficiency factor. Cement and Concrete Research, 32, pp. 1533–1538.

Papadakis, V G & Tsimas, S. (2002). Supplementary cementing materials in concrete Part I: efficiency and design. Cement and Concrete Research, 32, pp. 1525–1532, doi:10.1201/b14493.

Papadakis, Vagelis G. (2000). Effect of supplementary cementing materials on concrete resistance against carbonation and chloride ingress. Cement and Concrete Research, 30(2), pp. 291–299, doi:10.1016/S0008-8846(99)00249-5.

Pecić, N. (2012). Unapređenje metodologije kontrole ugiba armiranobetonskih konstrukcija. Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, pp. 228, Doktorska disertacija.

Pillai, R. G., Gettu, R., Santhanam, M., Rengaraju, S., Dhandapani, Y., Rathnarajan, S. & Basavaraj, A. S. (2019). Service life and life cycle assessment of reinforced concrete systems with limestone calcined clay cement (LC3). Cement and Concrete Research, 118(February), pp. 111–119, doi:10.1016/j.cemconres.2018.11.019.

Poudyal, L., Adhikari, K. & Won, M. (2021). Mechanical and durability properties of Portland Limestone Cement (PLC) Incorporated with Nano Calcium Carbonate (CaCO3) Lochana. Materials (MDPI), 14, doi:doi.org/10.3390/ma14040905.

Pradhan, S., Kumar, S. & Barai, S. V. (2017). Recycled aggregate concrete: Particle Packing Method (PPM) of mix design approach. Construction and Building Materials, 152, pp. 269–284, doi:10.1016/j.conbuildmat.2017.06.171.

Proske, T., Hainer, S., Rezvani, M. & Graubner, C. A. (2017). Eco-Friendly Concretes With Reduced Water and Cement Content: Mix Design Principles and Experimental Tests. Handbook of Low Carbon Concrete, pp. 63–87, doi:10.1016/B978-0-12-804524-4.00004-X.

Proske, Tilo, Hainer, S., Rezvani, M. & Graubner, C.-A. A. (2014). Eco-friendly concretes with reduced water and cement content – Mix design principles and application in practice. Construction and Building Materials, 67, pp. 413–421, doi:10.1016/j.conbuildmat.2013.12.066.

Proske, Tilo, Hainer, S., Rezvani, M. & Graubner, C. A. (2013). Eco-friendly concretes with reduced water and cement contents - Mix design principles and laboratory tests. Cement and Concrete Research, 51, pp. 38–46, doi:10.1016/j.cemconres.2013.04.011.

Proske, Tilo, Rezvani, M., Hainer, S. & Graubner, C. (2013). Highly workable eco-friendly concretes - influence of the constituents on the rheological properties. Proceedings of the 7th RILEM conference on self-compacting concrete and 1st international RILEM conference on rheology and processing of construction materials. Paris, pp. 373–380.

Proske, Tilo, Rezvani, M., Hainer, S. & Graubner, C. (2014). Limestone-Rich Cements for Sustainable Concrete Structures – Mechanical Properties. In: Proceedings of International Symposium on Eco-Crete, Reykjavik, Island. pp. 1–8.

Proske, Tilo, Rezvani, M., Palm, S., Müller, C. & Graubner, C. A. (2018). Concretes made of efficient multi-composite cements with slag and limestone. Cement and Concrete Composites, 89, pp. 107–119, doi:10.1016/j.cemconcomp.2018.02.012.

Rabehi, M., Mezghiche, B. & Guettala, S. (2013). Correlation between initial absorption of the cover concrete , the compressive strength and carbonation depth. Construction and Building Materials, 45, pp. 123–129, doi:10.1016/j.conbuildmat.2013.03.074.

Radović, A., Carević, V., Marinković, S., Plavšić, J. & Tešić, K. (2024). Prediction model for calculation of the limestone powder concrete carbonation depth. Journal of Building Engineering, 86(June), p. 108776, doi:10.1016/j.jobe.2024.108776.

Radović, A., Carević, V., Radević, A., Stupar, B. & Veličkov, D. (2024). Influence of curing period on some mechanical and durability-related properties of limestone powder concrete. Building Materials and Structures, 67(3), p. 2400007R, doi:10.5937/GRMK2400007R.

Radović, A., Hafez, H., Tošić, N., Marinković, S. & de la Fuente, A. (2022). ECO2 framework assessment of limestone powder concrete slabs and columns. Journal of Building Engineering, 57(October), p. 104928, doi:10.1016/j.jobe.2022.104928.

Radović, A., Marinković, S. & Savić, A. (2021). Compressive strength of green concrete with low cement and high filler content. Building Materials and Structures, 64(2), pp. 93–108, doi:10.5937/grmk2102093r.

Ramezanianpour, A. A., Ghiasvand, E., Nickseresht, I., Mahdikhani, M. & Moodi, F. (2009). Influence of various amounts of limestone powder on performance of Portland limestone cement concretes. Cement and Concrete Composites, 31(10), pp. 715–720, doi:10.1016/j.cemconcomp.2009.08.003.

Reddy, M. S., Dinakar, P. & Rao, B. H. (2018). Mix design development of fly ash and ground granulated blast furnace slag based geopolymer concrete. Journal of Building Engineering, 20(February), pp. 712–722, doi:10.1016/j.jobe.2018.09.010.

Rezvani, M. & Proske, T. (2017). Influence of chemical-mineralogical properties of limestone on the shrinkage behaviour of cement paste and concrete made of limestone-rich cements. Construction and Building Materials, 157, pp. 818–828, doi:10.1016/j.conbuildmat.2017.09.101.

Rezvani, M., Proske, T. & Graubner, C. A. (2014). Shrinkage of Mortar Samples Made of Limestone-Rich Cements. ASCE, CONCREEP, 10, pp. 1476–1484.

Rezvani, M., Proske, T. & Graubner, C. A. (2019). Modelling the drying shrinkage of concrete made with limestone-rich cements. Cement and Concrete Research, 115(March 2018), pp. 160–175, doi:10.1016/j.cemconres.2018.09.003.

Rezvani, M., Proske, T., Hainer, S. & Graubner, C. (2014). RHEOLOGY OF ECO-FRIENDLY SELF-COMPACTING CONCRETES WITH LIMESTONE-RICH CEMENTS. In: Proceedings of International Symposium on Eco-Crete, Reykjavik, Island. p. 8.

Rezvani, M., Proske, T., Herget, C. & Graubner, C. (2018). Drying shrinkage behaviour of cement paste and concrete made with eco- friendly limestone-rich cements. ibausil conference.

Robalo, K., Soldado, E., Costa, H., do Carmo, R., Alves, H. & Júlio, E. (2021). Efficiency of cement content and of compactness on mechanical performance of low cement concrete designed with packing optimization. Construction and Building Materials, 266, p. 121077, doi:10.1016/j.conbuildmat.2020.121077.

Robalo, K., Soldado, E., Costa, H., Carvalho, L., do Carmo, R. & Júlio, E. (2020). Durability and time-dependent properties of low-cement concrete. Materials (MDPI), 13(3583), pp. 1–29, doi:10.3390/MA13163583.

Sakata, K. & Shimomura, T. (2004). Recent progress in research on and code evaluation of concrete creep and shrinkage in Japan. Journal of Advanced Concrete Technology, 2(2), pp. 133–140, doi:10.3151/jact.2.133.

Savić, A. (2015). ИСТРАЖИВАЊЕ СВОЈСТАВА СВЕЖЕГ И ОЧВРСЛОГ САМОЗБИЈАЈУЋЕГ БЕТОНА СА МИНЕРАЛНИМ ДОДАЦИМА НА БАЗИ ИНДУСТРИЈСКИХ НУСПРОДУКАТА. Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, pp. 300, Doktorska disertacija.

Sawyer, T. (2016). The use of limestone as an extender and its effect on concrete properties. Master thesis, (March 2016), doi:10.13140/RG.2.2.11222.34885.

Scrivener, K. L., John, V. M. & Gartner, E. M. (2018). Eco-efficient cements: Potential economically viable solutions for a low-CO2 cement-based materials industry. Cement and Concrete Research, 114(February), pp. 2–26, doi:10.1016/j.cemconres.2018.03.015.

Serres, N., Braymand, S. & Feugeas, F. (2016). Environmental evaluation of concrete made from recycled concrete aggregate implementing life cycle assessment. Journal of Building Engineering, 5, pp. 24–33, doi:10.1016/j.jobe.2015.11.004.

Shahroodi, A. (2010). Development of Test Methods for Assessment of Concrete Durability for Use in Performance-Based Specifications. Department of Civil Engineering, University of Toronto, pp. 279, Master thesis.

Shariq, M., Prasad, J. & Abbas, H. (2016). Creep and drying shrinkage of concrete containing GGBFS. Cement and Concrete Composites, 68, pp. 35–45, doi:10.1016/j.cemconcomp.2016.02.004.

da Silva, P. R. & de Brito, J. (2015). Experimental study of the porosity and microstructure of self-compacting concrete (SCC) with binary and ternary mixes of fly ash and limestone filler. Construction and Building Materials, 86, pp. 101–112, doi:10.1016/j.conbuildmat.2015.03.110.

da Silva, P. R. & de Brito, J. (2016). Experimental study of the mechanical properties and shrinkage of self-compacting concrete with binary and ternary mixes of fly ash and limestone filler. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 21(4), pp. 430–453, doi:10.1080/19648189.2015.1131200.

SRPS B.B2.01 (1986). Separisani agregat (granulat) za beton - Tehnički uslovi. Institut za standardizaciju Srbije.

SRPS B.B3.100 (1983). Kameni agregat - Frakcionisani kameni agregat za beton i asfalt - Osnovni uslov kvaliteta. Institut za standardizaciju Srbije.

SRPS U.M1.032 (1981). Beton - Merenje temperature svežeg betona. Institut za standardizaciju Srbije.

SRPS U.M1.206 (2023). Beton - Smernice i pravila za primenu nacionalnih tehničkih zahteva za proizvodnju betona koji se ugrađuje u betonske, armiranobetonske i prethodno napregnute konstrukcije. Institut za standardizaciju Srbije.

Stefanie von Greve-Dierfeld, S. & Gehlen, C. (2016). Performance-based durability design, carbonation part 2 – Classification of concrete. Structural Concrete, 17(4), pp. 523–532.

Steiner, S., Proske, T., Winnefeld, F. & Lothenbach, B. (2022). Effect of limestone fillers on CO2 and water vapour diffusion in carbonated concrete. Cement, 8(April), p. 100027, doi:10.1016/j.cement.2022.100027.

Sun, J. & Chen, Z. (2018). Influences of limestone powder on the resistance of concretes to the chloride ion penetration and sulfate attack. Powder Technology, 338, pp. 725–733, doi:10.1016/j.powtec.2018.07.041.

Sun, M., Visintin, P. & Bennett, T. (2023). Basic and drying creep of ultra-high performance concrete. Australian Journal of Civil Engineering, 23(1), pp. 10–20, doi:https://doi.org/10.1080/14488353.2023.2197274.

Tennis, P. D., Thomas, M. D. A. & Weiss, W. J. (2011). State-of-the-Art Report on Use of Limestone in Cements at Levels of up to 15 %. Portland Cement Association, PCA R&D SN, p. 78.

Tešić, K., Marinković, S. & Savić, A. (2021). Influence of cement replacement with limestone filler on the properties of concrete. Building Materials and Structures, 64(3), pp. 165–170, doi:10.5937/grmk2103165t.

Thiery, M., Villain, G., Dangla, P. & Platret, G. (2007). Investigation of the carbonation front shape on cementitious materials: Effects of the chemical kinetics. Cement and Concrete Research, 37(7), pp. 1047–1058, doi:10.1016/j.cemconres.2007.04.002.

Thongsanitgarn, P., Wongkeo, W., Sinthupinyo, S. & Chaipanich, A. (2011). Effect of limestone powders on compressive strength and setting time of Portland-limestone cement pastes. In: TIChE International Conference 2011, Songkhla THAILAND. pp. 1–4.

Tošić, N. (2017). BEHAVIOUR OF REINFORCED CONCRETE BEAMS MADE WITH RECYCLED AND WASTE MATERIALS UNDER LONG-TERM LOADING. Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, pp. 641, Doctoral dissertation.

Tošić, N., Marinković, S., Dašić, T. & Stanić, M. (2015). Multicriteria optimization of natural and recycled aggregate concrete for structural use. Journal of Cleaner Production, 87, pp. 766–776, doi:10.1016/j.jclepro.2014.10.070.

Vogt, C. (2010). Ultrafine particles in concrete - Influence of ultrafine particles on concrete properties and application to concrete mix design. School of Architecture and the Built Environment Division of Concrete Structures, pp. 177, Doctoral dissertation.

Wang, D., Shi, C., Farzadnia, N., Shi, Z. & Jia, H. (2018). A review on effects of limestone powder on the properties of concrete. Construction and Building Materials, 192, pp. 153–166, doi:10.1016/j.conbuildmat.2018.10.119.

Wang, Q., Yang, J. & Chen, H. (2017). Long-term properties of concrete containing limestone powder. Materials and Structures, 50(3), doi:10.1617/s11527-017-1040-8.

Wang, X. Y. (2018). Analysis of hydration and strength optimization of cement-fly ash-limestone ternary blended concrete. Construction and Building Materials, 166, pp. 130–140, doi:10.1016/j.conbuildmat.2018.01.058.

Wang, X. Y. (2019). Analysis of Hydration and Optimal Strength Combinations of Cement-Limestone-Metakaolin Ternary Composite. Advances in Materials Science and Engineering, 2019, p. 13, doi:10.1155/2019/8361810.

Wang, X. Y. (2020). Optimal mix design of low-CO2 blended concrete with limestone powder. Construction and Building Materials, 263, p. 121006, doi:10.1016/j.conbuildmat.2020.121006.

Wang, X. Y. & Luan, Y. (2018). Modeling of Hydration, Strength Development, and Optimum Combinations of Cement-Slag-Limestone Ternary Concrete. International Journal of Concrete Structures and Materials, doi:10.1186/s40069-018-0241-z.

Wang, X. Y., Wang, Y. S., Lin, R. S., Cho, H. K. & Min, T. B. (2022). Energy Optimization Design of Limestone Hybrid Concrete in Consideration of Stress Levels and Carbonation Resistance. Buildings, 12(3), doi:10.3390/buildings12030342.

WBCSD Cement Sustainability Initiative (2018). GNR Project Reporting CO2. World Business Council for Sustainable Development.

Woodson, R. D. (2009). Concrete Structures: Protection, repair and rehabilitation. Elsevier Inc., doi:10.1016/b978-1-85617-549-4.00003-4.

Working group UNEP-SBCI (2015). Eco-efficient cements: Potential economically viable solutions for a low-CO2 cement-based materials industry. United Nations Environment Program - Sustainable Building and Climate Initiative, pp. 1–64.

Wu, L., Farzadnia, N., Shi, C., Zhang, Z. & Wang, H. (2017). Autogenous shrinkage of high performance concrete : A review. Construction and Building Materials, 149, pp. 62–75, doi:10.1016/j.conbuildmat.2017.05.064.

Xu, G. & Shi, X. (2018). Characteristics and applications of fly ash as a sustainable construction material: A state-of-the-art review. Resources, Conservation and Recycling, 136(August 2017), pp. 95–109, doi:10.1016/j.resconrec.2018.04.010.

Yeh, I. C. (2007). Computer-aided design for optimum concrete mixtures. Cement and Concrete Composites, 29(3), pp. 193–202, doi:10.1016/j.cemconcomp.2006.11.001.

Younsi, A., Turcry, P., Aït-Mokhtar, A. & Staquet, S. (2013). Accelerated carbonation of concrete with high content of mineral additions: Effect of interactions between hydration and drying. Cement and Concrete Research, 43(1), pp. 25–33, doi:10.1016/j.cemconres.2012.10.008.

Yousuf, S., Sanchez, L. F. M. & Shammeh, S. A. (2019). The use of particle packing models (PPMs) to design structural low cement concrete as an alternative for construction industry. Journal of Building Engineering, 25(May), p. 100815, doi:10.1016/j.jobe.2019.100815.

Zakić, D., Savić, A., Radević, A. & Aškrabić, M. (2016). Praktikum za vežbe i repetitorijum iz građevinskih materijala 2. Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu.

Zhang, K., Zhang, K., Bao, R. & Liu, X. (2023). A framework for predicting the carbonation depth of concrete incorporating fly ash based on a least squares support vector machine and metaheuristic algorithms. Journal of Building Engineering, 65(September 2022), p. 105772, doi:10.1016/j.jobe.2022.105772.

Zhang, M. H., Tam, C. T. & Leow, M. P. (2003). Effect of water-to-cementitious materials ratio and silica fume on the autogenous shrinkage of concrete. Cement and Concrete Research, 33, pp. 1687–1694, doi:10.1016/S0008-8846(03)00149-2.

Zhang, Z., Wang, Q. & Chen, H. (2016). Properties of high-volume limestone powder concrete under standard curing and steam-curing conditions. Powder Technology, 301, pp. 16–25, doi:10.1016/j.powtec.2016.05.054.

PRILOG 1: RECEPTURE BETONSKIH MEŠAVINA

Tabela P1.1 Recepture ispitanih betonskih mešavina

Oznaka mešavine	m_c [kN/m³]	m_{KB} [kN/m³]	m_w [kN/m³]	w/c [–]	w/p [–]	d_{50} [μm]	SP [%]
REF-1	330	0	155	0.47	0.47	11.1	3.3
REF-2	330	0	157	0.48	0.48	11.1	3.3
REF-3	330	0	169	0.51	0.51	11.1	2.3
REF-4	330	0	169	0.51	0.51	11.1	3.3
REF-5	330	0	169	0.51	0.51	11.1	3.3
REF-6	330	0	169	0.51	0.51	11.1	2.3
REF-7	330	0	169	0.51	0.51	11.1	2.3
REF-8	330	0	177	0.54	0.54	11.1	1.65
REF-9	330	0	190	0.58	0.58	11.1	0
REF-10	330	0	214	0.65	0.65	11.1	0
REF-11	330	0	233	0.71	0.71	11.1	0
K1-30-1	230	100	124	0.54	0.38	2.8	6.6
K1-30-2	230	100	134	0.58	0.41	2.8	3.3
K1-30-3	230	100	144	0.63	0.44	2.8	3.3
K1-30-4	230	100	163	0.71	0.49	2.8	0
K1-30-5	230	200	97	0.42	0.23	2.8	8.6
K1-30-6	230	200	110	0.48	0.26	2.8	8.6
K1-30-7	230	200	124	0.54	0.29	2.8	8.6
K1-30-8	230	200	124	0.54	0.29	2.8	6.45
K1-30-9	230	200	124	0.54	0.29	2.8	4.3
K1-30-10	230	200	134	0.58	0.31	2.8	8.6
K1-30-11	230	200	143	0.62	0.33	2.8	8.6
K1-30-12	230	200	143	0.62	0.33	2.8	6.45
K1-30-13	230	200	163	0.71	0.38	2.8	4.3
K1-30-14	230	150	124	0.54	0.33	2.8	7.6
K1-30-15	230	150	134	0.58	0.35	2.8	7.6
K1-30-16	230	150	143	0.62	0.38	2.8	7.6
K1-30-17	230	150	163	0.71	0.43	2.8	3.8
K2-30-1	230	200	124	0.54	0.29	5.3	8.6
K2-30-2	230	200	134	0.58	0.31	5.3	8.6
K2-30-3	230	200	143	0.62	0.33	5.3	8.6
K2-30-4	230	200	143	0.62	0.33	5.3	6.45
K2-30-5	230	200	163	0.71	0.38	5.3	4.3
K2-30-6	230	150	124	0.54	0.33	5.3	7.6
K2-30-7	230	150	134	0.58	0.35	5.3	7.6
K2-30-8	230	150	143	0.62	0.38	5.3	7.6
K2-30-9	230	150	163	0.71	0.43	5.3	3.8

Tabela P1.1 Recepture ispitanih betonskih mešavina (nastavak)

Oznaka mešavine	m_c [kN/m³]	m_{KB} [kN/m³]	m_w [kN/m³]	w/c [–]	w/p [–]	d_{50} [μm]	SP [%]
K3-30-1	230	200	124	0.54	0.29	11.7	8.6
K3-30-2	230	200	134	0.58	0.31	11.7	8.6
K3-30-3	230	200	143	0.62	0.33	11.7	6.45
K3-30-4	230	200	143	0.62	0.33	11.7	8.6
K3-30-5	230	200	163	0.71	0.38	11.7	4.3
K3-30-6	230	150	124	0.54	0.33	11.7	7.6
K3-30-7	230	150	134	0.58	0.35	11.7	7.6
K3-30-8	230	150	143	0.62	0.38	11.7	7.6
K3-30-9	230	150	163	0.71	0.43	11.7	3.8
K4-30-1	230	100	124	0.54	0.38	42.7	6.6
K4-30-2	230	200	124	0.54	0.29	42.7	8.6
K4-30-3	230	200	134	0.58	0.31	42.7	8.6
K4-30-4	230	200	143	0.62	0.33	42.7	4.3
K4-30-5	230	200	163	0.71	0.38	42.7	4.3
K4-30-6	230	150	124	0.54	0.33	42.7	7.6
K4-30-7	230	150	134	0.58	0.35	42.7	7.6
K4-30-8	230	150	143	0.62	0.38	42.7	3.8
K4-30-9	230	150	163	0.71	0.43	42.7	3.8
K1-45-1	180	150	97	0.54	0.29	2.8	6.6
K1-45-2	180	150	105	0.58	0.32	2.8	6.6
K1-45-3	180	150	112	0.62	0.34	2.8	6.6
K1-45-4	180	150	127	0.71	0.38	2.8	6.6
K1-45-5	180	150	127	0.71	0.38	2.8	3.3
K1-45-6	180	150	127	0.71	0.38	2.8	3.3
K1-45-7	180	250	92	0.51	0.21	2.8	8.6
K1-45-8	180	250	97	0.54	0.23	2.8	8.6
K1-45-9	180	250	105	0.58	0.24	2.8	8.6
K1-45-10	180	250	112	0.62	0.26	2.8	8.6
K1-45-11	180	250	117	0.65	0.27	2.8	8.6
K1-45-12	180	250	126	0.70	0.29	2.8	8.6
K1-45-13	180	250	126	0.70	0.29	2.8	8.6
K1-45-14	180	250	126	0.70	0.29	2.8	8.6
K1-45-15	180	250	126	0.70	0.29	2.8	8.6
K1-45-16	180	250	126	0.70	0.29	2.8	6.9
K1-45-17	180	250	126	0.70	0.29	2.8	8.6
K1-45-18	180	250	127	0.71	0.30	2.8	8.6
K1-45-19	180	200	97	0.54	0.26	2.8	7.6
K1-45-20	180	200	105	0.58	0.28	2.8	7.6
K1-45-21	180	200	112	0.62	0.29	2.8	7.6
K1-45-22	180	200	127	0.71	0.33	2.8	7.6

Tabela P1.1 Recepture ispitanih betonskih mešavina (nastavak)

Oznaka mešavine	m_c [kN/m³]	m_{KB} [kN/m³]	m_w [kN/m³]	w/c [–]	w/p [–]	d_{50} [μm]	SP [%]
K2-45-1	180	250	97	0.54	0.23	5.3	8.6
K2-45-2	180	250	105	0.58	0.24	5.3	8.6
K2-45-3	180	250	112	0.62	0.26	5.3	8.6
K2-45-4	180	250	126	0.70	0.29	5.3	8.6
K2-45-5	180	250	127	0.71	0.30	5.3	8.6
K2-45-6	180	200	97	0.54	0.26	5.3	7.6
K2-45-7	180	200	105	0.58	0.28	5.3	7.6
K2-45-8	180	200	112	0.62	0.29	5.3	7.6
K2-45-9	180	200	127	0.71	0.33	5.3	7.6
K3-45-1	180	250	97	0.54	0.23	11.7	8.6
K3-45-2	180	250	105	0.58	0.24	11.7	8.6
K3-45-3	180	250	112	0.62	0.26	11.7	8.6
K3-45-4	180	250	117	0.65	0.27	11.7	8.6
K3-45-5	180	250	126	0.70	0.29	11.1	8.6
K3-45-6	180	250	126	0.70	0.29	11.7	8.6
K3-45-7	180	250	126	0.70	0.29	11.7	8.6
K3-45-8	180	250	126	0.70	0.29	11.7	6.9
K3-45-9	180	250	126	0.70	0.29	11.7	8.6
K3-45-10	180	250	127	0.71	0.30	11.7	8.6
K3-45-11	180	200	97	0.54	0.26	11.7	7.6
K3-45-12	180	200	105	0.58	0.28	11.7	7.6
K3-45-13	180	200	112	0.62	0.29	11.7	7.6
K3-45-14	180	200	127	0.71	0.33	11.7	7.6
K4-45-1	180	150	97	0.54	0.29	42.7	6.6
K4-45-2	180	150	127	0.71	0.38	42.7	6.6
K4-45-3	180	250	97	0.54	0.23	42.7	8.6
K4-45-4	180	250	105	0.58	0.24	42.7	8.6
K4-45-5	180	250	112	0.62	0.26	42.7	8.6
K4-45-6	180	250	112	0.62	0.26	42.7	8.6
K4-45-7	180	250	127	0.71	0.30	42.7	8.6
K4-45-8	180	200	97	0.54	0.26	42.7	7.6
K4-45-9	180	200	105	0.58	0.28	42.7	7.6
K4-45-10	180	200	112	0.62	0.29	42.7	7.6
K4-45-11	180	200	127	0.71	0.33	42.7	7.6

Tabela P1.1 Recepture ispitanih betonskih mešavina (nastavak)

Oznaka mešavine	m_c [kN/m³]	m_{KB} [kN/m³]	m_w [kN/m³]	w/c [–]	w/p [–]	d_{50} [μm]	SP [%]
K1-55-1	150	280	98	0.65	0.23	2.8	8.6
K1-55-2	150	280	106	0.71	0.25	2.8	8.6
K1-55-3	150	280	112	0.75	0.26	2.8	8.6
K1-55-4	150	280	112	0.75	0.26	2.8	8.6
K1-55-5	150	280	115	0.77	0.27	2.8	8.6
K1-55-6	150	280	118	0.79	0.27	2.8	8.6
K1-55-7	150	230	98	0.65	0.26	2.8	7.6
K1-55-8	150	230	106	0.71	0.28	2.8	7.6
K1-55-9	150	230	112	0.75	0.29	2.8	7.6
K1-55-10	150	230	118	0.79	0.31	2.8	7.6
K2-55-1	150	280	98	0.65	0.23	5.3	8.6
K2-55-2	150	280	106	0.71	0.25	5.3	8.6
K2-55-3	150	280	112	0.75	0.26	5.3	8.6
K2-55-4	150	280	112	0.75	0.26	5.3	8.6
K2-55-5	150	280	118	0.79	0.27	5.3	8.6
K2-55-6	150	230	98	0.65	0.26	5.3	7.6
K2-55-7	150	230	106	0.71	0.28	5.3	7.6
K2-55-8	150	230	112	0.75	0.29	5.3	7.6
K2-55-9	150	230	118	0.79	0.31	5.3	7.6
K3-55-1	150	280	98	0.65	0.23	11.7	8.6
K3-55-2	150	280	106	0.71	0.25	11.7	8.6
K3-55-3	150	280	112	0.75	0.26	11.7	8.6
K3-55-4	150	280	112	0.75	0.26	11.7	8.6
K3-55-5	150	280	118	0.79	0.27	11.7	8.6
K3-55-6	150	280	118	0.79	0.27	11.7	7.6
K3-55-7	150	230	98	0.65	0.26	11.7	7.6
K3-55-8	150	230	106	0.71	0.28	11.7	7.6
K3-55-9	150	230	112	0.75	0.29	11.7	7.6
K3-55-10	150	230	118	0.79	0.31	11.7	7.6
K4-55-1	150	280	98	0.65	0.23	42.7	8.6
K4-55-2	150	280	106	0.71	0.25	42.7	8.6
K4-55-3	150	280	112	0.75	0.26	42.7	8.6
K4-55-4	150	280	118	0.79	0.27	42.7	8.6
K4-55-5	150	230	98	0.65	0.26	42.7	7.6
K4-55-6	150	230	106	0.71	0.28	42.7	7.6
K4-55-7	150	230	112	0.75	0.29	42.7	7.6
K4-55-8	150	230	118	0.79	0.31	42.7	7.6

Tabela P1.1 Recepture ispitanih betonskih mešavina (nastavak)

Oznaka mešavine	m_c [kN/m³]	m_{KB} [kN/m³]	m_w [kN/m³]	w/c [–]	w/p [–]	d_{50} [μm]	SP [%]
K1-65-1	120	310	96	0.80	0.22	2.8	8.6
K1-65-2	120	310	106	0.88	0.25	2.8	8.6
K1-65-3	120	310	112	0.93	0.26	2.8	8.6
K1-65-4	120	310	118	0.98	0.27	2.8	8.6
K1-65-5	120	260	96	0.80	0.25	2.8	7.6
K1-65-6	120	260	106	0.88	0.28	2.8	7.6
K1-65-7	120	260	112	0.93	0.29	2.8	7.6
K1-65-8	120	260	118	0.98	0.31	2.8	7.6
K2-65-1	120	310	96	0.80	0.22	5.3	8.6
K2-65-2	120	310	106	0.88	0.25	5.3	8.6
K2-65-3	120	310	112	0.93	0.26	5.3	8.6
K2-65-4	120	310	118	0.98	0.27	5.3	8.6
K2-65-5	120	260	96	0.80	0.25	5.3	7.6
K2-65-6	120	260	106	0.88	0.28	5.3	7.6
K2-65-7	120	260	112	0.93	0.29	5.3	7.6
K2-65-8	120	260	118	0.98	0.31	5.3	7.6
K3-65-1	120	310	96	0.80	0.22	11.7	8.6
K3-65-2	120	310	106	0.88	0.25	11.7	8.6
K3-65-3	120	310	112	0.93	0.26	11.7	8.6
K3-65-4	120	310	118	0.98	0.27	11.7	8.6
K3-65-5	120	260	96	0.80	0.25	11.7	7.6
K3-65-6	120	260	106	0.88	0.28	11.7	7.6
K3-65-7	120	260	112	0.93	0.29	11.7	7.6
K3-65-8	120	260	118	0.98	0.31	11.7	7.6
K4-65-1	120	310	96	0.80	0.22	42.7	8.6
K4-65-2	120	310	106	0.88	0.25	42.7	8.6
K4-65-3	120	310	112	0.93	0.26	42.7	8.6
K4-65-4	120	310	118	0.98	0.27	42.7	8.6
K4-65-5	120	260	96	0.80	0.25	42.7	7.6
K4-65-6	120	260	106	0.88	0.28	42.7	7.6
K4-65-7	120	260	112	0.93	0.29	42.7	7.6
K4-65-8	120	260	118	0.98	0.31	42.7	7.6

Biografija

Andrija Radović, master inženjer građevinarstva, rođen je 23.10.1992. godine u Kosovskoj Mitrovici, gde je završio osnovnu školu „Sveti Sava'' i srednju tehničku školu „Mihailo Petrović Alas'', smer građevinski tehničar za visokogradnju. Trogodišnje Osnovne akademske studije na Fakultetu tehničkih nauka Univerziteta u Prištini – Građevinski odsek upisao je 2011. godine, a završio 2014. godine sa prosečnom ocenom 9,08 i ocenom 10 na završnom radu iz oblasti betonskih konstrukcija. Dvogodišnje Master akademske studije na Fakultetu tehničkih nauka Univerziteta u Prištini – Građevinski odsek upisao je 2014. godine, a završio 2016. godine na Modulu za konstrukcije sa prosečnom ocenom 9,95 i ocenom 10 na diplomskom – master radu iz oblasti betonskih konstrukcija. Doktorske akademske studije na Građevinskom fakultetu Univerziteta u Beogradu, na Katedri za materijale i konstrukcije (uža naučna oblast Betonske konstrukcije) upisao je 2016. godine.

U toku školovanja i studiranja više puta nagrađivan stipendijama Ministarstva prosvete, nauke i tehnološkog razvoja Republike Srbije, Opštine Kosovska Mitrovica, Kancelarije za Kosovo i Metohiju i Kompanije Telekom Srbija. Školske 2018/19 godine dobitnik je nagrade „BW Exceptional" kao najbolji student doktorskih studija Građevinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu.

Od juna do novembra 2018. godine angažovan na poslovima istraživača-pripravnika na Institutu za materijale i konstrukcije Građevinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu. Od novembra 2018. godine angažovan kao asistent na Fakultetu tehničkih nauka u Kosovskoj Mitrovici, gde je izvodio vežbe iz sledećih predmeta: Teorija betonskih konstrukcija 1, Teorija betonskih konstrukcija 2, Projektovanje i građenje betonskih konstrukcija 1, Projektovanje i građenje betonskih konstrukcija 2, Specijalna poglavlja betonskih konstrukcija, Primena računara u projektovanju konstrukcija, Primena računara u projektovanju konstrukcija – viši kurs, Prethodno napregnuti beton, Prethodno napregnute betonske konstrukcije, Betonski mostovi, Sanacija, rekonstrukcija i održavanje betonskih konstrukcija u građevinarstvu, Principi konstruisanja arhitektonskih objekata, Projektovanje i proračun konstrukcija 1.

Autor je i koautor sedamnaest naučnih i stručnih radova, od kojih je pet objavljeno u časopisima koji su indeksirani na SCI/JCR listi, uključujući i dva rada objavljena u međunarodnim časopisima izuzetnih vrednosti.

Bio je angažovan na naučno-istraživačkom projektu Ministarstva prosvete, nauke i tehnološkog razvoja Republike Srbije TR 36017, pod nazivom „Istraživanje mogućnosti primene otpadnih i recikliranih materijala u betonskim kompozitima, sa ocenom uticaja na životnu sredinu, u cilju promocije održivog građevinarstva u Srbiji''.

Poseduje aktivno znanje engleskog jezika. Koristi kompjuterske programe opšteg i stručnog značaja kao što su MS Office, Tower, ArmCAD, AutoCAD, IBM SPSS, Design Builder, kao i višenamenski program za linearnu i nelinearnu analizu TNO DIANA.

Član je sledećih naučnih i stručnih organizacija: The International Federation for Structural Concrete - fib (young members group), International Association for Life-Cycle Civil Engineering, Društva građevinskih konstruktera Srbije, Srpskog udruženja za zemljotresno inženjerstvo, Saveza inženjera i tehničara Srbije, kao i Udruženja inženjera Srbije za zaštitu i koroziju materijala.

Образац 5.

Изјава о ауторству

Име и презиме аутора Андрија Л. Радовић

Број индекса 905/16

Изјављујем

да је докторска дисертација под насловом

КОНСТРУКЦИЈСКИ БЕТОНИ СА РЕДУКОВАНИМ САДРЖАЈЕМ ЦЕМЕНТА И ВЕЛИКИМ САДРЖАЈЕМ КРЕЧЊАЧКОГ БРАШНА

- резултат сопственог истраживачког рада;
- да дисертација у целини ни у деловима није била предложена за стицање друге дипломе према студијским програмима других високошколских установа;
- да су резултати коректно наведени и
- да нисам кршио/ла ауторска права и користио/ла интелектуалну својину других лица.

Потпис аутора

У Београду, 12.05.2025.

_____

Образац 6.

Изјава о истоветности штампане и електронске верзије докторског рада

Име и презиме аутора Андрија Л. Радовић

Број индекса 905/16

Студијски програм Грађевинарство

Наслов рада КОНСТРУКЦИЈСКИ БЕТОНИ СА РЕДУКОВАНИМ САДРЖАЈЕМ ЦЕМЕНТА И ВЕЛИКИМ САДРЖАЈЕМ КРЕЧЊАЧКОГ БРАШНА

Ментор Проф. Др Снежана Маринковић, дипл. инж. грађ.

Изјављујем да је штампана верзија мог докторског рада истоветна електронској верзији коју сам предао/ла ради похрањена у **Дигиталном репозиторијуму Универзитета у Београду.**

Дозвољавам да се објаве моји лични подаци везани за добијање академског назива доктора наука, као што су име и презиме, година и место рођења и датум одбране рада.

Ови лични подаци могу се објавити на мрежним страницама дигиталне библиотеке, у електронском каталогу и у публикацијама Универзитета у Београду.

Потпис аутора

У Београду, 12.05.2025.

_____

Образац 7.

Изјава о коришћењу

Овлашћујем Универзитетску библиотеку „Светозар Марковић“ да у Дигитални репозиторијум Универзитета у Београду унесе моју докторску дисертацију под насловом:

КОНСТРУКЦИЈСКИ БЕТОНИ СА РЕДУКОВАНИМ САДРЖАЈЕМ ЦЕМЕНТА И ВЕЛИКИМ САДРЖАЈЕМ КРЕЧЊАЧКОГ БРАШНА

која је моје ауторско дело.

Дисертацију са свим прилозима предао/ла сам у електронском формату погодном за трајно архивирање.

Моју докторску дисертацију похрањену у Дигиталном репозиторијуму Универзитета у Београду и доступну у отвореном приступу могу да користе сви који поштују одредбе садржане у одабраном типу лиценце Креативне заједнице (Creative Commons) за коју сам се одлучио/ла.

1. Ауторство (CC BY)

2. Ауторство – некомерцијално (CC BY-NC)

3. Ауторство – некомерцијално – без прерада (CC BY-NC-ND)

(4.) Ауторство – некомерцијално – делити под истим условима (CC BY-NC-SA)

5. Ауторство – без прерада (CC BY-ND)

6. Ауторство – делити под истим условима (CC BY-SA)

(Молимо да заокружите само једну од шест понуђених лиценци.
Кратак опис лиценци је саставни део ове изјаве).

Потпис аутора

У Београду, 12.05.2025.

_____

1. **Ауторство**. Дозвољавате умножавање, дистрибуцију и јавно саопштавање дела, и прераде, ако се наведе име аутора на начин одређен од стране аутора или даваоца лиценце, чак и у комерцијалне сврхе. Ово је најслободнија од свих лиценци.

2. **Ауторство – некомерцијално**. Дозвољавате умножавање, дистрибуцију и јавно саопштавање дела, и прераде, ако се наведе име аутора на начин одређен од стране аутора или даваоца лиценце. Ова лиценца не дозвољава комерцијалну употребу дела.

3. **Ауторство – некомерцијално – без прерада**. Дозвољавате умножавање, дистрибуцију и јавно саопштавање дела, без промена, преобликовања или употребе дела у свом делу, ако се наведе име аутора на начин одређен од стране аутора или даваоца лиценце. Ова лиценца не дозвољава комерцијалну употребу дела. У односу на све остале лиценце, овом лиценцом се ограничава највећи обим права коришћења дела.

4. **Ауторство – некомерцијално – делити под истим условима**. Дозвољавате умножавање, дистрибуцију и јавно саопштавање дела, и прераде, ако се наведе име аутора на начин одређен од стране аутора или даваоца лиценце и ако се прерада дистрибуира под истом или сличном лиценцом. Ова лиценца не дозвољава комерцијалну употребу дела и прерада.

5. **Ауторство – без прерада**. Дозвољавате умножавање, дистрибуцију и јавно саопштавање дела, без промена, преобликовања или употребе дела у свом делу, ако се наведе име аутора на начин одређен од стране аутора или даваоца лиценце. Ова лиценца дозвољава комерцијалну употребу дела.

6. **Ауторство – делити под истим условима**. Дозвољавате умножавање, дистрибуцију и јавно саопштавање дела, и прераде, ако се наведе име аутора на начин одређен од стране аутора или даваоца лиценце и ако се прерада дистрибуира под истом или сличном лиценцом. Ова лиценца дозвољава комерцијалну употребу дела и прерада. Слична је софтверским лиценцама, односно лиценцама отвореног кода.