

Univerzitet u Novom Sadu
Građevinski fakultet Subotica

Danica Goleš

BETONSKE KONSTRUKCIJE 1

Subotica
2023.

Autor:
Prof. dr Danica Goleš, dipl.građ.inž.

Naslov:
BETONSKE KONSTRUKCIJE 1

Recenzenti:
Prof. dr Vladimir Vukobratović, dipl.građ.inž.
Prof. dr Anka Starčev-Ćurčin, dipl.građ.inž.

Odobreno za izdavanje kao univerzitetski udžbenik iz predmetne naučne oblasti odlukom Nastavno naučnog veća Građevinskog fakulteta Subotica, od 25.04.2023. godine.

Izdavač:
Univerzitet u Novom Sadu
Građevinski fakultet Subotica
24000 Subotica, Kozaračka 2a

Za izdavača:
Prof. dr Milan Trifković, dipl.geod.inž., dekan

Tiraž:
50 primeraka

Štampa/Umnožava:
Biromarket 024 d.o.o.
24000 Subotica, Maksima Gorkog 40

Mesto i godina:
Subotica, 2023.

Zabranjeno preštampanje, fotokopiranje i umnožavanje na elektronskom mediju.

Sva prava zadržava autor i izdavač.

СІР - Каталогизација у публикацији
Библиотеке Матице српске, Нови Сад

624.012.45.04(075.8)(0.034.2)

ГОЛЕШ, Даница, 1965-

Betonske konstrukcije 1 [Elektronski izvor] / Danica Goleš. - Subotica : Građevinski fakultet Subotica, 2023 (Subotica : Biromarket 024). - 1 USB ; 5,4 x 8,6 cm

Dostupno i na:
http://www.gf.uns.ac.rs/~zbornik/eludzbenik/Goles_Betonske%20konstrukcije%201.pdf. - Opis zasnovan na stanju na dan 08.05.2023. - Nasl. sa naslovnog ekrana. - Tiraž 50. - Bibliografija.

ISBN 978-86-80297-91-0

a) Бетонске конструкције

COBISS.SR-ID 115428617

Sadržaj

PREDGOVOR	7
ZADATAK. ZAHTEVI. ULAZNI PODACI.....	9
Zahtevi	9
Ulazni podaci	10
KONCEPTUALNO PROJEKTOVANJE	12
PROJEKTOVANJE KONSTRUKCIJE	14
Evrokodovi za konstrukcije	14
Dejstva na konstrukcije.....	15
Reprezentativne vrednosti dejstava.....	17
Principi proračuna konstrukcija prema graničnim stanjima	18
Metoda parcijalnih koeficijenata	19
Proračunske vrednosti	19
Granična stanja nosivosti.....	20
Granična stanja upotrebljivosti.....	22
Materijali	23
Beton.....	23
Armatura	29
Otpornost betonskih konstrukcija na dejstvo požara	30
Trajnost i zaštitni sloj betona do armature.....	30
Analiza konstrukcije	38
Geometrijske imperfekcije elemenata sa aksijalnim silama pritiska i konstrukcija zgrada sa vertikalnim opterećenjima	39
Idealizacija konstrukcije	41
Osnovni principi oblikovanja i konstruisanja AB elemenata	47
Ograničenja napona, prslina i ugiba. Kontrola prslina i ugiba bez direktnog proračuna	47
Ograničenje napona u betonu i armaturi	48
Ograničenje širine prslina i kontrola bez direktnog proračuna.....	48
Ograničenje ugiba i kontrola bez direktnog proračuna	51
GRANIČNA STANJA UPOTREBLJIVOSTI	54
Proračun napona u betonu i armaturi	54
AB elementi izloženi centričnom pritisku	55
AB elementi izloženi pravom savijanju sa normalnom silom u oblasti malog ekscentriciteta	56
AB elementi proizvoljnog poprečnog preseka izloženi čistom pravom savijanju.....	57
AB elementi izloženi čistom pravom savijanju - Pravougaoni presek jednostruko armiran	60
AB elementi izloženi čistom pravom savijanju - Pravougaoni presek dvostruko armiran	61
AB elementi izloženi pravom savijanju sa normalnom silom u oblasti velikog ekscentriciteta	61
Prsline u AB elementima	62
Uzroci nastanka prslina u toku građenja.....	63

Uzroci nastanka prslina u toku eksploatacije	65
Stanje pre i posle nastanka prslina u centrično zategnutom elementu	68
Maksimalno rastojanje i karakteristična širina otvora prslina.....	71
Proračun ugiba AB elemenata	72
GREDE.....	78
Definicija i primena	78
Načini oslanjanja i statički sistemi	78
Oblici i dimenzije poprečnog preseka.....	80
Oblikovanje greda u podužnom pravcu.....	84
Analiza AB greda.....	86
Dimenzionisanje AB greda	86
Pravila za armiranje AB greda.....	92
Minimalna i maksimalna površina armature i preporučeni prečnici šipki.....	93
Principi i pravila za raspored armature u poprečnom preseku	94
Principi i pravila za vođenje armature u podužnom pravcu	96
Dijagram pokrivanja AB grede izložene savijanju sa ili bez normalne sile	98
Pravila za oblikovanje i vođenje armature za smicanje i torziju.....	100
Posebna pravila za grede u seizmičkim zonama	103
Postupak projektovanja AB greda	105
STUBOVI I ZIDOVI	107
Definicija i primena	107
Oblici i dimenzije poprečnog preseka stubova i zidova.....	107
Oblikovanje stubova u podužnom pravcu	109
Analiza AB stubova	110
Uprošćeni kriterijumi za analizu uticaja drugog reda	112
Uticaji tečenja betona.....	117
Metode analize uticaja drugog reda.....	117
Merodavan presek i merodavan moment	124
Dimenzionisanje AB stubova.....	125
Koso savijanje	129
Pravila za armiranje AB stubova i zidova	133
Minimalna i maksimalna površina armature i minimalni prečnici šipki	133
Principi i pravila za raspored armature u poprečnom preseku	134
Principi i pravila za vođenje armature u podužnom pravcu	135
Posebna pravila za stubove u seizmičkim zonama	136
Postupak projektovanja AB stubova.....	138
METODA PRITISNUTIH ŠTAPOVA I ZATEGA.....	139
Izbor rešetkastog modela	140
Dimenzionisanje štapova i čvorova	141
Pritisnuti štapovi.....	141

Zatege	142
Čvorovi	142
LOKALNO OPTEREĆENE POVRŠINE	144
ZGLOBOVI U ARMIRANOBETONSKIM KONSTRUKCIJAMA	147
KRATKI ELEMENTI	151
RAMOVSKJE KONSTRUKCIJE	157
Karakteristike, primena i sistemi	157
Tipovi ramova	162
Jednospratne ramovske konstrukcije	164
Oblikovanje	164
Višespratne ramovske konstrukcije	165
Analiza i dimenzionisanje AB ramova	166
Čvorovi monolitnih ramova	167
Osnovne smernice za proračun, armiranje i betoniranje čvorova monolitnih ramova	167
Ivični čvorovi (uglovi) sa negativnim („zatvarajućim“) momentom savijanja	168
Ivični čvorovi (uglovi) sa pozitivnim („otvarajućim“) momentom savijanja	171
Ivični čvorovi sa momentom alternativnog znaka	172
Spoljni čvorovi višespratnog rama	172
Još neki detalji armiranja čvorova armiranobetonskih ramova	173
REŠETKASTI NOSAČI	175
Primena i karakteristike	175
Izbor oblika rešetke	175
Analiza rešetkastih nosača	177
Oblikovanje, dimenzionisanje i armiranje štapova rešetke	177
Oblikovanje i armiranje čvorova rešetke	178
DVOPOJASNI NOSAČI	181
Primena, karakteristike i oblikovanje	181
Analiza dvopojasnih nosača	181
Oblikovanje, dimenzionisanje i armiranje štapova	182
DILATACIONE RAZDELNICE	183
Aseizmičke dilatacije	184
Termičke dilatazione razdelnice	185
Razdelnice za smanjenje uticaja od skupljanja betona	186
Razdelnice za smanjenje uticaja od nejednakih sleganja	186
Oblikovanje razdelnica	186
LITERATURA	188
PRILOZI	191
Planovi armature greda različitih statičkih sistema prema dijagramu pokrivanja	192
Dijagrami interakcije za pravougaone preseke izložene pravom savijanju	199

PREDGOVOR

Udžbenik *Betonske konstrukcije 1* pokriva gradivo istoimenog predmeta na četvrtoj godini osnovnih akademskih studija modula Konstrukcije na Građevinskom fakultetu u Subotici. Materija je obrađena sa pretpostavkom da je čitalac upoznat sa osnovama proračuna preseka armiranobetonskih kratkih stubova izloženih centričnom pritisku i ekscentrično opterećenih linijskih elemenata, i kontrole smicanja prema graničnom stanju nosivosti, kao i sa osnovnim principima oblikovanja, sidrenja i nastavljavanja armature, što je gradivo koje se obrađuje u predmetu Osnove betonskih konstrukcija na trećoj godini osnovnih akademskih studija Građevinskog fakulteta u Subotici.

Udžbenik je zamišljen kao pomoćno nastavno sredstvo, koje u obimu prihvatljivom savremenom čitaocu pruža osnovne informacije o temama koje obrađuje. Studenti se podstiču da uoči svakog predavanja pročitaju odgovarajuće poglavlje knjige, da bi se na času fokusirali na produbljivanje predviđene teme i, kroz pitanja i diskusiju, aktivno učestvovali u njenoj razradi. Za posebno radoznale čitaoce u knjizi je navedena literatura u kojoj se detaljnije razrađuju pojedine teme.

Obrađena materija je u skladu sa aktuelnim Pravilnikom za građevinske konstrukcije. Prva poglavlja knjige daju osvrt na osnovne principe i pravila za projektovanje građevinskih konstrukcija prema evrokodovima za konstrukcije. Objasnjeni su: struktura evrokodova, klasifikacija i tretman dejstava na konstrukcije, te osnovni principi proračuna konstrukcija prema graničnim stanjima. U nastavku su prikazani osnovni principi projektovanja armiranobetonskih konstrukcija u skladu sa Evrokodom 2 – karakterizacija materijala (betona i armature), aspekt trajnosti betonskih konstrukcija i određivanja debljine zaštitnog sloja betona do armature, analiza konstrukcije i principi oblikovanja elemenata i konstrukcija. U poglavlju *Granična stanja upotrebljivosti* opisana je kontrola napona, prslina i deformacija armiranobetonskih elemenata. Naredna poglavlja se bave oblikovanjem, analizom, dimenzionisanjem i pravilima za armiranje linijskih armiranobetonskih elemenata. S obzirom na važnost obezbeđenja potrebne otpornosti na požar i seizmička dejstva, koje nisu obuhvaćene Evrokodom 2 - Deo 1-1 (odnosno SRPS EN 1992-1-1), u knjizi su za svaki razmatrani konstrukcijski element prikazani i specifični zahtevi u pogledu otpornosti na požar prema SRPS EN 1992-1-2 i seizmičke otpornosti prema SRPS EN 1998-1.

Knjiga sadrži i niz pomoćnih sredstva za projektovanje armiranobetonskih konstrukcija – tabele krajnjih koeficijenata tečenja betona (tabele 9 i 10), tabelu krajnjih dilatacija skupljanja betona (tabela 11), minimalne debljine zaštitnog sloja (slike 13 i 14), dijagrame toka za proračun elemenata (slike 64 do 67, 98 i 99), primere armiranja greda različitih statičkih sistema (prilog) i dijagrame interakcije za pravougaone preseke izložene pravom savijanju (prilog).

Autorka se zahvaljuje recenzentima na komentarima i sugestijama koji su doprineli unapređenju kvaliteta ovog udžbenika.

Sve primedbe i komentari čitalaca su dobrodošli.

ZADATAK. ZAHTEVI. ULAZNI PODACI

Projektovanje građevinskih objekata je postupak kojim se iz skupa mogućih rešenja bira ono koje na optimalan način ispunjava postavljene zahteve [1]. Iz perspektive projektanta, zahtevi, ograničenja i ulazni podaci se mogu smatrati „spoljnim“ faktorima, koje određuju investitor, zakonska i tehnička regulativa, sredina u kojoj će se objekat izvoditi i koristiti, tržište i drugi subjekti nezavisni od njegove volje. S druge strane, davanje predloga mogućih rešenja, njihova analiza, poređenje i izbor i detaljna razrada optimalnog rešenja zasnivaju se na „unutrašnjim“ faktorima - znanju, veštini i iskustvu samog projektanta.

Osnovne pretpostavke na kojima se zasniva standard za projektovanje betonskih konstrukcija – SRPS EN 1992 ili, popularno – Evrokod 2 [2, 3, 4, 5, 6, 7], su:

- **Projektovanje konstrukcija sprovode lica sa odgovarajućim kvalifikacijama i iskustvom;**
- U fabrikama, radionicama i na gradilištu su obezbeđeni adekvatan nadzor i kontrola kvaliteta;
- Građenje sprovodi osoblje koje raspolaže odgovarajućom veštinom i iskustvom;
- Građevinski materijali i proizvodi se koriste kao što je utvrđeno u evrokodu ili relevantnim specifikacijama za materijale i proizvode;
- Konstrukcija će biti adekvatno održavana;
- Konstrukcija će se koristiti u skladu sa projektnim zadatkom;
- Ispunjeni su zahtevi za izvođenje i izradu dati u EN 13670.

U gornjoj listi implicitno je prikazana odgovornost svakog aktera u planiranju, projektovanju, izgradnji i upotrebi građevinske konstrukcije¹. Dužnost nadležnih institucija je da kompetentno, blagovremeno, odgovorno i nepristrasno sprovode proveru i izdaju uverenja o ispunjenosti navedenih pretpostavki.

Cilj ove knjige je da doprinese razvoju „unutrašnjeg“ faktora - znanja, kao osnove za sticanje odgovarajućih kvalifikacija, ali i da, kroz niz tabela i dijagrama izrađenih na osnovu važeće tehničke regulative, pruži podršku u projektovanju armiranobetonskih konstrukcija. U njoj će biti dat i osvrt na iskustva i preporuke iz aktuelne literature, koje će čitaoci kroz praksu dopuniti i unaprediti svojim ličnim iskustvom.

Zahtevi

Potreba za objektom pokreće postupak planiranja, čije je prvo ishodište jasan projektni zadatak sa detaljnom listom i opisom svih **zahteva** koje objekat treba da ispuni. Osnovni zahtevi koji se definišu u projektnom zadatku su:

- Namena objekta: stambeni, industrijski, infrastrukturni, inženjerski..., i
- Kapacitet objekta, odnosno broj, sadržaj i grube dimenzije prostornih jedinica, skladišna zapremina, gabariti, vrsta i intenzitet saobraćaja, instalirana snaga i dr.

Pored osnovnih, u projektnom zadatku treba da se jasno navedu i svi posebni zahtevi, koji izlaze iz okvira važeće zakonske i tehničke regulative za planirani objekat, a nisu u suprotnosti sa istom i ne utiču nepovoljno na sigurnost objekta. Ovi zahtevi mogu da se odnose na:

- Eksploatacioni vek objekta. Proračunski eksploatacioni vek² za objekte različitih kategorija dat je u SRPS EN 1990/NA [8] (Tabela 1);
- Otpornost na požar;
- Cenu i dinamiku ulaganja sredstava;
- Dinamiku izgradnje (rokovi izgradnje, eventualna fazna izgradnja...);
- Sistem kontrole kvaliteta;
- Izbor materijala;
- Način izvođenja;
- Rešenje unutrašnjeg transporta;

¹ Konstrukcija je organizovan sistem povezanih delova, projektovan tako da prenosi opterećenja i obezbedi adekvatnu krutost

² Proračunski eksploatacioni vek je, prema Evrokodu: „pretpostavljeni period u kojem će se konstrukcija ili njen deo koristiti za predviđenu namenu, sa očekivanim održavanjem, ali bez potrebe za velikom popravkom“

- Arhitektonsko i estetsko oblikovanje;
- Održivost konstrukcije i energetska efikasnost objekta [9]...

Tabela 1. Proračunski eksploatacioni vek građevinskih konstrukcija [8]

Kategorija proračunskog eksploatacionog veka	Indikativni proračunski eksploatacioni vek [godina]	Primeri
1	10	Privremene konstrukcije ¹
2	10 do 25	Zamenljivi delovi konstrukcije (npr. kranski nosači, sekundarni nosači kod akvadukta, ležišta, dilatacioni uređaji, drveni kolovoz kod pešačkih mostova)
3	15 do 30	Poljoprivredne i slične konstrukcije, viseći pešački mostovi sa drvenim kolovozom širine $\leq 2,0$ m
4	50	Konstrukcije zgrada, konstrukcije industrijskih objekata sa vekom primene tehnologije ≤ 50 godina i druge jednostavne konstrukcije, mostovi za prevođenje instalacija, pešačke pasarele, mostovi na lokalnim putevima
5	100	Konstrukcije monumentalnih zgrada, mostovi i konstrukcije inženjerskih građevinskih objekata ²

¹ Pod privremenim konstrukcijama podrazumevaju se i konstrukcije ili delovi konstrukcije koji mogu da se demontiraju sa izgledima da se ponovo koriste.

² Proračunski vek trajanja za inženjerske građevinske objekte u okviru prilaza industrijskim kompleksima definiše se za svaki pojedinačni projekat

NAPOMENA: Bliža klasifikacija objekata u odnosu na kategoriju proračunskog eksploatacionog veka data je u SRPS EN 1990/NA

Minimalni zahtevi koje treba da ispuni svaka građevinska konstrukcija, nezavisno od zahteva iz projektnog zadatka, definisani su u Evrokodu [10] i Pravilniku za građevinske konstrukcije [11]. Konstrukcija mora da se proračuna i izvede tako da sa dovoljnim stepenom pouzdanosti i ekonomično može da prihvati sva dejstva i uticaje koji se mogu javiti tokom njenog izvođenja i upotrebe, odnosno da poseduje odgovarajuću:

- nosivost³, tj. mehaničku otpornost i stabilnost,
- upotrebljivost,
- trajnost,
- otpornost na požar i
- robusnost⁴.

Ulazni podaci

Nakon definisanja projektnog zadatka sledi prikupljanje neophodnih ulaznih podataka uvidom u podloge za projektovanje, obilaskom lokacije na kojoj će se objekat graditi i iz drugih izvora. Osnovni ulazni podaci potrebni za projektovanje konstrukcije su:

- Oblik i dimenzije katastarske parcele, pravila uređenja i građenja za celinu u kojoj se nalazi predmetna parcela, uslovi za projektovanje i priključenje na komunalnu, saobraćajnu i drugu infrastrukturu, kao i podaci o postojanju susednih objekata i potrebi njihove zaštite tokom izvođenja radova. Ovi podaci su sadržani u lokacijskim uslovima;

³ Nosivost je sposobnost elementa ili komponente ili poprečnog preseka elementa ili komponente konstrukcije da prihvati dejstva bez mehaničkog loma [12]

⁴ Robusnost konstrukcije je njeno svojstvo da usled incidentnih događaja (eksplozija, udar vozila ili plovila, teške ljudske greške i sl.) ne bude oštećena do stepena koji nije proporcionalan osnovnom uzroku.

- Podaci o geološkim, geomehaničkim, hidrološkim, meteorološkim, seizmološkim i drugim karakteristikama makro i mikro lokacije iz odgovarajućih podloga;
- Tehnološki podaci: težina i gabarit opreme i potreban prostor za njen rad i manipulaciju, vibracije izazvane radom opreme, posebni zahtevi u vezi zaštite od požara, posebni zahtevi vezani za održavanje i servisiranje/zamenu opreme, posebni zahtevi u vezi zaštite od buke, prašine, toplote i sl.;
- Minimalne dimenzije pojedinih prostornih jedinica (npr. minimalne dimenzije zatvorenog sportskog terena prema vrsti sporta; minimalne površine stambenih prostorija...) iz odgovarajuće zakonske i tehničke regulative;
- Lokalna dostupnost materijala;
- Veličina gradilišta, pristupačnost za građevinsku mehanizaciju i raspoloživi prostor za skladištenje materijala i/ili prefabrikovanih elemenata;
- Udaljenost, kapacitet i asortiman pogona za prefabrikaciju i svojstva trase kojom bi se dopremali prefabrikovani elementi;
- Drugi bitni podaci.

KONCEPTUALNO PROJEKTOVANJE

Nakon sagledavanja osnovnih zahteva i prikupljanja bitnih ulaznih podataka, kvalifikovan i iskusan projektant može da pristupi konceptualnom projektovanju, odnosno izradi idejnog rešenja konstrukcije. Ovo je postupak u kojem se na osnovu identifikovanih potreba, postavljenih zahteva i ulaznih podataka predlažu, analiziraju, procenjuju i upoređuju varijantna rešenja i bira optimalan konstrukcijski koncept koji će se u daljim fazama projektovanja detaljno razraditi. Iako se u ovoj fazi sprovodi samo gruba analiza konstrukcije, svako od razmatranih mogućih rešenja mora da ispuni zahteve vezane za funkcionalnost (upotrebu), uklapanje u okolinu, konstruktivnu podobnost, održivost, ekonomičnost, izvodljivost itd. [12]

U fazi predlaganja potencijalnih rešenja razmatraju se sledeća pitanja [13]:

- Konstrukcijski sistem⁵
- Prenos opterećenja
- Stabilnost
- Sigurnost
- Ekonomičnost
- Jednostavnost za izvođenje
- Robusnost
- Trajnost
- Ograničenja vezana za lokaciju
- Brzina izgradnje
- Izgled
- Akustika
- Vibracije
- Toplotna masa
- Održivost
- Pomeranja konstrukcije
- Otpornost na požar.

Svako potencijalno rešenje sadrži dispoziciju objekta sa sledećim bitnim podacima:

- gabarit i orijentacija objekta; organizacija prostora unutar objekta;
- konstrukcijski koncept, tipovi elemenata konstrukcije⁶ i njihove geometrijske karakteristike, sistem za obezbeđenje bočne stabilnosti u svim fazama izvođenja i eksploatacije;
- oslonci i veze elemenata;
- primenjeni materijali;
- osnovne karakteristike nekonstrukcijskih elemenata;
- način fundiranja,

kao i način izvođenja, procenu utroška materijala, procenu cene, procenu uticaja na okolinu i druge podatke bitne za vrednovanje predloženih rešenja.

Za potrebe određivanja opterećenja i procene utroška materijala, u prvom koraku se vrši tzv. preliminarno dimenzionisanje, odnosno pretpostavljaju oblik i dimenzije poprečnih preseka elemenata, a u slučaju armiranobetonskih (AB) elemenata se vrši i procena utroška armature. Pri tome se projektanti oslanjaju na iskustvo i preporuke iz literature (npr. *Concrete Buildings Scheme Design Manual* [13] i *Economic Concrete Frame Elements to Eurocode 2* [14]), ili usvajaju preporučene vrednosti iz tehničkih propisa: za obezbeđenje zahtevane požarne otpornosti [4], za kontrolu ugiba i prslina bez direktnog proračuna [2] i dr. O preliminarnom usvajanju dimenzija poprečnog preseka konstrukcijskih elemenata biće više reči u narednim poglavljima. Orijentacione vrednosti utroška armature za pojedine konstrukcijske elemente prikazane su u tabeli 2.

⁵ Konstrukcijski sistem čine noseći elementi zgrade ili inženjerskog građevinskog objekta i način na koji ovi elementi funkcionišu zajedno

⁶ Konstrukcijski element je fizički prepoznatljiv deo konstrukcije (npr. stub, greda, ploča, zid...)

Tabela 2. Tipičan utrošak armature po elementima prema [13]

Element	Utrošak armature [kg/m ³]	
	Donja granica	Gornja granica
Ploče nosive u jednom pravcu	75	110
Ploče nosive u dva pravca	65	110
Ploče direktno oslonjene na stubove	75	220
Rebraste tavanice	70	140
AB temelji samci	70	90
Naglavice šipova	110	150
Temeljne ploče	60	115
Stubovi	100	450
Temeljne grede	225	330
Gredni nosači	90	330
Potporni zidovi	90	130
Stepeništa	100	150
Zidovi	40	100
NAPOMENA: Stvarna količina armature u elementu zavisi od razrade detalja i efikasnosti betonskog elementa		

Veliku pomoć pri izboru najboljeg konceptualnog rešenja pružaju softverske alatke. Jedna od njih je *Concept V4* [15], slobodno dostupna na sajtu britanskog *The Concrete Centre*, koja pored vrlo jednostavnog načina kreiranja varijantnih rešenja za ramovske konstrukcije zgrada, nudi i opciju izbora različitih kriterijuma za poređenje rešenja, kao što su ukupna cena izvođenja objekta, cena izvođenja po jedinici površine, cena izvođenja konstrukcije, vreme izgradnje, ali i količina emitovanog ugljen-dioksida (CO₂).

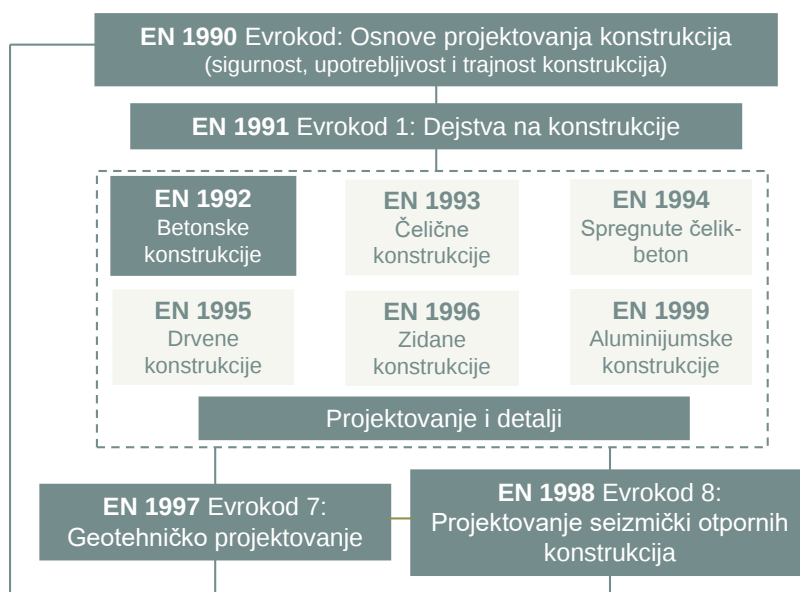
Konceptualno rešenje koje po izabranim kriterijumima na optimalan način ispunjava postavljene zahteve postaje podloga za dalje projektovanje. Ova podloga za projektovanje treba da, uz već navedene, sadrži i sledeće podatke [12]:

- proračunski eksploatacioni vek,
- razmatrane proračunske situacije u upotrebi,
- razmatrane incidentne situacije,
- zahteve u pogledu sigurnosti, upotrebljivosti i trajnosti konstrukcije i mere potrebne za njihovo obezbeđenje,
- pretpostavljene karakteristike tla,
- važne pretpostavke o konstrukcijskim i analitičkim modelima,
- prihvaćene rizike,
- ostale podatke bitne za projektovanje.

PROJEKTOVANJE KONSTRUKCIJE

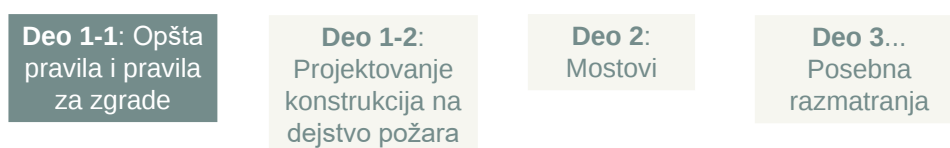
Evrokodovi za konstrukcije

Pravilnik za građevinske konstrukcije [11] sadrži spisak standarda koji se moraju primenjivati za projektovanje, izvođenje i održavanje građevinskih konstrukcija. Ovi standardi pripadaju porodici evrokodova za konstrukcije, čija je osnovna struktura prikazana na slici 1. Standardi neophodni za projektovanje betonskih konstrukcija su posebno markirani.



Slika 1. Struktura evrokodova za konstrukcije

Izuzet EN 1990 (Evrokod), koji sadrži samo jedan deo, materijal u evrokodovima sa slike 1 je podeljen na delove prema tematskim oblastima (slika 2). Tako npr. deo evrokoda koji se bavi projektovanjem betonskih konstrukcija na dejstvo požara nosi oznaku EN 1992-1-2 (Evrokod 2, Deo 1-2).

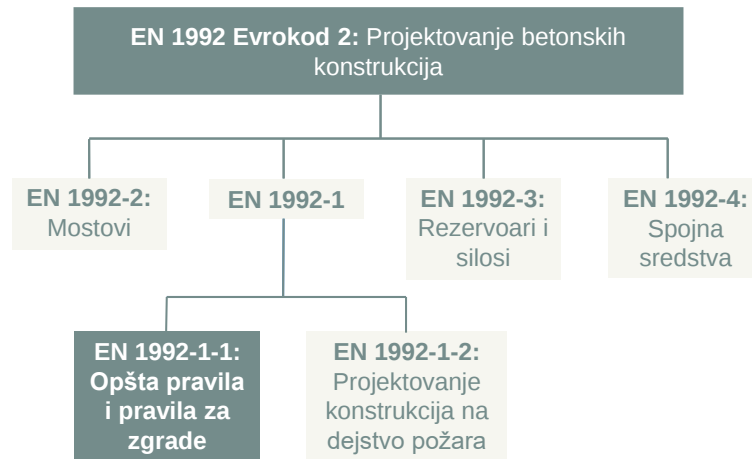


Slika 2. Organizacija materijala u evrokodovima za konstrukcije

Naši nacionalni standardi kojima se uvode evrokodovi u nazivu dobijaju prefiks SRPS (npr. SRPS EN 1990), a svaki se sastoji od dve celine. Prvu celinu čini doslovni prevod kompletnog teksta odgovarajućeg dela evrokoda, uključujući sve priloge, onako kako ga je objavio CEN⁷. Druga celina je nacionalni prilog, koji sadrži nacionalno određene parametre, odluke o primeni informativnih priloga i dodatne informacije koje su komplementarne sa evrokodom. Naziv nacionalnog priloga se formira dodavanjem sufiksa NA uz naziv odgovarajućeg osnovnog dela standarda (npr. SRPS EN 1990/NA).

Na slici 3 prikazana je organizacija Evrokoda 2 – Projektovanje betonskih konstrukcija. Posebno je markiran deo kojim ćemo se u ovoj knjizi najviše baviti.

⁷ Evropski komitet za standardizaciju



Slika 3. Organizacija materijala u Evrokodu 2

Dejstva na konstrukcije

Jedna od prvih aktivnosti u postupku proračuna konstrukcije je određivanje intenziteta i dispozicija dejstava. Evrokod [10] definiše dejstvo F kao:

- skup sila opterećenja koje deluju na konstrukciju – direktno dejstvo, i
- skup prinudnih deformacija ili ubrzanja prouzrokovanih npr. promenama temperature, varijacijama vlage, nejednakim sleganjem ili zemljotresima – indirektno dejstvo,

koji izazivaju uticaje od dejstava E na konstrukcijske elemente (npr. unutrašnje sile, momente, napone, dilatacije) ili na konstrukciju u celini (npr. ugib, rotaciju i sl.).

Pod opterećenjem se podrazumevaju sve sile koje deluju na konstrukcijski element izazivajući u njemu unutrašnje sile i deformacije, tj. uticaje od opterećenja.

Opterećenja na konstrukciju se mogu klasifikovati prema površini na koju deluju kao:

- koncentrisana (deluju u tački - npr. reakcija centrično pritisnutog stuba na temelj). Označavaju se velikim slovima: G, P, Q, A, A_E . Jedinica mere: kN
- linijska (deluju duž linije – npr. opterećenje od zida na linijske nosače – grede). Označavaju se malim slovima: g, q . Jedinica mere: kN/m
- površinska (deluju po površini – npr. opterećenje od obloge na površinske nosače - ploče). Označavaju se malim slovima: g, q . Jedinica mere: kN/m²

Linijska i površinska opterećenja mogu biti:

- jednakopodeljena: $q(x)=\text{const}$, odnosno $q(x, y)=\text{const.}$, ili
- nejednakopodeljena: $q(x)\neq\text{const}$, odnosno $q(x, y)\neq\text{const}$.

Prema pravcu delovanja opterećenja mogu biti:

- vertikalna (gravitaciona) – sopstvena težina, sneg, ljudska navala...
- horizontalna – vetar, pritisak tla...
- proizvoljnog pravca – pritisak tečnosti...

Klasifikacija dejstava prema Evrokodu prikazana je na slici 4. Tretman svakog pojedinačnog dejstva i formiranje kombinacija dejstava u proračunu konstrukcije zavise od njihove promenljivosti u vremenu, porekla, promene u prostoru i prirode, odnosno odgovora konstrukcije.

U skladu sa Pravilnikom za građevinske konstrukcije, proračun dejstava na konstrukcije se vrši prema Evrokodu 1 [16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25]. Nazivi srpskih standarda iz grupe Evrokod 1, nazivi originalnih standarda sa kojima su identični, jezik na kojem su objavljeni i datumi objavljivanja njihovih nacionalnih priloga, prema stanju na dan 22.03.2023. godine, su prikazani u tabeli 3.

Slika 4. Klasifikacija dejstava⁸

Tabela 3. Spisak standarda iz grupe Evrokod 1 - Dejstva na konstrukcije

Srpski standard	Evropski standard	Jezik	Nacionalni aneks (NA)
SRPS EN 1991-1-1:2012 Opšta dejstva - Zapreminske težine, sopstvena težina, korisna opterećenja za zgrade	EN 1991-1-1:2002 +AC:2009	srpski	23.12.2015.
SRPS EN 1991-1-2:2012 + AC:2014 Opšta dejstva - Dejstvo na konstrukcije izložene požaru	EN 1991-1-2:2002	engleski	28.04.2017.
SRPS EN 1991-1-3:2017 Opšta dejstva - Opterećenja snegom	EN 1991-1-3:2003 +AC:2009	srpski	25.09.2017.
SRPS EN 1991-1-4:2012 Opšta dejstva - Dejstva vetra	EN 1991-1-4:2005 +AC:2009 + A1:2010	srpski	25.09.2017.
SRPS EN 1991-1-5:2012 Opšta dejstva - Toplotna dejstva	EN 1991-1-5:2003 +AC:2009	srpski	28.04.2017.
SRPS EN 1991-1-6:2012 + AC:2014 Opšta dejstva - Dejstva tokom izvođenja	EN 1991-1-6:2005	engleski	25.09.2017.
SRPS EN 1991-1-7:2012 + SRPS EN 1991-1-7:2012/A1:2015 Opšta dejstva - Incidentna dejstva	EN 1991-1-7:2006	engleski	23.12.2015.
SRPS EN 1991-2:2012 Saobraćajno opterećenje na mostovima	EN 1991-2:2003	engleski	24.04.2019.
SRPS EN 1991-3:2012 + AC:2014 Dejstva usled kranova i mašina	EN 1991-3:2006	engleski	23.12.2015.
SRPS EN 1991-4:2012 + AC:2014 Silosi i rezervoari	EN 1991-4:2006	engleski	23.12.2015.

⁸ *Stalno dejstvo G* je dejstvo koje najverovatnije deluje tokom čitavog datog referentnog perioda i za koje je varijacija intenziteta tokom vremena zanemarljiva, ili za koje je varijacija uvek u istom smeru – monotona, dok dejstvo ne dostigne izvesnu graničnu vrednost. Primeri stalnih dejstava su sopstvena težina konstrukcijskih i nekonstrukcijskih elemenata, težina nepokretne opreme, težina kolovoznog zastora, indirektna dejstva skupljanja, nejednakih sleganja, sile prednaprezanja i sl.

Promenljivo dejstvo Q je dejstvo za koje varijacija intenziteta tokom vremena nije ni zanemarljiva ni monotona, npr. korisna opterećenja, dejstva vetra i snega, saobraćajna opterećenja, dejstva kranova i mašina... Neka od navedenih dejstava se u određenim situacijama mogu tretirati kao incidentna.

Incidentno dejstvo A je dejstvo, obično kratkog trajanja, ali značajnog intenziteta, koje verovatno neće delovati na datu konstrukciju u toku proračunskog eksploatacionog veka, npr. eksplozije, udari, sudari...

Slobodno dejstvo je dejstvo koje može da ima promenljive prostorne raspodele duž konstrukcije (npr. saobraćajno opterećenje).

Statičko dejstvo je dejstvo koje ne izaziva znatno ubrzanje konstrukcije ili konstrukcijskih elemenata, za razliku od *dinamičkog dejstva*, koje ga izaziva.

Za ostale definicije pogledati Evrokod [10].

Reprezentativne vrednosti dejstava

Glavna reprezentativna vrednost dejstva je njegova *karakteristična vrednost* F_k . Ova vrednost se određuje statističkom obradom tako da odgovara propisanoj verovatnoći da u toku referentnog perioda (najčešće 50 godina) ne bude nepovoljno prekoračena, a bira se kao srednja ($F_{k,m}$), gornja ($F_{k,sup}$) ili donja ($F_{k,inf}$) vrednost. Kada glavna reprezentativna vrednost ne može da se odredi na statističkoj osnovi, nazivna vrednost dejstva se usvaja kao karakteristična.

Kada je varijacija stalnih dejstava mala, ona se mogu predstaviti jednom karakterističnom vrednošću G_k . Ako se stalno dejstvo značajno menja u toku proračunskog eksploatacionog veka, u proračunu se moraju koristiti dve karakteristične vrednosti: gornja $G_{k,sup}$ i donja $G_{k,inf}$. Prethodno naprezanje P se klasifikuje kao stalno dejstvo, sa reprezentativnim vrednostima $P_{k,sup}(t)$, $P_{k,inf}(t)$ i $P_m(t)$ u trenutku vremena t .

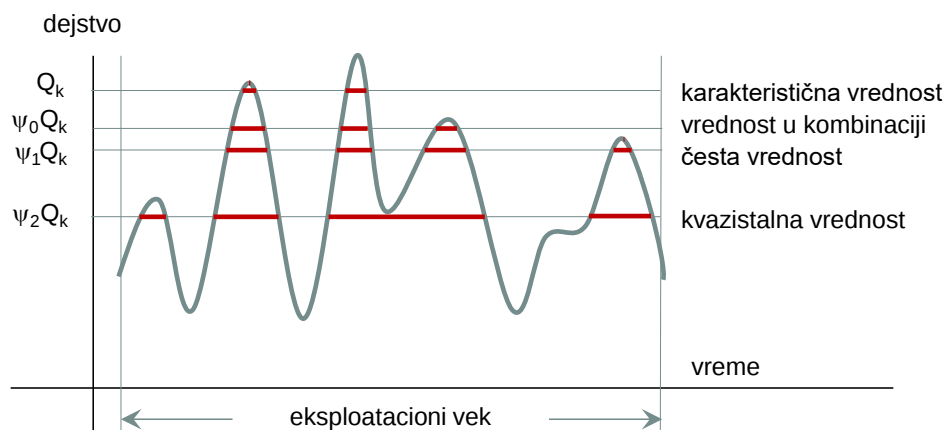
Karakteristične vrednosti promenljivih dejstava Q_k su date u odgovarajućim delovima SRPS EN 1991. Druge reprezentativne vrednosti promenljivih dejstava Q_{rep} dobijaju se korigovanjem karakterističnih vrednosti, kako bi se u obzir uzela verovatnoća istovremene pojave različitih promenljivih dejstava. U proračunu se koriste sledeće reprezentativne vrednosti promenljivih dejstava:

- **vrednost za kombinacije** $\psi_0 Q_k$, koja se koristi za dokaz graničnih stanja nosivosti i nepovratnih graničnih stanja upotrebljivosti. Ova vrednost se retko dostiže, npr. jednom tokom eksploatacionog veka;
- **česta vrednost** $\psi_1 Q_k$, koja se koristi za dokaz graničnih stanja nosivosti koja obuhvataju incidentna dejstva i povratnih graničnih stanja upotrebljivosti. Ova vrednost se dostiže npr. jednom godišnje;
- **kvazistalna vrednost** $\psi_2 Q_k$, koja se koristi za dokaz graničnih stanja nosivosti koja obuhvataju incidentna dejstva i graničnih stanja upotrebljivosti. Ovo promenljivo dejstvo se može javiti npr. jednom nedeljno.

Uporedni prikaz reprezentativnih vrednosti promenljivih dejstava i njihova učestalost dati su na slici 5. Vrednosti koeficijenata ψ za zgrade, prema SRPS EN 1990/NA, prikazane su u tabeli 4.

Tabela 4. Vrednosti koeficijenata ψ za zgrade, prema [8]

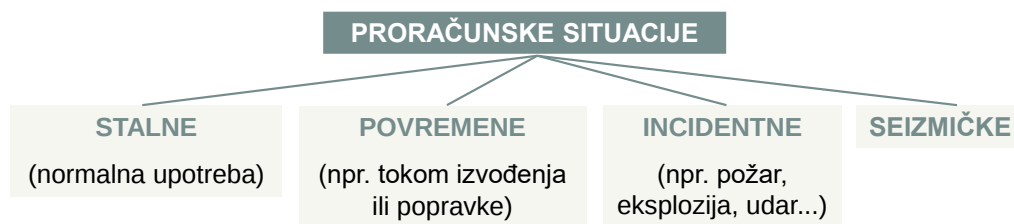
Dejstvo	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Korisna opterećenja u zgradama, prema kategoriji			
A: prostori za stanovanje i boravak	0,7	0,5	0,3
B: poslovni prostori	0,7	0,5	0,3
C: prostori za okupljanje ljudi	0,7	0,7	0,6
D: trgovački prostori	0,7	0,7	0,6
E: skladišni prostori	1,0	0,9	0,8
F: saobraćajne površine, težina vozila ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
G: saobraćajne površine, 30 kN $<$ težina vozila ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
H: krovovi	0	0	0
Opterećenja od snega na zgrade			
za lokacije na nadmorskoj visini $H > 1000$ m	0,7	0,5	0,2
za lokacije na nadmorskoj visini $H \leq 1000$ m	0,5	0,2	0
Opterećenje od vetra na zgrade			
	0,6	0,2	0
Temperatura (osim od požara) u zgradama			
	0,6	0,5	0



Slika 5. Reprezentativne vrednosti promenljivih dejstava

Principi proračuna konstrukcija prema graničnim stanjima

Proračunom konstrukcije prema graničnim stanjima se dokazuje da, sa dovoljnom pouzdanošću, za sve relevantne proračunske situacije⁹ (slika 6) i slučajeve opterećenja¹⁰, ni jedno relevantno granično stanje¹¹ neće biti prekoračeno tokom njenog proračunskog eksploatacionog veka. U ovom postupku se koriste proračunski modeli sa relevantnim proračunskim vrednostima dejstava, svojstava materijala, svojstava proizvoda i geometrijskih podataka. Proračun prema graničnim stanjima može da se vrši primenom *metode parcijalnih koeficijenata*, koja će biti obrađena u ovoj knjizi, ili direktnom primenom metoda teorije verovatnoće.

Slika 6. Proračunske situacije¹²

Izbor relevantnih proračunskih situacija se vrši tako da se uzmu u obzir sve okolnosti pod kojima konstrukcija mora da ispuni svoju namenu, odnosno tako da se uključe svi uslovi koji realno mogu da nastanu tokom izvođenja i eksploatacije konstrukcije.

Granična stanja za koja se vrši proračun konstrukcije prikazana su na slici 7. *Granična stanja nosivosti (GSN)* su stanja koja se odnose na rušenje ili druge slične oblike *loma* konstrukcije, a njihovim dokazom se obezbeđuje sigurnost ljudi i sigurnost konstrukcije. Granična stanja upotrebljivosti (*GSU*) su stanja čije prekoračenje znači da konstrukcija ili konstrukcijski element više ne ispunjavaju upotrebne zahteve. Njihovim dokazom se obezbeđuju funkcionalnost konstrukcije, komfor ljudi i izgled građevinskog objekta.

⁹ Proračunska situacija je skup fizičkih uslova koji predstavljaju realne uslove koji mogu da nastanu u toku određenog vremenskog intervala [10]

¹⁰ Slučaj opterećenja su kompatibilne dispozicije opterećenja, opisane položajem, intenzitetom i smerom slobodnog dejstva, skupovi deformacija i imperfekcija, razmatrani simultano sa nepokretnim promenljivim dejstvima i stalnim dejstvima, za pojedini proračunski dokaz

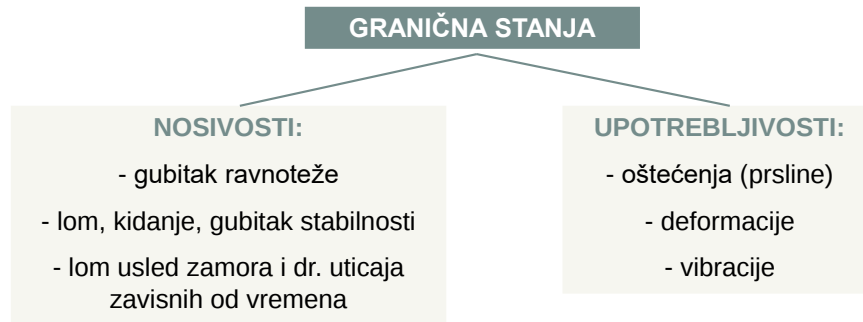
¹¹ Granična stanja su stanja posle kojih konstrukcija više ne ispunjava relevantne proračunske kriterijume [10]

¹² *Stalna proračunska situacija* je ona koja je relevantna tokom perioda istog reda kao što je proračunski eksploatacioni vek konstrukcije

Povremena proračunska situacija je ona koja je relevantna tokom perioda mnogo kraćeg od proračunskog eksploatacionog veka konstrukcije, a za koju postoji velika verovatnoća da će nastati, kao što su privremeni uslovi upotrebe ili izloženosti konstrukcije

Incidentna proračunska situacija obuhvata izuzetne uslove konstrukcije ili njene izloženosti, uključujući požar, eksploziju, udar ili lokalni lom

Seizmička proračunska situacija obuhvata izuzetne uslove konstrukcije koja bi mogla biti izložena seizmičkom događaju



Slika 7. Granična stanja konstrukcije

Metoda parcijalnih koeficijenata

Metodom parcijalnih koeficijenata se za sve relevantne proračunske situacije, na proračunskim modelima, korišćenjem proračunskih vrednosti dejstava ili uticaja od dejstava, proračunski dokazuje da ni jedno relevantno granično stanje nije prekoračeno.

Proračunske vrednosti

Proračunske vrednosti dejstava F_d se određuju prema izrazu

$$F_d = \gamma_f F_{rep} = \gamma_f \psi F_k,$$

gde je γ_f parcijalni koeficijent za dejstvo, kojim se uzima u obzir mogućnost nepovoljnih odstupanja od reprezentativnih vrednosti dejstva F_{rep} , a ψ koeficijent redukcije karakteristične vrednosti dejstva F_k , koji može biti jednak 1.0 ili uzimati neku od vrednosti iz tabele 4.

Proračunske vrednosti uticaja od dejstava E_d se mogu izraziti kao

$$E_d = \gamma_{Sd} E\{\gamma_{f,i} F_{rep,i}; a_d\} = \gamma_{Sd} E\{\gamma_{f,i} \psi F_{k,i}; a_d\}$$

ili uprošćeno, kada je to opravdano, kao:

$$E_d = E\{\gamma_{f,i} F_{rep,i}; a_d\} = E\{\gamma_{f,i} \psi F_{k,i}; a_d\}, \quad \text{sa} \quad \gamma_{f,i} = \gamma_{Sd} \cdot \gamma_{f,i}, \quad i \geq 1,$$

gde je γ_{Sd} parcijalni koeficijent kojim se uzimaju u obzir nepouzdanosti pri modeliranju uticaja od dejstava, a a_d proračunska vrednost geometrijskih podataka.

Proračunske vrednosti geometrijskih podataka a_d (npr. dimenzije elemenata) se mogu usvojiti kao nazivne vrednosti, tj.

$$a_d = a_{nom},$$

osim u slučajevima kada odstupanja (Δa) od nazivnih vrednosti mogu značajno da utiču na pouzdanost konstrukcije, kada se ova odstupanja moraju uzeti u obzir na sledeći način

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a.$$

Proračunske vrednosti svojstava materijala ili proizvoda X_d se određuju kao

$$X_d = \eta X_k / \gamma_m,$$

gde je γ_m parcijalni koeficijent koji uzima u obzir mogućnost nepovoljnih odstupanja od reprezentativnih vrednosti svojstava materijala (npr. od karakteristične vrednosti X_k), dok je η faktor koji uzima u obzir uticaj zapremine, razmere, vlage, temperature i sl. na svojstva materijala i proizvoda.

Proračunska nosivost R_d je funkcija proračunskih vrednosti svojstava materijala X_d i geometrijskih podataka a_d :

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\{X_{d,i}; a_d\} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\{\eta_i X_{k,i}/\gamma_{m,i}; a_d\}, \quad i \geq 1, \text{ ili uprošćeno}$$

$$R_d = R\{\eta_i X_{k,i}/\gamma_{M,i}; a_d\}, \text{ gde je } \gamma_{M,i} = \gamma_{Rd} \cdot \gamma_{m,i}.$$

U gornjim izrazima je γ_{Rd} parcijalni koeficijent kojim se uzimaju u obzir nepouzdanosti modela nosivosti i geometrijska odstupanja koja nisu eksplicitno modelirana.

Vrednosti parcijalnih koeficijenata za materijale (γ_M) prema SRPS EN 1992-1-1/NA su date u tabeli 5.

Tabela 5. Vrednosti parcijalnih koeficijenata za materijale (γ_M), prema [3]

Proračunske situacije	beton γ_c	čelik za armiranje γ_s	čelik za prednaprezanje γ_s
GSN – Stalne, povremene i seizmičke	1.5	1.15	1.15
GSN - Incidentne	1.2	1.0	1.0
GSU	1.0		

Granična stanja nosivosti

Proračunom konstrukcije prema graničnim stanjima nosivosti moraju da se obuhvate sledeća stanja:

- **EQU**: Granično stanje koje znači gubitak statičke ravnoteže konstrukcije kao celine ili bilo kog njenog dela, posmatranih kao kruto telo, pri čemu male promene intenziteta ili prostorne raspodele dejstava imaju značajan uticaj, dok čvrstoće konstrukcijskih materijala ili tla, uopšteno, nisu merodavne. Dokaz da granično stanje EQU nije prekoračeno svodi se na izraz

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab},$$

gde je $E_{d,dst}$ proračunska vrednost uticaja od destabilizujućeg, a $E_{d,stab}$ proračunska vrednost uticaja od stabilizujućeg dejstva.

- **STR**: Granično stanje koje obuhvata unutrašnji lom ili preveliku deformaciju konstrukcije ili konstrukcijskih elemenata, uključujući i elemente konstrukcije u tlu. Čvrstoća konstrukcijskih materijala je merodavna u ovom dokazu, koji se može opisati sledećim izrazom

$$E_d \leq R_d$$

- **GEO**: Granično stanje koje se prekoračuje lomom ili prevelikom deformacijom tla, pri čemu čvrstoća tla ili stene ima presudan uticaj pri određivanju nosivosti.
- **FAT**: Granično stanje koje se dostiže lomom usled zamora konstrukcije ili konstrukcijskih elemenata.

Za svaki relevantan slučaj opterećenja proračunske vrednosti uticaja od dejstava E_d treba da se odrede za relevantne kombinacije dejstava koja mogu da se jave istovremeno. Svaka kombinacija dejstava treba da, uz stalno i prateća dejstva, obuhvati i dominantno promenljivo dejstvo ili incidentno ili seizmičko dejstvo. Dejstva koja ne mogu da se pojave istovremeno ne treba zajedno da se uvrste u kombinaciju.

Kombinacije dejstava

Proračunsku vrednost uticaja od kombinacije dejstava u opštem obliku možemo prikazati izrazom

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{d,j} " + " P_d " + " A_d " + " Q_{d,1} " + " \sum_{i > 1} Q_{d,i} \right\}, \quad j \geq 1, \quad i > 1,$$

gde simbol "+" znači „kombinuje se sa“, a Σ ima značenje kombinacije dejstava iste klase. Proračunske vrednosti stalnih dejstava i prednaprezanja su date sa

$$G_{d,j} = \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j}, \quad P_d = \gamma_P P,$$

gde je ξ koeficijent redukcije za nepovoljna stalna dejstva G .

Proračunska vrednost dominantnog promenljivog dejstva opisana je izrazom

$$Q_{d,1} = \gamma_{Q,1} \psi Q_{k,1},$$

a proračunske vrednosti pratećih promenljivih dejstava sa:

$$Q_{d,i} = \gamma_{Q,i} \psi Q_{k,i}.$$

Proračunske vrednosti incidentnih dejstava A_d treba da se utvrde za svaki pojedinačni projekat. Proračunska vrednost seizmičkih dejstava A_{Ed} se procenjuje na osnovu njegove karakteristične vrednosti A_{Ek} :

$$A_{Ed} = \gamma_I A_{Ek}$$

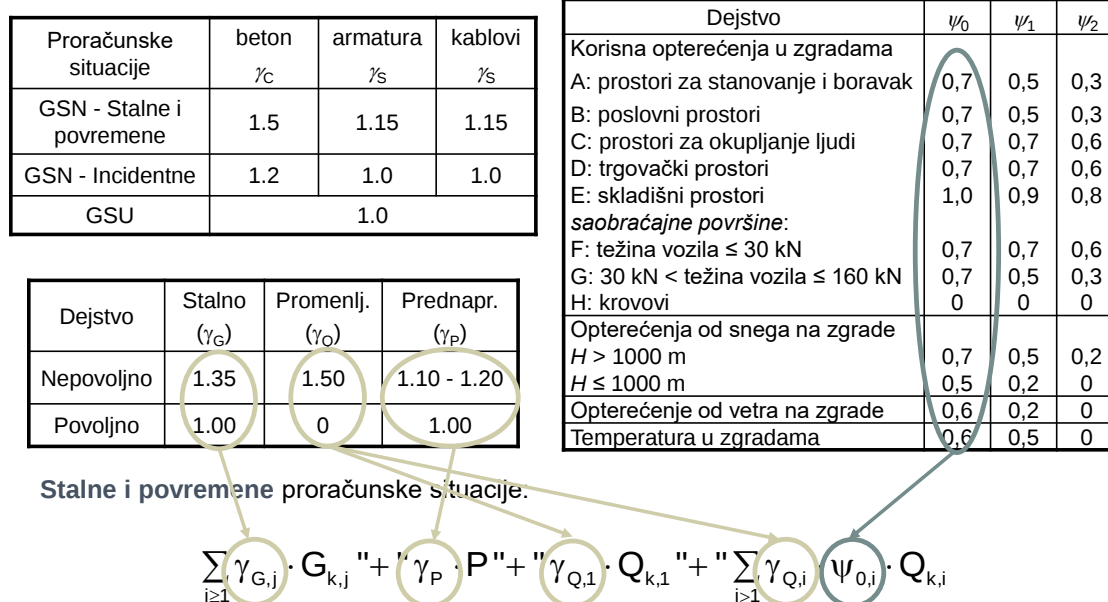
ili se posebno utvrđuje za konkretan projekat.

Proračunske vrednosti dejstava za različite proračunske situacije i granična stanja prema SRPS EN 1990/NA prikazane su u tabeli 6.

Proračun konstrukcijskih elemenata za STR stanje bez uključivanja geotehničkih dejstava treba da se sprovede sa proračunskim vrednostima dejstava prikazanim u tabeli 6 u delu STR/GEO (skup B) ili STR/GEO (skup B) – alternativa.

STR proračun konstrukcijskih elemenata u tlu (temeljni stopa, šipova, podrumskih zidova i sl.) koji uključuje geotehnička dejstva i nosivost tla (GEO) može da se sprovede primenom proračunskih vrednosti geotehničkih i drugih dejstava iz dela STR/GEO (skup B) ili STR/GEO (skup B) – alternativa u tabeli 6, ili istovremenom primenom proračunskih vrednosti za geotehnička dejstva prema delu STR/GEO (skup C) i proračunskih vrednosti ostalih dejstava prema delu STR/GEO (skup B) ili STR/GEO (skup B) – alternativa. Drugi mogući pristupi su prikazani u SRPS EN 1997 [26].

GSN - STR



Slika 8. Određivanje kombinacije dejstava za STR za stalne i povremene proračunske situacije

Na slici 8 je šematski prikazan postupak određivanja kombinacije dejstava za STR granično stanje nosivosti (skup B), za stalne i povremene proračunske situacije.

Tabela 6. Proračunske vrednosti dejstava za kombinacije za dokaz graničnih stanja nosivosti

Proračunske situacije		Stalna dejstva	Dominantno promenljivo ili incidentno ili seizmičko dejstvo	Prateća promenljiva dejstva	
				glavno (ako postoji)	ostala
EQU					
Stalne i povremene	nepovoljno	$1.10 \cdot G_{k,j,sup}$	$1.50 \cdot Q_{k,1}$		$1.50 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
	povoljno	$0.90 \cdot G_{k,j,inf}$	0		0
EQU ¹					
Stalne i povremene	nepovoljno	$1.35 \cdot G_{k,j,sup}$	$1.50 \cdot Q_{k,1}$		$1.50 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
	povoljno	$1.15 \cdot G_{k,j,inf}$	0		0
STR/GEO (skup B)					
Stalne i povremene	nepovoljno	$1.35 \cdot G_{k,j,sup}$	$1.50 \cdot Q_{k,1}$		$1.50 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
	povoljno	$1.00 \cdot G_{k,j,inf}$	0		0
STR/GEO (skup B) – alternativa ²					
Stalne i povremene - a)	nepovoljno	$1.35 \cdot G_{k,j,sup}$		$1.50 \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}$	$1.50 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
	povoljno	$1.00 \cdot G_{k,j,inf}$		0	0
Stalne i povremene - b)	nepovoljno	$0.85 \cdot 1.35 \cdot G_{k,j,sup}$	$1.50 \cdot Q_{k,1}$		$1.50 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
	povoljno	$1.00 \cdot G_{k,j,inf}$	0		0
STR/GEO (skup C)					
Stalne i povremene	nepovoljno	$1.00 \cdot G_{k,j,sup}$	$1.30 \cdot Q_{k,1}$		$1.30 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
	povoljno	$1.00 \cdot G_{k,j,inf}$	0		0
Proračunske vrednosti dejstava u incidentnim i seizmičkim kombinacijama					
Incidentna	nepovoljno	$G_{k,j,sup}$	A_d	$\psi_{11} \cdot Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$
	povoljno	$G_{k,j,inf}$	A_d	0	0
Seizmička	nepovoljno	$G_{k,j,sup}$	$\gamma_I A_{Ek}$ ili A_{Ed}		$\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$, $i \geq 1$
	povoljno	$G_{k,j,inf}$	$\gamma_I A_{Ek}$ ili A_{Ed}		0

¹ Kada proračunski dokaz statičke ravnoteže uključuje i nosivost konstrukcijskih elemenata, navedene vrednosti mogu da se koriste kao alternativa za STR/GEO (skup B), pod uslovom da korišćenje $\gamma_{G,j,inf} = 1.0$ i za povoljni i za nepovoljni deo stalnih dejstava ne daje nepovoljniji uticaj.

² Bira se nepovoljnija od varijanti a) i b)

Granična stanja upotrebljivosti

Proračunom konstrukcije prema graničnim stanjima upotrebljivosti treba da se dokaže da proračunska vrednost uticaja od dejstava E_d za relevantni kriterijum upotrebljivosti, određena za relevantne kombinacije opterećenja, ne prekoračuje graničnu proračunsku vrednost C_d :

$$E_d \leq C_d.$$

Kao kriterijum upotrebljivosti mogu se postaviti ograničenja deformacija, širine prslina, napona ili dilatacija, u skladu sa odgovarajućim delovima evrokoda.

Za proračun uticaja od dejstava u dokazu graničnih stanja upotrebljivosti, izbor odgovarajuće kombinacije dejstava zavisi od kriterijuma upotrebljivosti. Za nepovratna granična stanja koristi se karakteristična kombinacija, za povratna GSU u primeni je česta, a za dugotrajna dejstva i izgled

konstrukcije (deformacije, prsline) se upotrebljava kvazistalna kombinacija dejstava. Proračunsku vrednost uticaja od dejstava za GSU možemo prikazati opštim izrazom

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{d,j} + "P" + "Q_{d,1}" + \sum_{i \geq 1} Q_{d,i} \right\}, \quad j \geq 1, \quad i > 1.$$

Reprezentativna vrednost prethodnog naprežanja (P_k ili P_m) određuje se prema relevantnom delu evrokoda, u zavisnosti od primenjene vrste prednaprežanja. Proračunske vrednosti ostalih dejstava za različite kombinacije u GSU prikazane su u tabeli 7.

Tabela 7. Proračunske vrednosti dejstava za kombinacije za dokaz graničnih stanja upotrebljivosti

Kombinacija	Stalna dejstva G_d		Promenljiva dejstva Q_d	
	nepovoljna	povoljna	dominantno	ostala
Karakteristična	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
Česta	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$
Kvazistalna	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$

Na slici 9 je šematski prikazan postupak određivanja kvazistalne kombinacije dejstava za dokaz graničnih stanja upotrebljivosti.

GSU			
Proračunske situacije	beton γ_c	armatura γ_s	kablovi γ_s
GSN - Stalne i povremene	1.5	1.15	1.15
GSN - Incidentne	1.2	1.0	1.0
GSU	1.0		

Dejstvo	Stalno (γ_G)	Promenlj. (γ_Q)	Prednapr. (γ_P)
Nepovoljno	1.35	1.50	1.10 - 1.20
Povoljno	1.00	0	1.00

Dejstvo	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Korisna opterećenja u zgradama			
A: prostori za stanovanje i boravak	0,7	0,5	0,3
B: poslovni prostori	0,7	0,5	0,3
C: prostori za okupljanje ljudi	0,7	0,7	0,6
D: trgovački prostori	0,7	0,7	0,6
E: skladišni prostori	1,0	0,9	0,8
saobraćajne površine:			
F: težina vozila ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
G: 30 kN < težina vozila ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
H: krovovi	0	0	0
Opterećenja od snega na zgrade			
$H > 1000$ m	0,7	0,5	0,2
$H \leq 1000$ m	0,5	0,2	0
Opterećenje od vetra na zgrade	0,6	0,2	0
Temperatura u zgradama	0,6	0,5	0

Kvazistalna proračunska situacija (za dugotrajna dejstva i izgled konstrukcije):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Slika 9. Određivanje kvazistalne kombinacije dejstava za dokaz graničnih stanja upotrebljivosti

Materijali

Beton

Karakteristične vrednosti čvrstoće betona pri pritisku u starosti 28 dana, ispitane na uzorcima oblika cilindra, prečnika 15 cm i visine 30 cm (f_{ck}), odnosno oblika kocke dužine strane 15 cm ($f_{ck,cube}$), unose se u oznaku klase čvrstoće betona. Tako će beton sa $f_{ck} = 30$ MPa, čemu odgovara $f_{ck,cube} = 37$ MPa, imati oznaku klase čvrstoće C30/37.

Najbitnije karakteristike betona, prema SRPS EN 1992-1-1, prikazane su u tabeli 8, u funkciji njegove klase čvrstoće. Ostale karakteristične čvrstoće i deformacijske veličine betona mogu se naći u tabeli 3.1 Evrokoda 2, zajedno sa analitičkim izrazima za određivanje ovih karakteristika u funkciji klase čvrstoće. U tabeli 8 je sa f_{ctm} označena srednja vrednost čvrstoće betona pri aksijalnom zatezanju. E_{cm} je sekantni modul elastičnosti između napona 0 i $0.4f_{cm}$ za betone sa kvarcitnim agregatom. Za betone sa drugim agregatima ovaj modul treba da se koriguje prema tački 3.1.3 u [2]. Značenje dilatacija ε_{c2} i ε_{cu2} objašnjeno je skicama u tabeli 12. Srednja vrednost čvrstoće betona starosti 28 dana pri pritisku (f_{cm}) jednaka je čvrstoći f_{ck} uvećanoj za 8 MPa, odnosno

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ [MPa]}.$$

Betoni zaključno sa klasom C50/60 se smatraju betonima „normalne čvrstoće“, dok se betoni veće klase tretiraju kao betoni „visoke čvrstoće“. Ukoliko ne bude drugačije navedeno, u ovoj knjizi ćemo podrazumevati betone normalne čvrstoće. Informacije vezane za proračun elemenata od betona visoke čvrstoće se mogu naći u odgovarajućim poglavljima Evrokoda 2.

Tabela 8. Bitne čvrstoće i deformacijske karakteristike betona prema SRPS EN 1992-1-1

Klase čvrstoće betona														
f_{ck} [MPa]	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ [MPa]	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{ctm} [MPa]	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1	4.2	4.4	4.6	4.8	5.0
E_{cm} [GPa]	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44
ε_{c2} [‰]	2.0									2.2	2.3	2.4	2.5	2.6
ε_{cu2} [‰]	3.5									3.1	2.9	2.7	2.6	2.6

Za beton bez prslina može se usvojiti Poisson-ov koeficijent jednak 0.2, a za beton sa prslinama jednak 0. Za koeficijent linearne termičke dilatacije može da se usvoji vrednost 10^{-5} K^{-1} .

Vremenske deformacije betona

Skupljanje i tečenje betona zavise od sastava betona, dimenzija elementa i vlažnosti sredine (RH) [27]. Tečenje, pored navedenog, zavisi i od starosti (zrelosti) betona u trenutku opterećivanja (t_0), kao i od trajanja i intenziteta opterećenja. U tabeli 9 su prikazane krajnje vrednosti koeficijenta tečenja¹³ $\varphi(\infty, t_0)$ za beton klase C30/37, sračunate primenom postupka opisanog u prilogu B Evrokoda 2. Klase cementa su u skladu sa podelom u tački 3.1.2 Evrokoda 2. Svi navedeni podaci važe za temperature sredine između -40°C i $+40^\circ\text{C}$ i podrazumevaju *linearno* tečenje, odnosno da naponi pritiska u betonu u trenutku nanošenja opterećenja (t_0) ne prekoračuju veličinu $0.45f_{ck}(t_0)$.

Veličina elementa h_0 se određuje na osnovu površine poprečnog preseka elementa A_c i obima elementa u kontaktu sa atmosferom (u):

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}.$$

¹³ Koeficijent tečenja predstavlja odnos ukupne dilatacije tečenja $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ u posmatranom trenutku t usled opterećenja nanetog u trenutku t_0 i trenutne elastične dilatacije $\varepsilon_{ce}(t_0)$ u trenutku opterećenja t_0 , tj.

$$\varphi(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cc}(t, t_0)}{\varepsilon_{ce}(t_0)}$$

Tabela 9. Krajnji koeficijent tečenja betona za C30/37 prema prilogu B u SRPS EN 1992-1-1

φ(∞,t₀) za beton klase čvrstoće C30/37, tj. φ _{C30/37} (∞,t₀)													
Starost t₀ [dani/ godine]	h₀ [mm]	RH [%]											
		40			70			90			100		
		Klasa cementa											
		S	N	R	S	N	R	S	N	R	S	N	R
7	100	4.18	3.78	3.41	3.03	2.74	2.47	2.27	2.05	1.85	1.88	1.70	1.53
	200	3.71	3.35	3.02	2.80	2.53	2.28	2.19	1.98	1.78	1.88	1.70	1.53
	300	3.48	3.14	2.83	2.68	2.42	2.18	2.15	1.94	1.75	1.88	1.70	1.53
	400	3.33	3.01	2.71	2.61	2.36	2.12	2.13	1.92	1.73	1.88	1.70	1.53
14	100	3.51	3.32	3.13	2.54	2.40	2.27	1.90	1.80	1.70	1.58	1.49	1.41
	200	3.11	2.94	2.78	2.35	2.22	2.09	1.84	1.73	1.64	1.58	1.49	1.41
	300	2.92	2.76	2.60	2.25	2.13	2.01	1.80	1.70	1.61	1.58	1.49	1.41
	400	2.80	2.64	2.50	2.19	2.07	1.95	1.78	1.68	1.59	1.58	1.49	1.41
21	100	3.19	3.07	2.96	2.31	2.23	2.14	1.73	1.66	1.60	1.44	1.38	1.33
	200	2.83	2.72	2.62	2.13	2.05	1.98	1.67	1.61	1.55	1.44	1.38	1.33
	300	2.65	2.55	2.46	2.04	1.97	1.89	1.64	1.58	1.52	1.44	1.38	1.33
	400	2.54	2.45	2.35	1.99	1.91	1.84	1.62	1.56	1.50	1.44	1.38	1.33
28	100	2.99	2.91	2.83	2.17	2.11	2.05	1.62	1.58	1.53	1.35	1.31	1.27
	200	2.65	2.58	2.51	2.00	1.94	1.89	1.56	1.52	1.48	1.35	1.31	1.27
	300	2.49	2.42	2.35	1.92	1.86	1.81	1.54	1.49	1.45	1.35	1.31	1.27
	400	2.38	2.32	2.25	1.86	1.81	1.76	1.52	1.48	1.44	1.35	1.31	1.27
45	100	2.70	2.66	2.61	1.96	1.93	1.89	1.46	1.44	1.42	1.22	1.20	1.18
	200	2.39	2.35	2.32	1.81	1.78	1.75	1.41	1.39	1.37	1.22	1.20	1.18
	300	2.25	2.21	2.17	1.73	1.70	1.67	1.39	1.36	1.34	1.22	1.20	1.18
	400	2.15	2.12	2.08	1.68	1.66	1.63	1.37	1.35	1.33	1.22	1.20	1.18
60	100	2.54	2.51	2.48	1.85	1.82	1.80	1.38	1.36	1.35	1.15	1.13	1.12
	200	2.26	2.23	2.20	1.70	1.68	1.66	1.33	1.31	1.30	1.15	1.13	1.12
	300	2.12	2.09	2.06	1.63	1.61	1.59	1.31	1.29	1.28	1.15	1.13	1.12
	400	2.03	2.00	1.98	1.59	1.57	1.55	1.29	1.28	1.26	1.15	1.13	1.12
90	100	2.34	2.33	2.31	1.70	1.69	1.67	1.27	1.26	1.25	1.06	1.05	1.04
	200	2.08	2.06	2.05	1.57	1.55	1.54	1.23	1.22	1.21	1.06	1.05	1.04
	300	1.95	1.93	1.92	1.50	1.49	1.48	1.20	1.20	1.19	1.06	1.05	1.04
	400	1.87	1.85	1.84	1.46	1.45	1.44	1.19	1.18	1.17	1.06	1.05	1.04
365	100	1.78	1.77	1.77	1.29	1.29	1.29	0.96	0.96	0.96	0.80	0.80	0.80
	200	1.58	1.57	1.57	1.19	1.19	1.18	0.93	0.93	0.93	0.80	0.80	0.80
	300	1.48	1.48	1.47	1.14	1.14	1.14	0.91	0.91	0.91	0.80	0.80	0.80
	400	1.42	1.41	1.41	1.11	1.11	1.10	0.90	0.90	0.90	0.80	0.80	0.80
2 godine	100	1.55	1.55	1.55	1.13	1.12	1.12	0.84	0.84	0.84	0.70	0.70	0.70
	200	1.38	1.37	1.37	1.04	1.04	1.04	0.81	0.81	0.81	0.70	0.70	0.70
	300	1.29	1.29	1.29	0.99	0.99	0.99	0.80	0.80	0.80	0.70	0.70	0.70
	400	1.24	1.24	1.23	0.97	0.97	0.97	0.79	0.79	0.79	0.70	0.70	0.70
3 godine	100	1.43	1.43	1.43	1.04	1.04	1.04	0.78	0.78	0.78	0.65	0.65	0.65
	200	1.27	1.27	1.27	0.96	0.96	0.96	0.75	0.75	0.75	0.65	0.65	0.65
	300	1.19	1.19	1.19	0.92	0.92	0.92	0.74	0.74	0.74	0.65	0.65	0.65
	400	1.14	1.14	1.14	0.89	0.89	0.89	0.73	0.73	0.73	0.65	0.65	0.65

Za ostale klase čvrstoće betona krajnji koeficijent tečenja $\varphi_{Ci}(\infty, t_0)$ se može odrediti množenjem vrednosti iz tabele 9 odgovarajućim korekcionim koeficijentom k iz tabele 10, tj.

$$\varphi_{Ci}(\infty, t_0) = k \cdot \varphi_{C30/37}(\infty, t_0).$$

Tabela 10. Korekциони koeficijent k za klase čvrstoće betona različite od C30/37

klasa betona	h_0 [mm]	k			
		RH [%]			
		40	70	90	100
C12/15	100	1.45	1.43	1.42	1.40
	200	1.44	1.43	1.41	1.40
	300	1.44	1.43	1.41	1.40
	400	1.44	1.42	1.41	1.40
C16/20	100	1.32	1.31	1.29	1.28
	200	1.32	1.30	1.29	1.28
	300	1.31	1.30	1.29	1.28
	400	1.31	1.30	1.29	1.28
C20/25	100	1.22	1.21	1.20	1.18
	200	1.22	1.21	1.19	1.18
	300	1.22	1.21	1.19	1.18
	400	1.21	1.20	1.19	1.18
C25/30	100	1.13	1.12	1.10	1.09
	200	1.12	1.11	1.10	1.09
	300	1.12	1.11	1.10	1.09
	400	1.12	1.11	1.10	1.09
C35/45	100	0.88	0.89	0.90	0.92
	200	0.88	0.89	0.91	0.92
	300	0.88	0.89	0.91	0.92
	400	0.88	0.90	0.91	0.92
C40/50	100	0.78	0.80	0.83	0.85
	200	0.79	0.81	0.83	0.85
	300	0.79	0.81	0.83	0.85
	400	0.79	0.81	0.83	0.85
C45/55	100	0.70	0.73	0.76	0.79
	200	0.71	0.74	0.77	0.79
	300	0.72	0.74	0.77	0.79
	400	0.72	0.75	0.77	0.79
C50/60	100	0.64	0.67	0.71	0.74
	200	0.65	0.68	0.72	0.74
	300	0.66	0.69	0.72	0.74
	400	0.66	0.69	0.72	0.74

Konačne vrednosti dilatacija skupljanja betona $\varepsilon_{cs}(\infty)$, sračunate kao zbir sopstvenog (autogenog) skupljanja ε_{ca} i skupljanja usled sušenja ε_{cd} , prema Evrokodu 2, prikazane su u tabeli 11.

Tabela 11. Konačne vrednosti dilatacija skupljanja betona

$\varepsilon_{cs}(\infty)$ [‰]													
klasa betona	h_0 [mm]	RH [%]											
		40			70			90			100		
		Klasa cementa											
		S	N	R	S	N	R	S	N	R	S	N	R
C12/15	100	0.528	0.645	0.876	0.372	0.454	0.616	0.156	0.190	0.257	0.005	0.005	0.005
	200	0.450	0.549	0.745	0.317	0.387	0.525	0.134	0.163	0.219	0.005	0.005	0.005
	300	0.397	0.485	0.658	0.280	0.342	0.463	0.119	0.144	0.194	0.005	0.005	0.005
	>500	0.371	0.453	0.615	0.262	0.320	0.433	0.111	0.135	0.182	0.005	0.005	0.005
C16/20	100	0.511	0.625	0.848	0.363	0.443	0.600	0.159	0.192	0.256	0.015	0.015	0.015
	200	0.437	0.534	0.723	0.311	0.379	0.512	0.137	0.165	0.220	0.015	0.015	0.015
	300	0.387	0.473	0.640	0.276	0.336	0.454	0.123	0.148	0.196	0.015	0.015	0.015
	>500	0.363	0.442	0.598	0.259	0.315	0.424	0.116	0.139	0.184	0.015	0.015	0.015
C20/25	100	0.496	0.607	0.823	0.356	0.433	0.585	0.161	0.193	0.256	0.025	0.025	0.025
	200	0.426	0.519	0.703	0.306	0.372	0.501	0.141	0.168	0.221	0.025	0.025	0.025
	300	0.378	0.461	0.623	0.273	0.331	0.445	0.127	0.151	0.198	0.025	0.025	0.025
	>500	0.355	0.432	0.583	0.257	0.311	0.417	0.121	0.143	0.187	0.025	0.025	0.025
C25/30	100	0.479	0.585	0.792	0.348	0.422	0.567	0.165	0.196	0.256	0.038	0.038	0.038
	200	0.413	0.503	0.679	0.301	0.364	0.488	0.146	0.172	0.223	0.038	0.038	0.038
	300	0.369	0.448	0.604	0.270	0.326	0.435	0.133	0.156	0.201	0.038	0.038	0.038
	>500	0.347	0.421	0.566	0.255	0.307	0.408	0.127	0.149	0.190	0.038	0.038	0.038
C30/37	100	0.464	0.566	0.764	0.340	0.412	0.551	0.170	0.199	0.257	0.050	0.050	0.050
	200	0.402	0.488	0.657	0.297	0.358	0.476	0.152	0.177	0.226	0.050	0.050	0.050
	300	0.360	0.437	0.586	0.268	0.322	0.426	0.140	0.162	0.205	0.050	0.050	0.050
	>500	0.340	0.411	0.550	0.253	0.303	0.401	0.134	0.155	0.195	0.050	0.050	0.050
C35/45	100	0.450	0.548	0.739	0.335	0.404	0.537	0.175	0.203	0.258	0.063	0.063	0.063
	200	0.392	0.475	0.637	0.294	0.352	0.466	0.158	0.182	0.229	0.063	0.063	0.063
	300	0.353	0.427	0.570	0.267	0.318	0.418	0.147	0.168	0.209	0.063	0.063	0.063
	>500	0.334	0.403	0.536	0.253	0.301	0.395	0.141	0.161	0.200	0.063	0.063	0.063
C40/50	100	0.438	0.533	0.715	0.330	0.396	0.524	0.180	0.207	0.260	0.075	0.075	0.075
	200	0.384	0.464	0.619	0.292	0.348	0.457	0.164	0.188	0.233	0.075	0.075	0.075
	300	0.348	0.418	0.555	0.266	0.316	0.412	0.154	0.174	0.214	0.075	0.075	0.075
	>500	0.329	0.395	0.523	0.254	0.300	0.389	0.149	0.168	0.205	0.075	0.075	0.075
C45/55	100	0.428	0.518	0.693	0.327	0.390	0.513	0.186	0.212	0.263	0.088	0.088	0.088
	200	0.377	0.454	0.602	0.291	0.345	0.449	0.171	0.194	0.237	0.088	0.088	0.088
	300	0.343	0.411	0.542	0.267	0.314	0.406	0.161	0.181	0.219	0.088	0.088	0.088
	>500	0.326	0.389	0.512	0.255	0.299	0.385	0.157	0.175	0.210	0.088	0.088	0.088
C50/60	100	0.419	0.506	0.673	0.324	0.385	0.502	0.192	0.217	0.266	0.100	0.100	0.100
	200	0.371	0.445	0.587	0.290	0.342	0.442	0.179	0.200	0.241	0.100	0.100	0.100
	300	0.339	0.404	0.530	0.268	0.314	0.402	0.169	0.188	0.225	0.100	0.100	0.100
	>500	0.323	0.384	0.501	0.257	0.299	0.382	0.165	0.182	0.216	0.100	0.100	0.100

Tabela 12. Dijagrami napon-dilatacija betona [2]

Za	Analitički izrazi	Oblik dijagrama
Nelinearnu analizu konstrukcije	$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta}$ $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$ $k = 1.05 \cdot E_{cm} \cdot \varepsilon_{c1} / f_{cm}$ $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ [MPa]}$	
Proračun poprečnih preseka	Parabola+prava $\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \text{ za } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}$ $\sigma_c = f_{cd} \text{ za } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$ Za betone normalne čvrstoće $n = 2$, $\varepsilon_{c2} = 2.0\text{‰}$ i $\varepsilon_{cu2} = 3.5\text{‰}$	
	Bilinearni Za betone normalne čvrstoće $\varepsilon_{c3} = 1.75\text{‰}$ i $\varepsilon_{cu3} = 3.5\text{‰}$	
	Pravougaoni Za $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$: $\lambda = 0.8$, $\eta = 1.0$ Za $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$: $\lambda = 0.8 - \frac{(f_{ck} - 50)}{400}$, $\eta = 1.0 - \frac{(f_{ck} - 50)}{200}$	
NAPOMENA: Karakteristične vrednosti dilatacija: ε_{c1} (dilatacija pri maksimalnom naponu), ε_{cu1} (nazivna granična dilatacija), ε_{c2} , ε_{cu2} , ε_{c3} , i ε_{cu3} su date u tabeli 3.1 Evrokoda 2 [2] u funkciji klase čvrstoće betona. Vrednosti ε_{c2} , ε_{cu2} su prikazane i u tabeli 8 ove knjige.		

Proračunske čvrstoće

Proračunska čvrstoća betona pri pritisku f_{cd} se određuje iz

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_C},$$

gde je α_{cc} nacionalno određeni parametar kojim se uzimaju u obzir dugotrajni uticaji dejstva na čvrstoću betona pri pritisku i nepovoljni uticaji načina delovanja opterećenja. Prema našem nacionalnom prilogu [3] ova vrednost je jednaka 0.85. γ_C je parcijalni koeficijent sigurnosti za beton (tabela 5).

Proračunska vrednost čvrstoće betona pri zatezanju f_{ctd} je opisana izrazom

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_C}.$$

$f_{ctk,0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm}$ je 5%-ni fraktile srednje vrednosti čvrstoće betona pri aksijalnom zatezanju. Parametar α_{ct} , kojim se uzimaju u obzir dugotrajni uticaji dejstva na čvrstoću betona pri zatezanju i nepovoljni uticaji načina delovanja opterećenja, je u našem nacionalnom prilogu [3] usvojen jednak 1.0.

Dijagrami napon-dilatacija ($\sigma_c - \epsilon_c$) za nelinearnu analizu konstrukcije i za proračun poprečnih preseka, zajedno sa izrazima koji ih opisuju su prikazani u tabeli 12.

Armatura

Opšti zahtevi koje treba da ispuni zavarivi betonski čelik koji se koristi za armiranje betonskih konstrukcija utvrđeni su standardom SRPS EN 10080 [28]. Armatura oblika šipki, ispravljenih žica isporučenih u koturovima, zavarenih armaturnih mreža i armaturnih rešetki treba da poseduje osnovna svojstva prikazana u tabeli 13.

Tabela 13. Svojstva armature prema Prilogu C u SRPS EN 1992-1-1 [2]

Klasa	A	B	C
Karakteristična granica razvlačenja f_{yk} ili $f_{0,2k}$ [MPa]	od 400 do 600		
Najmanja vrednost $k = (f_t/f_y)_k$	≥ 1.05	≥ 1.08	≥ 1.15 < 1.35
Karakteristična dilatacija pri najvećoj sili, ϵ_{uk} [%]	≥ 2.5	≥ 5.0	≥ 7.5

Duktilnost armature se označava klasom (A, B ili C) i karakteriše se pomoću dva parametra:

- odnosa čvrstoće pri zatezanju f_{tk} i granice razvlačenja f_{yk} ili $f_{0,2k}$, preko parametra k :

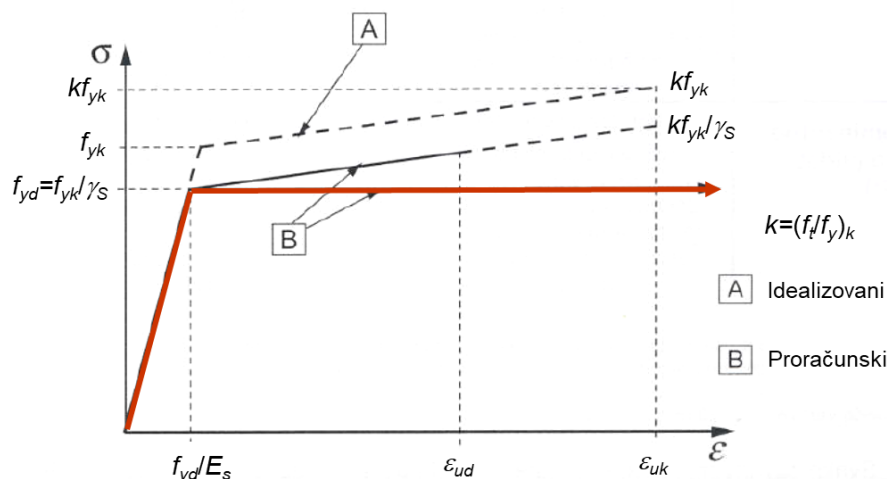
$$k = (f_t/f_y)_k$$

- karakteristične dilatacije pri najvećoj sili ϵ_{uk} .

U kritičnim oblastima primarnih seizmičkih elemenata nije dopuštena upotreba čelika za armaturu klase A, dok je u kritičnim oblastima primarnih seizmičkih elemenata konstrukcija visoke klase duktilnosti (DCH) obavezna upotreba armaturnog čelika klase C [29].

Dijagrami napon-dilatacija ($\sigma_s - \epsilon_s$). Proračun armiranobetonskih elemenata može da se vrši primenom jednog od dva proračunska dijagrama napon-dilatacija za čelik, prikazana na slici 10 i opisana u nastavku:

- dijagram sa ojačanjem, tj. sa uzlaznom gornjom granom, pri čemu se maksimalna dilatacija mora ograničiti na vrednost $\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk}$ [2, 3]
- dijagram sa horizontalnom gornjom granom, bez ograničenja dilatacije (crvena linija na slici 10). Ovaj dijagram će biti korišćen u knjizi.



Slika 10. Idealizovani i proračunski dijagrami napon-dilatacija za čelik za armiranje, pri zatezanju i pritisku, prema SRPS EN 1992-1-1

Srednja vrednost zapreminske mase armature može da se usvoji kao 7850 kg/m^3 , a modul elastičnosti kao $E_s = 200 \text{ GPa}$. Sa ovim modulom elastičnosti, za čelik oznake B500, gde oznaka '500' predstavlja karakterističnu vrednost granice razvlačenja ($f_{yk} = 500 \text{ MPa}$), proračunska vrednost dilatacije na granici razvlačenja je:

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = f_{yk} / (\gamma_s \cdot E_s) = 500 \cdot 10^{-3} / (1.15 \cdot 200) = 2.174 \cdot 10^{-3} = 2.174\text{‰}.$$

Otpornost betonskih konstrukcija na dejstvo požara

SRPS EN 1992-1-2 [4] navodi više metoda za verifikaciju otpornosti betonskih elemenata i konstrukcija na požar. Najjednostavnija, koja će ovde biti prikazana u osnovnim crtama, zasniva se na usvajanju minimalnih dimenzija poprečnog preseka betonskih elemenata i minimalne udaljenosti težišta armature od lica elementa, datih tabelarno u poglavlju 5 u [4], kojima se obezbeđuje zahtevana otpornost na požar. Evrokod 2 razlikuje tri kriterijuma otpornosti na požar:

- kriterijum nosivosti (R t): element mora da održi zahtevanu nosivost tokom t minuta izloženosti standardnom požaru (npr. R 30, R 60,...);
- kriterijum integriteta (E t): element mora da zadrži zahtevani integritet (bez prslina koje omogućuju prodor vatre i dima) tokom t minuta izloženosti standardnom požaru (npr. E 30, E 60,...);
- kriterijum termičke izolovanosti (I t): prosečno povećanje temperature na celoj neizloženoj površini elementa ne sme da bude veće od 140 K, a maksimalno povećanje temperature u bilo kojoj tački iste površine ne veće od 180 K tokom t minuta izloženosti standardnom požaru (npr. I 30, I 60,...).

Elementi konstrukcije koji služe samo za pregrađivanje prostora moraju da zadovolje kriterijum E i, kada se to zahteva, kriterijum I, dok elementi koji imaju samo funkciju nošenja opterećenja moraju zadovoljiti kriterijum R. Elementi koji su istovremeno pregradni i noseći moraju zadovoljiti kriterijume R i E, a kada se to zahteva i kriterijum I (npr. REI 60).

Tabelarni pregled minimalnih dimenzija poprečnog preseka i minimalne udaljenosti težišta armature od lica elementa dat je za svaki pojedinačni konstrukcijski element u odgovarajućem poglavlju ove knjige.

Trajnost i zaštitni sloj betona do armature

„Trajna konstrukcija mora da zadovolji zahteve upotrebljivosti, nosivosti i stabilnosti u toku svog proračunskog eksploatacionog veka, bez značajnog gubitka sposobnosti da služi svojoj nameni ili preterano velikih nepredviđenih troškova održavanja“ [2]. Faktori koji značajno utiču na trajnost konstrukcije su: upotreba konstrukcije; uslovi sredine; sastav, svojstva i ponašanje materijala i

proizvoda; svojstva tla; konstrukcijski sistem; oblik elemenata i konstruisanje detalja; kvalitet izrade i nivo kontrole; posebne mere zaštite i održavanje tokom eksploatacionog veka [10].

Trajnost armiranobetonske konstrukcije se postiže pre svega adekvatnom zaštitom armature od korozije, koja se najčešće ostvaruje izvođenjem kompaktnog i kvalitetnog zaštitnog sloja betona. Zahtevi koje treba da ispuni AB element (npr. maksimalni vodocementni faktor, minimalna klasa čvrstoće betona, minimalna količina cementa, minimalna debljina zaštitnog sloja) da bi se obezbedila adekvatna zaštita armature od korozije, zavise od proračunskog eksploatacionog veka, predviđene upotrebe konstrukcije, uslova sredine u kojima će se konstrukcija i pojedini njeni elementi naći u toku eksploatacije, kao i od dejstava i uticaja od dejstava.

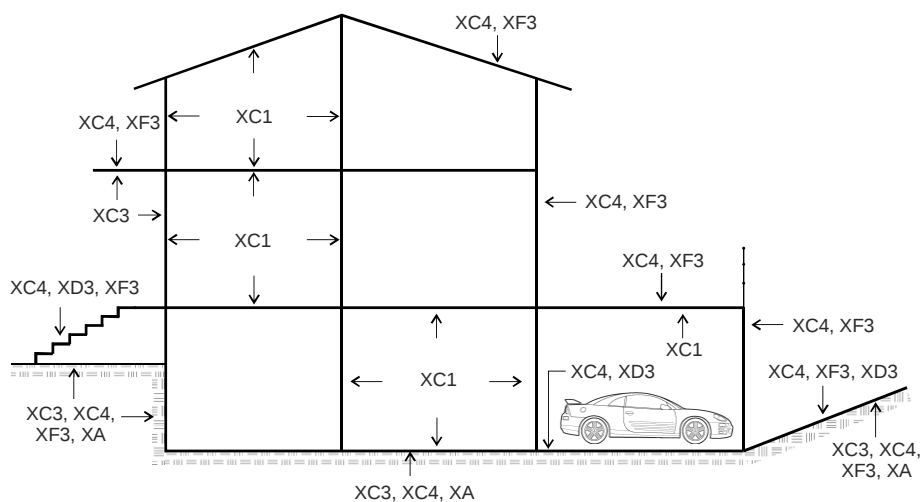
Ulazni podaci neophodni za određivanje nominalne debljine zaštitnog sloja betona c_{nom} obuhvataju tip elementa i njegov položaj u konstrukciji, proračunski eksploatacioni vek elementa/konstrukcije (tabela 1), klase izloženosti elementa prema delovanju sredine (tabela 14, slika 11), zahtevanu otpornost na požar, način izvođenja, pristupačnost površine za kontrolu nakon betoniranja, naknadnu obradu površine, upotrebu armature od nerđajućeg čelika ili dodatne zaštite površine, sistem kontrole kvaliteta i drugo..

Tabela 14. Klase izloženosti u zavisnosti od uslova sredine, prema SRPS EN 206-1 [30] i SRPS U.M1.206 [31]

Oznaka klase	Opis uslova sredine	Primeri primene
1 Nema rizika od korozije ili agresije		
X0	Za beton bez armature ili ugrađenog metala: sve izloženosti osim zamrzavanja/odmrzavanja, habanja ili hemijske agresije	Nearmirani elementi unutar zgrada ili potpuno ukopani u neagresivno tlo, ili potpuno potopljeni u neagresivnu vodu (npr. nearmirani temelji, beton slojeva za izravnjanje)
	Za beton sa armaturom ili ugrađenim metalom: veoma suva sredina	Beton unutar zgrada veoma niske vlažnosti vazduha (<45%), ako nema opasnosti od zamrzavanja i hemijskog delovanja i ako nije zahtevana otpornost na habanje
2 Korozija prouzrokovana karbonizacijom		
XC1	Suva ili stalno vlažna sredina	Beton unutar zgrada niske vlažnosti vazduha (45% do 60%) ili beton stalno potopljen u vodu
XC2	Vlažna, retko suva sredina	Betonska površina dugotrajno u kontaktu sa vodom Mnogi temelji
XC3	Umereno vlažna sredina	Beton unutar zgrada umerene ili visoke vlažnosti vazduha (60% do 85%) Spoljašnji beton, zaštićen od kiše
XC4	Ciklično vlažna i suva sredina	Betonske površine u kontaktu sa vodom, ali van klase XC2 (npr. spoljašnji elementi zgrada izloženi kiši – nezaštićene fasade, terase...)
3 Korozija prouzrokovana hloridima koji ne potiču iz morske vode		
XD1	Umereno vlažna sredina	Betonske površine izložene hloridima iz vazduha

XD2	Vlažna, retko suva sredina	Bazen za plivanje Beton izložen industrijskim vodama koje sadrže hloride
XD3	Ciklično vlažna i suva sredina	Delovi mostova izloženi prskanju vodom koja sadrži hloride Kolovozi, trotoari Ploče na parkinzima
4 Korozija prouzrokovana hloridima iz morske vode		
XS1	Sredina izložena soli iz vazduha, ali gde beton nije u direktnom kontaktu sa morskom vodom	Konstrukcije blizu obale ili na obali
XS2	Beton trajno potopljen u morskoj vodi	Delovi konstrukcije u morskoj vodi
XS3	Zone izložene plimi, kvašenju i prskanju	Delovi konstrukcije u morskoj vodi
5 Zamrzavanje/odmrzavanje sa ili bez agensa za odmrzavanje		
XF1	Umerena zasićenost vodom, bez agensa za odmrzavanje	Vertikalne betonske površine izložene kiši i mrazu
XF2	Umerena zasićenost vodom, sa agensom za odmrzavanje	Vertikalne betonske površine saobraćajnih konstrukcija izložene mrazu i sredstvima za odmrzavanje iz vazduha
XF3	Velika zasićenost vodom, bez agensa za odmrzavanje	Horizontalne betonske površine izložene kiši i mrazu
XF4	Velika zasićenost vodom, sa agensom za odmrzavanje ili morskom vodom	Ploče na putevima i mostovima izložene sredstvima za odmrzavanje Betonske površine izložene direktnom prskanju rastvorima sredstava za odmrzavanje i mrazu Zone kvašenja konstrukcija na morskoj obali izložene mrazu
6 Hemijska izloženost		
XA1	Blaga hemijska agresivnost sredine	Klasifikacija stepena hemijske agresivnosti sredine se vrši prema Tabeli 2 u SRPS EN 206
XA2	Umerena hemijska agresivnost sredine	
XA3	Izražena hemijska agresivnost sredine	
7 Habanje površine betona (mehanička abrazija)		
XM1	Umerena opterećenja	Noseći industrijski trotoari za vozila sa pneumatskim točkovima

XM2	Teška opterećenja	Noseći industrijski trotoari za viljuškare sa punim gumenim točkovima Preopterećeni putevi sa visokofrekventnim lakim i srednjim saobraćajnim opterećenjem Konstrukcije u brznoj tekućoj vodi
XM3	Veoma teška opterećenja	Noseći industrijski trotoari za viljuškare sa elastomernim ili čeličnim točkovima Preopterećeni putevi sa visokofrekventnim teškim i veoma teškim saobraćajnim opterećenjem Konstrukcije u brznoj tekućoj vodi koja nosi pesak



Slika 11. Primer klasa izloženosti pojedinih elemenata zgrade [32]

Detaljan postupak sa dijagramom toka proračuna zaštitnog sloja betona opisan je u radu [32]. Nominalna debljina zaštitnog sloja betona do armature c_{nom} predstavlja zbir minimalne debljine zaštitnog sloja c_{min} i tolerancije, tj. odstupanja pri izvođenju Δc_{dev} , i ne sme da bude manja od nominalne debljine zaštitnog sloja $c_{pož}$ potrebne da bi se obezbedila zahtevana otpornost na dejstvo požara prema SRPS EN 1992-1-2:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \geq c_{pož}$$

Prema našem nacionalnom prilogu [3] $\Delta c_{dev} = 10$ mm, a korekcije se vrše na sledeći način:

- kada se proizvodnja vrši u sistemu sa garantovanim kvalitetom, u kojem kontrole obuhvataju i merenja zaštitnog sloja: $10 \text{ mm} \geq \Delta c_{dev} \geq 5 \text{ mm}$
- kada se garantuje da se za kontrolu koristi veoma precizan instrument i da se elementi koji ne ispunjavaju postavljene zahteve odbacuju: $10 \text{ mm} \geq \Delta c_{dev} \geq 0 \text{ mm}$.

 Tabela 15. Minimalni zaštitni sloj prema zahtevima prijanjanja $c_{min,b}$

Raspored šipki	Minimalni zaštitni sloj $c_{min,b}^1$
Pojedinačne šipke	Prečnik šipke
Šipke u svežnju	Ekvivalentan prečnik ($\varnothing_n$)

¹ Ako je nominalna maksimalna dimenzija agregata veća od 32 mm, $c_{min,b}$ treba povećati za 5 mm

Tabela 16. Preporučene vrednosti parametara sastava svežeg betona, zahtevana klasa čvrstoće betona i minimalni zaštitni sloj prema uslovima sredine $c_{min,dur}$ za konstrukcije klase S4 (kategorija 4 u tabeli 1)

Preporučeni i zahtevani parametri i svojstva			$(w/c)_{max}$	minimalna količina cementa [kg/m ³]	zahtevana klasa čvrstoće betona	$c_{min,dur}$ [mm]
Klase agresivne sredine	I-niska	X0	0,75	-	C16/20	10
		XC1	0,65	300	C20/25	15
	II-umerena	XC2, XC3	0,55	340	C30/37	25
		XC2 + XF1	0,55	340	C30/37	25
	III-normalna	XD1, XA1, XM1	0,55	360	C30/37	35 (+5) ¹
		XD1 + XF2	0,60ae ²	340	C30/37	35
			0,55	360	C30/37	35
	IV-jaka	XC4	0,50	380	C30/37	30
		XD2, XA2, XM2	0,50	380	C30/37	40 (+10) ¹
			0,55ae ²	360	C30/37	30
		XC4 + XF3	0,50	380	C30/37	30
			0,50	380	C30/37	30
	V-veoma jaka	XD3, XA3, XM3	0,45	380	C35/45	45 (+10) ¹
		XD2 + XF4	0,50	380	C35/45	40
		XD3 + XF4	0,50	380	C35/45	45

¹ Dodatni, "žrtvovani sloj" betona za dejstvo abrazije, u skladu sa 4.4.1.2 stav (13) u SRPS EN 1992-1-1 i 5.3.2 pod v) u SRPS U.M1.206

² $(w/c)_{max}$ za aerirani beton

Minimalni zaštitni sloj c_{min} treba da obezbedi i siguran prenos sila prijanjanja betona i armature i zaštitu armature od korozije, odnosno

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm} \},$$

gde je $c_{min,b}$ minimalni zaštitni sloj prema zahtevima prijanjanja (tabela 15), $c_{min,dur}$ minimalni zaštitni sloj prema uslovima sredine (tabela 16), $\Delta c_{dur,\gamma}$ dodatni element sigurnosti, $\Delta c_{dur,st}$ smanjenje minimalnog zaštitnog sloja pri upotrebi nerđajućeg čelika, a $\Delta c_{dur,add}$ smanjenje minimalnog zaštitnog sloja pri upotrebi dodatne zaštite (npr. premaza). Prema SRPS EN 1992-1-1/NA

$$\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0,$$

pa je konačno

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm} \}.$$

Zahtevi prikazani u tabeli 16 izvedeni su kao najstroži od zahteva koje postavljaju Prilog E u SRPS EN 1992-1-1, SRPS EN 206 i SRPS U.M1.206, za konstrukcije klase S4 (proračunski eksploatacioni vek 50 godina). Pod određenim uslovima je dozvoljena, odnosno obavezna modifikacija klase konstrukcije, kao što je prikazano u tabeli 17. Preporučena minimalna klasa konstrukcije je S1 [2]. Nakon eventualne modifikacije klase konstrukcije, minimalna debljina zaštitnog sloja prema uslovima sredine može se usvojiti iz tabele 18.

Tabela 17. Preporučena modifikacija klase konstrukcije, prema [2]

Kriterijum	Klase izloženosti prema delovanju sredine			
	X0, XC1	XC2, XC3	XC4, XD1, XD2, XS1	XD3, XS2, XS3
Proračunski eksploatacioni vek 100 godina	povećati klasu za 2			
Klasa čvrstoće ¹	≥ C30/37	≥ C35/45	≥ C40/50	≥ C45/55
Elementi čija geometrija odgovara pločama	smanjiti klasu za 1			
Obezbeđena posebna kontrola kvaliteta proizvodnje betona	smanjiti klasu za 1			

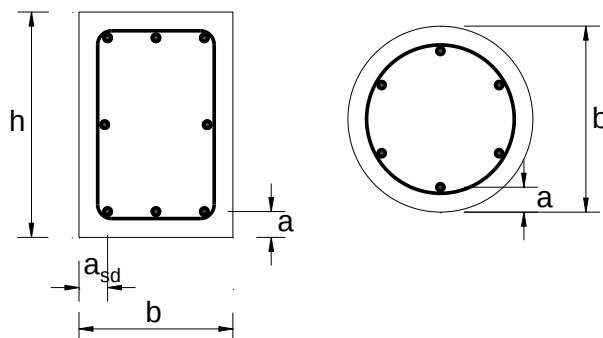
¹ Granična vrednost može da se smanji za jednu klasu čvrstoće ako se primeni više od 4% uvučenog vazduha

Tabela 18. Minimalni zaštitni sloj prema uslovima sredine $c_{min,dur}$ [mm] za različite klase konstrukcije [2]

Klasa konstrukcije	Klase izloženosti						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS1	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Za površine koje nisu ravne minimalni zaštitni sloj c_{min} treba da se poveća bar za 5 mm. Ako se beton ugrađuje preko neravne podloge, minimalni zaštitni sloj treba da se poveća u skladu sa očekivanom veličinom neravnina. Najmanja debljina zaštitnog sloja betona koji se ugrađuje direktno na tlo je 75 mm, a ako se vrši prethodna priprema podloge, sa ugradnjom sloja mršavog betona i hidroizolacije, c_{nom} ne treba da bude manje od 40 mm.

Nominalni zaštitni sloj s obzirom na otpornost na požar $c_{pož}$ može da se odredi iz minimalnih uslova za određivanje nominalne udaljenosti težišta armature od lica poprečnog preseka a (slika 12), date u vidu tabulisanih podataka u poglavlju 5 u SRPS EN 1992-1-2 i prikazane u odgovarajućim poglavljima u ovoj knjizi (tabele 26, 27, 34, 35, 36). Ovi tabulisani podaci se mogu primeniti na beton normalne težine (2000 do 2600 kg/m³) sa silikatnim agregatom, uz niz dodatnih uslova definisanih u [4]. Podaci se zasnivaju na usvojenoj kritičnoj temperaturi čelika za armaturu od $\theta_{cr} = 500^{\circ}\text{C}$, pa se moraju korigovati za druge vrednosti θ_{cr} .



Slika 12. Poprečni presezi elemenata sa označenim nominalnim rastojanjem težišta armature a

Ako se pretpostave prečnici armature i njen orijentacioni raspored u preseku, nakon očitavanja veličine a iz odgovarajuće tabele u [4], nominalni zaštitni sloj s obzirom na otpornost na požar $c_{pož}$ može se odrediti kao

$$c_{pož} = a - \frac{\emptyset}{2} - \emptyset_u$$

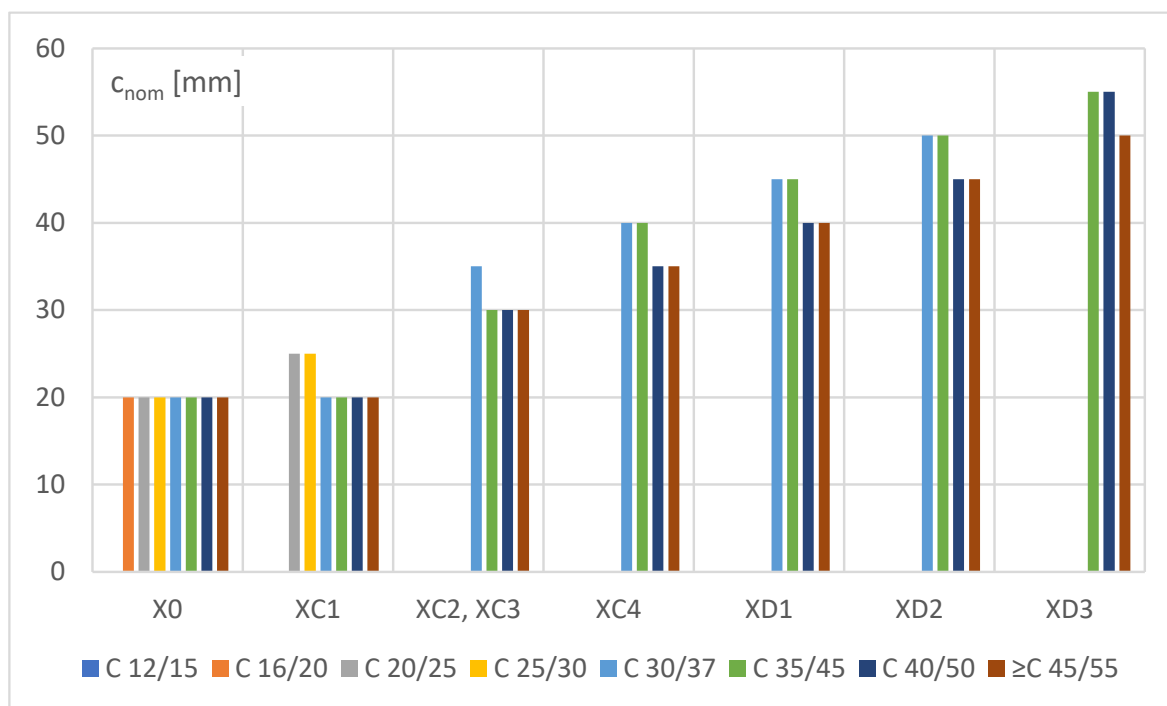
za linijske, odnosno

$$c_{pož} = a - \frac{\emptyset}{2}$$

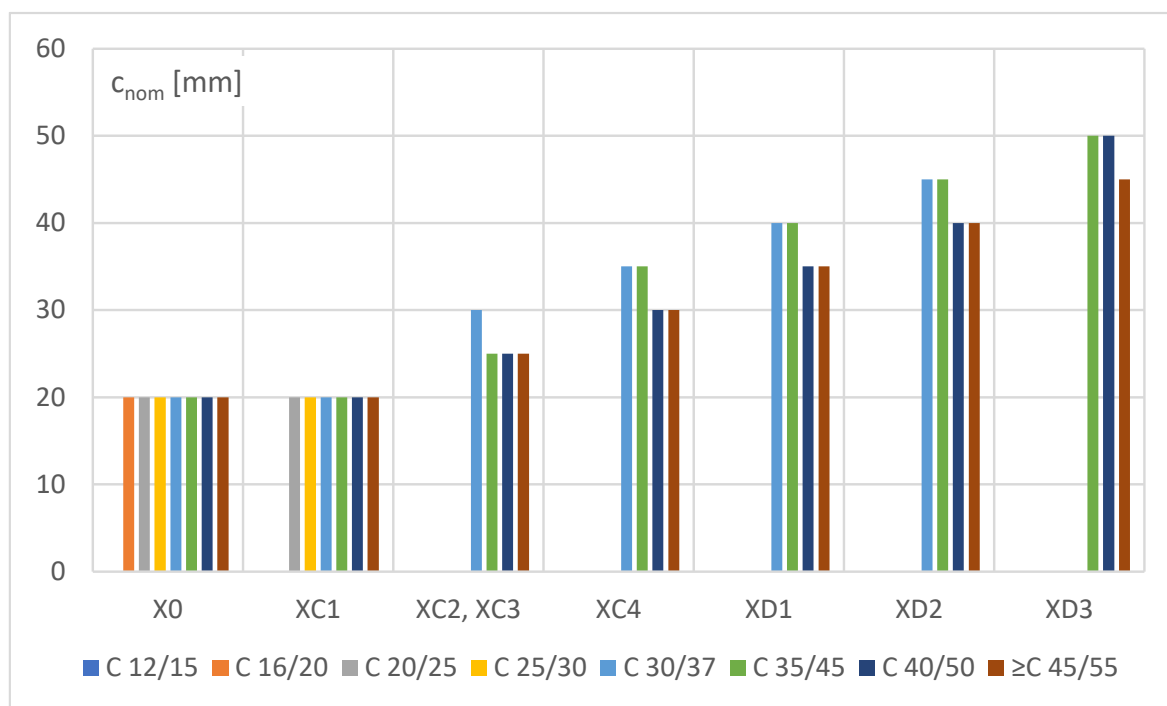
za površinske elemente, gde je $\emptyset$ prečnik podužne armature, a $\emptyset_u$ prečnik uzengija. Rastojanja težišta armature a u [4] su nominalne vrednosti, pa nije potrebno dodavati tolerancije. Gornji izrazi se primenjuju kada su sve šipke podužne armature istog prečnika i postavljene u jedan red. U ostalim slučajevima se $c_{pož}$ mora odrediti za stvarni raspored armature u preseku (videti [32]).

Minimalne vrednosti dimenzija poprečnog preseka betonskih elemenata (h , b , a i $c_{pož}$) određene iz uslova obezbeđenja zahtevane otpornosti na dejstvo požara prema [4] najčešće postaju merodavne za dimenzionisanje tek kada se zahtevaju više klase otpornosti na požar.

Nominalne debljine zaštitnog sloja armiranobetonskih elemenata u funkciji klase izloženosti i primenjene klase čvrstoće betona, prikazane na slici 13 za linijske i slici 14 za površinske elemente, određene su za proračunski eksploatacioni vek od 50 godina, uz pretpostavku da je zahtevana otpornost na dejstvo požara R 30 i uslov $c_{min,b} \leq c_{min,dur}$.



Slika 13. Nominalna debljina zaštitnog sloja za linijske elemente (R 30, proračunski eksploatacioni vek 50 godina i $c_{min,b} \leq c_{min,dur}$)



Slika 14. Nominalna debljina zaštitnog sloja za površinske elemente (R 30, proračunski eksploatacioni vek 50 godina i $c_{min,b} \leq c_{min,dur}$)

Analiza konstrukcije

Svrha analize konstrukcije je da se odrede:

- raspored unutrašnjih sila i momenata u presecima, ili
- raspored napona, dilatacija i pomeranja u konstrukciji kao celini ili u nekom njenom delu (npr. kada se primenjuje metoda konačnih elemenata),

na osnovu kojih se vrši dimenzionisanje, odnosno dokazuje nosivost i upotrebljivost konstrukcije kao celine i pojedinih njenih elemenata.

U zonama u kojima ne važi pretpostavka o linearnom rasporedu dilatacija¹⁴ potrebno je da se sprovede dodatna *lokalna analiza* (npr. u blizini oslonaca, u zoni delovanja koncentrisanih sila, u čvorovima u kojima se susreću greda i stub, u zonama kotvi, na mestima nagle promene poprečnog preseka...).

Za potrebe analize se formira **proračunski model konstrukcije** tako što se **idealizuju njena geometrija i ponašanje**. U proračunu se moraju uzeti u obzir uticaji geometrije i svojstava konstrukcije na njeno ponašanje *u svakoj fazi* izvođenja i eksploatacije.

Proračunski model konstrukcije treba da se odabere tako da odgovara:

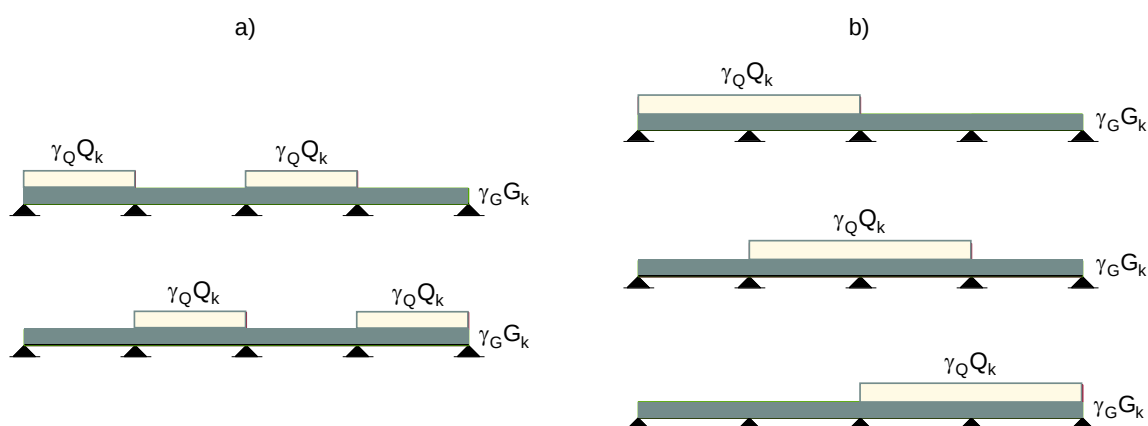
- vrsti analize (za statička, dinamička ili dejstva požara; osnovna ili kontrolna analiza),
- važnosti objekta, tj. zahtevanom nivou pouzdanosti,
- složenosti konstrukcije i
- raspoloživim proračunskim alatima,

pri čemu se mora obezbediti neophodna tačnost, racionalnost (cena i vreme) i mogućnost kontrole. Kod modeliranja armiranobetonskih konstrukcija se posebna pažnja mora posvetiti

- modeliranju veza (npr. izražene monolitnosti kod livenja betona na licu mesta),
- vremenskim deformacijama betona,
- redukciji krutosti elemenata usled pojave prslina u betonu u zategnutoj zoni elementa.

Ponašanje konstrukcije može da se idealizuje kao:

- linearno elastično,
- linearno elastično sa ograničenom preraspodelom uticaja,
- plastično, uključujući modele sa pritisnutim štapovima i zategama, i
- nelinearno.



Slika 15. Uprošćene dispozicije opterećenja za zgrade, prema [3]

U analizi konstrukcije treba da se razmotre svi relevantni slučajevi opterećenja i njihove kombinacije kako bi se odredili kritični proračunski uticaji u svim presecima konstrukcije ili nekom njenom delu. Kada

¹⁴ tzv. „zone diskontinuiteta“ ili „D zone“

je broj mogućih *kombinacija dejstava* veliki i potrebno ga je smanjiti, SRPS EN 1992-1-1/NA dozvoljava za zgrade sledeće **uprošćene dispozicije opterećenja** (slika 15):

- uz proračunsko stalno opterećenje ($\gamma_G G_k + P_m$) u svim rasponima, svaki drugi raspon se dodatno opterećuje i proračunskim promenljivim opterećenjem ($\gamma_Q Q_k$) - slika 15 a), i
- uz proračunsko stalno opterećenje ($\gamma_G G_k + P_m$) u svim rasponima, svaka dva susedna raspona se opterećuju i proračunskim promenljivim opterećenjem ($\gamma_Q Q_k$) - slika 15 b).

Uticaji drugog reda se moraju uzeti u obzir kada se očekuje da znatno utiču na globalnu stabilnost konstrukcije i dostizanje graničnog stanja nosivosti u kritičnim preseccima. Za zgrade se ovi uticaji mogu zanemariti ako su manji od 10% odgovarajućih uticaja prvog reda.

Geometrijske imperfekcije¹⁵ elemenata sa aksijalnim silama pritiska i konstrukcija zgrada sa vertikalnim opterećenjima

U analizi konstrukcije i njenih elemenata se moraju uzeti u obzir i nepovoljni uticaji mogućih odstupanja *geometrije* konstrukcije i položaja opterećenja od proračunske idealizacije. Imperfekcije se moraju uzeti u obzir u dokazima graničnih stanja nosivosti za stalne i incidentne proračunske situacije, dok se u dokazima graničnih stanja upotrebljivosti ne moraju razmatrati.

Odstupanja dimenzija poprečnog preseka od idealnih, proračunskih vrednosti su već uzeta u obzir kroz koeficijente sigurnosti za materijale i ne treba da se dodatno uvode u analizu konstrukcije. Međutim, poprečni preseki opterećeni silom pritiska moraju da se proračunaju na ekscentrično dejstvo sile, sa ekscentricitetom najmanje e_0 , prema

$$e_0 = \max \begin{cases} h/30 \\ 20 \text{ mm} \end{cases}$$

gde je h visina poprečnog preseka elementa.

Za globalnu analizu konstrukcija sa vertikalnim opterećenjem (pretežno u zgradama) i za aksijalno pritisnute elemente, imperfekcije se mogu predstaviti nagibom θ (slike 16 i 17):

$$\theta_i = \frac{1}{250} \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m,$$

gde je

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}; \quad 2/3 \leq \alpha_h \leq 1 \text{ - redukcioni koeficijent za dužinu ili visinu,}$$

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \cdot (1 + 1/m)} \text{ - redukcioni koeficijent za broj elemenata,}$$

l - dužina ili visina elementa [m],

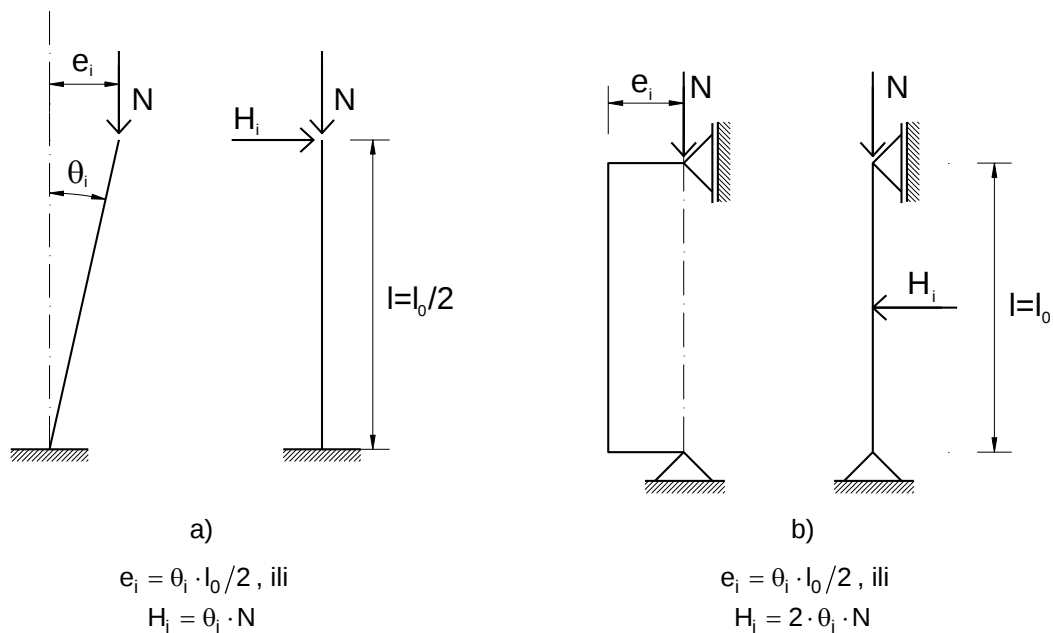
m - broj vertikalnih elemenata koji doprinose horizontalnoj sili.

Vrednosti l i m se određuju u zavisnosti od elementa/konstrukcije na koje se traži uticaj, na sledeći način:

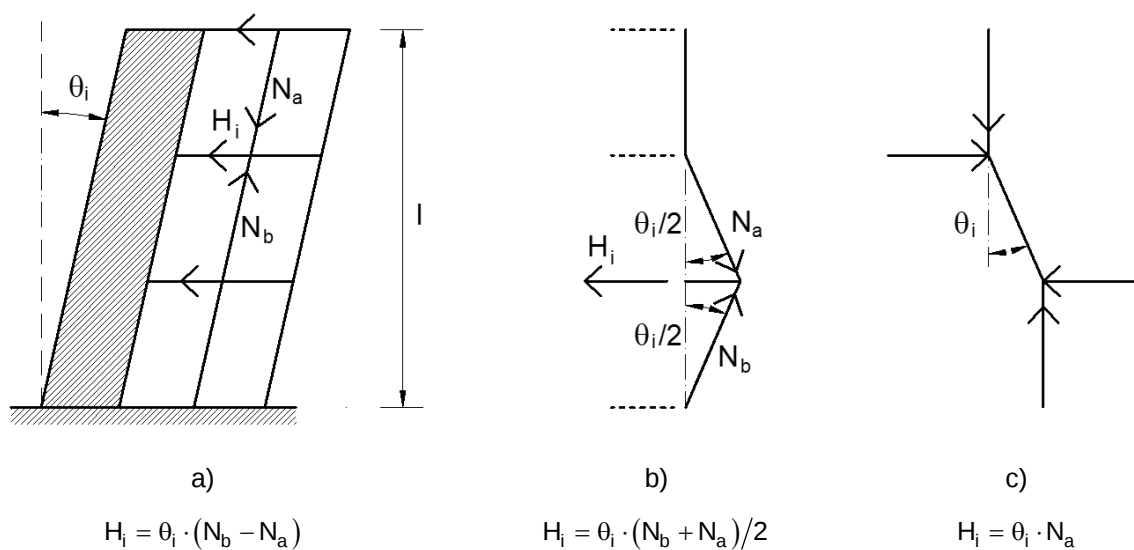
- uticaj na izdvojeni element: l = stvarna dužina elementa, $m = 1$;
- uticaj na sistem za ukrućenje: l = visina zgrade, m = broj vertikalnih elemenata koji prenose horizontalnu silu na sistem za ukrućenje;
- uticaj na međuspratne konstrukcije ili krovne dijafragme koje prenose horizontalna opterećenja: l = spratna visina, m = broj vertikalnih elemenata na spratu (spratovima) koji prenose ukupnu horizontalnu silu na međuspratnu konstrukciju.

¹⁵ netačnosti pri izvođenju, tj. odstupanja od projektovane geometrije, nastala tokom izvođenja

Uticaj nagiba θ_i na *izdvojene elemente* može da se uzme u obzir kao ekscentricitet e_i (što je pogodno za statički određene elemente) ili kao poprečna sila H_i u položaju koji izaziva najveći moment savijanja (slika 16). U izrazima na slikama 16 i 17 l_0 je efektivna dužina elementa, a N aksijalno opterećenje.



Slika 16. Uticaj geometrijske imperfekcije na izdvojene elemente: a) bez ukrućenja i b) sa ukrućenjem



Slika 17. Uticaj geometrijske imperfekcije: a) na sistem za ukrućenje; b) na međuspratnu dijafragmu i c) na krovnu dijafragmu

Uticaj nagiba θ_i u *konstrukcijama* može da se uzme u obzir preko poprečnih sila H_i (slika 17), koje u analizi treba da se razmatraju zajedno sa ostalim dejstvima. U izrazima na slici 17, N_a i N_b su normalne sile koje izazivaju horizontalnu komponentu H_i .

Za zidove i izdvojene stubove u ukrućenim sistemima, kao uprošćenje može da se koristi ekscentricitet

$$e_i = l_0 / 400.$$

Idealizacija konstrukcije

Konstruktivski elementi idealizovane konstrukcije se klasifikuju kao grede, ploče, stubovi, zidovi, lukovi, ljske, itd. Sledeće definicije osnovnih elemenata konstrukcije zgrada su preuzete iz Evrokoda 2.

Greda je element čiji raspon l nije manji od trostruke ukupne visine h njenog poprečnog preseka, odnosno:

$$l \geq 3 \cdot h.$$

Ako gornji uslov nije ispunjen, element se tretira kao visoki nosač.

Ploča je element čija je najmanja dimenzija u osnovi $l_{\min}$ bar pet puta veća od njene ukupne debljine h , odnosno:

$$l_{\min} \geq 5 \cdot h.$$

Stub je element čija visina poprečnog preseka h nije veća od njegove četverostruke širine b , a njegova visina l nije manja od trostruke visine poprečnog preseka, odnosno:

$$h \leq 4 \cdot b \text{ i } l \geq 3 \cdot h.$$

Ukoliko prvi uslov nije ispunjen, element treba da se tretira kao zid.

Gornje definicije mogu poslužiti za razgraničenje na **linijske** (greda, stub) i **površinske** (ploča, zid) elemente. Dok je kod linijskih elemenata jedna dimenzija (dužina grede ili visina stuba) uočljivo veća od druge dve (visina i širina poprečnog preseka elementa), dotle je kod površinskih elemenata jedna dimenzija (debljina elementa) znatno manja od druge dve. Ipak, pri klasifikaciji elemenata samo prema geometrijskim karakteristikama lako može doći do zabune, pre svega zbog uobičajenog poimanja greda i ploča kao horizontalnih, a stubova i zidova kao vertikalnih elemenata konstrukcije, što često nije slučaj. Za pravilnu klasifikaciju je potrebno posmatrati i način delovanja opterećenja na element, odnosno uticaje koji se u elementu usled tog opterećenja pretežno javljaju.

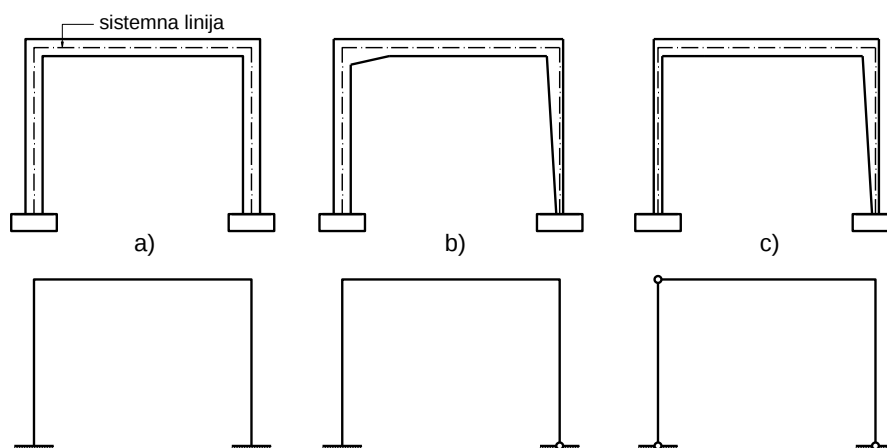
Grede i *ploče* su konstruktivski elementi pretežno opterećeni *upravno* na svoju sistemnu liniju (grede), odnosno srednju ravan (ploče). Iz ovoga je jasno da pločom treba smatrati svaki površinski element koji je pretežno izložen opterećenju upravno na svoju srednju ravan, čak i ako je postavljen vertikalno u prostoru (npr. zidovi ukopanog rezervoara opterećeni pritiskom tla spolja i tečnosti iznutra).

Stubovi i *zidovi* su elementi pretežno opterećeni *u pravcu svoje podužne ose* (stubovi), odnosno opterećenjem *u* svojoj srednjoj ravni (zidovi). Tako zidom treba smatrati i površinski element koji je postavljen horizontalno u prostoru, ali je opterećen u svojoj srednjoj ravni (npr. kolovozna ploča mosta izložena horizontalnom opterećenju od vetra, koje dalje prenosi na srednje i obalne stubove).

Sistemna linija je linija kojom se linijski element predstavlja u proračunskom modelu konstrukcije i najčešće se poklapa sa težišnom linijom¹⁶ elementa (slika 18 a)). Međutim, postoje situacije u kojima je, zbog jednostavnosti, opravdano odstupiti od ovog pravila, pod uslovom da to ne utiče značajno na tačnost rezultata (slika 18 b) i c)).

Pri usvajanju proračunskog modela konstrukcije („statičkog sistema“) definišu se geometrija sistemske linije i granični uslovi. Armiranobetonske konstrukcije betonirane na licu mesta imaju krute veze, ali se odgovarajućim oblikovanjem veze elemenata može postići značajna redukcija uticaja u određenim preseccima. Tako se redukcija momenta savijanja na spoju grede i stuba ili stuba i temelja može ostvariti izvođenjem pravog armiranobetonskog zgloba, o čemu će biti reči u posebnom poglavlju, ali i postepenim smanjenjem visine poprečnog preseka duž elementa, usled čega se u preseku sa najmanjom visinom moment savijanja smanjuje do te mere da ga je moguće zanemariti (desni stub na slici 18 b)). Jednostavno pravilo za idealizaciju veze dva armiranobetonska elementa je sledeće: Ako su krutosti na savijanje spojenih elemenata na mestu veze približno jednake, veza se može smatrati krutom (slika 18 a)). Ako se krutosti značajno razlikuju (npr. velika razlika u visini poprečnog preseka grede i stuba), momenti savijanja se na mestu spoja mogu zanemariti, odnosno veza se može smatrati zglobovom (veza grede i levog stuba na slici 18 c)).

¹⁶ linija koja spaja težišta poprečnih preseka duž linijskog elementa



Slika 18. Sistemna linija i granični uslovi: konstrukcija (gore) i proračunski model (dole)

Efektivna širina flanši

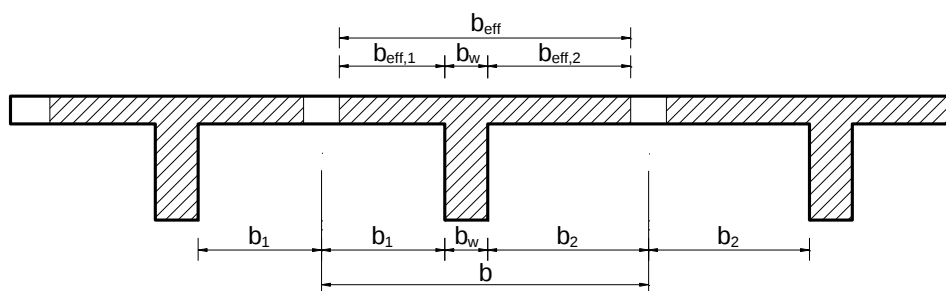
Efektivna širina flanši¹⁷ b_{eff} greda T, L i Γ poprečnog preseka je širina flanše duž koje se može pretpostaviti da je raspodela normalnog napona ravnomerna. Koristeći oznake prikazane na slici 19, za potrebe analize konstrukcije b_{eff} može da se odredi kao

$$b_{eff} = \min \left\{ \sum b_{eff,i} + b_w, b \right\}, \quad i = 1, 2,$$

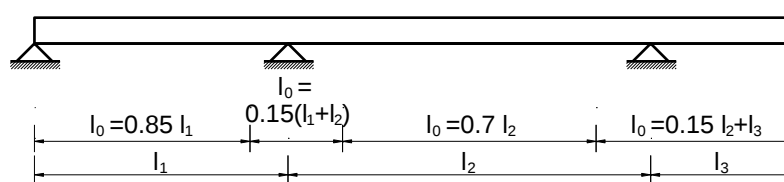
gde je

$$b_{eff,i} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \cdot b_i + 0.1 \cdot l_0 \\ 0.2 \cdot l_0 \\ b_i \end{array} \right\}, \quad i = 1, 2,$$

a l_0 rastojanje između nultih tačaka dijagrama momenata savijanja. Ukoliko nije poznato, ovo rastojanje se može usvojiti prema slici 20, pod uslovom da je raspon konzole l_3 manji od polovine raspona susednog polja, a odnos raspona susednih polja između $2/3$ i 1.5 .



Slika 19. Parametri za određivanje efektivne širine flanše



Slika 20. Definicija l_0 - rastojanja nultih tačaka dijagrama momenata savijanja za proračun b_{eff}

¹⁷ Ili sadejstvujuća širina

Efektivni raspon greda i ploča u zgradama

Efektivni raspon elementa l_{eff} može da se odredi prema

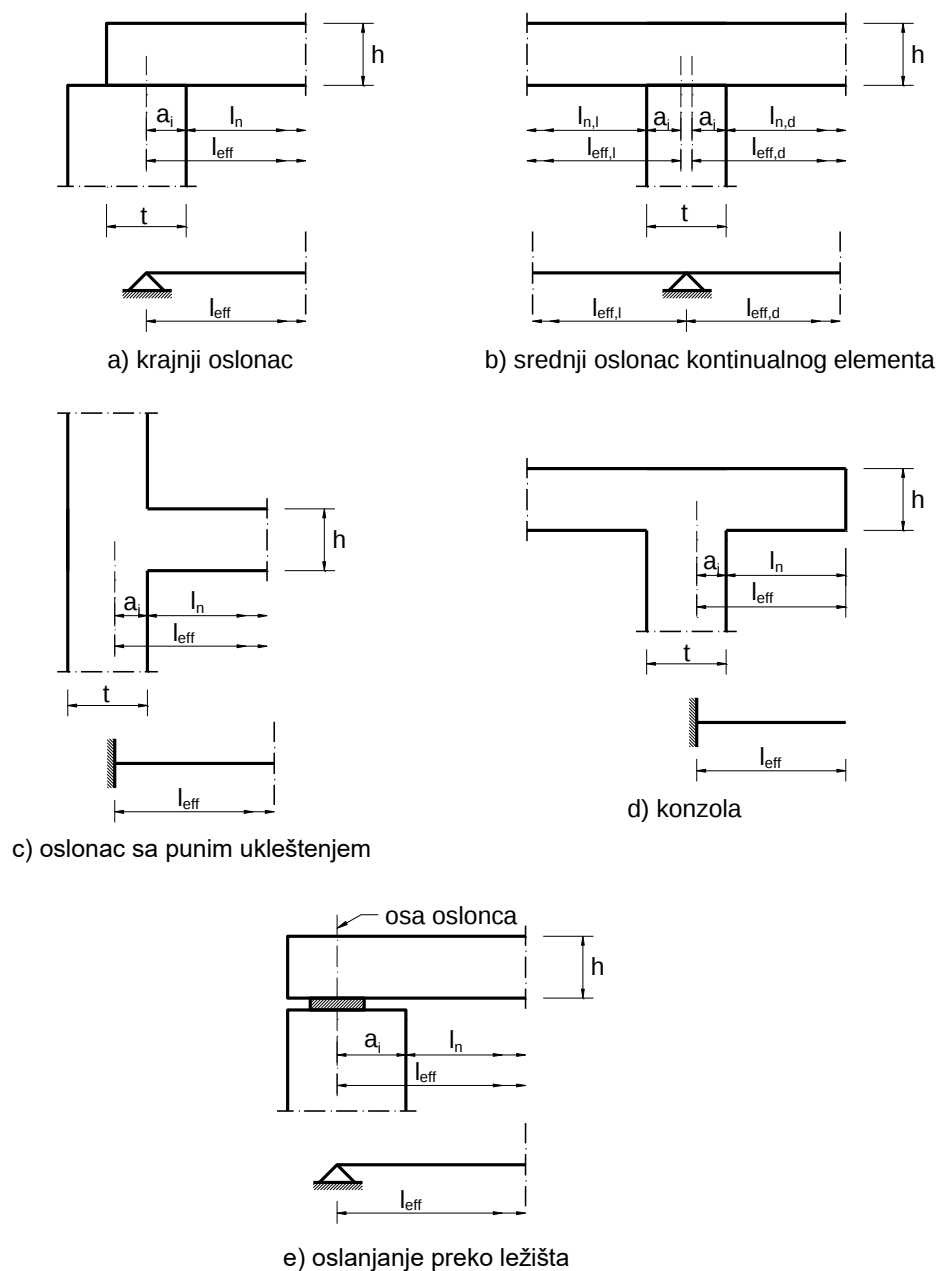
$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2$ za elemente oslonjene na oba kraja, odnosno

$l_{eff} = l_n + a_1$ za elemente oslonjene samo na jednom kraju (konzole),

gde je l_n čisto rastojanje između ivica oslonaca, dok je značenje veličina a_1 i a_2 na oba kraja elementa opisano sa

$$a_i = \min\{h/2; t/2\}, \quad i = 1, 2.$$

h je visina poprečnog preseka elementa, a t širina oslonca (slika 21). Izuzetak iz gornjeg pravila su grede i ploče koje se oslanjaju preko ležišta, kod kojih se veličina a_i određuje kao na slici 21 pod e).



Slika 21. Efektivni raspon l_{eff} greda i ploča

Idealizacija ponašanja konstrukcije

Ponašanje konstrukcije može da se idealizuje kao linearno elastično, odnosno da se primeni **linearna elastična analiza** konstrukcije, kako za dokaz graničnih stanja nosivosti, tako i za granična stanja upotrebljivosti. Pretpostavke na kojima se zasniva proračun uticaja od dejstava u linearnoj elastičnoj analizi su sledeće:

- materijal se ponaša idealno elastično, tj. veza napon-dilatacija je linearna,
- zanemaruje se pojava prslina, pa se geometrijske karakteristike i krutost elemenata određuju za preseke bez prslina,
- u analizi se koristi srednja vrednost modula elastičnosti.

Smanjenje krutosti elemenata kao posledica pojave prslina treba da se uzme u obzir za analizu deformacija usled toplotnih dejstava, uticaja sleganja i skupljanja pri graničnim stanjima nosivosti. U ovom slučaju se sadejstvo betona u zategnutoj zoni najčešće zanemaruje, pa je aktivni deo preseka pritisnuti beton i ukupna armatura, ali se uticaj tečenja betona mora uzeti u obzir. Pri dokazu graničnih stanja upotrebljivosti treba uzeti u obzir i postepeni razvoj prslina u elementima.

Linearna elastična analiza sa ograničenom preraspodelom može da se koristi samo za dokaz graničnih stanja nosivosti. Zasniva se na činjenici da je nosivost AB preseka određena ne samo njegovim dimenzijama, nego i količinom armature. Ako u preseku statički neodređenog nosača, u kojem se prema linearno elastičnoj analizi javlja najveći moment savijanja, usvojimo manje armature nego što je proračunski potrebna, smanjujemo njegovu nosivost. Istovremenim povećanjem količine armature u drugim karakterističnim presecima postićemo povećanje njihove nosivosti. Kada se nosivost „poddimenzionisanog“ preseka dostigne, on će „višak“ uticaja prepustiti ostalim „predimenzionisanim“ presecima, sve dok i njihova nosivost ne bude dostignuta. Na ovaj način možemo kontrolisati raspodelu uticaja duž elemenata statički neodređene armiranobetonske konstrukcije, izbeći jako armirane preseke, postići ravnomerniji raspored armature, a u određenim slučajevima (npr. kada deluje veliko korisno opterećenje) i manji ukupan utrošak armature. Da bi preraspodela uticaja bila i realno moguća moraju biti ispunjeni sledeći uslovi:

- preraspodeljeni momenti savijanja i dalje moraju biti u ravnoteži sa spoljašnjim silama,
- preseki moraju imati dovoljnu duktilnost, odnosno sposobnost (kapacitet) rotacije.

Tipičan primer efekta preraspodele uticaja je obostrano ukleštena greda, kod koje su, prema linearnoj elastičnoj analizi, oslonački momenti dvostruko veći od maksimalnog momenta u polju. Smanjenjem momenata nad osloncima i istovremenim povećanjem momenta u polju, tako da budu zadovoljeni uslovi ravnoteže sila, postiže se ujednačeniji raspored armature duž elementa i izbegavaju jako armirani oslonački preseki.

Detaljan opis postupka preraspodele momenata savijanja na primeru kontinualne grede preko dva polja opterećene stalnim opterećenjem i korisnim opterećenjem koje može da zauzima proizvoljan položaj na gredi, dat je u [33].

Dopušteni stepen preraspodele momenata savijanja zavisi od sposobnosti preseka da se plastično deformiše i ne sme prekoračiti 30% momenta dobijenog linearnom elastičnom analizom. Ako se koristi armatura klase A (prema Prilogu C u SRPS EN 1992-1-1), stepen preraspodele se ograničava na 20%. U Evrokodu 2 je nivo preraspodele momenata savijanja izražen kroz faktor preraspodele δ , koji predstavlja odnos momenta savijanja nakon preraspodele i momenta dobijenog linearnom elastičnom analizom. Prema SRPS EN 1992-1-1/NA preraspodela momenata savijanja u kontinualnim gredama i pločama koje su dominantno napregnute na savijanje, a odnos dužina susednih raspona se nalazi u opsegu od 0.5 do 2, može da se vrši bez izričitog dokaza kapaciteta rotacije ako su ispunjeni sledeći uslovi:

$$\delta \geq 0.44 + 1.25 \cdot \frac{x_u}{d} \quad \text{za} \quad f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\delta \geq 0.54 + 1.25 \cdot \left(0.6 + \frac{0.0014}{\varepsilon_{cu2}} \right) \cdot \frac{x_u}{d} \quad \text{za} \quad f_{ck} > 50 \text{ MPa},$$

gde je x_u rastojanje neutralne linije od krajnje pritisnute ivice preseka u GSN posle preraspodele, ε_{cu2} granična dilatacija betona u pritisku (videti tabele 8 i 12), a d statička visina preseka.

Gornji izrazi predstavljaju zahteve za obezbeđenje potrebne duktilnosti preseka. Uvođenjem pritisnute armature neutralna linija se podiže bliže pritisnutoj ivici preseka, čime se njegova duktilnost povećava, a time i dozvoljeni stepen preraspodele momenata savijanja. Za pravougaoni presek izložen savijanju iz gornjih izraza se, za različite stepene redukcije, može odrediti maksimalni bezdimenzionalni moment savijanja μ' koji presek može da nosi kao jednostruko armiran uz obezbeđenje zahtevanog kapaciteta rotacije. Ukoliko je granični bezdimenzionalni moment savijanja nakon preraspodele $\mu_{Ed, prer}$ veći od μ' , odnosno ako je

$$\mu_{Ed, prer} > \mu'$$

presek treba dvostruko armirati. Ovde je

$$\mu_{Ed, prer} = \frac{M_{Ed, prer}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \delta \cdot \mu_{Ed} = \delta \cdot \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}},$$

a M_{Ed} i $M_{Ed, prer}$ predstavljaju momente savijanja pre i nakon preraspodele, redom.

U tabeli 19 su prikazane vrednosti μ' za pravougaone preseke elemenata izloženih savijanju, izvedenih od betona normalne čvrstoće ($f_{ck} \leq 50$ MPa), u funkciji stepena preraspodele momenta savijanja. Takođe su prikazane maksimalne dopuštene vrednosti koeficijenta položaja neutralne linije ξ_u nakon preraspodele momenta i minimalna dilatacija u zategnutoj armaturi pri dostizanju nosivosti preseka $\varepsilon_{s1, u}$. Potreba za dvostrukim armiranjem preseka se javlja kada je

$$\xi > \xi_u, \text{ odnosno}$$

$$\varepsilon_{s1} < \varepsilon_{s1, u}.$$

Tabela 19. Granične vrednosti ξ_u , μ' i $\varepsilon_{s1, u}$ jednostruko armiranih pravougaonih preseka izloženih savijanju u funkciji stepena preraspodele, za $f_{ck} \leq 50$ MPa

% preraspodele	δ	ξ_u	μ'	$\varepsilon_{s1, u}$ [‰]
0	1	0,448	0,295	4,313
5	0,95	0,408	0,274	5,078
10	0,9	0,368	0,252	6,011
15	0,85	0,328	0,229	7,171
20	0,8	0,288	0,205	8,653
25	0,75	0,248	0,180	10,613
30	0,7	0,208	0,154	13,327
Napomena: $\xi_u = x_u / d$				

U slučajevima kada se kapacitet rotacije ne može pouzdano definisati (npr. u uglovima prethodno napregnutih ramova), kao i kod stubova u kojima se elastični momenti javljaju kao posledica ramovskog dejstva, preraspodela momenata ne treba da se vrši.

Plastična analiza može da se koristi samo za dokaz graničnih stanja nosivosti. Dostizanje nosivosti (lom) jednog preseka u statički određenoj konstrukciji znači dostizanje nosivosti cele konstrukcije. U statički neodređenim konstrukcijama, pod uslovom da kritični preseki poseduju dovoljnu duktilnost, u presecima čija je nosivost dostignuta mogu da se formiraju tzv. plastični zglobovi. Dalje povećanje opterećenja izaziva povećanje uticaja (momenta savijanja) samo u presecima čija nosivost još nije iscrpljena. U n puta statički neodređenoj konstrukciji, ovaj proces se može nastaviti sve dok se ne

formira $n+1$ plastični zglob, odnosno dok se ne dostigne nosivost u $n+1$ preseku konstrukcije, čime se ona pretvara u mehanizam, odnosno dolazi do otkaza konstrukcije.

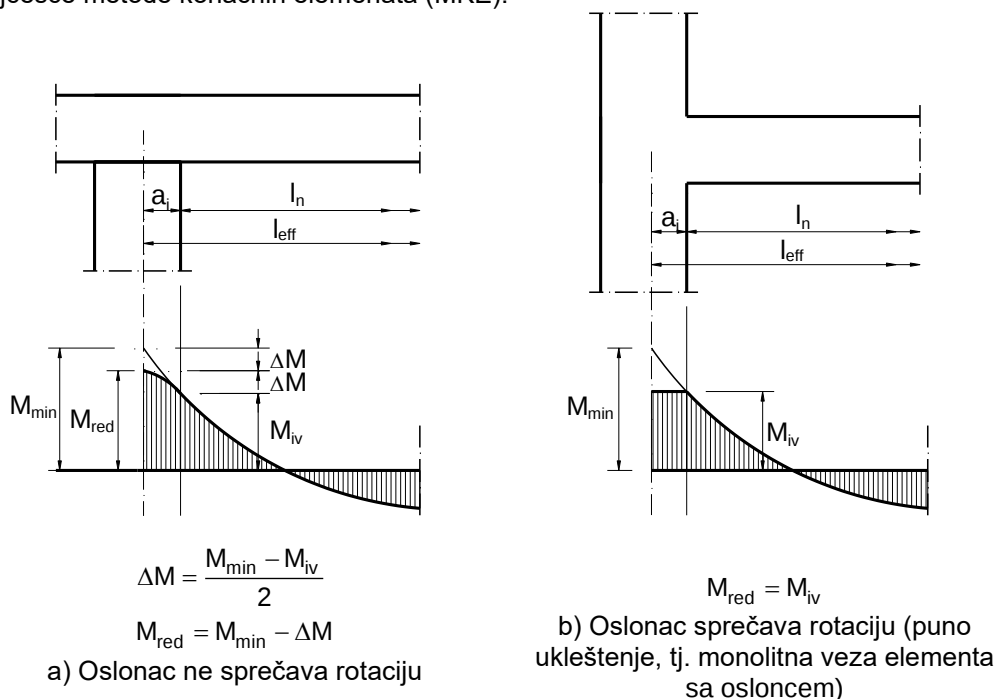
Za primenu plastične analize potrebno je dokazati da je obezbeđena zahtevana duktilnost kritičnih preseka. Prema Evrokodu 2, ovaj dokaz se može izostaviti ako su ispunjeni sledeći uslovi:

- površina zategnute armature je ograničena tako da je u svakom preseku obezbeđeno
 $x_u/d \leq 0.25$ za betone klase čvrstoće $\leq C50/60$;
 $x_u/d \leq 0.15$ za betone klase čvrstoće $> C50/60$;
- čelik za armiranje je klase B ili C;
- odnos momenata savijanja nad srednjim osloncima i u rasponu je između 0.5 i 2.

U grupu metoda zasnovanih na plastičnoj analizi ubraja se i **metoda pritisnutih štapova i zatega** (strut-and-tie), koja se najčešće primenjuje za analizu GSN u oblastima diskontinuiteta u linijskim nosačima, kao i za dokaz GSN zidnih nosača. Ova metoda će kasnije biti detaljnije opisana.

Nelinearna analiza konstrukcija se, prema SRPS EN 1992-1-1 može primeniti za dokaz i GSN i GSU, pod uslovom da su zadovoljeni uslovi ravnoteže i kompatibilnosti i da je ponašanje materijala modelirano kao nelinearno (veze napona i dilatacija su nelinearne). Ovo je najsloženija metoda, u kojoj je proračunski model najbližiji realnom ponašanju. Analiza se može sprovesti po teoriji prvog ili drugog reda. Za konstrukcije i elemente koji su pretežno izloženi savijanju (npr. grede) analiza se najčešće može sprovesti po teoriji prvog reda, tj. ispisivanjem uslova ravnoteže na nedeformisanom nosaču. Kod elemenata i konstrukcija kod kojih je uticaj aksijalnih sila pritiska na deformaciju značajan, u proračun se mora uvesti i geometrijska nelinearnost, pa se analiza vrši po teoriji drugog reda (uslovi ravnoteže se postavljaju na deformisanom nosaču).

U nelinearnoj analizi se mora voditi računa i o ponašanju i svojstvima materijala pri višeaksijanom naprezanju, razvoju prslina, sadejstvu betona u zategnutoj zoni, prijanjanju betona i armature, uticaju starosti na svojstva materijala, vremenskim deformacijama (skupljanje, tečenje i relaksacija) i dr. Složenost ove analize zahteva upotrebu softvera, a sama analiza se zasniva na primeni numeričkih metoda, najčešće metode konačnih elemenata (MKE).



Slika 22. Redukcija momenata savijanja iznad oslonaca

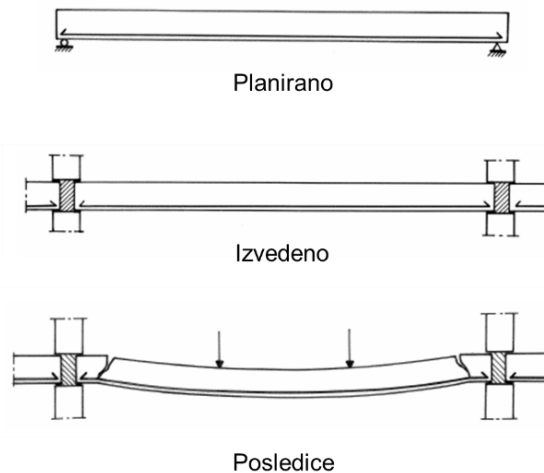
Redukcija oslonačkih momenata u gredama i pločama

Ekstremne vrednosti momenata savijanja iznad oslonaca greda i ploča, dobijene analizom proračunskog modela konstrukcije, mogu da se redukuju na jedan od načina prikazanih na slici 22, u

zavisnosti od stepena u kojem oslonci sprečavaju rotaciju elementa. Dimenzionisanje oslonačkih preseka greda i ploča može da se vrši prema ovako dobijenim redukovanim momentima savijanja M_{red} . Pri tome moment savijanja na ivici oslonca M_{iv} ne treba da bude manji od $0.65M_{min}$, gde je M_{min} moment punog ukleštenja.

Osnovni principi oblikovanja i konstruisanja AB elemenata

Oblik i konstruisanje elemenata konstrukcije i konstrukcije u celini moraju u potpunosti biti u skladu sa proračunskim modelom i analizom konstrukcije, tako da njihovo ponašanje u svim fazama postojanja (izgradnja, eksploatacija...) odgovara usvojenim pretpostavkama. To znači da AB elementi treba da budu oblikovani i *izvedeni* tako da se u potpunosti, za sva predviđena dejstva, ostvare geometrijske karakteristike, rasponi i granični uslovi koji su pretpostavljeni u proračunskom modelu. Neželjene posledice odstupanja uslova oslanjanja gotovog elementa u konstrukciji od usvojenih proračunskih pretpostavki prikazane su na slici 23. Ploča je u proračunu tretirana kao obostrano slobodno oslonjena i armirana u skladu sa usvojenim pretpostavkama, ali je prilikom izvođenja ostvareno delimično ukleštenje u oslonačkim zonama, sa pojavom negativnih momenata savijanja, koje element nije u stanju da prihvati zbog nepostojanja gornje armature.



Slika 23. Posledice odstupanja ostvarenih uslova oslanjanja ploče od proračunskog modela [34]

Posebnu pažnju treba posvetiti oblikovanju poprečnih preseka i detalja, uzimajući u obzir:

- jednostavnost skidanja oplata,
- mogućnost dreniranja vode iz unutrašnjosti preseka,
- položaj radnih prekida,
- da površina i raspored armature moraju biti u skladu sa proračunom i prilagođene ugradnji betona,
- izbor prečnika armature sa aspekta homogenosti konstrukcije i kontrole prslina,
- posebne zahteve za oblikovanje armature u zonama oslanjanja, u neposrednoj okolini koncentrisanih sila, u čvorovima konstrukcije i vezama elemenata,
- nastavke i sidrenje šipki armature,
- zaštitne slojeve betona i razmake šipki armature.

Ograničenja napona, prslina i ugiba. Kontrola prslina i ugiba bez direktnog proračuna

Da bi se obezbedilo prihvatljivo ponašanje AB elemenata i konstrukcije u upotrebi, odnosno njihova funkcionalnost, izgled i trajnost, SRPS EN 1992-1-1 postavlja dodatne zahteve, kojima se ograničavaju naponi u betonu i armaturi, širine prslina i veličine deformacija (najčešće ugiba). Dokaz upotrebljivosti

pojedinih AB konstrukcija može da zahteva i kontrolu vibracija, što nije obuhvaćeno u aktuelnom Evrokodu 2 i izlazi izvan okvira ove knjige.

Proračunski dokazi graničnih stanja upotrebljivosti biće detaljno objašnjeni u poglavlju *Granična stanja upotrebljivosti*. Na ovom mestu su prikazane samo granične vrednosti napona, prslina i ugiba i opisane približne metode kojima se, bez direktnog proračuna, može izvršiti verifikacija graničnih stanja prslina i deformacija.

Ograničenje napona u betonu i armaturi

Kada napon pritiska u betonu σ_c prekorači određenu vrednost, mogu se javiti podužne prsline, mikroprrsline ili veliko tečenje betona. Ako ove pojave mogu da ugroze funkcionalnost, izgled i/ili trajnost konstrukcije, naponi pritiska u betonu se moraju ograničiti. Naponi zatezanja u armaturi σ_s se ograničavaju da bi se izbegla pojava neprihvatljivih prslina i deformacija usled njene neelastične dilatacije.

Granične vrednosti napona, kombinacije opterećenja za koje treba da se kontrolišu i situacije u kojima je kontrola potrebna, prikazani su u tabeli 20.

Tabela 20. Granične vrednosti napona u betonu i armaturi prema SRPS EN 1992-1-1/NA

Ograničenje napona	Merodavna kombinacija opterećenja	Primena ograničenja
$\sigma_c \leq 0.6 \cdot f_{ck}$	karakteristična	u zonama klase izloženosti XD, XF i XS ako nisu preduzete druge mere (npr. povećanje zaštitnog sloja do pritisnute armature ili utezanje preseka poprečnom armaturom)
$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck}$	kvazistalna	Ovo je uslov za uvođenje pretpostavke o linearnom tečenju betona. Ako nije ispunjen, tečenje se mora tretirati kao nelinearno
$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk}$	karakteristična	da bi se izbegla neelastična dilatacija armature
$\sigma_s \leq f_{yk}$	karakteristična	kada je napon posledica prinudne deformacije

Ograničenje širine prslina i kontrola bez direktnog proračuna

Prsline u armiranobetonskim i prethodno napregnutim elementima moraju da se ograniče na veličinu koja neće nepovoljno uticati na ispravno funkcionisanje konstrukcije, njenu trajnost ili izgled. Slobodan razvoj prslina, bez preduzimanja mera za kontrolu njihove širine, može da se dozvoli ako se time ne ometa funkcionisanje konstrukcije. Zahtevi u pogledu trajnosti i izgleda AB elemenata *u zgradama* bi trebalo da budu zadovoljeni ako širine prslina proračunate za kvazistalne kombinacije opterećenja ne prekoračuju granične vrednosti w_{max} date u tabeli 21. Ukoliko postoje posebni zahtevi, npr. vodonepropusnost, može biti neophodno da se postave strožija ograničenja od onih u tabeli 21. Za elemente izložene uticajima sredine klase XD3 mogu biti potrebne posebne mere za obezbeđenje trajnosti. Njihov izbor zavisi od prirode agresivnog agensa.

Kontrola prslina može da se sprovede na dva načina:

- proračunom širine prslina i obezbeđenjem da one ne prekorače vrednost w_{max} , o čemu će biti reči u posebnom poglavlju, ili
- bez direktnog proračuna – usvajanjem prečnika ili rastojanja armature koji ne prekoračuju veličine prikazane u tabelama 22 i 23 (tabele 7.2N i 7.3N u SRPS EN 1992-1-1).

Tabela 21. Granične vrednosti proračunske širine prslina w_{max} [mm] prema SRPS EN 1992-1-1/NA

Klasa izloženosti	Armiranobetonski i prethodno napregnuti elementi sa kablovima koji ne prijanjaju	Prethodno napregnuti elementi sa kablovima koji prijanjaju
	Kvazistalna kombinacija opterećenja	Česta kombinacija opterećenja
X0, XC1	0.4 ¹	0.2
XC2, XC3, XC4	0.3	0.2 ²
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3		Dekompresija

¹ Ako nema uslova koji se odnose na izgled, ovo ograničenje može da se ublaži
² Za ove klase izloženosti treba da se proverí i dekompresija kvazistalne kombinacije opterećenja

Bez obzira na izabrani metod kontrole prslina, u zonama u kojima se očekuje zatezanje mora da se obezbedi minimalna površina armature, koja će u trenutku pojave prve prslina preuzeti napone zatezanja koje je dotle nosio beton, a da pri tome ne dođe do tečenja armature (tj. da napon u armaturi ne prekorači granicu tečenja f_{yk}). Proračun minimalne površine armature za različite oblike poprečnih preseka izložene savijanju sa ili bez normalne sile i aksijalnom zatezanju, u skladu sa Evrokodom 2, detaljno je prikazan u [35]. Postupak kontrole prslina bez direktnog proračuna je razvijen za pravougaone preseke, pa će ovde biti prikazani samo približni izrazi za određivanje minimalne površine armature pravougaonih preseka dimenzija b/h izloženih čistom savijanju ili čistom zatezanju. Za preseke drugih oblika poželjno je da se kontrola prslina vrši direktnim proračunom.

Minimalna površina armature u zategnutoj zoni pravougaonog preseka dimenzija b/h , može približno da se odredi iz sledećih izraza:

- za **čisto zatezanje**

$$A_{s,min} = k \cdot b \cdot h \cdot f_{ct,eff} / f_{yk}$$

- za **čisto savijanje**

$$A_{s,min} \approx 0.2 \cdot k \cdot b \cdot h \cdot f_{ct,eff} / f_{yk}$$

U gornjim izrazima je

$$k = 1.0 \text{ za } h \leq 300 \text{ mm i}$$

$$k = 0.65 \text{ za } h \geq 800 \text{ mm,}$$

dok za međuvrednosti može da se vrši linearna interpolacija. $f_{ct,eff}$ je srednja vrednost efektivne čvrstoće betona pri zatezanju u trenutku pojave prve prslina. Može se usvojiti $f_{ct,eff} = f_{ctm}$, osim ako se prslina očekuju u starosti manjoj od 28 dana, kada treba uzeti $f_{ct,eff} = f_{ctm}(t)$, gde je t starost betona u trenutku pojave prslina.

SRPS EN 1992-1-1 dozvoljava da se za AB ili prethodno napregnute ploče u zgradama, izložene savijanju bez značajnog aksijalnog zatezanja, izostave posebne mere za kontrolu prslina ako ukupna **debljina ploče nije veća od 20 cm**, pod uslovom da su ispunjeni zahtevi u pogledu minimalne površine i maksimalnog razmaka armature, sadržani u poglavlju 9.3 ovog standarda.

Kontrola prslina bez direktnog proračuna može da se izvrši tako što će se odrediti maksimalni primenljivi prečnik $\varnothing_s^*$ ili maksimalni primenljivi razmak armature s_{max} , uz istovremeno obezbeđenje minimalne površine armature u zategnutoj zoni $A_{s,min}$. Može se smatrati da širine prslina neće prekoračiti granične vrednosti ako:

- za prslina koje nastaju pretežno **usled sprečenih deformacija**, prečnici šipki armature nisu veći od vrednosti $\varnothing_s^*$ datih u tabeli 22
- za prslina koje nastaju pretežno **usled opterećenja** prečnici šipki armature nisu veći od vrednosti $\varnothing_s^*$ datih u tabeli 22 **ili** razmaci šipki armature nisu veći od vrednosti s_{max} datih u tabeli 23.

Tabela 22. Najveći prečnici šipki $\varnothing_s^*$ za kontrolu prslina, prema SRPS EN 1992-1-1

Napon u armaturi σ_s [MPa]	Najveći prečnik šipke [mm]		
	$w_{\max} = 0.4 \text{ mm}$	$w_{\max} = 0.3 \text{ mm}$	$w_{\max} = 0.2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Tabela 23. Najveće rastojanje šipki $s_{\max}$ za kontrolu prslina, prema SRPS EN 1992-1-1

Napon u armaturi σ_s [MPa]	Najveće rastojanje šipki [mm]		
	$w_{\max} = 0.4 \text{ mm}$	$w_{\max} = 0.3 \text{ mm}$	$w_{\max} = 0.2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

U tabelama 22 i 23 napon σ_s predstavlja napon u armaturi za presek sa prslinom, sračunat za merodavnu kvazistalnu kombinaciju dejstava. Za međuvrednosti se primenjuje linearna interpolacija.

Vrednosti u gornjim tabelama su određene proračunom širine prslina za pravougaone preseke izložene čistom savijanju, uz dodatne pretpostavke: zaštitni sloj $c = 25 \text{ mm}$, beton klase C30/37, $(h - d) = 0.1 h$, $k = 1.0$ (na strani sigurnosti) i dugotrajno opterećenje. Ako ove pretpostavke nisu ispunjene, potrebno je korigovati najveći prečnik šipki prema sledećem:

- za savijanje (bar deo preseka je pritisnut)

$$\varnothing_s = \varnothing_s^* \frac{f_{ct,eff}}{2.9} \frac{k_c h_{cr}}{2(h-d)}$$

- za aksijalno zatezanje

$$\varnothing_s = \varnothing_s^* \frac{f_{ct,eff}}{2.9} \frac{h_{cr}}{8(h-d)}.$$

U gornjim izrazima je $\varnothing_s$ korigovani najveći prečnik šipke, h ukupna visina preseka, h_{cr} visina zategnute zone neposredno pre pojave prslina, uzimajući u obzir karakteristične vrednosti aksijalnih sila za kvazistalnu kombinaciju dejstava, a d statička visina do težišta spoljašnjeg sloja armature. Kada je ceo poprečni presek zategnut, izraz $(h - d)$ predstavlja najmanje rastojanje od težišta sloja armature do ivice betonskog preseka.

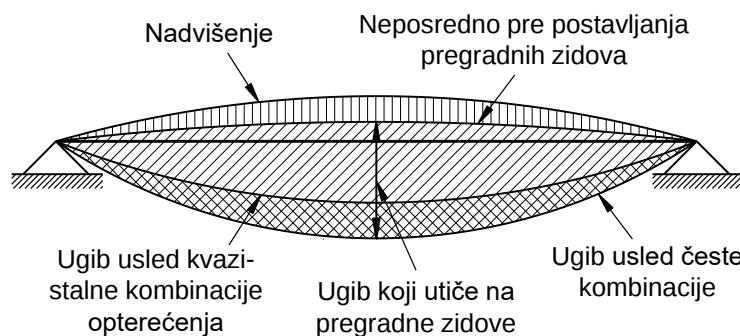
Postupak kontrole prsline bez direktnog proračuna se sprovodi kroz sledeće korake:

- Proračun napona σ_s u zategnutoj armaturi na mestu najvećeg naprezanja od uticaja iz odgovarajuće kvazistalne kombinacije dejstava, za presek sa prslinom (faza II)
- Za odabranu graničnu vrednost širine prsline w_{max} očitava se $\varnothing_s^*$ iz tabele 22 ili s_{max} iz tabele 23
- Koriguje se najveći prečnik u skladu sa stvarnim karakteristikama preseka i materijala, tj. sračunava se $\varnothing_s$
- Za prsline koje su posledica sprečenih deformacija bira se maksimalni prečnik armature tako da bude $\varnothing_{max} \leq \varnothing_s$
- Za prsline koje su posledica opterećenja bira se ili maksimalni prečnik armature tako da bude $\varnothing_{max} \leq \varnothing_s$ ili maksimalno rastojanje armature, ne veće od s_{max} .

Ograničenje ugiba i kontrola bez direktnog proračuna

Prekomerne deformacije konstrukcijskih elemenata mogu da ugroze njihovu funkcionalnost i izgled, kao i funkcionisanje opreme i mašina oslonjenih na konstrukciju. Da bi se ovo sprečilo, ograničava se veličina maksimalnog ugiba na neku prihvatljivu vrednost, najčešće u funkciji raspona L konstrukcijskog elementa, npr. $L/250$, $L/300$, $L/500$...

Ovde će biti prikazana ograničenja ugiba prema SRPS EN 1992-1-1, koja su izvedena iz ISO 4356 i odnose se na stambene i javne zgrade, kancelarije i fabrike. Ova ograničenja bi u principu trebalo da obezbede zadovoljavajuće ponašanje objekata u eksploataciji, za uobičajene zahteve. Da bi se moglo smatrati da izgled i opšta upotrebljivost konstrukcije nisu ugroženi, maksimalni proračunski ugib grede, ploče ili konzole usled kvazistalne kombinacije dejstava ne treba da prekorači veličinu $L/250$, mereno u odnosu na oslonce (slika 24). Ukoliko se deo ugiba kompenzuje izvođenjem nadvišenja, ono ne treba da bude veće od $L/250$. Kada postoji opasnost da usled ugiba dođe do oštećivanja oslonjenih delova objekta (npr. obloge, pregradnih zidova i sl.), ograničava se veličina ugiba nakon završetka građenja („aktivni ugib“) usled kvazistalne kombinacije dejstava na veličinu $L/500$.



Slika 24. Ugibi AB elementa

Odgovornost projektanta je da proveri da li za konstrukciju koju projektuje postoje posebni zahtevi u pogledu ograničenja veličine ugiba, te da preduzme odgovarajuće mere i postupke za njihovo ispunjenje, a ako je potrebno, da dokaz ugiba sprovede direktnim proračunom.

Kontrola ugiba bez direktnog proračuna svodi se na ograničenje odnosa raspon/statička visina preseka elementa. Osnovna vrednost odnosa L/d se može odrediti primenom odgovarajućeg od donja dva izraza:

$$\frac{L}{d} = K \left[11 + 1.5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3.2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad \text{ako je } \rho \leq \rho_0$$

$$\frac{L}{d} = K \left[11 + 1.5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \text{ako je } \rho > \rho_0$$

U gornjim izrazima je K koeficijent kojim se uzima u obzir konstrukcijski sistem elementa (tabela 24), ρ_0 je referentni koeficijent armiranja:

$$\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}},$$

ρ *zahtevani* koeficijent armiranja zategnutom armaturom, a ρ' *zahtevani* koeficijent armiranja pritisnutom armaturom, oba u preseku u sredini raspona (za konzole u osloncu), određeni za granično stanje nosivosti, tj.

$$\rho = \frac{A_{s1,req}}{bd}, \quad \rho' = \frac{A_{s2,req}}{bd}.$$

$A_{s1,req}$ i $A_{s2,req}$ su *zahtevane* površine zategnute i pritisnute armature u gore pomenutim presecima, za granično stanje nosivosti. Karakteristična vrednost čvrstoće betona pri pritisku f_{ck} se unosi u MPa.

Za „T“ preseke sa pritisnutom flanšom u gornje izraze treba da se unese $b = b_{eff}$, odnosno širina pritisnute flanše. Ako je pri tome odnos širine flanše i širine rebra veći od 3, vrednosti L/d treba da se pomnože sa $F_1 = 0.8$. U protivnom je $F_1 = 1.0$.

Za grede i ploče (izuzev ploča direktno oslonjenih na stubove) raspona većeg od 7 m, koje nose pregradne zidove podložne oštećenju usled prevelikih ugiba, vrednosti L/d iz gornjih izraza treba pomnožiti sa $F_2 = 7/L_{eff}$, gde je L_{eff} , efektivni raspon elementa u metrima. Za ploče direktno oslonjene na stubove bez kapitela, čiji veći raspon ne prekoračuje 8.5 m, treba usvojiti $F_2 = 8.5/L_{eff}$. U svim ostalim slučajevima je $F_2 = 1.0$.

Gornji izrazi za ograničenje vitkosti elemenata su izvedeni pod pretpostavkom da je napon u zategnutoj armaturi u preseku u sredini raspona grede ili ploče (za konzole u osloncu) usled kvazistalnog opterećenja $\sigma_s = 310$ MPa, što približno odgovara $f_{yk} = 500$ MPa, pa u slučaju drugih vrednosti napona izraze za L/d treba pomnožiti sa $F_3 = 310/\sigma_s$. Na strani sigurnosti je da se usvoji

$$F_3 = \frac{310}{\sigma_s} \approx \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}},$$

gde su $A_{s,prov}$ i $A_{s,req}$ usvojena i zahtevana površina armature, redom. SRPS EN 1992-1-1 i njegov nacionalni prilog ne ograničavaju vrednost koeficijenta F_3 , ali je za preporuku da se usvoji ograničenje koje postavlja britanski nacionalni prilog $F_3 \leq 1.5$, čime se dozvoljava povećanje površine armature do 50% u odnosu na računski potrebnu.

Dokaz da će ugib elementa biti u dopuštenim granicama sada se može svesti na dokaz da je stvarna vitkost elementa manja od granične vrednosti, odnosno

$$\left(\frac{L}{d}\right)_{stv} \leq \left(\frac{L}{d}\right)_{lim} = F_1 \cdot F_2 \cdot F_3 \cdot \frac{L}{d}$$

Izrazi za ograničenje vitkosti elemenata su izvedeni na osnovu rezultata parametarske analize sprovedene za nosače sistema proste grede pravougaonog poprečnog preseka, pod pretpostavkom da kvazistalno opterećenje iznosi 50% od odgovarajućeg proračunskog graničnog (GSN) opterećenja, za relativnu vlažnost sredine od 70%, te izabrane vrednosti koeficijenta tečenja i dilatacije skupljanja i odabranu istoriju opterećenja. Zbog ovoga je tačnost dokaza ugiba bez direktnog proračuna upitna za sve konstrukcijske elemente koji odstupaju od zadatih pretpostavki, pa je za preporuku da se dokaz ugiba vrši direktnim proračunom, dok se prikazani metod može koristiti za preliminarno usvajanje dimenzija poprečnog preseka elemenata.

Primena opisanog postupka kontrole ugiba bez direktnog proračuna na grede sa veoma širokim flanšama (npr. kod greda monolitno vezanih sa pločom koju nose) i ploče može dovesti do nerealno velikih graničnih vrednosti L/d . Evrokod 2 ne propisuje gornju graničnu vrednost ovog odnosa, pa je preporučljivo da se usvoji neko od ograničenja koje daju britanski ili nemački nacionalni priloz:

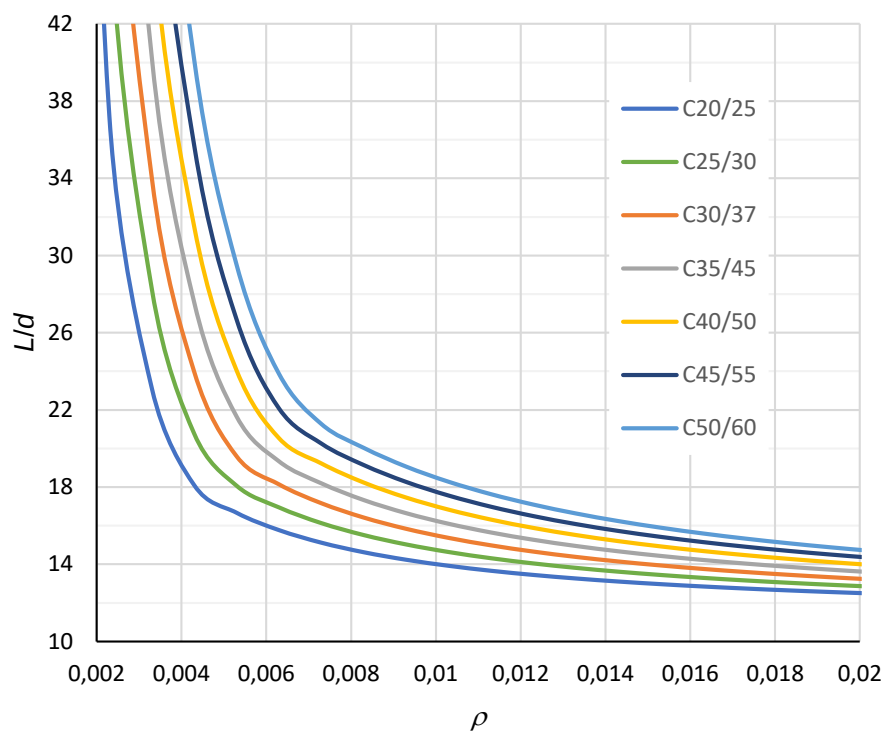
$$\left(\frac{L}{d}\right)_{lim} \leq \begin{cases} 40 \cdot K & \text{ - BS EN 1992-1-1/NA} \\ 35 \cdot K & \text{ - DIN EN 1992-1-1/NA} \end{cases}$$

U tabeli 24 su prikazane vrednosti faktora K i osnovne vrednosti odnosa L/d za AB elemente bez aksijalnog pritiska različitih konstrukcijskih sistema i koeficijenata armiranja, za betone klase C30/37. Na slici 25 je prikazana zavisnost između koeficijenta armiranja ρ i osnovnog odnosa L/d nosača sistema proste grede, za različite klase betona. Pre poređenja sa stvarnom vitkošću, vrednosti L/d iz tabele 24, odnosno sa dijagrama na slici 25 treba pomnožiti faktorima F_1 , F_2 i F_3 .

Tabela 24. Osnovne vrednosti odnosa L/d , za betone klase C30/37, prema SRPS EN 1992-1-1

Konstrukcijski sistem	K	Veliki naponi u betonu $\rho = 1.5\%$	Mali naponi u betonu $\rho = 0.5\%$
Slobodno oslonjena greda ili ploča nosiva u jednom ili dva pravca	1.0	14	20
Krajnje polje kontinualnog nosača – grede ili ploče nosive u jednom ili dva pravca, kontinualne preko duže strane	1.3	18	26
Unutrašnje polje kontinualnog nosača grede ili ploče	1.5	20	30
Ploča direktno oslonjena na stubove	1.2	17	24
Konzola	0.4	6	8

NAPOMENA: Za ploče nosive u dva pravca se provera vrši u pravcu kraćeg raspona, a za ploče direktno oslonjene na stubove u pravcu dužeg raspona.



Slika 25. Osnovna vrednost odnosa L/d za slobodno oslonjene grede i ploče ($K = 1.0$) u funkciji koeficijenta armiranja ρ

Praktične preporuke za postizanje zadovoljavajuće malog ugiba AB elementa su sledeće:

- Izabrati dimenzije elementa tako da se postigne što manja vitkost (L/d);
- Izbegavati statičke sisteme proste grede i konzole;
- Birati beton veće čvrstoće, niskog vodocementnog faktora i pravilno ga negovati;
- Redukovati pojavu i širinu otvora prslina. Po potrebi primeniti prethodno naprezanje.

GRANIČNA STANJA UPOTREBLJIVOSTI

Dokaz graničnih stanja upotrebljivosti se vrši za opterećenja koja se javljaju u upotrebi konstrukcije. Ova opterećenja su znatno niža od onih pri kojima dolazi do iscrpljenja nosivosti, odnosno do loma elementa (videti poglavlje *Metoda parcijalnih koeficijenata*), pa nastali naponi pritiska u betonu najčešće ne dostižu vrednosti iznad kojih veza napon-dilatacija postaje izrazito nelinearna, a naponi u armaturi ostaju ispod granice razvlačenja čelika. Zbog ovoga se i modeli materijala za GSU razlikuju od onih koji se primenjuju za dokaz GSN. Sa dovoljnom tačnošću može se smatrati da se u GSU armatura ponaša linearno elastično i u pritisku i u zatezanju. Ponašanje pritisnutog betona se takođe može aproksimirati linearno elastičnim, ali pojava prslina u zategnutom betonu i njihov uticaj na redukciju krutosti elementa moraju da se uzmu u obzir. Kako je u armiranobetonskim elementima udeo stalnog (dugotrajnog) u ukupnom opterećenju značajan, vremenske deformacije betona (skupljanje i tečenje) se u dokazu GSU ne mogu zanemariti, naročito pri proračunu ugiba.

Proračun napona u betonu i armaturi

Osnovne pretpostavke na kojima se zasniva proračun napona u preseku AB elementa u graničnom stanju upotrebljivosti su sledeće:

- Beton u pritisku i armatura (i u pritisku i u zatezanju) se ponašaju idealno elastično, tj. slede Hooke-ov zakon. Linearne veze napona i dilatacija se mogu opisati sledećim izrazima:
$$\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_c; \quad \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s,$$

gde je σ_c napon u pritisnutom betonu, σ_s napon u armaturi, E_c modul elastičnosti betona, koji zavisi od klase betona (tabela 8), E_s modul elastičnosti armature, a ε_c i ε_s dilatacije u betonu i armaturi, redom.
- Ravni preseki ostaju ravni i nakon deformacije (važi Bernoulli-eva hipoteza), tj. promena dilatacija po visini poprečnog preseka je linearna.
- Dilatacije betona i armature su kompatibilne. Pretpostavlja se čvrsta veza (prianjanje) betona i čelika sve do loma, zbog čega se na istom nivou u preseku (tj. u istom vlaknu ili na istoj udaljenosti od neutralne linije) oba materijala jednako deformišu i važi:
$$\varepsilon_c = \varepsilon_s,$$

odakle, uz primenu Hooke-ovog zakona, sledi
$$\sigma_c/E_c = \sigma_s/E_s, \text{ odnosno}$$

$$\sigma_s = E_s/E_c \cdot \sigma_c = \alpha \cdot \sigma_c,$$

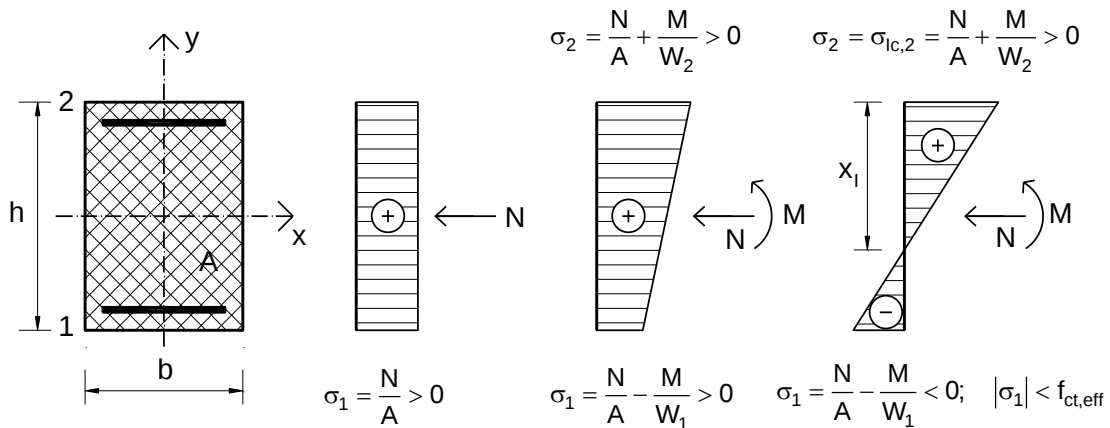
gde je $\alpha = E_s/E_c$ broj ekvivalencije. Iz gornjih izraza se zaključuje da čelik nosi α puta više nego beton jednake površine preseka.
- Geometrijske karakteristike „idealnog“ preseka koji se sastoji od betona i čelika, sa različitim modulima elastičnosti, mogu se odrediti svođenjem površine armature na ekvivalentnu površinu betona, tako što će se površina armature pomnožiti brojem ekvivalencije α .

Preseci AB elemenata se, u zavisnosti od veličine maksimalnog napona zatezanja u betonu, mogu tretirati dvojako: kao preseci „bez prslina“ ili kao preseci „sa prslinom“. Na slikama koje slede će napon pritiska biti prikazan sa predznakom „+“, a napon zatezanja sa predznakom „-“.

Osnovne karakteristike preseka „bez prslina“, koji se nalazi u naponskoj fazi I (slika 26) su:

- Maksimalni napon zatezanja u preseku nije veći od čvrstoće betona pri zatezanju $f_{ct,eff}$. Za kontrolu napona i ugiba Evrokod 2 preporučuje da se za vrednost $f_{ct,eff}$ usvoji srednja vrednost čvrstoće betona pri aksijalnom zatezanju f_{ctm} za aksijalno zategnute elemente, odnosno srednja vrednost čvrstoće betona pri savijanju $f_{ctm,fl}$ za elemente izložene savijanju. Za proračun širine prslina treba koristiti vrednost f_{ctm} .
- „Aktivan“ je ceo poprečni presek – pritisnuti i zategnuti beton i ukupna armatura.
- Preseci su „bez prslina“ najčešće u elementima izloženim savijanju sa normalnom silom pritiska u oblasti malog ekscentriciteta ili centričnom pritisku.

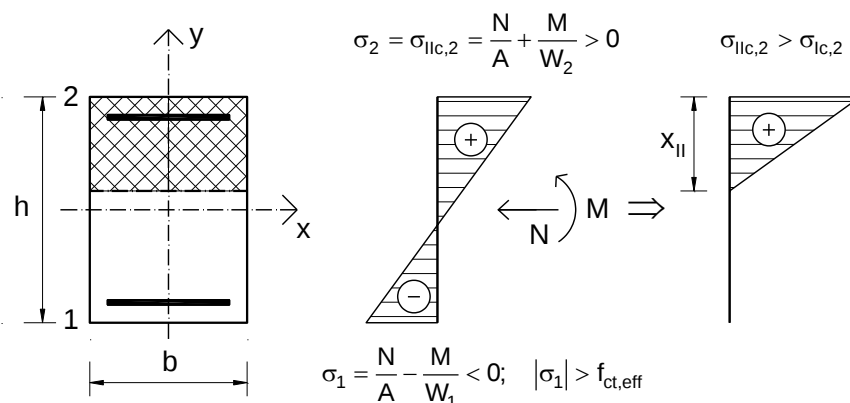
- Elementi kod kojih se ne može dozvoliti pojava prsline (npr. elementi hidrotehničkih objekata, rezervoara i sl.) se, čak i za čisto savijanje, dimenzionišu kao preseći „bez prsline“. Ovo se radi tako što se iz uslova da maksimalni napon zatezanja u betonu ne prekorači $f_{ct,eff}$ određuju dimenzije poprečnog preseka, a zatim i potrebna površina armature. Na ovaj način se dobijaju preseći većih dimenzija nego kada bi se pojava prsline tolerisala.



Slika 26. Presek „bez prsline“ za centričan pritisak (dijagram napona levo) i savijanje sa normalnom silom u oblasti malog ekscentriciteta (dijagrami napona u sredini i desno)

Osnovne karakteristike preseka „sa prslinom“, koji se nalazi u naponskoj fazi II (slika 27) su:

- Maksimalni napon zatezanja u preseku je prekoračio čvrstoću betona pri zatezanju $f_{ct,eff}$, zbog čega dolazi do pojave prsline
- Smatra se da je prsline formirana sve do neutralne linije, pa zategnuti beton ispod neutralne linije više ne učestvuje u nosivosti preseka. Da bi spoljašnje i unutrašnje sile u preseku ostale u ravnoteži, nakon nastanka prsline neutralna linija se pomera bliže pritisnutoj ivici preseka (desna skica na slici 27)
- „Aktivan“ deo poprečnog preseka čine pritisnuti beton iznad neutralne linije i ukupna armatura.
- Preseći su „sa prslinom“ u elementima izloženim čistom savijanju, savijanju sa normalnom silom u oblasti velikog ekscentriciteta ili centričnom zatezanju.



Slika 27. Presek „sa prslinom“ izložen savijanju sa normalnom silom u oblasti velikog ekscentriciteta: levo – presek; sredina – naponi u betonu neposredno pred pojavu prsline; desno – naponi u betonu nakon formiranja prsline

AB elementi izloženi centričnom pritisku

Normalna sila N koja deluje na poprečni presek centrično pritisnutog elementa (slika 28) može se prikazati kao zbir sile koju će preuzeti beton (N_c) i sile koju preuzima armatura (N_s):

$$N = N_c + N_s.$$

Sile koje nose beton i armatura su jednake proizvodu napona i površine odgovarajućeg dela preseka, pa možemo pisati

$$N = \sigma_c \cdot A_c + \sigma_s \cdot A_s = \sigma_c \cdot A_c \cdot \left(1 + \frac{\sigma_s}{\sigma_c} \cdot \frac{A_s}{A_c} \right).$$

Dilatacije u betonu i armaturi u centrično pritisnutom elementu su jednake međusobno i konstantne po celoj površini poprečnog preseka ($\varepsilon_c = \varepsilon_s = \text{const.}$), a napon u betonu je isti u svakoj tački poprečnog preseka (slika 28 desno). Zbog ovoga se odnos napona u armaturi i betonu može predstaviti brojem ekvivalencije α . Količnik površine ukupne podužne armature u preseku A_s i površine betonskog dela preseka A_c predstavlja koeficijent armiranja ρ

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}.$$

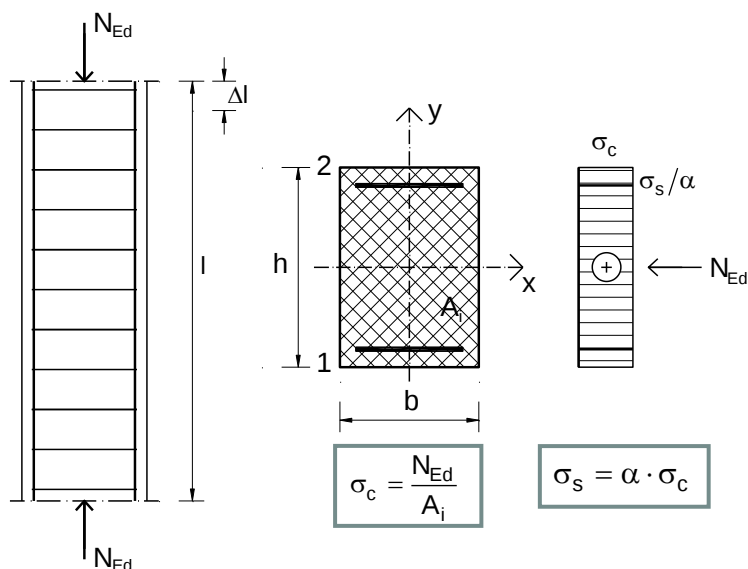
Sada silu N možemo izraziti preko napona u betonu i površine „idealnog“ preseka A_i

$$N = \sigma_c \cdot A_c \cdot (1 + \alpha \cdot \rho) = \sigma_c \cdot A_i.$$

Ako u gornji izraz umesto proizvoljne sile N unesemo proračunsku vrednost normalne sile N_{Ed} , određenu za merodavnu kombinaciju dejstava u GSU (karakterističnu, kvazistalnu ili čestu), naponi u betonu i armaturi se mogu odrediti iz sledećih izraza:

$$N_{Ed} = \sigma_c \cdot A_i \Rightarrow \sigma_c = \frac{N_{Ed}}{A_i}; \quad \sigma_s = \alpha \cdot \sigma_c, \text{ gde je}$$

$$A_i = A_c \cdot (1 + \alpha \cdot \rho).$$



Slika 28. Centrično pritisnut element. N_{Ed} je proračunska vrednost normalne sile za merodavnu kombinaciju dejstava u GSU (karakterističnu, kvazistalnu ili čestu)

AB elementi izloženi pravom savijanju sa normalnom silom u oblasti malog ekscentriciteta

Površina „idealnog“ poprečnog preseka AB elementa u naponskoj fazi I (bez prsline) može da se odredi kao zbir površine betona i α -struke površine ukupne armature u preseku:

$$A_i = A_c + \alpha A_{s1} + \alpha A_{s2}.$$

Ostale geometrijske karakteristike „idealnog“ poprečnog preseka u naponskoj fazi I su date sledećim izrazima:

$$z_{l,1} = \frac{A_c z_{c,1} + \alpha A_{s1} d_1 + \alpha A_{s2} (h - d_2)}{A_l} - \text{udaljenost težišta „idealnog“ preseka od ivice 1}$$

$$I_l = I_c + A_c (z_{c,1} - z_{l,1})^2 + \alpha A_{s1} (d_1 - z_{l,1})^2 + \alpha A_{s2} (h - d_2 - z_{l,1})^2 - \text{moment inercije}$$

$$W_{l,1} = \frac{I_l}{z_{l,1}}; \quad W_{l,2} = \frac{I_l}{z_{l,2}} = \frac{I_l}{h - z_{l,1}} - \text{otporni momenti u odnosu na ivice 1 i 2.}$$

Uticaji M i N se u analizi najčešće određuju u odnosu na težište *betonskog* preseka T_c (slika 29). Za potrebe proračuna napona u betonu i armaturi ovi uticaji se moraju redukovati na težište „idealnog“ preseka:

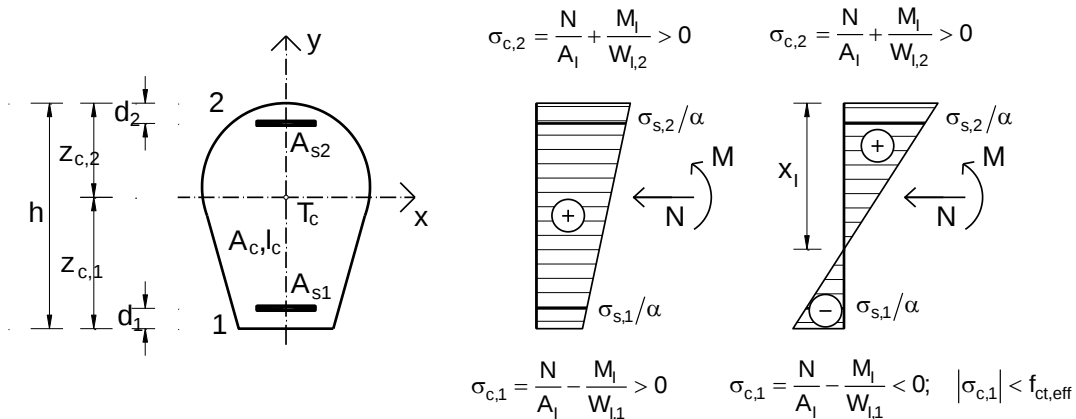
$$M_l = M + N(z_{c,1} - z_{l,1}).$$

Naponi u betonu u krajnjim vlaknima poprečnog preseka (1 i 2) sada se mogu odrediti iz sledećih izraza:

$$\sigma_{c,1} = \frac{N}{A_l} - \frac{M_l}{W_{l,1}}; \quad \sigma_{c,2} = \frac{N}{A_l} + \frac{M_l}{W_{l,2}},$$

a zatim i naponi u armaturi prema:

$$\sigma_{s,1} = \alpha \left[\frac{N}{A_l} - \frac{M_l}{I_l} (z_{l,1} - d_1) \right]; \quad \sigma_{s,2} = \alpha \left[\frac{N}{A_l} + \frac{M_l}{I_l} (h - z_{l,1} - d_2) \right].$$

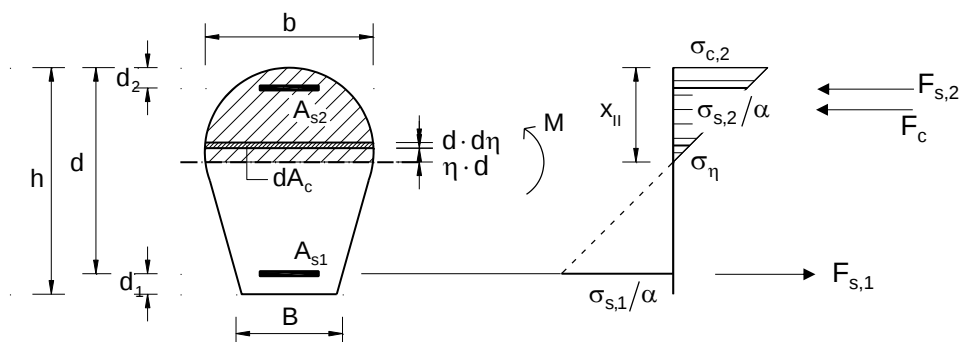


Slika 29. Naponi u GSU u poprečnom preseku proizvoljnog oblika izloženom pravom savijanju sa normalnom silom u oblasti malog ekscentriciteta – naponska faza I

AB elementi proizvoljnog poprečnog preseka izloženi čistom pravom savijanju

Za poprečni presek proizvoljnog oblika, AB elementa izloženog čistom savijanju, iz sličnosti trouglova na dijagramu napona sa slike 30, možemo uspostaviti vezu između udaljenosti neutralne linije od krajnje pritisnute ivice preseka (x_{II}) i odnosa napona u betonu u krajnjoj pritisnutoj ivici preseka ($\sigma_{c,2}$) i napona u težištu zategnute armature ($\sigma_{s,1}$):

$$\frac{x_{II}}{d} = \frac{\sigma_{c,2}}{\sigma_{c,2} + \frac{\sigma_{s,1}}{\alpha}} = \frac{1}{1 + \frac{\sigma_{s,1}}{\sigma_{c,2} \cdot \alpha}}.$$



Slika 30. Naponi u GSU u poprečnom preseku proizvoljnog oblika izloženom čistom pravom savijanju – naponska faza II

Ako uvedemo koeficijent položaja neutralne linije ξ

$$\xi = \frac{1}{1 + \frac{\sigma_{s,1}}{\sigma_{c,2} \cdot \alpha}} = \frac{1}{1 + \frac{n}{\alpha}}; \quad n = \frac{\sigma_{s,1}}{\sigma_{c,2}}$$

rastojanje x_{II} možemo izraziti preko koeficijenta ξ i statičke visine preseka d

$$x_{II} = \xi \cdot d.$$

Iz gornjih izraza se može primetiti da položaj neutralne linije AB preseka izloženog čistom savijanju zavisi samo od odnosa napona u krajnjem pritisnutom vlaknu i u težištu zategnute armature, a ne i od njihovih pojedinačnih vrednosti.

Koristeći simbole čije je značenje prikazano na slici 30, ukoliko su poznati ξ i $\sigma_{c,2}$ može se odrediti napon u betonu u bilo kom vlaknu preseka

$$\sigma_{\eta} = \sigma_{c,2} \frac{\eta}{\xi},$$

kao i naponi u težištu zategnute ($\sigma_{s,1}$) i pritisnute armature ($\sigma_{s,2}$)

$$\sigma_{s,1} = \alpha \cdot \sigma_{c,2} \frac{d - x_{II}}{x_{II}}; \quad \sigma_{s,2} = \alpha \cdot \sigma_{c,2} \frac{x_{II} - d_2}{x_{II}}.$$

Dakle, da bi se odredili naponi u karakterističnim tačkama poprečnog preseka, potrebno je prvo odrediti položaj neutralne linije. Ako je F_c rezultanta pritiska u betonu, $F_{s,1}$ sila u zategnutoj armaturi površine $A_{s,1}$ i $F_{s,2}$ sila u pritisnutoj armaturi površine $A_{s,2}$, pri čemu je (videti sliku 30)

$$F_c = \int_{\eta=0}^{\eta=\xi} \sigma_{\eta} \cdot dA_c; \quad F_{s,1} = \sigma_{s,1} \cdot A_{s,1}; \quad F_{s,2} = \sigma_{s,2} \cdot A_{s,2},$$

uslov ravnoteže normalnih sila u preseku $\sum N = 0$ daje

$$\int_{\eta=0}^{\eta=\xi} \sigma_{\eta} \cdot dA_c + \sigma_{s,2} \cdot A_{s,2} - \sigma_{s,1} \cdot A_{s,1} = 0.$$

Ako se u gornji izraz unesu ranije napisane veze između napona u proizvoljnim vlaknima i u krajnjoj pritisnutoj ivici preseka, uslov ravnoteže normalnih sila u preseku postaje

$$\int_{\eta=0}^{\eta=\xi} \sigma_{c,2} \cdot \frac{\eta}{x_{II}} \cdot d \cdot dA_c + \alpha \cdot \sigma_{c,2} \cdot A_{s,2} \frac{(x_{II} - d_2)}{x_{II}} - \alpha \cdot \sigma_{c,2} \cdot A_{s,1} \frac{(d - x_{II})}{x_{II}} = 0, \text{ odnosno sređeno:}$$

$$\int_{\eta=0}^{\eta=\xi} \eta \cdot d \cdot dA_c + \alpha \cdot A_{s2} (x_{II} - d_2) - \alpha \cdot A_{s1} (d - x_{II}) = 0.$$

Udaljenost neutralne linije od krajnje pritisnute ivice preseka dobija se rešavanjem poslednjeg izraza po x_{II} .

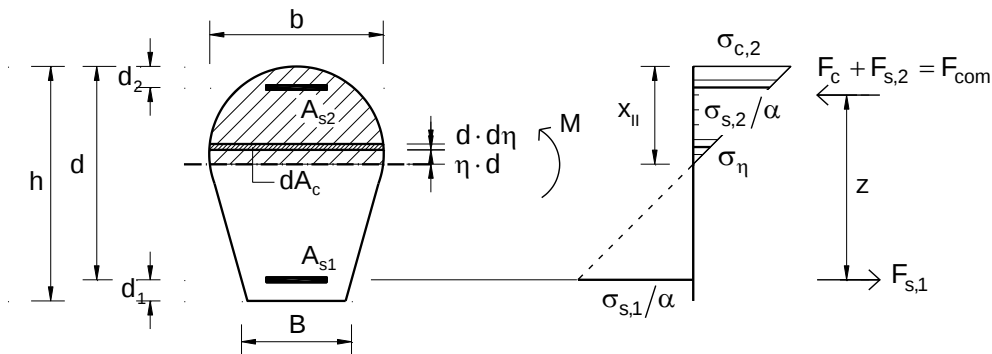
Prvi sabirak u gornjem izrazu predstavlja statički moment pritisnutog betona, a sledeća dva statičke momente pritisnute i zategnute armature, u odnosu na neutralnu liniju. Ovo može da se opiše na sledeći način: „Suma statičkih momenata aktivnog dela preseka u odnosu na neutralnu liniju jednaka je nuli“, što predstavlja uslov za određivanje položaja *težišne* linije aktivnog preseka u odnosu na krajnju pritisnutu ivicu. Možemo zaključiti sledeće:

- Određivanje položaja neutralne linije za preseke koji se nalaze u naponskoj fazi II svodi se na određivanje položaja težišne linije „aktivnog“ preseka sa prslinom. Pod „aktivnim“ presekom podrazumeva se samo pritisnuta površina betona i α -struka površina ukupne armature u preseku.
- Veličina pritisnute zone zavisi samo od geometrijskih karakteristika preseka (betona i čelika) i odnosa modula elastičnosti α , a ne i od veličine momenta savijanja M koji deluje u preseku.

Da bismo odredili napone u betonu i armaturi, posmatraćemo sliku 31 i uvesti funkciju promene širine poprečnog preseka:

$$b = B \cdot \beta(\eta), \text{ pa je}$$

$$dA_c = b \cdot d \cdot d\eta = B \cdot d \cdot \beta(\eta) \cdot d\eta.$$



Slika 31. Naponi i unutrašnje sile u poprečnom preseku proizvoljnog oblika izloženom čistom pravom savijanju – naponska faza II

Iz uslova da je suma momenata spoljašnjih i unutrašnjih sila u odnosu na težište zategnute armature jednaka nuli, tj. $\sum M_{s,1} = 0$ dobijamo

$$\int_{\eta=0}^{\eta=\xi} \sigma_{\eta} \cdot dA_c (d - x_{II} + \eta d) + \alpha \cdot \sigma_{c,2} \cdot \left(1 - \frac{d_2}{x_{II}}\right) \cdot A_{s2} (d - d_2) - M = 0, \text{ odnosno}$$

$$\int_{\eta=0}^{\eta=\xi} \sigma_{c,2} \cdot \frac{\eta}{\xi} (d - x_{II} + \eta d) \cdot B \cdot \beta(\eta) d \cdot d\eta + \alpha \cdot \sigma_{c,2} \cdot \left(1 - \frac{d_2}{x_{II}}\right) \cdot A_{s2} (d - d_2) - M = 0, \text{ ili}$$

$$\frac{\sigma_{c,2} \cdot B d^2}{\xi} \left[\int_{\eta=0}^{\eta=\xi} \eta (1 - \xi + \eta) \cdot \beta(\eta) d\eta + \frac{\alpha \cdot A_{s2} \cdot \left(1 - \frac{d_2}{\xi d}\right) \cdot \left(1 - \frac{d_2}{d}\right)}{\frac{B d}{\xi}} \right] - M = 0.$$

Uvedemo li funkciju

$$J_{II} = \int_{\eta=0}^{\eta=\xi} \eta(1-\xi+\eta) \cdot \beta(\eta) d\eta + \frac{\alpha \cdot A_{s2} \cdot \left(1 - \frac{d_2}{\xi d}\right) \cdot \left(1 - \frac{d_2}{d}\right)}{\frac{Bd}{\xi}},$$

prethodni izraz možemo napisati u obliku

$$\frac{\sigma_{c,2} \cdot Bd^2}{\xi} \cdot J_{II} - M = 0.$$

Odavde se dobija napon u krajnjem pritisnutom vlaknu betona kao

$$\sigma_{c,2} = \frac{M \cdot \xi}{J_{II} \cdot Bd^2},$$

a naponi u zategnutoj i pritisnutoj armaturi mogu se odrediti iz sledećih izraza:

$$\sigma_{s,1} = \alpha \cdot \sigma_{c,2} \frac{1-\xi}{\xi}; \quad \sigma_{s,2} = \alpha \cdot \sigma_{c,2} \left(1 - \frac{d_2}{\xi d}\right).$$

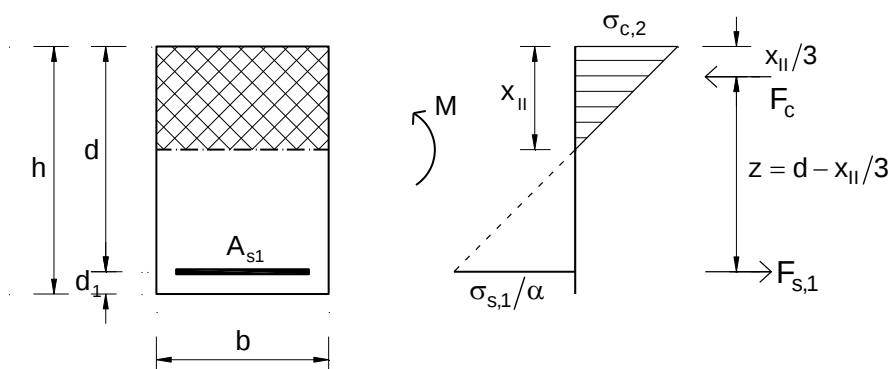
AB elementi izloženi čistom pravom savijanju - Pravougaoni presek jednostruko armiran

Uslov da je suma statičkih momenata aktivnog dela preseka sa slike 32, koji čine pritisnuti beton (šrafirana površina) i zategnuta armatura, u odnosu na neutralnu liniju, jednaka nuli, može se predstaviti kvadratnom jednačinom

$$\frac{b \cdot x_{II}^2}{2} - \alpha A_{s1} (d - x_{II}) = 0,$$

čiji koren daje izraz za položaj neutralne linije jednostruko armiranog pravougaonog preseka izloženog čistom pravom savijanju:

$$x_{II} = \frac{\alpha \cdot A_{s1}}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha \cdot A_{s1}}} \right].$$



Slika 32. Naponi i unutrašnje sile u jednostruko armiranom pravougaonom poprečnom preseku izloženom čistom pravom savijanju – naponska faza II

Napon u krajnjoj pritisnutoj ivici betona (slika 32) postaje

$$\sigma_{c,2} = \frac{M}{\frac{b \cdot x_{II}}{2} \left(d - \frac{x_{II}}{3}\right)},$$

a napon u težištu zategnute armature

$$\sigma_{s,1} = \alpha \cdot \sigma_{c,2} \frac{d - x_{II}}{x_{II}}.$$

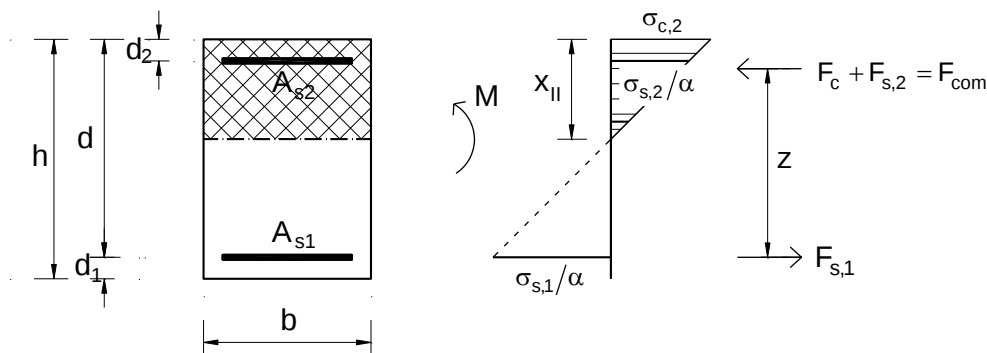
AB elementi izloženi čistom pravom savijanju - Pravougaoni presek dvostruko armiran

Položaj neutralne linije i naponi u karakterističnim tačkama dvostruko armiranog pravougaonog preseka izloženog čistom savijanju (slika 33) dobijaju se iz izraza za presek proizvoljnog oblika uz uvođenje konstantne širine preseka $b = \text{const.}$

$$x_{II} = \frac{\alpha}{b} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b(A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot d_2)}{\alpha \cdot (A_{s1} + A_{s2})^2}} \right]$$

$$\sigma_{c,2} = \frac{M}{\frac{b \cdot x_{II}}{2} \left(d - \frac{x_{II}}{3} \right) + \alpha \cdot A_{s2} \left(1 - \frac{d_2}{x_{II}} \right) (d - d_2)}$$

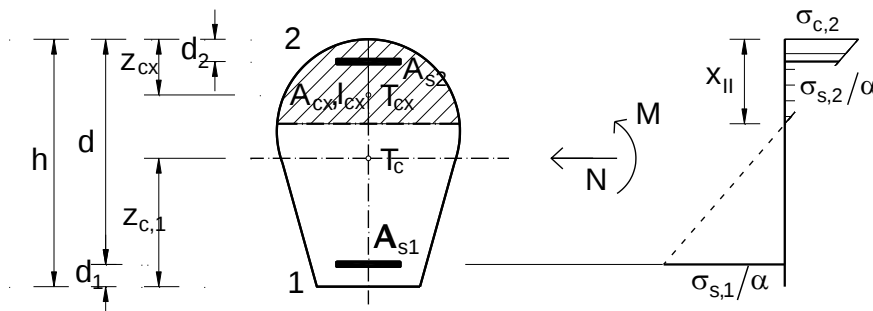
$$\sigma_{s,1} = \alpha \cdot \sigma_{c,2} \frac{d - x_{II}}{x_{II}}; \quad \sigma_{s,2} = \alpha \cdot \sigma_{c,2} \left(1 - \frac{d_2}{x_{II}} \right).$$



Slika 33. Naponi i unutrašnje sile u dvostruko armiranom pravougaonom poprečnom preseku izloženom čistom pravom savijanju – naponska faza II

AB elementi izloženi pravom savijanju sa normalnom silom u oblasti velikog ekscentriciteta

Preseci izloženi savijanju sa normalnom silom u oblasti velikog ekscentriciteta se nalaze u naponskoj fazi II (sa prslinom). Aktivan deo preseka, oznake geometrijskih veličina i raspored napona po visini preseka prikazani su na slici 34.



Slika 34. Naponi u GSU u poprečnom preseku proizvoljnog oblika izloženom pravom savijanju sa normalnom silom u oblasti velikog ekscentriciteta – naponska faza II

Uticaji M i N su određeni u odnosu na težište *betonskog* preseka T_c . Sa A_{cx} je označena površina pritisnutog dela betonskog preseka, a sa I_{cx} njen sopstveni moment inercije u odnosu na njeno težište T_{cx} . Proračun napona se sprovodi iterativno, u tri koraka:

1. Pretpostavi se vrednost x_{II} tako da neutralna linija padne unutar poprečnog preseka, tj. da bude ispunjen uslov

$$0 \leq x_{II} \leq h.$$

Sa ovom vrednošću se sračunavaju geometrijske karakteristike pritisnutog dela betonskog preseka: A_{cx} , z_{cx} , I_{cx} , a zatim geometrijske karakteristike „idealnog“ (aktivnog) preseka sa prslinom:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c}$$

$$A_{II} = A_{cx} + \alpha A_{s1} + \alpha A_{s2} \quad - \text{površina aktivnog preseka}$$

$$z_{II,1} = \frac{A_{cx}(h - z_{cx}) + \alpha A_{s1}d_1 + \alpha A_{s2}(h - d_2)}{A_{II}} \quad - \text{položaj težišta u odnosu na krajnju zategnutu ivicu „1“}$$

$$I_{II} = I_{cx} + A_{cx}(h - z_{cx} - z_{II,1})^2 + \alpha A_{s1}(d_1 - z_{II,1})^2 + \alpha A_{s2}(h - d_2 - z_{II,1})^2 \quad - \text{moment inercije.}$$

Izvrši se redukcija sila na težište „idealnog“ preseka sa prslinom:

$$M_x = M + N(z_{c,1} - z_{II,1}) = N(e + z_{c,1} - z_{II,1}),$$

pa se odredi napon u vlaknu na nivou neutralne linije:

$$\sigma_{cx} = \frac{N}{A_{II}} - \frac{M_x}{I_{II}}(x_{II} - h + z_{II,1})$$

2. Vrednost x_{II} se menja kroz iteracije, dok se ne postigne $\sigma_{cx} = 0$. Ako iskoristimo ranije napisani izraz za moment savijanja u odnosu na težište „idealnog“ preseka, ovaj uslov se svodi na izraz

$$\frac{1}{A_{II}} - \frac{e + z_{c,1} - z_{II,1}}{I_{II}}(x_{II} - h + z_{II,1}) = 0.$$

3. Sa x_{II} , M_x , A_{II} , $z_{II,1}$ i I_{II} iz poslednje iteracije, za koju je $\sigma_{cx} = 0$, računaju se naponi u preseku:

$$\sigma_{c,2} = \frac{N}{A_{II}} + \frac{M_x}{I_{II}}(h - z_{II,1})$$

$$\sigma_{s,1} = \alpha \left[\frac{N}{A_{II}} - \frac{M_x}{I_{II}}(z_{II,1} - d_1) \right]$$

$$\sigma_{s,2} = \alpha \left[\frac{N}{A_{II}} + \frac{M_x}{I_{II}}(h - z_{II,1} - d_2) \right].$$

Prsline u AB elementima

Prsline se u betonskim i armiranobetonskim elementima javljaju kada naponi prekorače čvrstoću betona pri zatezanju. Kako je ova čvrstoća mala (čvrstoća betona pri zatezanju je približno 1/10 njegove čvrstoće pri pritisku – videti tabelu 8), prsline u AB elementima su uobičajena pojava i u njihovoj upotrebi, koja ne vodi nužno do negativnih posledica po nosivost i upotrebljivost ovih elemenata.

Ako ne postoje posebni zahtevi u pogledu izgleda, a prsline ne ometaju funkcionisanje konstrukcije i ne utiču na njenu trajnost, nije neophodno da se preduzmu posebne mere za kontrolu širine prslina, nego je dovoljno da se elementi dimenzionišu i oblikuju shodno zahtevima nosivosti. Pritom se u proračunu uticaja od dejstava kod statički neodređenih AB elemenata mora uzeti u obzir redukcija njihove krutosti usled pojave prslina.

Kod elemenata čiji je izgled bitan, ili kod kojih pojava prslina može nepovoljno da utiče na njihovu trajnost ili funkcionalnost, širina prslina mora da se ograniči primenom adekvatnih mera i postupaka.

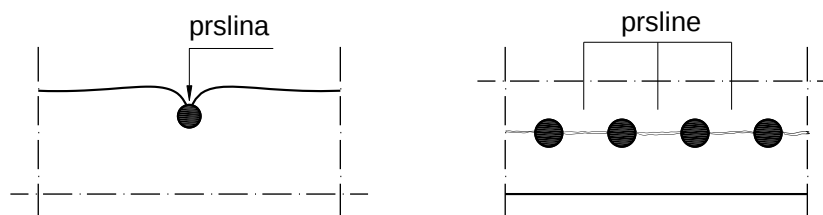
Prsline se u AB elementima javljaju kako u toku izgradnje, dok beton nije potpuno očvrsnuo i ima izrazito nisku čvrstoću pri zatezanju, tako i tokom upotrebe, pa se mere i postupci za kontrolu prslina moraju sprovoditi u toku projektovanja, izvođenja i upotrebe objekta. Pravilnim oblikovanjem detalja i izborom adekvatne mešavine betona, te odgovarajućom ugradnjom i negom betona, mogu se na prihvatljivu meru svesti prsline koje se javljaju tokom izgradnje, ali se ovim merama povoljno utiče i na prsline koje se razvijaju tokom upotrebe objekta. Pravilnom upotrebom i adekvatnim održavanjem postojećih objekata sprečava se razvoj prslina do mere koja bi uticala na izgled objekta i/ili ugrozila njegovo funkcionisanje. Kod pregleda i ocene stanja postojećih AB konstrukcija potrebno je preduzeti sledeće korake:

- na osnovu izgleda („slike“) prslina ustanoviti uzrok(e) njihovog nastanka;
- utvrditi da li su prsline aktivne, tj. da li se razvijaju (povećavaju širinu, dubinu, stvaraju se nove prsline) ili je njihov razvoj završen;
- proceniti da li postojeće prsline utiču na nosivost, funkcionisanje, trajnost ili izgled elementa i konstrukcije i da li je potrebno izvršiti njihovo saniranje ili stabilizaciju;
- ako je neophodno da se preduzmu mere za kontrolu prslina, prvo treba ukloniti uzrok njihove pojave (ako je to moguće), pa tek onda pristupiti sanaciji.

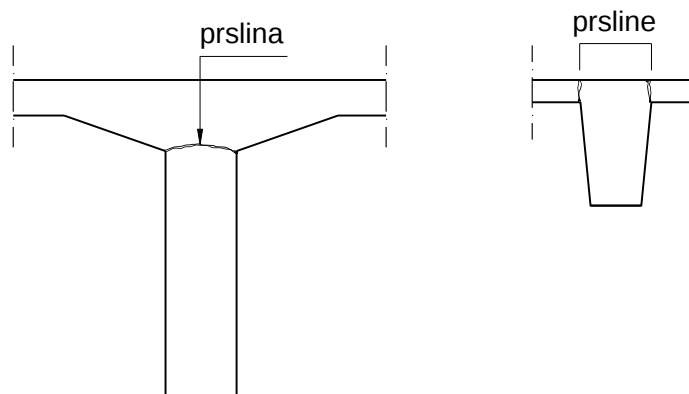
Uzroci nastanka prslina u toku građenja

Plastično sleganje

Kod visokih greda, debelih ploča, te na spoju greda i stubova, vrlo brzo nakon ugradnje betona može doći do pojave prslina usled plastičnog sleganja („sedanja“) betona. Karakteristična mesta pojave ovih prslina su zone u kojima armatura (veliki prečnici ili gusto postavljena armatura – slika 35) ili oplata (slika 36) sprečavaju slobodno sleganje betona nakon ugrađivanja. Ove prsline se mogu sprečiti ili svesti na prihvatljivu meru adekvatnim izborom mešavine i pravilnom ugradnjom (vibriranjem) betona.



Slika 35. Prsline usled plastičnog sleganja: Iznad armature velikog prečnika (levo) i između gusto postavljene armature (desno)



Slika 36. Prsline usled plastičnog sleganja na mestima nagle promene geometrije

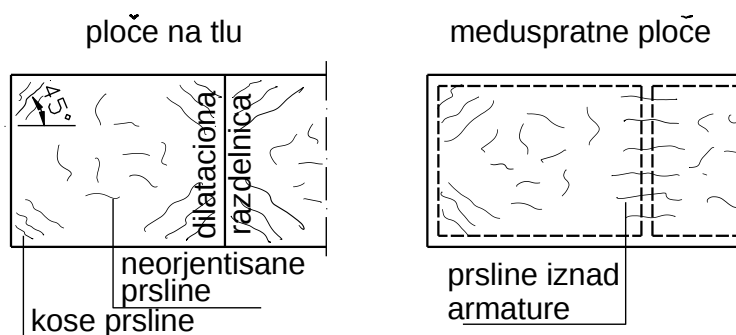


Slika 37. Prsline usled plastičnog sleganja na spoju FERT međuspratne ploče i podvlake

Plastično skupljanje

Usled naglog gubitka vlage iz tek ugrađenog betona može doći do stvaranja površinskih prslina, koje su naročito izražene kod ploča. Ove prsline se rasprostiru pod uglom od približno 45° u uglovima ploča, dok su u centru proizvoljno orjentisane (slika 38). Kod kontinualnih međuspratnih ploča mogu se javiti prsline upravne na pravac podužne armature u podvlakama (slika 38, desno). Ove prsline same po sebi ne moraju nužno da utiču na funkcionalnost i trajnost elementa, ali u kombinaciji sa drugim dejstvima (npr. ciklusi smrzavanja i odmrzavanja, hemijska agresija i sl.) mogu doprineti skraćenju njegovog eksploatacionog veka.

Mere kojima se kontroliše pojava prslina usled plastičnog skupljanja su pravilan izbor mešavine betona, izrada dilatacionih razdelnica i adekvatna nega betona.

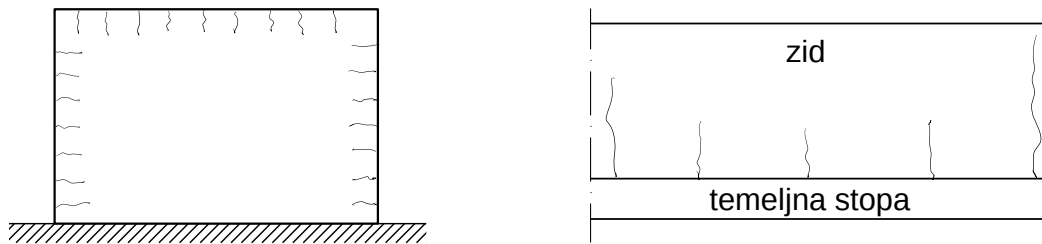


Slika 38. Prsline usled plastičnog skupljanja kod ploča

Toplota hidratacije cementa

Kod elemenata veće zapremine, usled razlike temperature u unutrašnjosti elementa (viša temperatura usled hidratacije cementa) i na njegovoj površini (gde se temperatura izjednačava sa temperaturom okolnog vazduha), na površini elementa se javljaju naponi zatezanja, koji mogu prekoračiti čvrstoću betona i dovesti do pojave površinskih prslina (slika 39, levo). Pojava vertikalnih prslina usled sprečenosti dilataranja dugačkog zida koji se izvodi na prethodno izvedenoj stopi niže temperature, prikazana je na slici 39, desno.

Ove prsline se mogu kontrolisati upotrebom cementa niže toplotne hidratacije i/ili betoniranjem u kampadama, tj. deljenjem masivnih konstrukcija na elemente manje zapremine koji se betoniraju naizmenično.



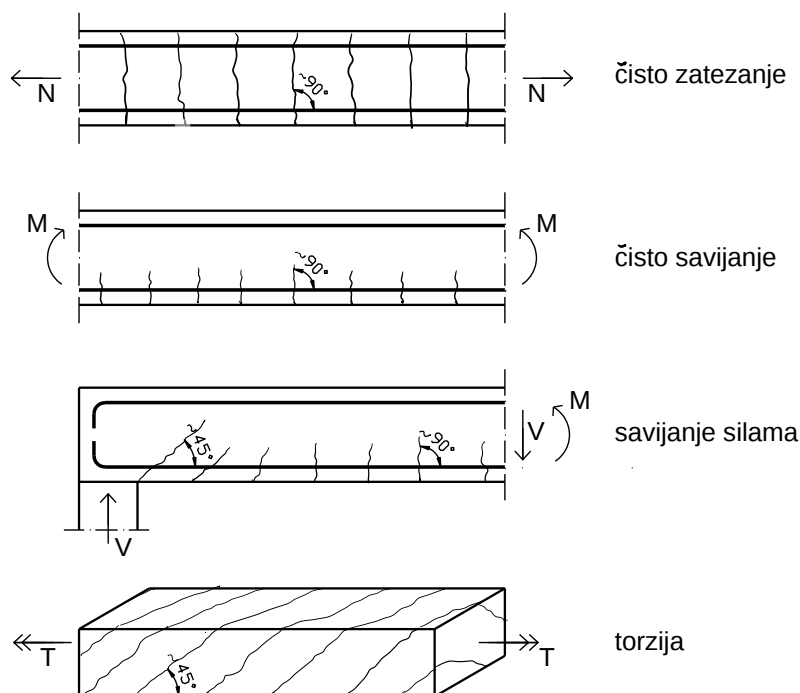
Slika 39. Prsline usled toplotne razlike između elementa i okolnog vazduha (levo), odnosno susednih elemenata betoniranih u različito vreme (desno), izazvane razvojem toplotne hidratacije cementa

Uzroci nastanka prsline u toku eksploatacije

Uticaji od dejstava

Karakteristične slike prsline koje su posledica spoljašnjeg opterećenja, prikazane su na slici 40. Budući da su naponi zatezanja u centrično zategnutim elementima jednaki u svakoj tački preseka, prsline u ovim elementima su upravne na osu elementa i prostiru se kroz ceo poprečni presek. Kod elemenata izloženih čistom savijanju, u zategnutoj zoni prsline zauzimaju ugao od 90° u odnosu na osu elementa. Pri savijanju silama, u zoni oslonaca se javljaju prsline usled smicanja, pod uglom od približno 45° , dok su u zoni najvećih momenata savijanja prsline upravne na osu nosača. Prsline izazvane torzijom su površinske, u pravcu zavojnice pod uglom od 45° u odnosu na osu elementa.

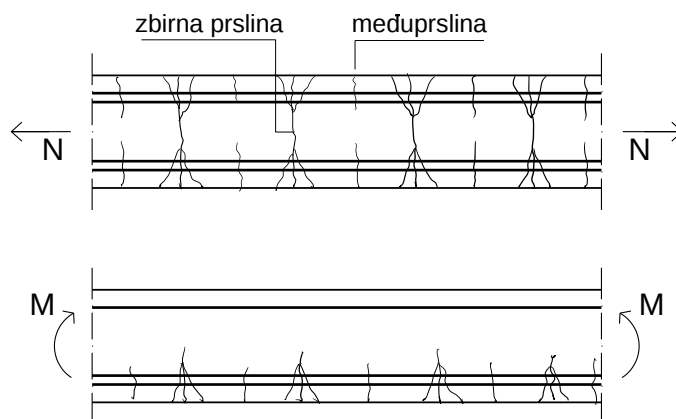
Širina prsline koje su posledica spoljašnjeg opterećenja se može ograničiti postavljanjem armature, po mogućnošću pod pravim uglom u odnosu na prsline, tako da ih ona „prošiva“. Ove prsline se mogu kontrolisati i primenom betona armiranog vlaknima ili prethodnim naprezanjem.



Slika 40. Prsline kao posledica uticaja od dejstava

Jako armirani elementi

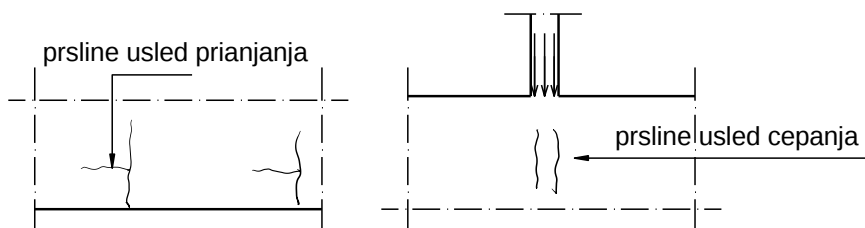
Oko zategnute armature u jako armiranim elementima se javlja veliki broj sitnih prslina. Neke od njih se grupišu u zbirne prsline, koje kod aksijalno zategnutih elemenata prolaze kroz ceo poprečni presek (slika 41).



Slika 41. Prsline u jako armiranom elementima

Lokalna koncentracija napona

Kod jako armiranih elemenata napregnutih na savijanje, u okolini poprečne prsline, usled prevelikih napona prijanjanja između betona i zategnute armature, mogu se javiti prsline duž zategnutih šipki (slika 42, levo). Na mestima unosa velike sile pritiska preko male površine (npr. AB zglobovi, zone kotvi kablova za prednaprezanje i sl.), može doći do pojave prslina usled cepanja (slika 42, desno).



Slika 42. Prsline usled lokalne koncentracije napona

Promene temperature

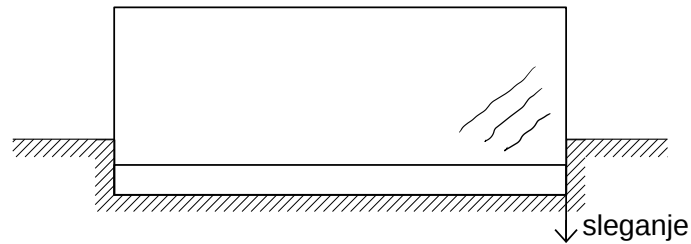
Linearne promene temperature duž ose AB elemenata, koje su posledica sezonskih i dnevnih oscilacija temperature okolnog vazduha ili tehnološkog procesa, izazivaju naprezanja u statički neodređenim konstrukcijama. Sa druge strane, temperaturni gradijent, tj. razlika temperature na suprotnim stranama poprečnog preseka AB elementa, izaziva uticaje i u statički određenim i u statički neodređenim konstrukcijama. Kada naponi nastali usled ovih naprezanja prekorače čvrstoću betona pri zatezanju, dolazi do pojave prslina, koje su slične prslinama usled zatezanja ili savijanja. Smanjenje naprezanja usled temperaturnih promena, a samim tim i kontrola prslina, može se postići izradom termičkih razdelnica.

Skupljanje betona

Pošto je skupljanju podložan samo beton, a ne i armatura, dilatacije skupljanja u AB elementima su uvek sprečene armaturom, pa se uticaji usled skupljanja javljaju i u statički određenim i u statički neodređenim elementima. Ako ovako nastali naponi prekorače čvrstoću betona pri zatezanju, dolazi do pojave prslina koje su po tipu slične prslinama usled zatezanja ili savijanja. Kontrola ovih prslina postiže se izradom dilatacionih razdelnica ili primenom cementa sa manje izraženim skupljanjem.

Nejednaka sleganja

U statički neodređenim konstrukcijama se, usled sprečenosti pomeranja izazvanih nejednakim sleganjima objekta, javljaju uticaji koji mogu dovesti do pojave karakterističnih prslina, kao što je prikazano na slici 43. Prsline usled nejednakih sleganja se mogu izbeći izradom dilatacionih razdelnica.



Slika 43. Prsline u krutom zidu usled nejednakog sleganja

Preopterećenje i nepredviđena dejstva

Do preopterećenja konstrukcije može doći u toku izgradnje, kada se beton koji još nije dostigao projektovanu čvrstoću, nakon skidanja oplate, optereti građevinskim materijalom, šutom, mehanizacijom i sl. na način na koji se prekoračuje zatezna čvrstoća u pojedinim zonama, te dolazi do pojave prslina. Do preopterećenja dolazi i tokom eksploatacije objekta, usled promene namene površina, nekontrolisanog prelaska nepredviđenih tereta preko mostova i sl. Prsline se javljaju i usled nepredviđenih dejstava, kao što su udari vozila, eksplozije i sl.

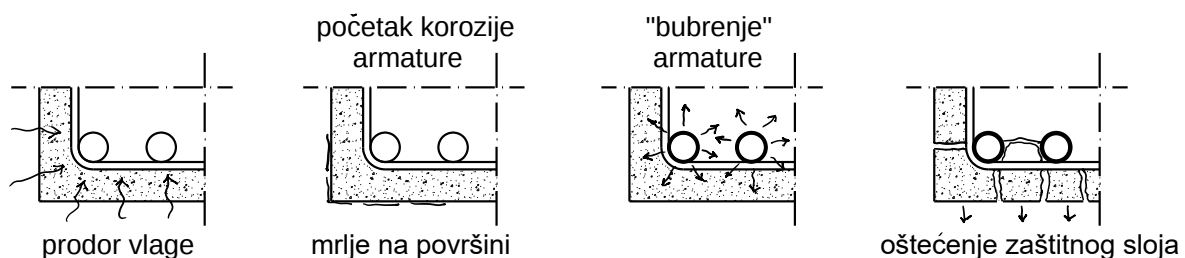
Seizmička dejstva

Karakteristična oštećenja AB konstrukcija usled zemljotresa, kao posledica uticaja alternativnog znaka, su kose, ukrštene prsline.

Degradacija materijala

Degradacija, odnosno pad početnih svojstava materijala, može da bude uzrok nastanka prslina u AB elementima. Pri tome treba razlikovati

- **degradaciju** (deterioraciju) **betona**, koja je najčešće veoma spor proces, a posledica je fizičkih (npr. dejstvo mraza, habanje, abrazija...), i hemijskih procesa (karbonizacija, alkalno-agregatna reakcija, reakcija sa agresivnim supstancama iz okoline – hloridima, sulfatima, nitratima i sl.)
- **degradaciju armature (korozija)**, koja je najčešće posledica poroznog, loše izvedenog ili oštećenog zaštitnog sloja betona, nedovoljne debljine. Proces stvaranja prslina usled korozije armature je progresivan (slika 44). Porozan zaštitni sloj omogućava prodor vlage sa agresivnim supstancama do armature, inicirajući koroziju. U početnoj fazi korozije armature mogu se uočiti mrlje na površini elementa. Produkt korozije (rđa) ima veću zapreminu od zdravog čelika, pa se stvara efekat bubrenja šipki armature, odnosno pritisak na beton koji ih okružuje. Na površini elementa se stvaraju naponi zatezanja, a kada oni prekorače čvrstoću betona pri zatezanju, dolazi do pojave prslina, najpre u samom zaštitnom sloju. Ovim su stvoreni uslovi za ubrzani prodor agresivnih supstanci do armature, te se proces korozije intenzivira, sve dok ne dođe do stvaranja podužnih prslina i konačno do odvajanja zaštitnog sloja (slika 45).



Slika 44. Prsline usled degradacije materijala (korozije armature)

Pojava prslina usled degradacije materijala može se izbeći ili svesti na prihvatljivu meru pravilnim izborom mešavine betona, koja će odgovarati klasi sredine, izradom kvalitetnog zaštitnog sloja betona dovoljne debljine, pravilnom ugradnjom i negom betona, primenom posebnih vrsta armature (od nerđajućeg čelika, od polimera armiranih vlaknima i sl.), armiranje vlaknima i dr.



Slika 45. Prsline usled degradacije materijala (korozije armature)

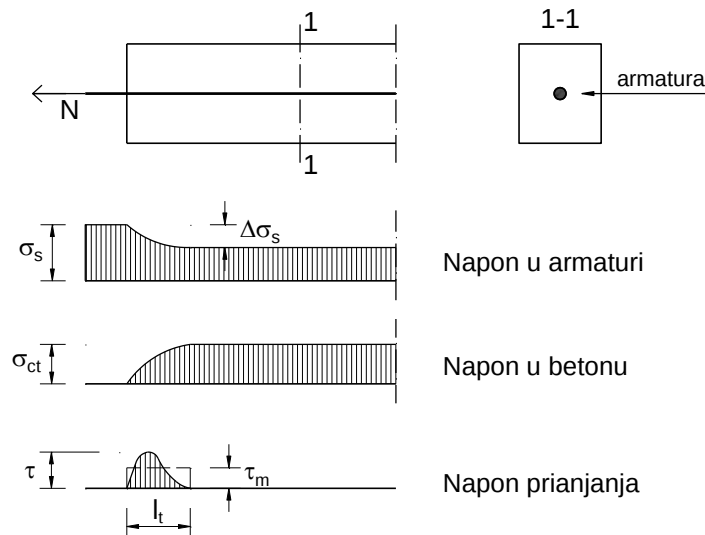
Termička nekompatibilnost komponenata betona (TNKB)

Komponente betona (cement i agregat) mogu imati različite koeficijente linearne termičke dilatacije. Ako je ovakav beton izložen velikim promenama temperature (npr. kolovozne ploče mostova), može doći do razaranja spoja agregata i cementnog kamena. Ovo je posebno izraženo u površinskoj zoni elementa. Ovako nastale prsline najčešće same po sebi nisu opasne, ali u sadejstvu sa ostalim nepovoljnim dejstvima (ciklusi smrzavanja i odmrzavanja, upotreba soli za odmrzavanje...) mogu ubrzati proces degradacije.

Stanje pre i posle nastanka prslina u centrično zategnutom elementu

Stanje pre nastanka prslina

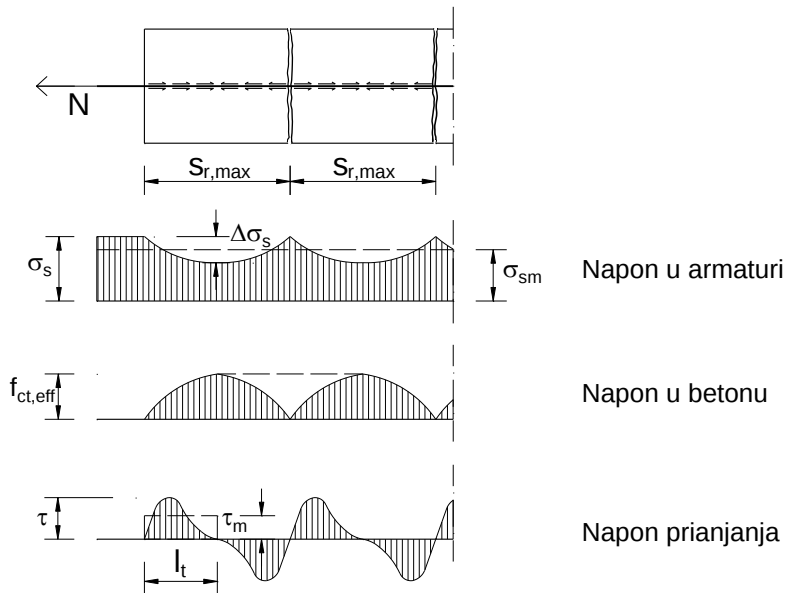
Na slici 46 je prikazan betonski element u koji se sila zatezanja unosi preko armature ukupne površine A_s , grupisane u težištu poprečnog preseka. Maksimalni napon u armaturi σ_s se javlja u delu izvan betonskog elementa. Od ulaska u betonski element napon u armaturi opada, a napon u betonu raste do neke vrednosti σ_{ct} . Ovaj „prenos“ napona sa armature na beton dešava se zahvaljujući njihovom prijanjanju. Raspodela napona prijanjanja τ duž zone prenosa je nelinearna. Za potrebe proračuna ovaj napon se najčešće prikazuje preko svoje srednje vrednosti τ_m . Dokle god je napon u betonu σ_{ct} manji od njegove čvrstoće pri zatezanju $f_{ct,eff}$, neće doći do pojave prslina. Veličina l_t predstavlja dužinu prenosa, odnosno dužinu potrebnu da bi se ostvario transfer napona sa armature na beton.



Slika 46. Naponi u betonu i armaturi u centrično zategnutom elementu pre pojave prslina

Stanje posle nastanka prslina

Prva prslina se formira u preseku u kojem je napon σ_{ct} u betonu dostigao njegovu čvrstoću pri zatezanju $f_{ct,eff}$ (slika 47). Kod aksijalno napregnutih elemenata, u svakom preseku dovoljno udaljenom od mesta unosa sile vrednost napona u betonu je konstantna, pa se prva prslina javlja u preseku sa lokalno najnižom čvrstoćom pri zatezanju. Na mestu prsline celu silu prihvata armatura, a levo i desno od nje se formira zona transfera. Sledeća prslina može da se formira u preseku u kojem je napon u betonu ponovo dostigao vrednost $f_{ct,eff}$. Njeno najmanje rastojanje $s_{r,min}$ od prve prsline odgovara dužini zone transfera l_t .



Slika 47. Naponi u betonu i armaturi u centrično zategnutom elementu nakon formiranja stabilne slike prslina

Najmanje rastojanje dve uzastopne prsline može da se definiše kao dužina potrebna da rezultanta sile prijanjanja po obimu ukupne zategnute armature dostigne graničnu vrednost sile zatezanja u betonu, tj.

$$\int_0^{l_t} \tau(x) \cdot u \cdot dx = f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff} ,$$

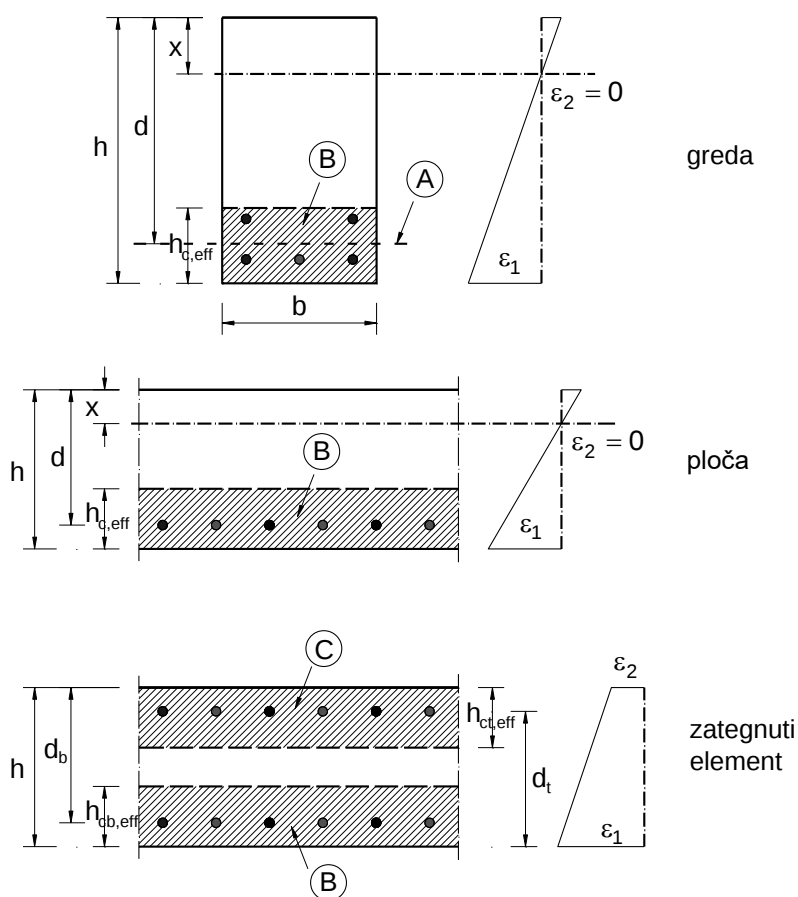
gde je u ukupan obim svih zategnutih šipki armature, a $A_{c,eff}$ efektivna površina zategnutog betona oko armature.

Efektivna površina zategnutog betona $A_{c,eff}$ oko armature može da se odredi prema izrazu

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} ,$$

gde je b širina zategnute zone poprečnog preseka, dok efektivnu visinu zategnute zone oko armature $h_{c,eff}$ treba odrediti prema sledećem (za detalje videti sliku 48):

$$h_{c,eff} = \min \begin{cases} 2.5 \cdot (h-d) \\ (h-x)/3 \\ h/2 \end{cases}$$



Slika 48. Efektivna površina zategnutog betona $A_{c,eff}$ oko armature. „A“ označava nivo težista armature, a „B“ i „C“ efektivnu zategnutu površinu betona u donjoj i gornjoj zoni

Ako zategnutu armaturu čini n šipki prečnika $\varnothing$, možemo pisati

$$u = n \cdot \varnothing \cdot \pi ; \quad A_s = n \cdot \frac{\varnothing^2 \cdot \pi}{4} \Rightarrow u = \frac{4 \cdot A_s}{\varnothing} ,$$

pa sledi

$$\tau_m \cdot \frac{4 \cdot A_s}{\varnothing} \cdot l_t = f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff} , \text{ odnosno}$$

$$s_{r,min} = l_t = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\tau_m} \cdot \frac{A_{c,eff}}{A_s} .$$

Gornji izraz za minimalno rastojanje dve uzastopne prsline je izveden za centrično zategnuti element, u kome je ukupna površina zategnute armature A_s . Prethodni izraz možemo napisati u obliku koji odgovara ne samo centričnom zatezanju, nego i ostalim oblicima naprezanja:

$$s_{r,min} = C_1 \cdot C_2 \cdot \frac{\sigma}{\rho_{p,eff}},$$

gde je C_1 koeficijent koji zavisi od vrste naprezanja (centrično zatezanje, čisto savijanje, ekscentrično zatezanje), a C_2 koeficijent koji zavisi od prijanjanja između betona i armature. Koeficijent armiranja efektivne zategnute zone preseka je

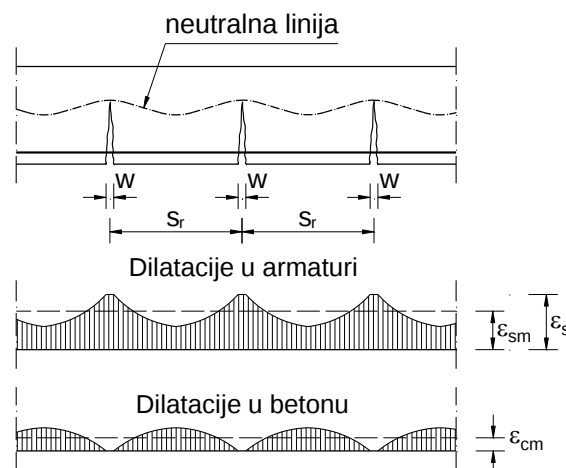
$$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff}.$$

Maksimalno rastojanje i karakteristična širina otvora prslina

Širina otvora prsline w jednaka je razlici izduženja zategnute armature i okolnog zategnutog betona na dužini rastojanja dve susedne prsline s_r (slika 49), odnosno

$$w = s_r \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}),$$

gde je ε_{sm} srednja vrednost dilatacije armature između dve susedne prsline, za merodavnu kombinaciju opterećenja, uključujući uticaj prinudnih deformacija i sadejstvo zategnutog betona, a ε_{cm} srednja vrednost dilatacije u betonu između dve uzastopne prsline.



Slika 49. Dilatacije u betonu i armaturi nakon formiranja prslina u elementu izloženom savijanju

Za kontrolu prslina potrebno je dokazati da karakteristična širina prslina ne prekoračuje graničnu vrednost iz tabele 21, tj. da je ispunjen uslov

$$w_k \leq w_{max}.$$

Iz poslednja dva izraza je jasno da za w_k treba usvojiti najveću vrednost širine otvora prslina, koja se dobija za *maksimalno* rastojanje dve uzastopne prsline $s_{r,max}$, pa možemo pisati

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}).$$

Kada se u potpunosti formira stabilna slika prslina, maksimalno rastojanje dve uzastopne prsline (slika 47) je jednako dvostrukoj vrednosti dužine transfera, tj.

$$s_{r,max} = 2 \cdot l_t.$$

Međutim, eksperimenti su pokazali značajan uticaj debljine zaštitnog sloja betona na rastojanje susednih prslina [36]. Zbog toga SRPS EN 1992-1-1 daje poluempirijski izraz za određivanje maksimalnog rastojanja susednih prslina za slučajeve kada je zategnuta armatura postavljena relativno gusto, odnosno na osovinskom rastojanju ne većem od $5 \cdot (c + \sigma/2)$:

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + 0.425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}}.$$

Ako su šipke zategnute armature na međusobnom rastojanju većem od $5 \cdot (c + \emptyset/2)$, najveće rastojanje dve uzastopne prsline treba odrediti prema

$$s_{r,max} = 1.3(h - x).$$

U gornjim izrazima c predstavlja debljinu zaštitnog sloja do *podužne* armature, k_1 je koeficijent kojim se uzimaju u obzir svojstva prijanjanja između betona i armature ($k_1 = 0.8$ za šipke sa visokom prionljivošću i $k_1 = 1.6$ za šipke glatke površine), k_2 koeficijent kojim se uzima u obzir raspodela dilatacija po visini preseka, odnosno vrsta naprezanja ($k_2 = 0.5$ za savijanje, $k_2 = 1.0$ za čisto zatezanje i $k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)/(2\varepsilon_1)$ za ekscentrično zatezanje, gde je ε_1 veća, a ε_2 manja dilatacija zatezanja na ivicama razmatranog preseka, obe sračunate za presek sa prslinom), h ukupna visina poprečnog preseka, a x udaljenost neutralne linije od krajnje pritisnute ivice preseka. Kada se u preseku nalaze zategnute šipke različitih prečnika, npr. n_1 šipki prečnika $\emptyset_1$ i n_2 šipki prečnika $\emptyset_2$, u gornjim izrazima umesto prečnika $\emptyset$ treba uneti ekvivalentni prečnik $\emptyset_{eq}$, koji se može odrediti prema izrazu

$$\emptyset_{eq} = \frac{n_1 \emptyset_1^2 + n_2 \emptyset_2^2}{n_1 \emptyset_1 + n_2 \emptyset_2}.$$

Prema Evrokodu 2, relativna dilatacija ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$) može da se odredi iz izraza

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s},$$

gde je σ_s napon u zategnutoj armaturi, sračunat za presek sa prslinom, a α_e broj ekvivalencije, tj. odnos modula elastičnosti armature E_s i betona E_{cm}

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}.$$

k_t je koeficijent koji zavisi od trajanja opterećenja i iznosi $k_t = 0.6$ za kratkotrajno, odnosno $k_t = 0.4$ za dugotrajno opterećenje.

Proračun ugiba AB elemenata

Kontrola ugiba bez direktnog proračuna, tj. usvajanjem dimenzija elementa iz odnosa raspon/statička visina (L/d) kojim se garantuje ugib u dopuštenim granicama (prema tabeli 24 i slici 25), je jednostavna i, za većinu AB elemenata, prihvatljive tačnosti. Međutim, u situacijama kada se traži eksplicitna procena veličine ugiba, kada se zahtevaju drugačije granične vrednosti ugiba od onih koje se garantuju usvajanjem odnosa L/d , kada se očekuje postizanje ekonomičnijeg projektnog rešenja primenom vitkijih elemenata, ili kada je potrebno da se odredi veličina ugiba tokom izgradnje, kada se u obzir mora uzeti i uticaj ranog skupljanja, prolaznih opterećenja tokom izgradnje i sl., kontrola ugiba se mora sprovesti proračunom, primenom nekog od poznatih postupaka. Proračunom se mora dokazati da maksimalni ugib $u_{tot}(t)$ usled najnepovoljnije kombinacije dejstava, u bilo kom trenutku vremena t , nije veći od granične vrednosti u_{lim}

$$u_{tot}(t) \leq u_{lim}.$$

Treba imati na umu da su svi postupci za proračun ugiba AB elemenata i konstrukcija *približni* i da stvarne vrednosti ugiba mogu osetno odstupiti od proračunskih. Ovo se dešava iz više razloga. Prvo, deformacija AB elemenata je vrlo kompleksan proces, a za proračun se koriste pojednostavljeni modeli. Dalje, na deformaciju utiče izuzetno veliki broj faktora, od kojih se samo neki, prema trenutnim saznanjima najvažniji, uzimaju u obzir u proračunu. Najzad, vrednosti ulaznih parametara, naročito u

fazi projektovanja, su procenjene, te su često upitne tačnosti. Neki od parametara koji utiču na veličinu ugiba AB elementa/konstrukcije su:

- geometrijske karakteristike elementa (raspon, oblik i dimenzije poprečnog preseka),
- moduli elastičnosti betona i armature,
- čvrstoća betona pri zatezanju,
- površina i raspored armature u preseku,
- istorija opterećenja (starost betona u trenutku nanošenja opterećenja i trajanje opterećenja) i njegov maksimalni intenzitet u eksploataciji,
- uticaj pojave prslina i sadejstva betona u zategnutoj zoni elementa na promenu njegove krutosti,
- statički sistem elementa/konstrukcije,
- vremenske deformacije betona (skupljanje i tečenje),
- preraspodela uticaja u statički neodređenim konstrukcijama usled promene krutosti i usled vremenskih deformacija betona,
- uslovi sredine...

Izabrana metoda proračuna ugiba treba da odgovara svrsi provere, i da sa potrebnom tačnošću odgovara stvarnom ponašanju konstrukcije pod svim relevantnim dejstvima.

Tačnije metode proračuna ugiba AB elemenata zasnivaju se na nelinearnoj analizi kroz koju se određuju trenutne i vremenski zavisne deformacije, vodeći računa o istoriji opterećenja, nelinearnom ponašanju betona i čelika i vremenskim deformacijama koje su posledice skupljanja i tečenja betona [12]. Proračun se sprovodi iterativno i u inkrementima, tako da u svakom trenutku budu zadovoljeni uslovi ravnoteže i kompatibilnosti. Analiza se sprovodi korak po korak, vodeći računa o promeni opterećenja, geometrije, konstrukcijskog sistema, uslova oslanjanja i krutosti usled pojave prslina. Određivanje ugiba se svodi na određivanje krivina u dovoljnom broju preseka i njihovu integraciju duž elementa.

U jednostavnijim metodama se prvo vrši približan proračun samo ekstremne vrednosti krivine $1/r$. Procenjena približna veličina ugiba u karakterističnom preseku (npr. u sredini raspona proste grede ili na slobodnom kraju konzole) se dobija tako što se sračunata krivina pomnoži faktorom K , koji zavisi od statičkog sistema i vrste opterećenja, tj. oblika dijagrama momenta savijanja duž nosača (tabela 25). Čak i kod približnih metoda moraju se uzeti u obzir promena krutosti elementa usled pojave prslina i uticaj vremenskih deformacija (skupljanja i tečenja betona) na veličinu ugiba. Ovde će biti opisana *približna* metoda proračuna ugiba prema Evrokodu 2.

Pod opterećenjem, AB element može biti u stanju

- **bez prslina**, sa odgovarajućim parametrom deformacije α_I (to može biti dilatacija, krivina, rotacija, pa i ugeb). Ovo su elementi kod kojih ni u jednom njihovom delu nije došlo do prekoračenja čvrstoće betona pri zatezanju;
- **sa potpuno formiranim prslinama** sa parametrom deformacije α_{II} , ili
- **između stanja bez prslina i stanja sa potpuno formiranim prslinama**. Procena ponašanja ovakvih elemenata, odnosno odgovarajući parametar deformacije, se može opisati sledećim izrazom

$$\alpha = \xi \alpha_{II} + (1 - \xi) \alpha_I,$$

gde je ξ distributivni koeficijent, kojim se uzima u obzir sadejstvo zategnutog betona u preseku, a može da se sračuna prema sledećem izrazu

$$\xi = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2.$$

Za preseke bez prslina je $\xi = 0$. σ_s je napon u zategnutoj armaturi izračunat za presek sa prslinom, σ_{sr} napon u zategnutoj armaturi izračunat za presek sa prslinom od opterećenja pri kojem nastaje prva prslina (ili napon u zategnutoj armaturi u trenutku nastanka prve prsline), a β koeficijent kojim se uzima u obzir dužina trajanja opterećenja ili ponavljanja opterećenja na srednju vrednost dilatacije ($\beta = 1.0$ za jedno kratkotrajno opterećenje i $\beta = 0.5$ za dugotrajno ili mnogo puta ponavljano opterećenje).

Količnik σ_{sr}/σ_s u prethodnom izrazu se može zameniti sa M_{cr}/M za savijanje, odnosno sa N_{cr}/N za centrično zatezanje, gde je M_{cr} moment savijanja pri pojavi prve prsline, a N_{cr} sila zatezanja pri kojoj nastaje prsline. Kako do pojave prsline dolazi kada napon u zategnutoj zoni betona dostigne njegovu čvrstoću pri zatezanju, iz uslova

$$|\sigma_{c1}| = f_{ct,eff}, \text{ ako je } \sigma_{c1} < 0 \text{ (zatezanje)}$$

mogu se odrediti veličine M_{cr}

$$\sigma_{c1} = \frac{M_{cr}}{W_{l,1}^*} = f_{ct,eff} \Rightarrow M_{cr} = f_{ct,eff} \cdot W_{l,1}^* \approx f_{ct,eff} \cdot W_{c,1}$$

i N_{cr}

$$\sigma_c = \frac{N_{cr}}{A_l^*} = f_{ct,eff} \Rightarrow N_{cr} = f_{ct,eff} \cdot A_l^* \approx f_{ct,eff} \cdot A_c,$$

gde su $W_{l,1}^*$ i $W_{c,1}$ otporni momenti idealnog i betonskog preseka, redom, u odnosu na krajnju zategnutu ivicu preseka, a A_l^* i A_c površine idealnog, odnosno betonskog preseka. Sve navedene geometrijske karakteristike odnose se na stanje bez prsline, ali uzimajući u obzir vremenske deformacije betona.

Uticaj tečenja betona na veličinu ugiba se uzima u obzir kroz efektivni modul elastičnosti betona:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)},$$

gde je $\varphi(\infty, t_0)$ krajnji koeficijent tečenja koji odgovara opterećenju nanetom u starosti t_0 (tabele 9 i 10). Intenzitet i položaj opterećenja nisu konstantni tokom izvođenja i upotrebe elementa konstrukcije, pa se ne može utvrditi jedna jedina starost t_0 u kojoj se ono nanosi. Postoji više načina da se u proračunu efektivnog modula elastičnosti uzme u obzir istorija opterećenja. Recimo da nam je za proračun ugiba merodavna kvazistalna kombinacija opterećenja, koja se sastoji od sopstvene težine g , nanete u starosti t_1 , dodatnog stalnog opterećenja Δg , nanetog u starosti t_2 i korisnog opterećenja q u trenutku t_3 . Jedna mogućnost je da se u gornji izraz za efektivni modul elastičnosti betona umesto $\varphi(\infty, t_0)$ unese efektivni koeficijent tečenja φ_{eff} koji se može odrediti iz sledećeg izraza:

$$\varphi_{eff} = \frac{g \cdot \varphi(\infty, t_1) + \Delta g \cdot \varphi(\infty, t_2) + \psi_2 \cdot q \cdot \varphi(\infty, t_3)}{g + \Delta g + \psi_2 \cdot q}.$$

Drugi način je da se za svako pojedinačno opterećenje odredi odgovarajući efektivni modul elastičnosti

$$E_{eff,i} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_i)}, i = 1, 2, 3,$$

a zatim i ukupan efektivni modul elastičnosti

$$E_{c,eff} = \frac{g + \Delta g + \psi_2 \cdot q}{\frac{g}{E_{eff,1}} + \frac{\Delta g}{E_{eff,2}} + \frac{\psi_2 \cdot q}{E_{eff,3}}}.$$

Sa ovako određenim efektivnim modulom elastičnosti betona može se sračunati efektivni broj ekvivalencije α_e

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

kojim se uzima u obzir tečenje betona, a sa kojim se dalje mogu sračunati geometrijske karakteristike idealnog preseka u naponskim fazama I i II. Naravno, ako je potrebno odrediti samo trenutni ugib, uticaj tečenja betona se ne uzima u obzir, pa je u tom slučaju $E_{c,eff} = E_{cm}$.

Uticaj skupljanja betona se uvodi kroz krivinu $1/r_{cs}$, koja može da se odredi iz izraza

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S}{I},$$

gde je ε_{cs} slobodna dilatacija skupljanja betona (tabela 11), S statički moment površine armature u odnosu na težište preseka, a I moment inercije preseka.

Krivina se proračunava dva puta – prvo uz pretpostavku da je presek bez prslina ($1/r_i$), a zatim smatrajući da su prsline potpuno formirane ($1/r_{ii}$). Konačna krivina se dobija iz sledećih izraza

$$\frac{1}{r_n} = \xi \frac{1}{r_{ii}} + (1 - \xi) \frac{1}{r_i} \quad \text{konačna krivina usled savijanja}$$

$$\frac{1}{r_{cs}} = \xi \frac{1}{r_{cs,ii}} + (1 - \xi) \frac{1}{r_{cs,i}} \quad \text{konačna krivina usled skupljanja}$$

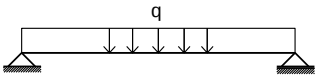
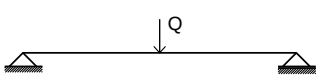
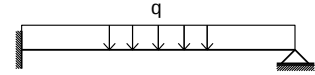
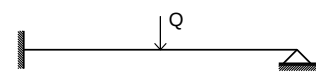
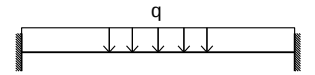
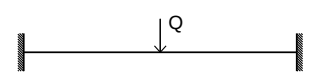
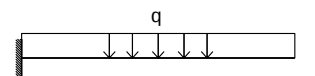
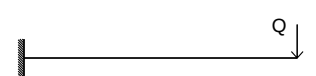
$$\frac{1}{r_t} = \frac{1}{r_n} + \frac{1}{r_{cs}} \quad \text{totalna krivina.}$$

Ukupan ugib usled posmatranog opterećenja, uzimajući u obzir skupljanje i tečenje betona, može se grubo odrediti primenom izraza

$$u_t = K \cdot L^2 \cdot \frac{1}{r_t},$$

gde je K koeficijent koji zavisi od statičkog sistema i prirode opterećenja (tabela 25), a L raspon elementa. Vrednosti koeficijenta K za statičke sisteme i dispozicije opterećenja koji nisu prikazani u tabeli 25 mogu se naći na slici 6 u [37].

Tabela 25. Koeficijent K za određivanje maksimalnog ugiba

Statički sistem i opterećenje	K	Statički sistem i opterećenje	K
	0.1042		0.0833
	0.0769		0.0595
	0.0625		0.0417
	0.25		0.3333

Približan proračun ugiba se sastoji od sledećih koraka:

1. Proračun merodavnog momenta M za GSU u kritičnom preseku (najveći moment u polju ili moment nad osloncem za konzolu). Ugibi se najčešće određuju za kvazistalnu kombinaciju dejstava, pa će odgovarajući merodavni moment biti M_{QP} .
2. Određivanje svojstava betona $f_{ct,eff}$ i E_{cm} .
3. Određivanje efektivnog koeficijenta tečenja φ_{eff} . Umesto sa φ_{eff} , dalji proračun se može sprovesti i sa krajnim koeficijentom tečenja $\varphi(\infty, t_0)$, čime se dobijaju ugibi na strani sigurnosti. Najčešće se u ovom slučaju usvaja $t_0 = 28$ dana. Međutim, ovako grubo određeni ugibi mogu biti mnogo veći od realnih vrednosti i mogu dovesti do usvajanja većih dimenzija poprečnog preseka i više armature nego što je realno potrebno. Što je realna starost betona u trenutku nanošenja opterećenja veća, to su veća i ova odstupanja.
4. Proračun efektivnog modula elastičnosti betona

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{eff}}.$$

5. Proračun efektivnog odnosa modula

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

6. Određivanje geometrijskih karakteristika idealnog preseka *bez prslina*

$$A_I^* = A_c + \alpha_e A_{s1} + \alpha_e A_{s2}$$

$$z_{l,1}^* = \frac{A_c z_{c,1} + \alpha_e A_{s1} d_1 + \alpha_e A_{s2} (h - d_2)}{A_I^*}$$

$$I_I^* = I_c + A_c (z_{c,1} - z_{l,1}^*)^2 + \alpha_e A_{s1} (d_1 - z_{l,1}^*)^2 + \alpha_e A_{s2} (h - d_2 - z_{l,1}^*)^2$$

$$S_{l,s} = A_{s1} (z_{l,1}^* - d_1) - A_{s2} (h - d_2 - z_{l,1}^*).$$

7. Određivanje momenta pojave prslina

$$M_{cr} = \frac{f_{ct,eff} I_I^*}{z_{l,1}^*} \approx \frac{f_{ct,eff} I_c}{z_{c,1}}.$$

8. Provera da li u preseku dolazi do pojave prslina. Iako se može desiti da pod kvazistalnim dejstvima ne dolazi do pojave prslina, presek već u toku izgradnje može biti izložen i većem prolaznom opterećenju, koje može izazvati pojavu prslina. Jednom stvorene prslina ne mogu da nestanu, bez obzira na to što su kasnija opterećenja niža i sama po sebi ne bi uzrokovala pojavu prslina, pa se presek za sve dalje faze u eksploataciji mora tretirati kao *preseka sa prslinom*. Zbog ovoga se pojava prslina ne može kontrolisati samo prema M_{QP} . Uticaj istorije opterećenja se može uzeti u obzir na više načina. Jedan je da se, umesto sa M_{QP} , kontrola pojave prslina i (eventualno) proračun faktora ξ vrše sa najvećim (kritičnim) momentom savijanja za GSU M_{max} , gledajući celu istoriju opterećenja (npr. za karakterističnu kombinaciju). Presek treba da se tretira kao da je sa prslinom ako je

$$M_{max} > M_{cr}.$$

Drugi način je da sa kontrola vrši sa merodavnim momentom za kvazistalnu kombinaciju dejstava M_{QP} , ali da se uticaj istorije opterećenja uzme u obzir kroz redukciju momenta pojave prslina faktorom δ

$$M_{QP} > \delta \cdot M_{cr}.$$

Prema [37] faktor $\delta = 0.9$, dok prema [35] treba usvojiti

$$\delta = \sqrt{\beta},$$

gde je $\beta = 1.0$ za jedno kratkotrajno opterećenje i $\beta = 0.5$ za dugotrajno ili mnogo puta ponavljano opterećenje.

9. Ako se u prethodnoj tački pokaže da je presek bez prslina, biće $\xi = 0$. U protivnom treba sračunati ξ prema sledećem izrazu

$$\xi = 1 - 0.5 \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2,$$

gde je $M = M_{max}$ ako je istorija opterećenja obuhvaćena na prvi, odnosno $M = M_{QP}/\delta$ ako je obuhvaćena na drugi način opisan u tački 8.

10. Proračun visine pritisnute zone preseka sa prslinom (x_{II}) (videti poglavlje „Proračun napona u betonu i armaturi“). Npr. za jednostruko armirani pravougaoni presek izložen čistom savijanju je

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_{s1}}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_e \cdot A_{s1}}} \right].$$

11. Proračun geometrijskih karakteristika preseka sa prslinom

$$A_{II}^* = A_{IIc} + \alpha_e A_{s1} + \alpha_e A_{s2}$$

$$z_{ll,1}^* = \frac{A_{llc} z_{llc,1} + \alpha_e A_{s1} d_1 + \alpha_e A_{s2} (h - d_2)}{A_{ll}^*}$$

$$I_{ll}^* = I_{llc} + A_{llc} (z_{llc,1} - z_{ll,1}^*)^2 + \alpha_e A_{s1} (d_1 - z_{ll,1}^*)^2 + \alpha_e A_{s2} (h - d_2 - z_{ll,1}^*)^2$$

$$S_{ll,s} = A_{s1} (z_{ll,1}^* - d_1) - A_{s2} (h - d_2 - z_{ll,1}^*)$$

12. Proračun krivine usled savijanja

$$\frac{1}{r_n} = \xi \frac{M_{QP}}{E_{c,eff} I_{ll}^*} + (1 - \xi) \frac{M_{QP}}{E_{c,eff} I_l^*}$$

13. Određivanje ukupne konačne dilatacije skupljanja (tabela 11)

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

14. Proračun krivine usled skupljanja

$$\frac{1}{r_{cs}} = \xi \frac{1}{r_{cs,ll}} + (1 - \xi) \frac{1}{r_{cs,l}} = \xi \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S_{ll,s}}{I_{ll}^*} + (1 - \xi) \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S_{l,s}}{I_l^*}$$

15. Proračun ukupne krivine

$$\frac{1}{r_{t,QP}} = \frac{1}{r_n} + \frac{1}{r_{cs}}$$

16. Proračun ukupnog ugiba usled kvazistalne kombinacije dejstava, uzimajući u obzir skupljanje i tečenje betona

$$u_{t,QP} = K \cdot L^2 \cdot \frac{1}{r_{t,QP}}$$

U ovom poglavlju ćemo se baviti grednim nosačima – njihovom primenom, načinima oslanjanja i statičkim sistemima, oblikovanjem poprečnog preseka, oblikovanjem u podužnom pravcu, algoritmom proračuna i pravilima za armiranje. Smatra se da čitalac vlada postupkom dimenzionisanja grednih nosača na savijanje, smicanje i torziju, te se ovde time nećemo detaljno baviti.

Definicija i primena

Dimenzije poprečnog preseka grede su male u odnosu na njenu dužinu, pa se ona smatra *linijskim* elementom. Prema Evrokodu 2, greda je element čiji raspon l nije manji od trostruke ukupne visine njenog poprečnog preseka h ($l \geq 3 \cdot h$). Ako ovaj uslov nije ispunjen, element se tretira kao visoki nosač. Da bi se napravila razlika između dva karakteristična linijska elementa – grede i stuba, potrebno je postaviti dodatni uslov prema načinu njihovog naprezanja. Grede su linijski elementi pretežno opterećeni upravno na svoju sistemnu liniju (podužnu osu), odnosno dominantno izloženi savijanju, dok su stubovi linijski elementi dominantno opterećeni silama u pravcu svoje podužne ose, odnosno pretežno izloženi pritisku.

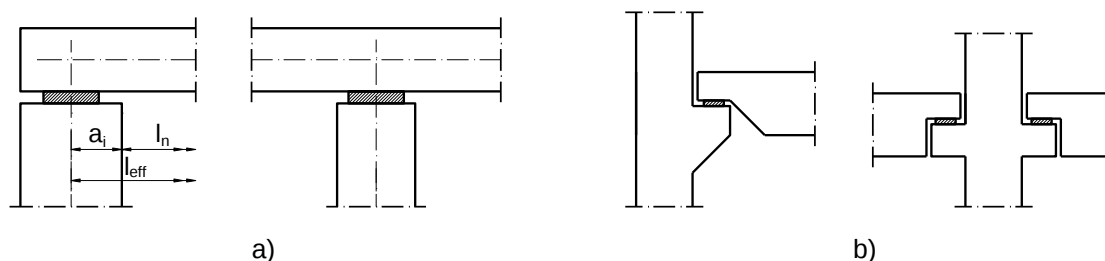
Primena AB greda kao konstrukcijskih elemenata je veoma široka i gotovo da nema građevinskog objekta u kojem nisu zastupljene. Grede se koriste u zgradarstvu kao

- glavni ili sekundarni (rožnjače) krovni nosači,
- nosači (podvlake) međuspratne ploče,
- fasadne grede,
- temeljne grede,
- elementi roštiljnih konstrukcija,
- rigle ramova,

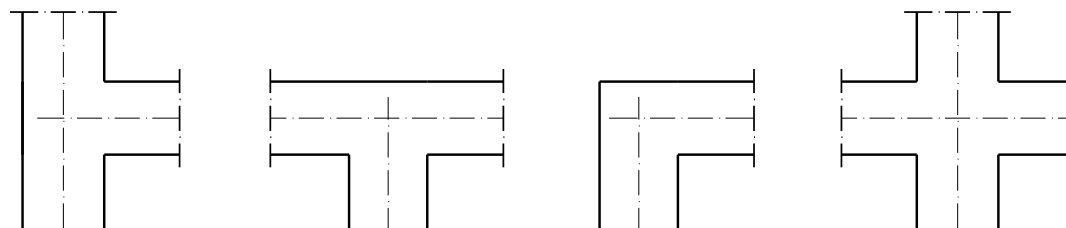
ali i u mostogradnji, kao glavni (podužni) i sekundarni (poprečni) nosači kolovozne konstrukcije, te kao elementi drugih inženjerskih objekata.

Načini oslanjanja i statički sistemi

Grede se najčešće oslanjaju tačkasto, na stubove ili zidove, direktno ili preko kratkih elemenata. Veza sa oslonakim elementima može biti zglobova (slika 50) ili kruta (slika 51).

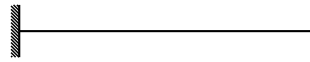


Slika 50. Primeri zglobove veze između greda i stubova: a) direktno oslanjanje, b) oslanjanje preko kratkog elementa

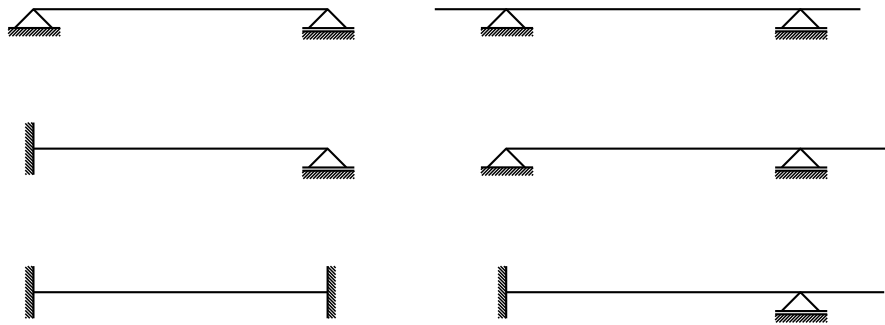


Slika 51. Primeri krute veze između greda i stubova

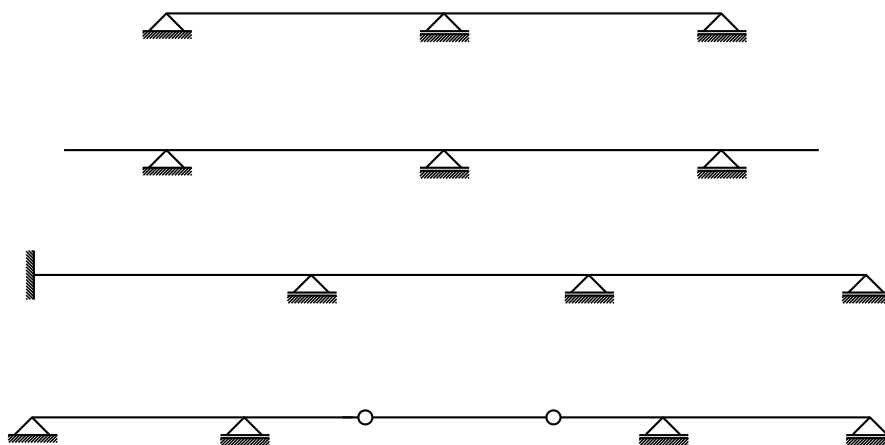
U statičkom pogledu grede se izводе sa jednim osloncem (slika 52), sa dva oslonca (slika 53) ili sa više od dva oslonca (slika 54) - kao kontinualni nosači ili kao Gerberov nosač (poslednja skica na slici 54). Oslonci mogu biti pomerljivi ili nepomerljivi, a ukleštenja kruta ili elastična.



Slika 52. Greda sa jednim osloncem



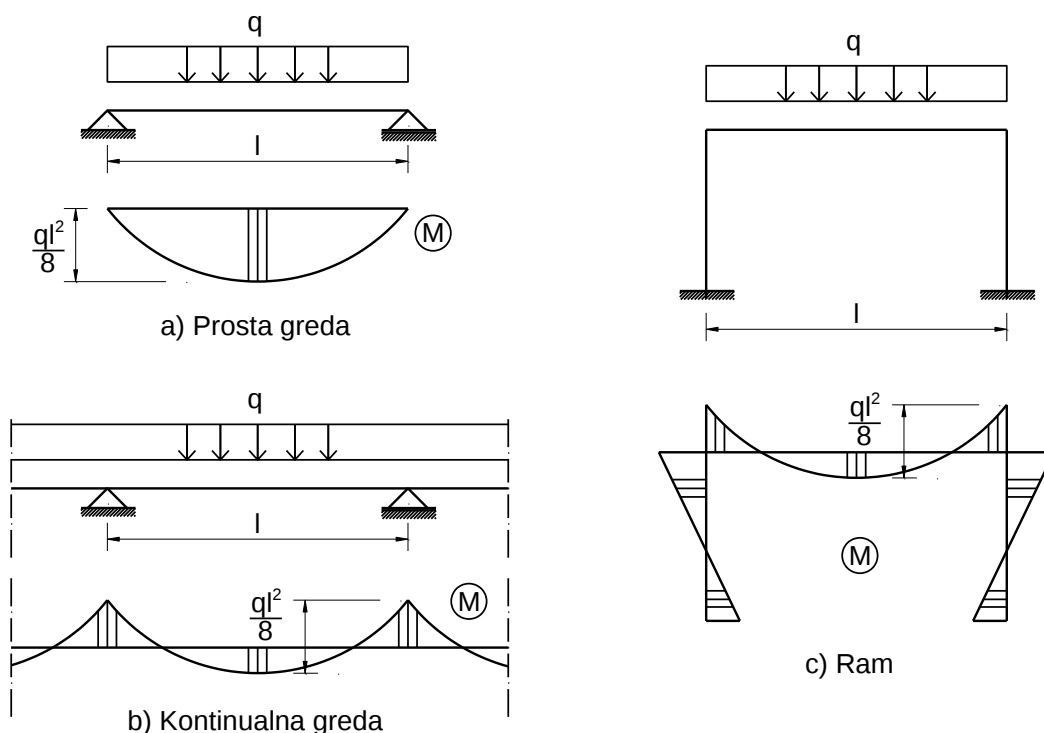
Slika 53. Greda sa dva oslonca



Slika 54. Greda sa više od dva oslonca

Izbor statičkog sistema grede utiče na oblik dijagrama momenta savijanja i veličinu njegovih ekstremnih vrednosti duž nosača, što se direktno odražava na potrebne dimenzije poprečnog preseka. Na slici 55 prikazana su tri varijantna rešenja statičkog sistema grede raspona l , opterećene jednako podeljenim opterećenjem q . Najveća ekstremna vrednost momenta savijanja se javlja kod proste grede, slobodno oslonjene na krajevima, što iziskuje veću visinu poprečnog preseka elementa, kako bi se zadovoljili zahtevi nosivosti i upotrebljivosti (ograničenje ugiba). Ako se greda izvede kao kontinualni nosač ili kao rigla rama kruto vezana sa stubovima, deo ekstremnog momenta preuzima oslonačka zona, ekstremne vrednosti momenta u polju i nad osloncima pojedinačno su manje od ekstremnog momenta kod proste grede, pa poprečni preseki mogu biti manjih dimenzija, čime se postiže ušteda u materijalu i smanjuje sopstvena težina elementa.

Ipak, treba imati na umu da su statički određeni sistemi (slučaj a) na slici 55) neosetljivi na nejednaka sleganja i temperaturne promene u osi elementa, za razliku od statički neodređenih (slučajevi b) i c) na slici 55), kod kojih se usled nejednakih sleganja oslonaca ili temperaturnih promena javljaju dodatna naprezanja, koja se moraju uzeti u obzir prilikom dimenzionisanja. Zbog toga, u slučaju da postoji opasnost od nejednakog sleganja oslonaca (npr. kada je tlo neujednačenih karakteristika), statički određeni sistem može imati prednost nad statički neodređenim.



Slika 55. Uticaj izbora statičkog sistema grede na oblik dijagrama i veličinu ekstremnih vrednosti momenata savijanja duž nosača

Oblici i dimenzije poprečnog preseka

Projektovanje AB grede je iterativan postupak. Da bi se pripremili potrebni ulazni podaci za analizu konstrukcije, potrebno je preliminarno usvojiti oblik i dimenzije elemenata. Ovo se vrši na osnovu iskustva, grubog proračuna, preporuka iz literature ili zahteva sadržanih u tehničkoj regulativi. Sa ovako pretpostavljenim geometrijskim karakteristikama se mogu sračunati sopstvena težina i krutost elemenata, te sprovesti detaljna analiza konstrukcije/elementa i njihovo (vezano) dimenzionisanje. Ukoliko pretpostavljeni oblik i dimenzije poprečnog preseka AB grede ispunjavaju zahteve GSN i GSU, postupak dimenzionisanja je završen i može da se pristupi izradi detalja. Ako se pokaže da pretpostavljeni presek ne zadovoljava neki od postavljenih kriterijuma, vrši se njegova korekcija i ponavlja analiza sa novim ulaznim podacima. Postupak se ponavlja sve dok se svi postavljeni zahtevi ne zadovolje.

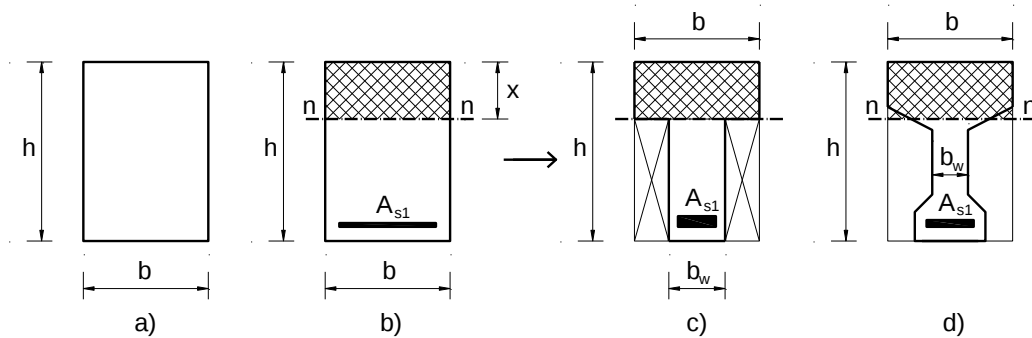
Najčešći oblik poprečnog preseka grede koje se liju na licu mesta, zbog jednostavnosti oplate, je pravougaoni. Međutim, ovo nije i najracionalniji oblik poprečnog preseka. Na slici 56 b) je prikazan proračunski „aktivni“ deo jednostruko armiranog preseka grede izložene savijanju, koji se sastoji od pritisnutog betona iznad neutralne linije i zategnute armature, dok se učešće zategnutog betona u nosivosti preseka zanemaruje. To praktično znači da beton ispod neutralne linije predstavlja „mrtav“ teret. Njegova uloga je dvojaka: da zaštiti armaturu od korozije i da osigura njenu dovoljnu udaljenost od pritisnute zone, tj. da obezbedi dovoljno veliki krak unutrašnjih sila z (videti npr. sliku 31), budući da je moment nosivosti preseka direktno proporcionalan kraku unutrašnjih sila, u skladu sa sledećom približnom formulom:

$$M_{Rd} = A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot z, \quad z = \zeta \cdot d,$$

gde je ζ koeficijent kraka unutrašnjih sila, a d statička visina preseka, tj. rastojanje od težišta zategnute armature do krajnje pritisnute ivice preseka.

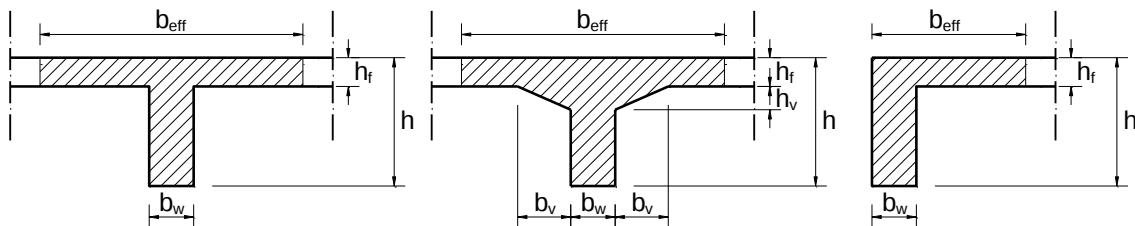
Sledeći prema učestalosti primene je poprečni presek oblika „T“, nastao uklanjanjem „suvišnog“ betona iz zategnute zone preseka, kao na slici 56 c). Ovaj oblik poprečnog preseka ima nekoliko nedostataka. Uglovi od 90° između rebra i flanše otežavaju skidanje oplate. Sem toga, širina rebra b_w , usvojena tako

da obezbedi pravilan raspored armature i potreban zaštitni sloj betona, je celom visinom konstantna, i često veća nego što je potrebno da bi se obezbedila zahtevana nosivost na smicanje. Izborom poprečnog preseka oblika „I“, prikazanog na slici 56 d), uklanjaju se ovi nedostaci. Rebro se usvaja minimalne širine, tako da zadovolji zahteve u pogledu nosivosti na smicanje, a u svom donjem delu se proširuje do mere potrebne za smeštaj armature. Prelazi sa rebra na donju i gornju flanšu se formiraju u obliku vuta, čime se olakšava skidanje oplata. Ovaj oblik poprečnog preseka zahteva složeniju oplatu, pa se pretežno primenjuje za prefabrikovane elemente u montažnom načinu gradnje.



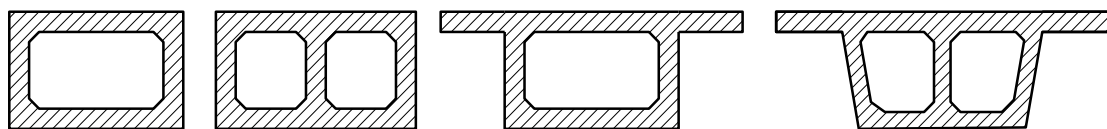
Slika 56. Najčešći oblici poprečnog preseka AB greda

Kada su ploča i greda monolitno vezane, ostvaruje se njihovo sadejstvo, tj. ploča u pritisnutoj zoni doprinosi nosivosti grede na savijanje. Time se formira proračunski „T“ presek, koji čine greda i deo ploče širine b_{eff} . Ovako formiran presek može biti simetričan i nesimetričan „T“, „T“ presek sa vutom ili „Γ“ presek (slika 57). Proračunska visina grede je h , širina rebra b_w , a debljina ploče (flnše) h_f . Određivanje efektivne širine flanše (ploče) je objašnjeno u poglavlju *Idealizacija konstrukcije*.

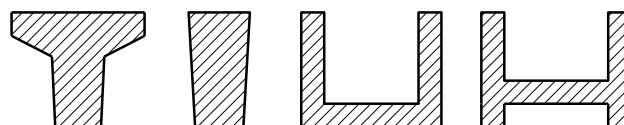


Slika 57. Simetričan „T“ presek bez i sa vutom i „Γ“ presek grede monolitno spojene sa pločom

U težnji da se poveća nosivost i krutost elementa uz minimalan utrošak materijala, nastali su poprečni presezi prikazani na slici 58. Ovi presezi su karakteristični za montažne AB i prednapregnute elemente, koji treba da savladaju velike raspone i nose značajna opterećenja (npr. za mostove). Na slici 59 su prikazani najčešći oblici poprečnog preseka greda montažnih betonskih industrijskih objekata.



Slika 58. Poprečni presezi prefabrikovanih AB i prednapregnutih greda velike nosivosti i krutosti



Slika 59. Poprečni presezi prefabrikovanih AB i prednapregnutih greda industrijskih objekata

Pri izboru oblika i dimenzija poprečnog preseka AB greda teži se postizanju optimalnog rešenja, koje uz minimalne troškove ispunjava sve postavljene zahteve. Ako ponovo pogledamo izraz za moment nosivosti AB preseka:

$$M_{Rd} = A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot z, \quad z = \zeta \cdot d,$$

pri čemu se grubo može uzeti da je $\zeta = 0.9$ za pravougaoni poprečni presek i $\zeta = 0.95$ za ploče i „T“ preseke sa pritisnutom flanšom, jasno je da je nosivost preseka direktno proporcionalna njegovoj visini i površini armature. Optimalan odnos visine preseka i površine armature zapravo predstavlja optimalan odnos utroška betona i utroška čelika, koji zavisi od aktuelnih cena ovih materijala. Pri tome treba imati na umu da usvajanje većih dimenzija poprečnog preseka, sa većim utroškom betona, kako bi se uštedelo na skupoj armaturi, može smanjiti cenu posmatranog elementa, ali istovremeno dovodi do povećanja njegove sopstvene težine, a time i opterećenja, kako na sam element tako i na sve druge konstrukcijske elemente koji ga nose. Ovo u zbiru iziskuje veću nosivost konstrukcije, te povećava njenu cenu. Povećanje dimenzija greda sem toga iziskuje i veću površinu oplata, ali i veću površinu (a time i cenu) fasadne obloge, zbog povećane ukupne visine objekta. Sa druge strane, smanjenje dimenzija elementa uz veći utrošak armature može dovesti do smanjenja ukupnih troškova, ali se mora voditi računa o tome da se ovako dobijaju vitkiji elementi sa mogućim većim ugibima.

Dimenzije poprečnog preseka AB greda mogu preliminarno grubo da se usvoje prema sledećem:

- visina h
 - glavni nosači (npr. rigle ramova, glavni krovni nosači...)
$$h = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{15} \right) \cdot L$$
 - sekundarni nosači (npr. rožnjače, fasadne grede...)
$$h = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{20} \right) \cdot L$$
- širina b pravougaonog preseka ili širina pritisnute flanše „T“ preseka
$$b = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3} \right) \cdot h,$$

gde je L raspon elementa. Dimenzije poprečnog preseka AB grede zavise od njenog raspona, statičkog sistema, intenziteta i rasporeda opterećenja, zahteva u pogledu upotrebljivosti (npr. dopušteni ugib nosača kranske staze ili glavnog nosača železničkog mosta je značajno manji nego dopušteni ugib krovne rožnjače ili podvlake ploče) i drugih posebnih zahteva (npr. minimalne dimenzije potrebne za oslanjanje prefabrikovanih ploča), zahteva u pogledu požarne otpornosti i dr.

Za konstrukcije zgrada, visina poprečnog preseka AB grede može preliminarno da se usvoji iz uslova zadovoljenja ugiba bez direktnog proračuna, korišćenjem tabele 24. Kako u ovoj fazi još nije poznat koeficijent armiranja, treba koristiti konzervativniji odnos L/d , npr. onaj koji odgovara koeficijentu armiranja $\rho = 1.5\%$. Ako sa L_0 označimo rastojanje nultih tačaka dijagrama momenta savijanja, statičku visinu preseka AB grede, kojom bi trebalo da se postigne da ugib ne bude veći od $L/250$, možemo usvojiti kao

$$d \geq \frac{L_0}{14},$$

pri čemu može biti usvojeno $L_0 = 0.8 L$ za kontinualni nosač i $L_0 = 2 L$ za konzolu. Da bi se odredila ukupna visina preseka h , potrebno je usvojiti debljinu zaštitnog sloja betona c_{nom} i proceniti prečnik i raspored zategnute armature, odnosno pretpostaviti udaljenost njenog težišta od zategnute ivice preseka (d_1). Nakon analize elementa i određivanja potrebnog koeficijenta armiranja, mora se proveriti da li odnos L/d ispunjava uslove za dokaz ugiba bez direktnog proračuna. Dimenzije poprečnog preseka mogu se usvojiti i manje od vrednosti koje odgovaraju odnosu L/d iz tabele 24, ali je tada neophodno da se granično stanje ugiba dokaže direktnim proračunom.

AB greda treba da ima oblik, dimenzije i zaštitni sloj koji će obezbediti zahtevanu otpornost na požar. SRPS EN 1992-1-2 nudi dve mogućnosti:

1. Proračunom dokazati požarnu otpornost, ili

2. Usvojiti oblik i dimenzije poprečnog preseka elementa u skladu sa tabulisanim vrednostima datim u SRPS EN 1992-1-2.

U tabelama 26 i 27 su prikazane minimalne dimenzije poprečnog preseka, u skladu sa oznakama na slici 12, za slobodno oslonjene AB grede i kontinualne gredne nosače, kojima se obezbeđuje zahtevana požarna otpornost greda izvedenih od betona normalne težine sa silikatnim agregatom, prema SRPS EN 1992-1-2. Širina rebra b_w se odnosi na „T“ preseke konstantne širine rebra po visini (klasa WA je odabrana u SRPS EN 1992-1-2/NA).

Tabela 26. Minimalne dimenzije i rastojanje težišta armature do ivice preseka za slobodno oslonjene AB ili prednapregnute grede, prema [4] i [38]

Standardna otpornost na požar	Minimalne dimenzije [mm]				
	Moguće kombinacije a i b_{min}				Širina rebra b_w za klasu WA
	a – prosečno rastojanje težišta armature do ivice preseka b_{min} – širina grede				
R 30	$b_{min} = 80$ $a = 25$	120 20	160 15	200 15	80
R 60	$b_{min} = 120$ $a = 40$	160 35	200 30	300 25	100
R 90	$b_{min} = 150$ $a = 55$	200 45	300 40	400 35	110
R 120	$b_{min} = 200$ $a = 65$	240 60	300 55	500 50	130
R 180	$b_{min} = 240$ $a = 80$	300 70	400 65	600 60	150
R 240	$b_{min} = 280$ $a = 90$	350 80	500 75	700 70	170
$a_{sd} = a + 10 \text{ mm}$					
a_{sd} je osovinsko rastojanje ugaonih šipki (ili kablova za prednaprezanje) do bočne ivice preseka greda kod kojih je armatura postavljena u samo jedan red (slika 12). Ako je b_{min} veće od vrednosti date u koloni 4, nije potrebno povećanje a_{sd}					

Preliminarno usvajanje dimenzija poprečnog preseka AB greda može da se sprovede i korišćenjem gotovih tablica i dijagrama, kao npr. u publikaciji *Economic Concrete Frame Elements to Eurocode 2* [14]. Nakon što se odaberu tip (prefabrikovana ili betonirana na licu mesta u oplati), oblik (pravougaoni, „T“, „L“) i širina poprečnog preseka, te odredi raspon i sračuna opterećenje, iz ovih dijagrama i tabela može da se očita optimalna visina poprečnog preseka kojom su simultano ispunjeni zahtevi GSN i GSU. Da bi se gotove tabele i dijagrami pravilno upotreбили, korisnik se mora detaljno informisati o svim polaznim pretpostavkama koje su usvojene pri njihovoj izradi (npr. pretpostavljena debljina zaštitnog sloja, klasa otpornosti na požar, klasa čvrstoće betona,...).

Tabela 27. Minimalne dimenzije i rastojanje težišta armature do ivice preseka za kontinualne AB ili prednapregnute gredne nosače, prema [4] i [38]

Standardna otpornost na požar	Minimalne dimenzije [mm]				
	Moguće kombinacije a i b_{min}				Širina rebra b_w za klasu WA
	a – prosečno rastojanje težišta armature do ivice preseka b_{min} – širina grede				
R 30	$b_{min} = 80$ a = 15	160 12			80
R 60	$b_{min} = 120$ a = 25	200 12			100
R 90*	$b_{min} = 150$ a = 35	250 25			110
R 120*	$b_{min} = 200$ a = 45	300 35	450 35	500 30	130
R 180*	$b_{min} = 240$ a = 60	400 50	550 50	600 40	150
R 240*	$b_{min} = 280$ a = 75	500 60	650 60	700 50	170
$a_{sd} = a + 10 \text{ mm}$					
a_{sd} je osovinsko rastojanje ugaonih šipki (ili kablova za prednaprezanje) do bočne ivice preseka greda kod kojih je armatura postavljena u samo jedan red (slika 12). Ako je b_{min} veće od vrednosti date u koloni 4, nije potrebno povećanje a_{sd}					
* Kontinualne grede požarne otpornosti R90 i više moraju da zadovolje i dodatne zahteve, koji su sadržani u poglavlju 5.6.3 tačka (3) SRPS EN 1992-1-2.					

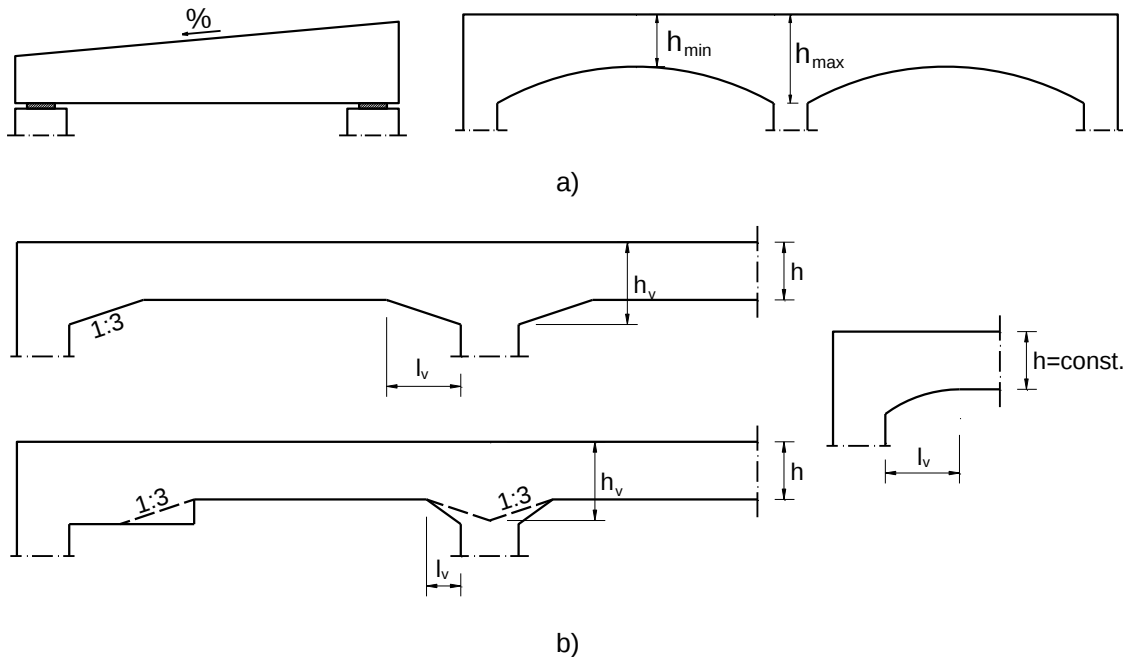
Oblikovanje greda u podužnom pravcu

Grede u zgradarstvu su najčešće konstantnog poprečnog preseka duž raspona, kao što je prikazano na slici 60. Na ovaj način se obezbeđuje jednostavnost oplata i izvođenja i izbegavaju upadi delova greda u prostorije. Međutim, ovakvo oblikovanje nije uvek i najracionalnije rešenje, pa se grede u podužnom pravcu mogu izvesti sa promenljivom visinom i/ili širinom poprečnog preseka. Ova promena može biti kontinualna ili skokovita.

Krovni nosači sa jednostranim nagibom (slika 61 a) levo), linearno promenljive visine, svojim oblikom obezbeđuju potreban nagib krovne ravni, ali nisu najracionalnije rešenje, jer je maksimalna visina nosača ostvarena upravo na mestu gde je moment savijanja jednak nuli. Kod kontinualnih nosača opterećenih jednako podeljenim opterećenjem, momenti savijanja iznad unutrašnjih oslonaca su veći nego momenti u poljima. Smičuće sile takođe dostižu svoje ekstremne vrednosti u oslončkim zonama. Racionalno oblikovanje kontinualnog grednog nosača se može postići kontinualnom promenom visine (slika 61 a) desno) ili formiranjem vertikalnih vuta u oslončkim zonama, kao na slici 61 b). Vertikalne vute su najčešće nagiba do 1:3. U slučaju strmijeg nagiba ili kod skokovite promene visine preseka, preporučuje se da se proračunska visina preseka usvoji prema zamišljenom nagibu 1:3, kao što je prikazano na poslednjoj skici na slici 61 b).

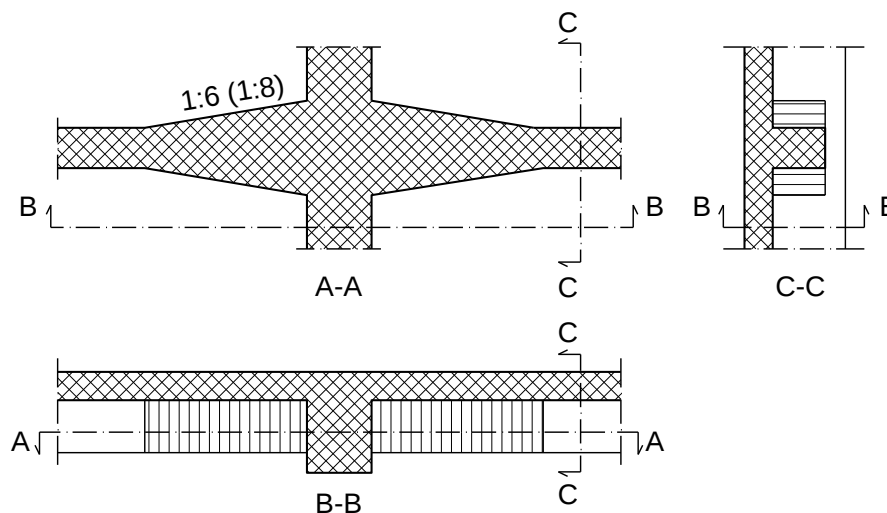


Slika 60. AB greda konstantnog poprečnog preseka



Slika 61. AB greda promenljive visine: a) kontinualno promenljiva visina; b) sa vertikalnim vutama

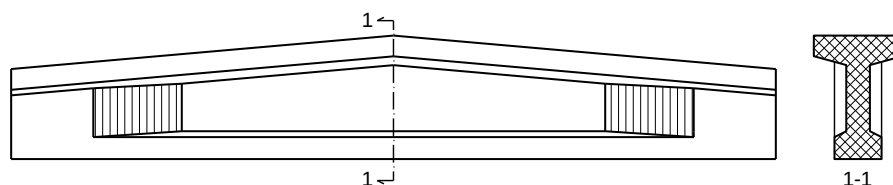
Povećanje nosivosti na smicanje greda u blizini oslonaca može da se postigne i formiranjem horizontalnih vuta, odnosno linearnim povećanjem širine preseka u oslonačkim zonama (slika 62). Horizontalne vute se izvode sa blažim nagibom, najčešće između 1:6 i 1:8.



Slika 62. Horizontalne vute

Često korišćen i vrlo ekonomičan oblik prefabrikovanih AB ili prednapregnutih krovni gredni nosača, tzv. „A“ nosač, je prikazan na slici 63. Ovo je „T“ presjek promenljive visine, sa poprečnim vutama na spoju flanši i rebra, radi lakšeg vađenja iz oplata. Dvostrani nagib gornje ivice je pogodan za dvovodne

krovoze, a najveća visina nosača je približno na mestu maksimalnog momenta savijanja. Najveće smičuće sile se javljaju u oslonačkim zonama, gde je visina nosača najmanja, pa se potrebna nosivost na smicanje dobija formiranjem horizontalnih vuta, čija je maksimalna širina jednaka širini donje flanše.



Slika 63. Prefabrikovani betonski „A“ gredni nosač

Analiza AB greda

Analiza AB greda se vrši na odgovarajućem proračunskom modelu, uzimajući u obzir sve relevantne proračunske situacije, sva relevantna dejstva i njihove kombinacije, u skladu sa principima opisanim u poglavlju *Analiza konstrukcije*. Cilj analize je da se odrede anvelope (obvojnice) uticaja od dejstava, na osnovu kojih će se izvršiti dimenzionisanje.

Dimenzionisanje AB greda

Nakon što su određene anvelope uticaja od dejstava, pristupa se *vezanom* dimenzionisanju greda, tj. proračunu potrebne armature, budući da su oblik i dimenzije poprečnog preseka elementa usvojeni u fazi preliminarnog dimenzionisanja. Ukoliko se pokaže da gredni nosač sa preliminarno usvojenim dimenzijama ne može da zadovolji granično stanje nosivosti i/ili granično stanje upotrebljivosti (npr. kada je potrebna površina armature veća od maksimalne ili kada su prekoračene dopuštene vrednosti ugiba) ili da su preliminarno usvojene dimenzije prevelike (npr. kada je u svim karakterističnim presecima proračunska površina armature manja od minimalne), potrebno je izvršiti korekciju dimenzija poprečnog preseka, te ponoviti analizu i dimenzionisanje.

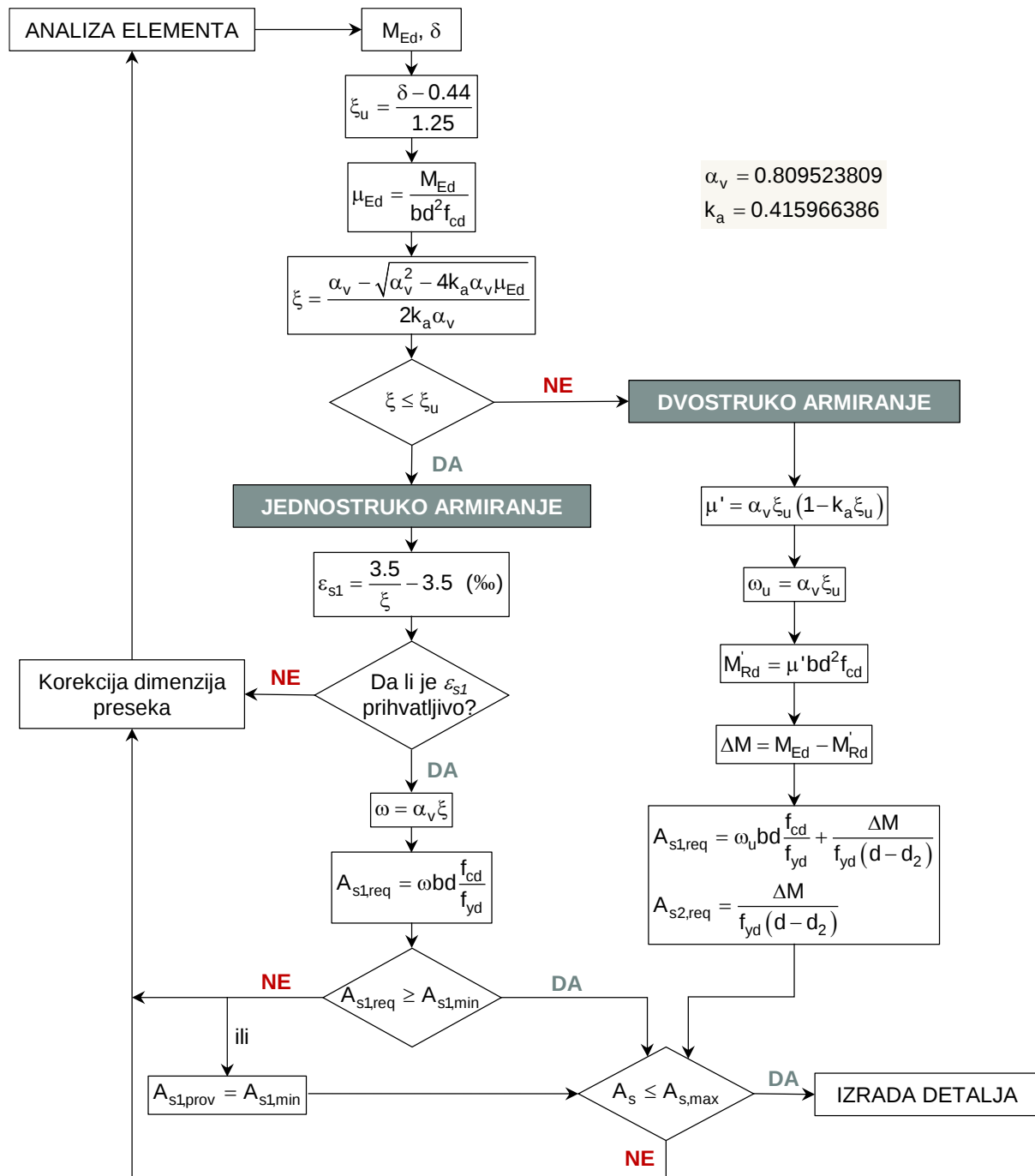
Dimenzionisanje može da se izvrši prema uticajima koji su dobijeni nekom od ranije navedenih metoda analize, a dozvoljena je i redukcija oslonačkih momenata savijanja, kako je opisano u poglavlju *Idealizacija ponašanja konstrukcije*.

AB grede se prvo dimenzionišu prema momentima savijanja i normalnim silama. Ovo se može sprovesti na dva načina:

- Uoče se preseki nosača u kojima se javljaju ekstremne vrednosti momenata savijanja i za njih sračuna potrebna površina armature. Raspored armature duž nosača se dalje vrši prema dijagramu pokrivanja, o čemu će biti više reči kasnije.
- Nosač se dimenzioniše u dovoljnom broju poprečnih preseka (npr. u desetinama raspona), a armatura se vodi prema uslovu da u svakom dimenzionisanom preseku bude postavljena najmanje potrebna površina armature, kojoj se dalje obezbeđuje proračunska dužina sidrenja.

Dijagram toka dimenzionisanja pravougaonog poprečnog preseka AB greda prema proračunskom momentu savijanja M_{Ed} prikazan je na slici 64. Ovde je sa δ označen faktor preraspodele momenta savijanja (videti poglavlje *Idealizacija ponašanja konstrukcije*), dok d_2 predstavlja udaljenost težišta pritisnute armature od krajnje pritisnute ivice preseka. Kada se ne vrši preraspodela uticaja ($\delta = 1$), pritisnuta armatura (tj. dvostruko armiranje preseka) je potrebna ako je $\mu_{Ed} > 0.295$, ili $\xi > 0.448$ ili $\varepsilon_{s1} < 4.313\text{‰}$. Za ostale vrednosti faktora preraspodele videti tabelu 19. Za jednostruko armirani presek korisno je preispitati prihvatljivost sračunate dilatacije u zategnutoj armaturi. Iako je ovde usvojen oblik dijagrama napon-dilatacija u armaturi sa horizontalnom gornjom granom, tj. bez ograničenja dilatacije, jako velika dilatacija može da znači da su preliminarno usvojene dimenzije preseka prevelike, naročito ako se uz ovo dobije proračunski potrebna površina armature manja od minimalne. U ovom slučaju treba razmotriti mogućnost smanjenja dimenzija poprečnog preseka, pod uslovom da ovim neće biti ugroženi drugi zahtevi (npr. prekoračeni maksimalni ugibi). Treba imati na umu da su kod ploča i „T“ preseka sa pritisnutom flanšom velike dilatacije u zategnutoj armaturi normalna pojava, za razliku od

pravougaonog poprečnog preseka greda, gde bi već za dilataciju ε_{s1} preko 20‰ trebalo preispitati pretpostavljene dimenzije. Za detaljnije objašnjenje oznaka na slici 64 i samog postupka proračuna pogledati [39].

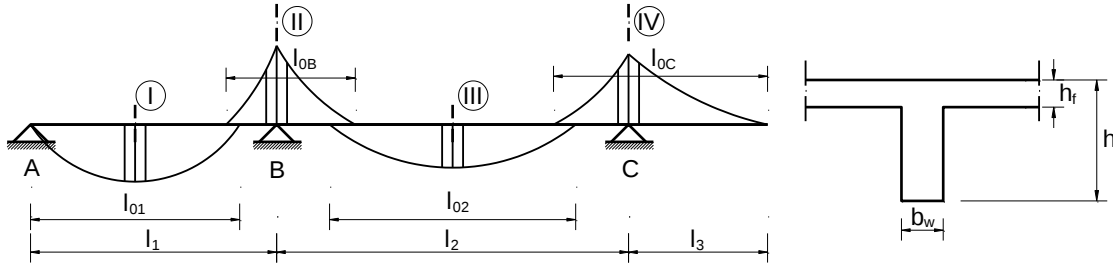
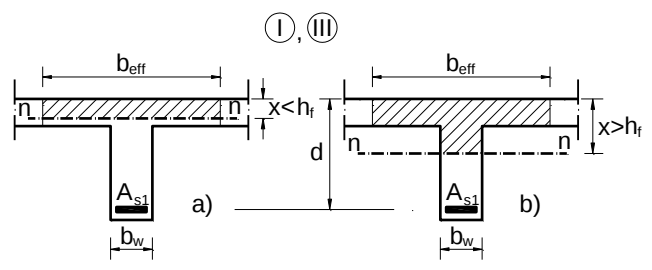
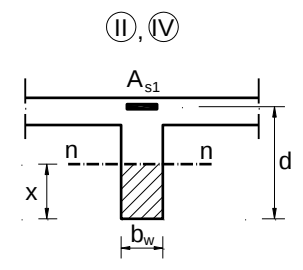


Slika 64. Dijagram toka proračuna pravougaonih preseka AB greda izloženih čistom savijanju, za beton normalne čvrstoće ($\leq C50/60$), bez ograničenja dilatacije armature

Kada su AB greda i ploča monolitno vezane, one sadejstvuju u prijemu momenata savijanja i normalnih sila. Određivanje efektivne (sadejstvujuće) širine ploče je prikazano u poglavlju *Analiza konstrukcije*. Ovde ćemo se osvrnuti na usvajanje *proračunske* širine „T“ preseka nastalog monolitnom vezom ploče i grede, u zavisnosti od toga da li se ploča nalazi u pritisnutoj ili zategnutoj zoni poprečnog preseka i od oblika pritisnute zone (tabele 28 i 29). Analiziraćemo karakteristične preseke kontinualne grede (preseki I, II, III i IV) za dva slučaja: kada je ploča postavljena iznad grede (tabela 28) i kada je ispod nje (tabela 29).

Za svaki presek ćemo prvo uočiti koja je zona zategnuta, te u nju postaviti armaturu A_{s1} . Bez obzira na položaj ploče u odnosu na gredu, u preseccima I i III je zategnuta donja, a u preseccima II i IV gornja zona. Dalje pretpostavljamo položaj neutralne linije. Kada je ploča u zategnutoj zoni, neutralna linija pada u rebro, a kada je u pritisnutoj, neutralna linija može da padne u rebro ($x > h_f$) ili u ploču ($x \leq h_f$). Šrafiramo pritisnutu zonu, a njen oblik i dimenzije diktiraju dalji postupak dimenzionisanja. Širina pritisnute zone je širina sa kojom računamo potrebnu površinu armature.

Tabela 28. Određivanje proračunske širine „T“ preseka duž kontinualnog nosača izloženog čistom savijanju. Svi presecci su jednostruko armirani

	
	
Pretpostavka: pravougaoni presek širine b_{eff} $\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b_{eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \rightarrow \xi, \omega$ Obavezna provera x	
$x = \xi \cdot d \leq h_f$ - pretp. tačna $\Rightarrow A_{s1,req} = \omega \cdot b_{eff} \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	$x = \xi \cdot d > h_f$ - pretp. nije tačna $\Rightarrow$ „T“ presek sa neutralnom linijom u rebro $\rightarrow$ tačniji ili približan postupak dimenzionisanja
Pravougaoni presek širine b_w $\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \rightarrow \xi, \omega$ $A_{s1,req} = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	

Kada je ploča u pritisnutoj zoni, proračun je jednostavniji ako se pretpostavi da neutralna linija pada u ploču. Tada je pritisnuta (šrafirana) površina pravougaonog oblika, pa se presek tretira kao pravougaoni, širine b_{eff} (tabela 28, presecci I i III, slučaj a). Neophodno je da se ova pretpostavka proveri čim se sračuna bezdimenzionalni moment savijanja μ_{Ed} i iz njega koeficijent položaja neutralne linije ξ . Rastojanje neutralne linije do krajnje pritisnute ivice preseka je

$$x = \xi \cdot d$$

i ako ono nije veće od debljine ploče, neutralna linija pada u ploču, pritisnuta zona je pravougaonog oblika širine b_{eff} , što znači da je pretpostavka bila tačna. Dalje se računa potrebna površina armature $A_{s1,req}$ prema izrazima datim u tabeli 28. Ako je $x > h_f$, pretpostavka nije tačna jer neutralna linija pada u rebro, pritisnuta zona je oblika slova T i presek mora da se dimenzioniše kao „T“ presek (tabela 28, presecci I i III, slučaj b).

Ako je ploča u zategnutoj zoni, neutralna linija pada u rebro, pa je pritisnuta zona pravougaonog oblika širine jednake širini grede (rebra) b_w (tabela 28, presecci II i IV)

Proračunske širine karakterističnih preseka i izrazi za njihovo dimenzionisanje su prikazani u tabelama 28 i 29, za slučaj čistog savijanja i jednostruko armiranje.

Tabela 29. Određivanje proračunske širine „I“ preseka duž kontinualnog nosača izloženog čistom savijanju. Svi presezi su jednostruko armirani

Pravougaoni presek širine b_w $\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \rightarrow \xi, \omega$ $A_{s1,req} = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	Pretpostavka: pravougaoni presek širine b_{eff} $\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b_{eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \rightarrow \xi, \omega$ Obavezna provera x	
	$x = \xi \cdot d \leq h_f$ - pretp. tačna $\Rightarrow A_{s1,req} = \omega \cdot b_{eff} \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	$x = \xi \cdot d > h_f$ - pretp. nije tačna $\Rightarrow$ „T“ presek sa neutralnom linijom u rebu $\rightarrow$ tačniji ili približan postupak dimenzionisanja

Nakon što je određena potrebna površina podužne armature kojom se prihvata savijanje sa ili bez normalne sile, pristupa se kontroli nosivosti na vertikalno smicanje usled transverzalnih sila i smicanje usled torzije. Za grede „T“ preseka se obavezno kontroliše i podužno smicanje na spoju flanše i rebra. Ukoliko je potrebno, sračunava se i raspoređuje armatura za osiguranje.

Dijagram toka za kontrolu nosivosti na vertikalno smicanje i proračuna armature za osiguranje za AB gredu pravougaonog poprečnog preseka konstantne visine je prikazan na slici 65. Postupak je zasnovan na modelu rešetke, u kojoj pritisnute betonske dijagonale sa osom nosača zaklapaju ugao $21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ dok zategnute štapove najčešće čine vertikalne uzengije (pod uglom $\alpha = 90^\circ$ u odnosu na osu nosača), koje se mogu kombinovati sa koso povijenom armaturom. Radi održanja ravnoteže sila, mora se dodatno povećati i površina podužne zategnute armature za veličinu

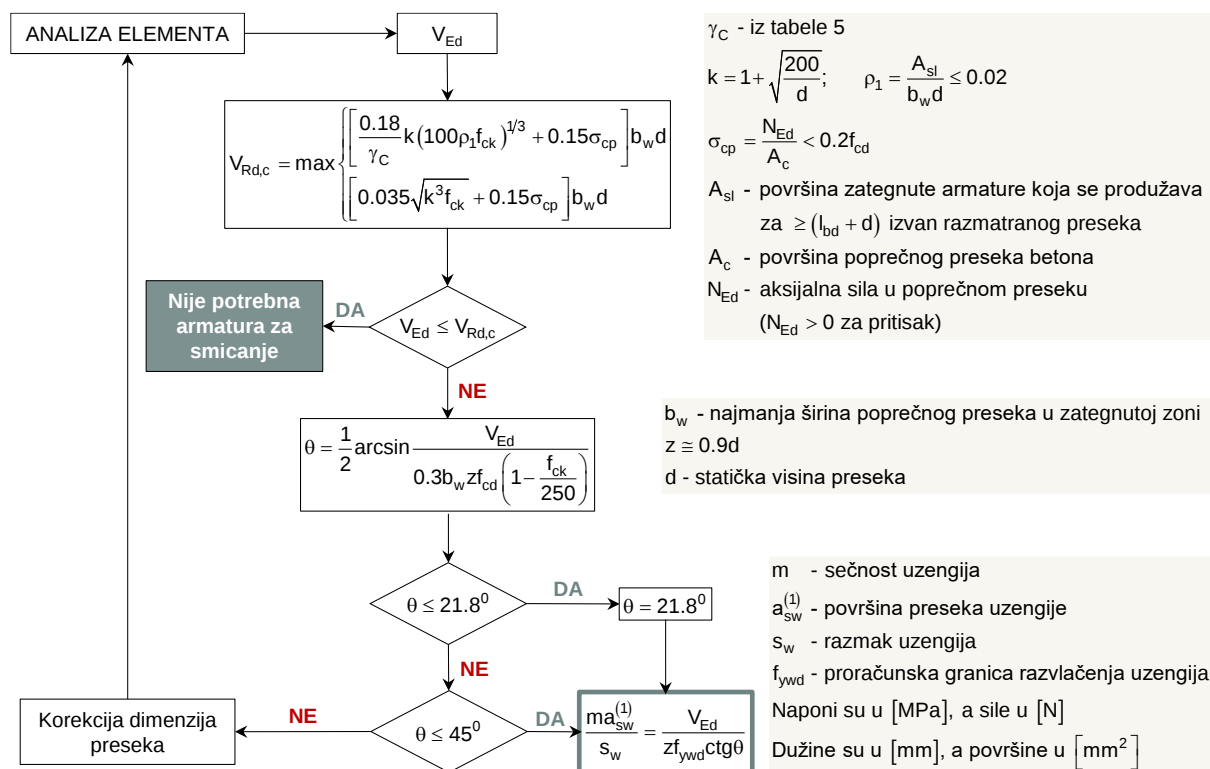
$$\Delta A_{s1} = 0.5 \frac{V_{Ed}}{f_{yd}} (\text{ctg} \theta - \text{ctg} \alpha),$$

što se može postići i pomeranjem linije zatežuće sile na dijagramu pokrivanja, kao što je prikazano u poglavlju *Dijagram pokrivanja AB grede izložene savijanju sa ili bez normalne sile*.

Postupak kontrole na vertikalno smicanje počinje određivanjem nosivosti na smicanje betonskog preseka bez armature za smicanje $V_{Rd,c}$. Ukoliko proračunska vrednost smičuće sile V_{Ed} ne prekoračuje ovu nosivost, proračunska armatura za prijem smicanja nije potrebna, ali se i dalje mora obezbediti minimalna površina armature za smicanje, tako da bude ispunjen uslov

$$\rho_w = \frac{m a_{sw}^{(1)}}{s_w b_w} \geq \rho_{w,min} = 0.08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}},$$

gde je ρ_w koeficijent armature za smicanje. Značenje ostalih simbola je dato na slici 65.



Slika 65. Dijagram toka za kontrolu nosivosti na vertikalno smicanje i proračuna vertikalnih uzengija za osiguranje AB grede konstantne visine h

Ako je nosivost betonskog preseka bez armature za smicanje nedovoljna, ova armatura se mora odrediti proračunom. Na slici 65 je prikazan tok proračuna potrebne armature za smicanje koja se izvodi u vidu m -sečne vertikalne poprečne armature ($\alpha = 90^\circ$) (najčešće spoljašnjih i unutrašnjih uzengija). Nosivost na smicanje je ograničena nosivošću armature za smicanje $V_{Rd,s}$ sa jedne, i nosivošću pritisnutih betonskih dijagonala $V_{Rd,max}$, sa druge strane. Izjednačavanjem ovih vrednosti međusobno i sa proračunskom silom smicanja V_{Ed}

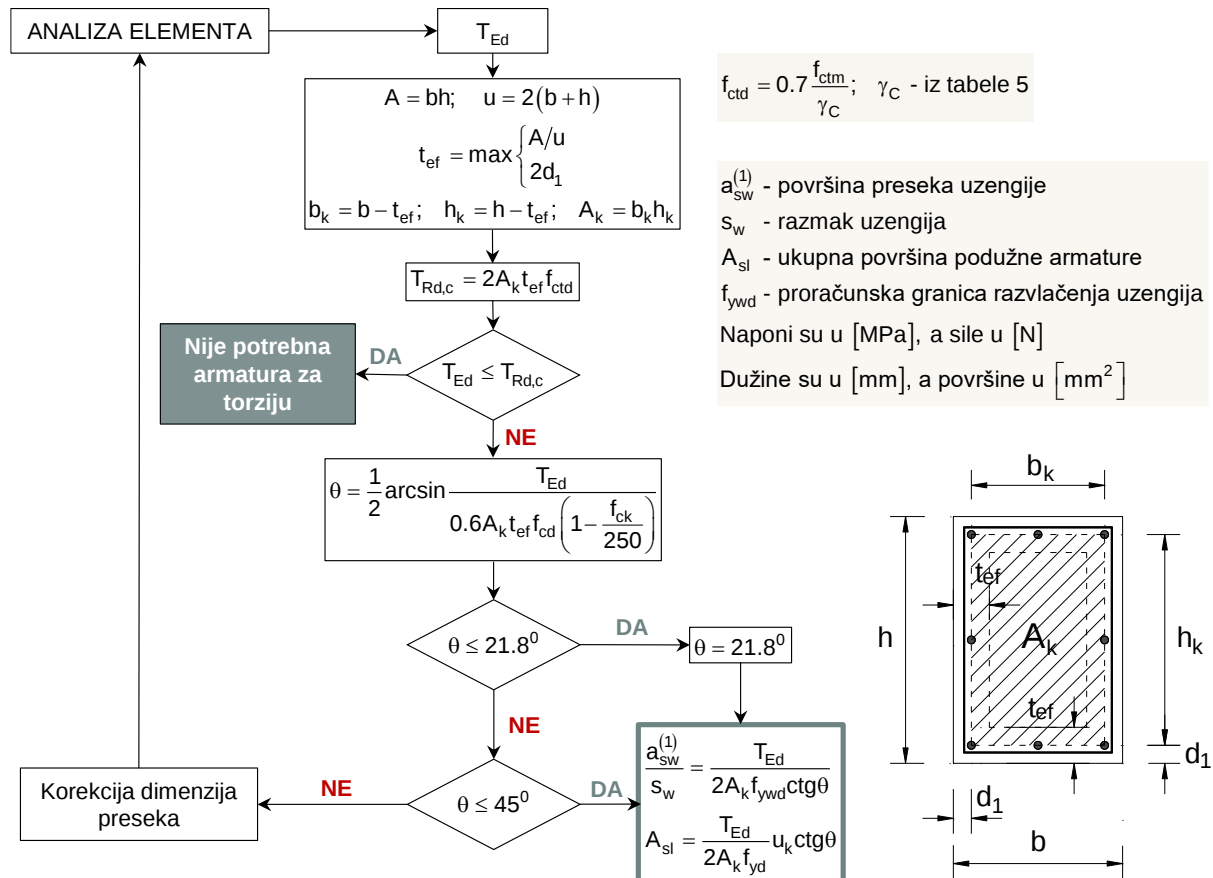
$$V_{Ed} = V_{Rd,s} = V_{Rd,max}$$

dolazimo do izraza za „optimalan“ ugao θ , sa kojim se proračunava potrebna površina armature za smicanje [40]. Ako je dobijeni ugao manji od 21.8° potrebna armatura za smicanje određuje se za $\theta = 21.8^\circ$. Ako proračunati ugao θ prekoračuje 45° nosivost na smicanje preseka ne može da se obezbedi samo armaturom. U ovom slučaju se nosivost može povećati ili povećanjem klase čvrstoće betona ili korekcijom preseka grede - povećanjem širine i/ili visine celom dužinom nosača ili formiranjem horizontalnih i/ili vertikalnih vuta na mestima najvećih smičućih sila.

Vertikalna poprečna armatura za smicanje se karakteriše sečnošću m , površinom poprečnog preseka jedne šipke $a_{sw}^{(1)}$ i podužnim rastojanjem s_w . Rastojanje s_w mora ispuniti dodatne zahteve, o čemu će više reči biti u poglavlju *Pravila za armiranje*. Pravilnim izborom sečnosti, prečnika i rastojanja armature postiže se da ovi dodatni zahtevi budu zadovoljeni.

Na slici 66 je prikazan dijagram toka za kontrolu nosivosti na torziju i proračuna armature za osiguranje za AB gredu pravougaonog poprečnog preseka. Nakon što se sračunaju potrebne geometrijske karakteristike proračunskog modela (tankozidnog nosača debljine zida t_{ef} , prikazanog na slici 66), određuje se nosivost na torziju preseka bez armature za osiguranje $T_{Rd,c}$. Ako proračunska vrednost momenta torzije T_{Ed} prekoračuje nosivost $T_{Rd,c}$, određujemo ugao nagiba pritisnutih betonskih dijagonala θ u modelu prostorne rešetke, za koji se dobija „optimalan“ odnos nosivosti pritisnutog betona i armature. Kao i u slučaju vertikalnog smicanja, za ugao θ manji od 21.8° armatura za

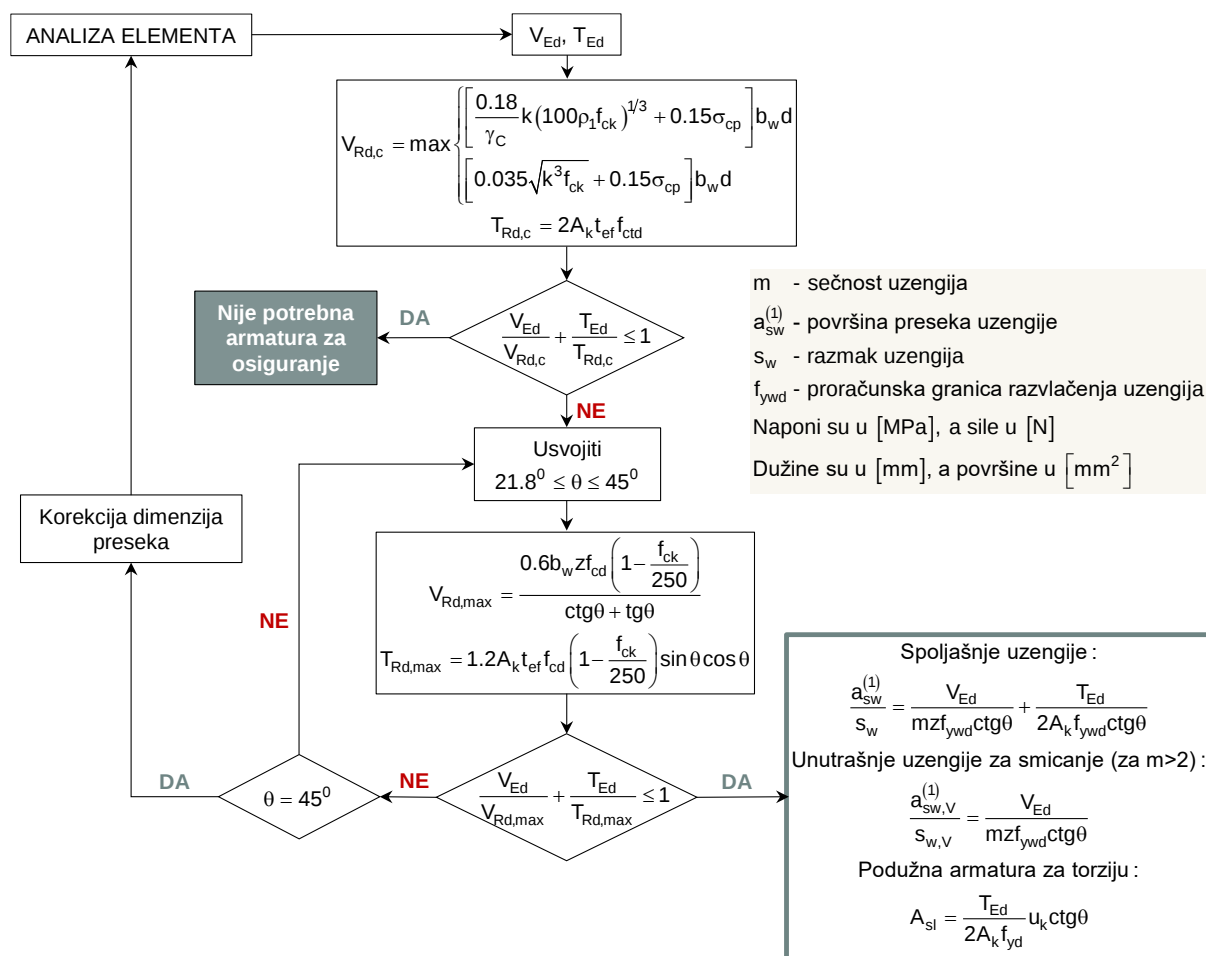
osiguranje se određuje sa $\theta = 21.8^\circ$. Ako proračunati ugao θ prekoračuje 45° potrebno je korigovati dimenzije preseka ili povećati klasu čvrstoće betona. Armatura za osiguranje od torzije se sastoji od zatvorenih spoljašnjih uzengija i podužne armature ravnomerno raspoređene po obimu poprečnog preseka.



Slika 66. Dijagram toka za kontrolu nosivosti na torziju i proračuna armature za osiguranje AB greda pravougaonog poprečnog preseka

U praksi se retko javlja čista torzija, nego je ona najčešće kombinovana sa vertikalnim smicanjem. Postupak kontrole nosivosti AB grede pravougaonog poprečnog preseka konstantne visine, izložene kombinovanom uticaju smicanja i torzije i proračun armature za osiguranje dati su na slici 67.

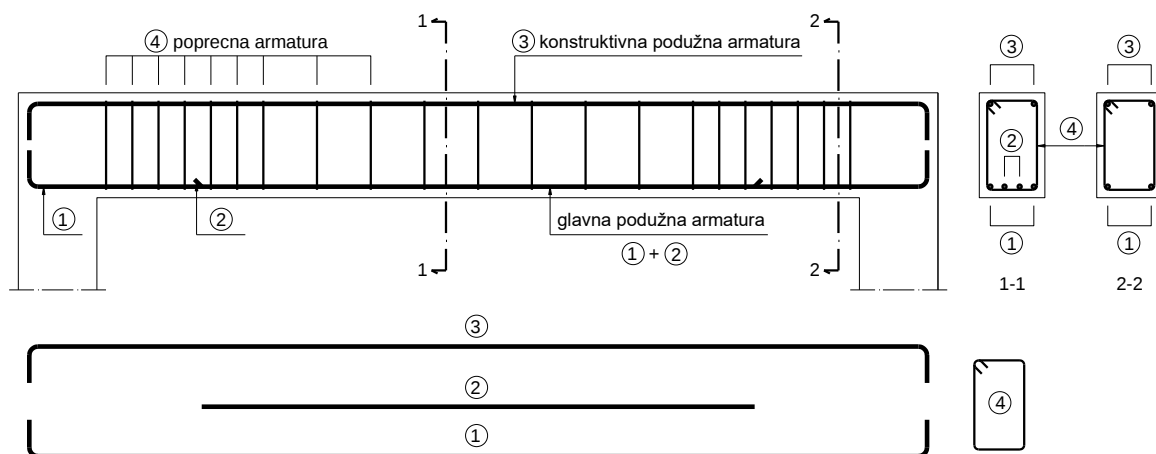
Sledeći korak u dimenzionisanju AB greda je dokaz graničnih stanja upotrebljivosti, koji se najčešće vrši bez direktnog proračuna. Nakon što se dokaže da je obezbeđena minimalna potrebna površina armature, prečnik i razmak šipki se biraju u skladu sa tabelama 22 i 23, čime se osigurava da širina prslina ostane u dopuštenim granicama. Kontrola ugiba se sprovodi prema tabeli 24 i postupku opisanom u poglavlju *Ograničenje ugiba i kontrola bez direktnog proračuna*. Izuzetno, dokaz GSU se mora sprovesti direktnim proračunom.



Slika 67. Dijagram toka za kontrolu nosivosti na kombinovane uticaje torzije i vertikalnog smicanja i proračuna armature za osiguranje AB greda pravougaonog poprečnog preseka

Pravila za armiranje AB greda

Klasično armirane betonske grede armiraju se podužnom (glavnom i konstruktivnom) i poprečnom armaturom (uzengijama ili posebno oblikovanim pojedinačnim poprečnim šipkama) – slika 68.



Slika 68. Armatura proste grede

Minimalna i maksimalna površina armature i preporučeni prečnici šipki

Da bi se izbegao krati lom, površina podužne zategnute armature u preseku AB grede ne treba da bude manja od $A_{s,min}$, koje se prema SRPS EN 1992-1-1/NA određuje iz

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \\ 0.0013 b_t d \end{cases}$$

gde je b_t srednja širina zategnute zone preseka, d statička visina, a f_{ctm} srednja vrednost čvrstoće betona pri zatezanju, koja zavisi od klase čvrstoće betona (tabela 8). Za „T“ preseke sa pritisnutom flanšom, za proračun širine b_t se uzima u obzir samo širina rebra. Preseci sa površinom armature manjom od $A_{s,min}$ treba da se smatraju nearmiranim. Minimalni procenti armiranja podužnom zategnutom armaturom za pravougaone poprečne preseke, armirane armaturom B500, prikazani su u tabeli 30. Za betone nižih klasa od C25/30 merodavan je drugi uslov ($\rho_{min} = 0.13\%$).

Tabela 30. Minimalni procenti armiranja podužnom zategnutom armaturom greda pravougaonog poprečnog preseka, sa armaturom B500

C	25	30	35	40	45	50
$\rho_{min} [\%]$	0,13	0,15	0,17	0,18	0,20	0,21

Ako se zahteva i kontrola prslina, gornjim uslovima treba dodati i ranije spomenuti zahtev za minimalnu površinu armature za kontrolu prslina.

Srpski nacionalni prilog Evrokodu 2 postavlja dodatne zahteve za maksimalnu površinu zategnute i pritisnute armature u preseku u odnosu na zahtev $A_{s,max} = 0.04A_c$, postavljen u SRPS EN 1992-1-1. Tako, prema SRPS EN 1992-1-1/NA, površine zategnute A_{s1} i pritisnute A_{s2} armature, izvan zone nastavljanja preklopom, treba simultano da ispune sledeće zahteve:

$$A_{s1} \leq 0.04b_w h$$

$$A_{s2} \leq 0.04b_w h$$

$$A_{s1} - A_{s2} \leq 0.28b_1 h_1 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}$$

gde je:

- za pravougaone preseke: $b_w = b_1 = b$ i $h_1 = h$;
- za „T“ preseke sa zategnutom flanšom: $b_1 = b_w$ i $h_1 = h$;
- za „T“ preseke sa pritisnutom flanšom i $h \leq 2.8h_f$: $b_1 = b_{eff}$ i $h_1 = h$;
- za „T“ preseke sa pritisnutom flanšom i $h > 2.8h_f$: $b_1 = b_{eff}$ i $h_1 = 2.8h_f$.

b je širina pravougaonog preseka, h visina preseka, b_w širina rebra „T“ preseka, b_{eff} efektivna širina, a h_f debljina flanše „T“ preseka. Na osnovu gornjih izraza, maksimalna površina zategnute armature jednostruko armiranog preseka može da se odredi iz

$$A_{s1,max} = \min \begin{cases} 0.04b_w h \\ 0.28b_1 h_1 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \end{cases}$$

Nakon što se proračunom odredi $A_{s,req}$ (npr. prema dijagramu toka na slici 64) i ustanovi da je ispunjen uslov $A_{s,min} \leq A_{s,req} \leq A_{s,max}$, potrebno je usvojiti prečnik $\emptyset$ i broj šipki n čija ukupna površina $A_{s,prov}$ neće biti manja od $A_{s,req}$

$$A_{s,prov} = n \frac{\varnothing^2 \pi}{4} \geq A_{s,req}.$$

Ako prečnik i broj šipki izaberemo samo iz uslova da površina usvojene armature $A_{s,prov}$ bude što približnija proračunski potrebnoj $A_{s,req}$, možemo dobiti prevelik broj tankih šipki, koje se ne mogu pravilno smestiti u presek, ili mali broj šipki prevelikog prečnika, nesrazmernog sa dimenzijama preseka. Za kontrolu prslina je preporučljivo je da se usvajaju tanje šipke, čiji prečnik ne prekoračuje maksimalni prečnik za kontrolu prslina bez direktnog proračuna. S druge strane, poželjno je da se armatura smesti u jedan, eventualno dva reda, čime se postiže maksimalna nosivost preseka (tj. najveći krak unutrašnjih sila z), zbog čega može biti potrebno da se usvoje šipke većeg prečnika. Naročito treba voditi računa o mogućnosti pravilnog ugrađivanja betona, posebno kod gusto postavljene tanje armature. Kao *orijentacija*, za izbor prečnika glavne podužne armature mogu poslužiti sledeće preporuke:

$$\varnothing \approx \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{25} \right) h, \text{ i}$$

$$\varnothing \leq \frac{b_w}{10},$$

gde je h visina poprečnog preseka, a b_w širina rebra grede.

Ako se elementi armiraju šipkama velikih prečnika (> 32 mm) treba imati na umu da se one moraju voditi prema posebnim pravilima (tačka 8.8 u SRPS EN 1992-1-1) i ne treba da se nastavlja u preklapanjem, sem ako je najmanja dimenzija poprečnog preseka elementa bar 1 m.

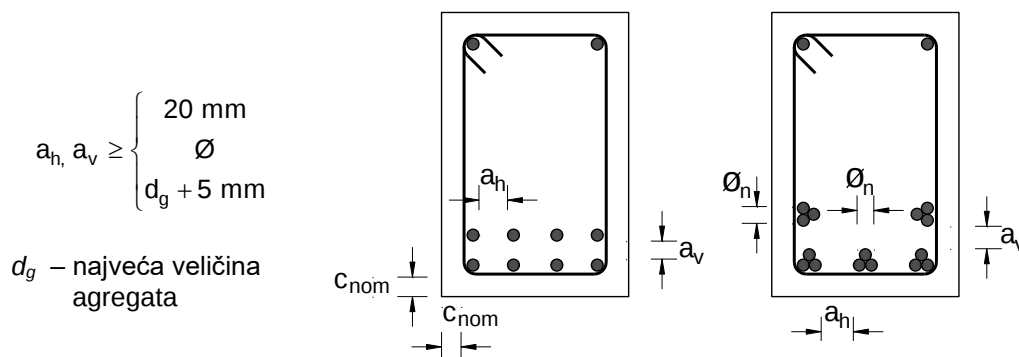
Za poprečnu armaturu treba birati prečnike:

$$\varnothing_w \geq \begin{cases} 0.25\varnothing_{\max} \\ 6 \text{ mm} \end{cases}$$

gde je $\varnothing_{\max}$ najveći prečnik podužnih šipki u preseku.

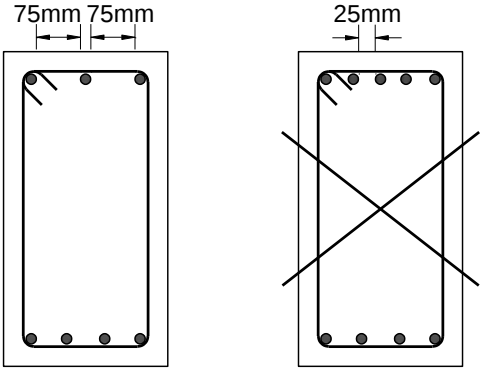
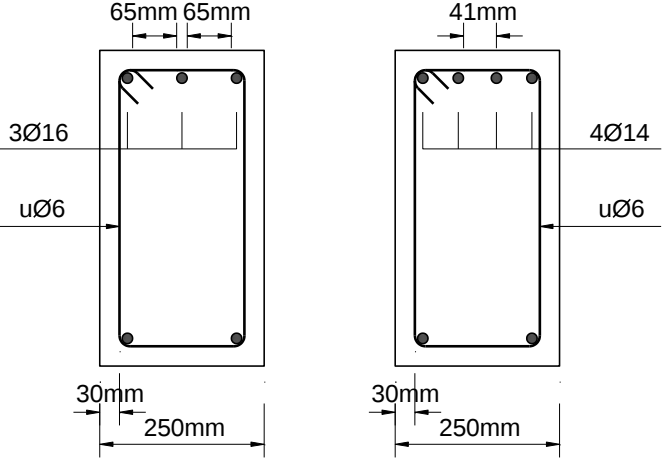
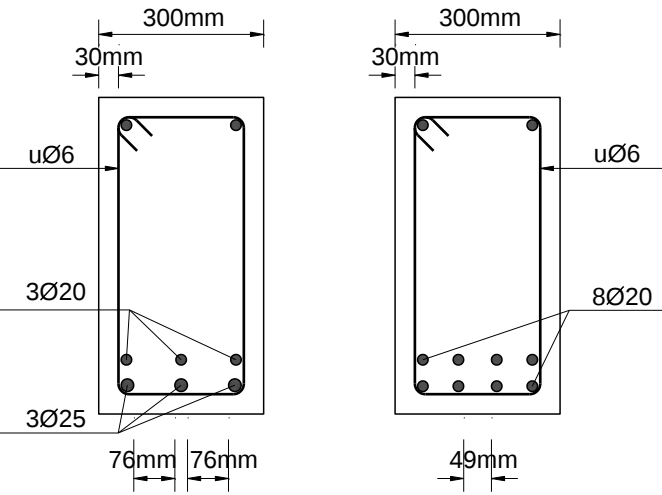
Principi i pravila za raspored armature u poprečnom preseku

Sadejstvo betona i armature u AB gredama je moguće samo ako se obezbedi njihovo adekvatno prijanjanje, što se postiže pravilnom ugradnjom betona. Prilikom raspoređivanja armature u preseku, rastojanja šipki moraju biti takva da se omogući prolaz igle pervibratora sve do donjih slojeva armature (ukoliko se zbijanje vrši pervibratorom) i spreči zadržavanje krupnijih zrna agregata između susednih šipki. Iz ovih razloga je u SRPS EN 1992-1-1/NA propisano minimalno čisto horizontalno i vertikalno rastojanje susednih šipki armature u poprečnom preseku AB grede (slika 69). Kada se podužna armatura postavlja u više horizontalnih redova, šipke u svakom redu moraju biti postavljene vertikalno jedna iznad druge.



Slika 69. Minimalna čista rastojanja armature u poprečnom preseku AB grede

Ipak, ispunjavanje samo minimalnih zahteva pri usvajanju prečnika, broja i rasporeda šipki armature nije uvek i najbolje rešenje, što je objašnjeno na slici 70 (prema [41]).

	Beton se ugrađuje vertikalnom putanjom. Ako je gornja armatura gusto postavljena (desna skica), može se desiti da veća zrna agregata ostanu zaglavljena između susednih šipki, onemogućavajući brz vertikalni prolaz betona. Beton je prisiljen da teče horizontalno, što usporava popunjavanje oplata i može izazvati segregaciju. Sem toga, premali razmak šipki onemogućava prolaz igle pervibratora.
	Igli pervibratora mora da bude omogućeno da dosegne donju armaturu, bez dodira sa okolnim šipkama. Razmak šipki gornje armature od 65 mm je dovoljan za prolaz igle pervibratora standardnog prečnika 50 mm. Razmak šipki na desnoj skici nije dovoljan. Iako im je površina približno ista, u ovom primeru su 3Ø16 bolji izbor od 4Ø14.
	Pervibrator treba da dosegne najniži sloj armature. To je omogućeno rešenjem na levoj skici, dok na desnoj može da dopre samo do gornjeg sloja donje armature. Mali nedostatak prvog rešenja je korišćenje šipki različitih prečnika u istom preseku, ali se na ovaj način izbeglo da presek bude predimenzionisan.

Slika 70. Osnovni principi i primeri dobrog i lošeg rasporeda armature u poprečnom preseku AB grede

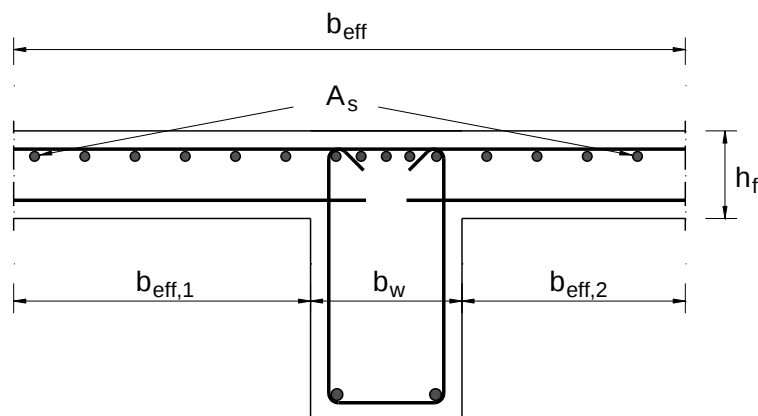
Ako je potrebno da se u preseku AB grede smesti veliki broj šipki armature, one se mogu grupisati u **svežnjeve**. U istom svežnju mogu biti šipke različitih prečnika, pod uslovom da odnos njihovih prečnika nije veći od 1.7. Minimalni čisti razmaci armature prikazani na slici 69 važe i za svežnjeve, s tim što se prečnik pojedinačne šipke $\varnothing$ zamenjuje ekvivalentnim prečnikom svežnja $\varnothing_n$

$$\varnothing_n = \varnothing \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm},$$

gde je n_b broj šipki u svežnju. Maksimalan broj šipki u svežnju je $n_b = 3$. Izuzetak je zona nastavljanja šipki, gde se dopušta $n_b \leq 4$.

Kada su dve šipke koje se dodiruju postavljene jedna *iznad* druge i kada su uslovi prijanjanja dobri, nije potrebno da se takve šipke tretiraju kao svežnjevi.

Kod kontinualnih greda monolitno spojenih sa pločom, ukupna zategnuta armatura A_s iznad srednjih oslonaca treba da se rasporedi na efektivnoj širini flanše. Deo ove armature može da se skoncentriše na širini rebra (slika 71). Izuzetak su glavne seizmičke grede klase duktilnosti DCM (srednja) i DCH (visoka), kod kojih gornja armatura krajnjih preseka treba da se postavi pretežno unutar širine rebra.

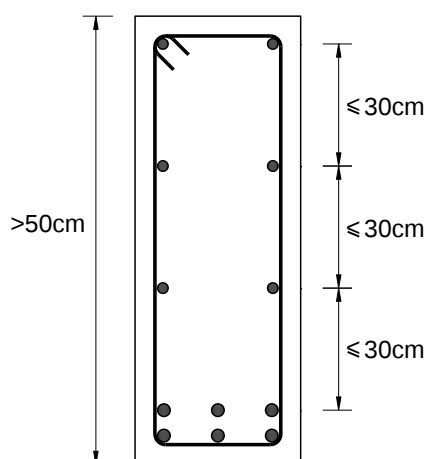


Slika 71. Raspored gornje zategnute armature nad srednjim osloncima kontinualne grede „T“ preseka

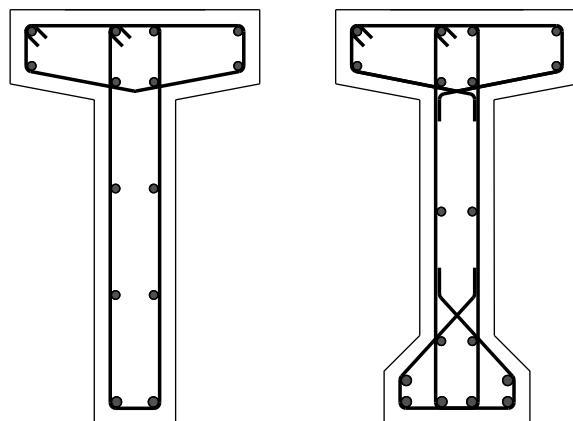
Svaka *pritisnuta* šipka podužne armature (prečnika $\emptyset$) koja je uzeta u obzir u proračunu nosivosti (statički potrebna, kao kod dvostrukog armiranja), treba da bude obuhvaćena poprečnom armaturom na razmaku ne većem od $15\emptyset$.

Na bočnim stranama preseka visine preko 50 cm treba postaviti podužne šipke, prečnika najmanje $\emptyset 8$, na međusobnom (vertikalnom) razmaku ne većem od 30 cm (slika 72).

Armiranje „T“ i „I“ poprečnog preseka je prikazano na slici 73.



Slika 72. Dodatne podužne šipke na bočnim stranama preseka visine preko 50 cm



Slika 73. Armiranje „T“ i „I“ poprečnog preseka AB grede

Principi i pravila za vođenje armature u podužnom pravcu

U monolitno izvedenim konstrukcijama, čak i kada su u proračunu pretpostavljeni slobodni oslonci (tj. zglobove veze grede i oslonaca), preseki grede nad osloncima treba da se proračunaju za moment savijanja koji nastaje usled delimične ukleštenosti nosača u oslonac. Najmanja vrednost ovog (negativnog) proračunskog momenta $M_{Ed,o}$ jednaka je četvrtini najvećeg (pozitivnog) momenta savijanja $maxM_{Ed,p}$ u susednom rasponu grede [3], odnosno

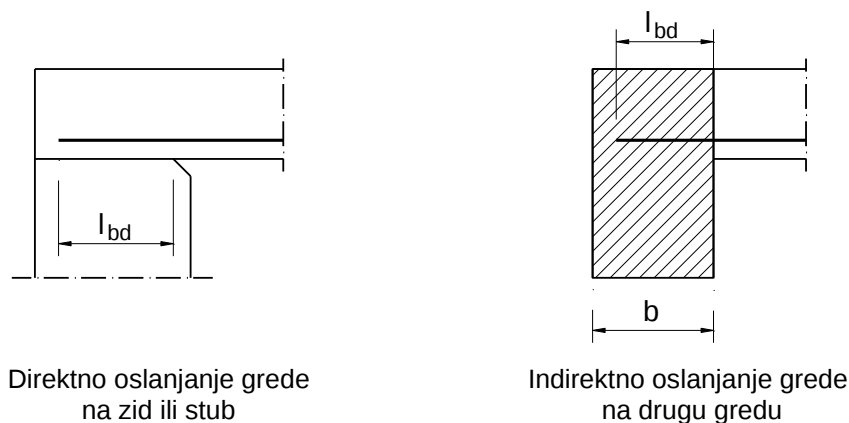
$$|M_{Ed,o}| \geq 0.25 \max M_{Ed,p}.$$

$A_{s,min}$ mora biti obezbeđeno i u ovim zonama.

Najmanje 1/4 površine ukupne donje armature koja je obezbeđena u rasponu treba da se vodi preko krajnjih i srednjih oslonaca AB greda, gde treba da se usidri u skladu sa pravilima prikazanim na slici 74 za krajnje, odnosno na slici 75 za srednje oslonce. Sila zatezanja koja treba da se usidri, za elemente sa armaturom za smicanje, može da se odredi iz

$$F_{Ed} = |V_{Ed}| \cdot \frac{a_1}{z} + N_{Ed},$$

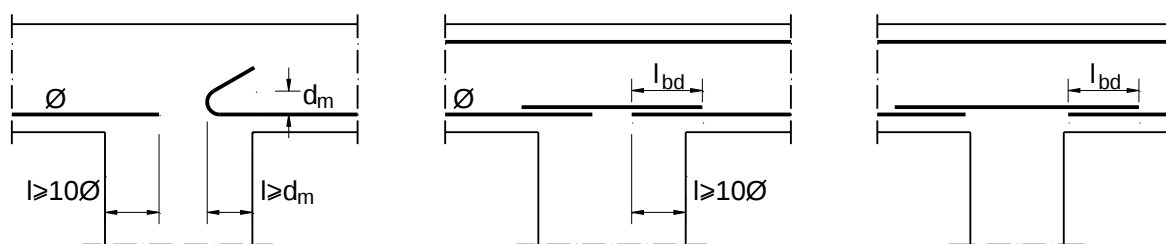
gde je V_{Ed} smičuća sila, N_{Ed} aksijalna sila, z krak unutrašnjih sila, a a_1 dužina pomeranje linije zatežuće sile (slika 79).



Slika 74. Sidrenje donje armature grede nad krajnjim osloncima

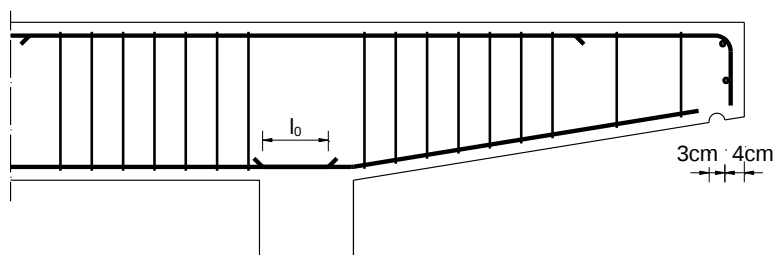
Dužina sidrenja pravih šipki donje armature nad srednjim osloncima ne treba da bude manja od $10\varnothing$ (slika 75). U ovoj zoni, dužina sidrenja šipki prečnika najmanje 16 mm sa pravougaonim ili polukružnim kukama ne treba da bude manja od prečnika valjka za savijanje d_m . U svim ostalim slučajevima ova dužina ne treba da bude manja od dvostrukog prečnika valjka za savijanje.

Ako donja armatura u zoni srednjih oslonaca kontinualnog nosača treba da prihvati eventualne pozitivne momente savijanja (npr. usled sleganja oslonaca), treba je voditi u kontinuitetu preko ovih oslonaca. Moguća rešenja, koja olakšavaju izvođenje, prikazana su na srednjoj i desnoj skici na slici 75.

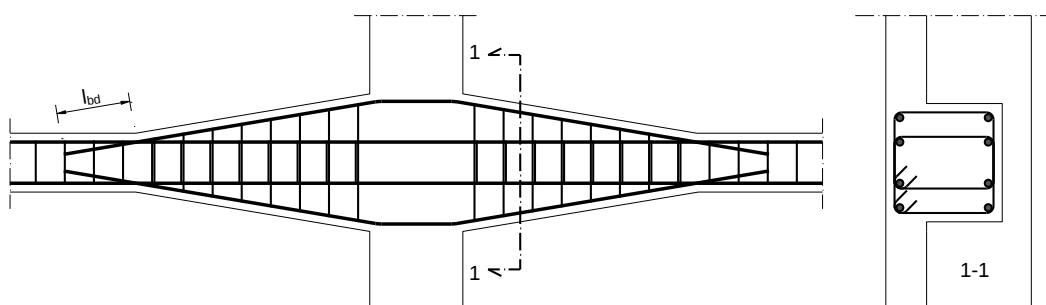


Slika 75. Sidrenje donje armature kontinualne grede nad srednjim osloncima

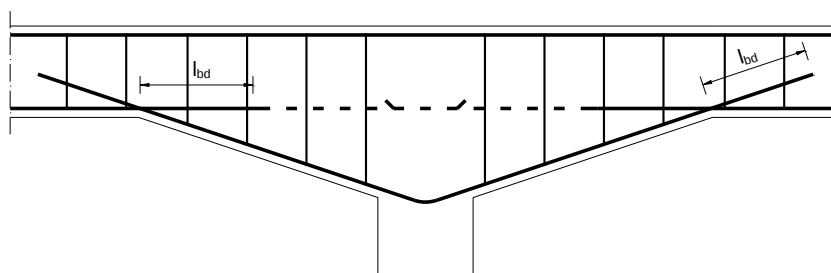
Oblikovanje armature na slobodnom kraju grede prikazano je na slici 76. Na slikama 77 i 78 se može videti način armiranja horizontalnih i vertikalnih vuta.



Slika 76. Oblikovanje armature na slobodnom kraju grede



Slika 77. Armiranje horizontalnih vuta



Slika 78. Armiranje vertikalne vute. Isprekidanom linijom je prikazano alternativno rešenje

Dijagram pokrivanja AB grede izložene savijanju sa ili bez normalne sile

Ukupna sila zatezanja koja deluje na glavnu podužnu armaturu u nekom preseku grede izložene savijanju sa ili bez normalne sile se može prikazati kao zbir sile $F_{Ed,s}$ usled savijanja i dodatne zatežuće sile ΔF_{td} usled smicanja:

$$F_s = F_{Ed,s} + \Delta F_{td}.$$

Za jednostruko armirane preseke, sila $F_{Ed,s}$ se dobija iz uslova da je suma momenata spoljašnjih i unutrašnjih sila u odnosu na napadnu tačku sile pritiska u pritisnutom delu posmatranog preseka jednaka nuli, tj.

$$\sum M_c = 0 :$$

$$F_{Ed,s}Z = M_{Ed,s} + N_{Ed}Z$$

gde je $M_{Ed,s}$ proračunski moment savijanja u odnosu na težište zategnute armature. Za pravougaoni presek izložen savijanju sa normalnom silom N_{Ed} imamo

$$M_{Ed,s} = M_{Ed} - N_{Ed} \left(d - \frac{h}{2} \right).$$

M_{Ed} je proračunski moment savijanja u odnosu na težište betonskog preseka. Sila pritiska se unosi sa negativnim predznakom. Sila $F_{Ed,s}$ se može izraziti u sledećem obliku

$$F_{Ed,s} = \frac{M_{Ed,s}}{Z} + N_{Ed},$$

a u slučaju čistog savijanja postaje

$$F_{Ed,s} = \frac{M_{Ed}}{Z}.$$

Dodatna sila zatezanja ΔF_{td} usled smicanja V_{Ed} iznosi

$$\Delta F_{td} = \frac{1}{2} V_{Ed} (\operatorname{ctg} \theta - \operatorname{ctg} \alpha).$$

Sve oznake u gornjem izrazu su objašnjene u poglavlju *Dimenzionisanje AB greda*.

U postupku dimenzionisanja je usvojena armatura $A_{s1,prov}$, čija proračunska nosivost

$$F_{Rd,s} = A_{s1,prov} \cdot f_{yd}$$

ni u jednom preseku grede ne sme biti manja od ukupne sile zatezanja F_s koja u tom preseku deluje na armaturu kao posledica spoljašnjih dejstava. Ovo praktično znači da armaturu u gredi treba voditi tako da u svakom preseku duž nosača bude zadovoljen uslov

$$F_{Rd,s} \geq F_s.$$

Vođenje armature duž grede može se sprovesti računski ili grafički, konstrukcijom tzv. dijagrama pokrivanja nosača armaturom (slika 79). Grafički postupak ćemo ovde detaljnije opisati.

U odabranoj razmeri za dužine crta se osa nosača. *Linija zatežuće sile* se konstruiše tako što se odabere razmera za sile, npr. $1 \text{ cm} \hat{=} 50 \text{ kN}$, pa se u odabranoj razmeri, upravno na osu nosača, u dovoljnom broju preseka nanosi odgovarajuća vrednost sile $F_{Ed,s}$, te se ovako dobijene tačke spajaju krivom linijom (linija A na slici 79).

Dodatna sila zatezanja ΔF_{td} se ne mora posebno sračunavati, nego se može grafički obezbediti pomeranjem linije zatežuće sile $F_{Ed,s}$ za veličinu a_1

$$a_1 = \begin{cases} d & \text{za elemente bez armature za smicanje} \\ z(\operatorname{ctg} \theta - \operatorname{ctg} \alpha)/2 & \text{za elemente sa armaturom za smicanje} \end{cases}$$

Pomeranjem linije $F_{Ed,s}$ za veličinu a_1 je konstruisana *pomerena linija zatežuće sile* (B). Šrafiranu površinu na slici 79, koju zaklapa pomerena linija zatežuće sile sa osom nosača, možemo shvatiti kao ukupnu zahtevanu nosivost armature na dužini nosača.

Pretpostavimo da se usvojena armatura $A_{s1,prov}$ sastoji se od n šipki istog prečnika $\emptyset$. Nosivost jedne šipke armature je tada

$$F_{Rd,s}^{(1)} = \frac{F_{Rd,s}}{n}.$$

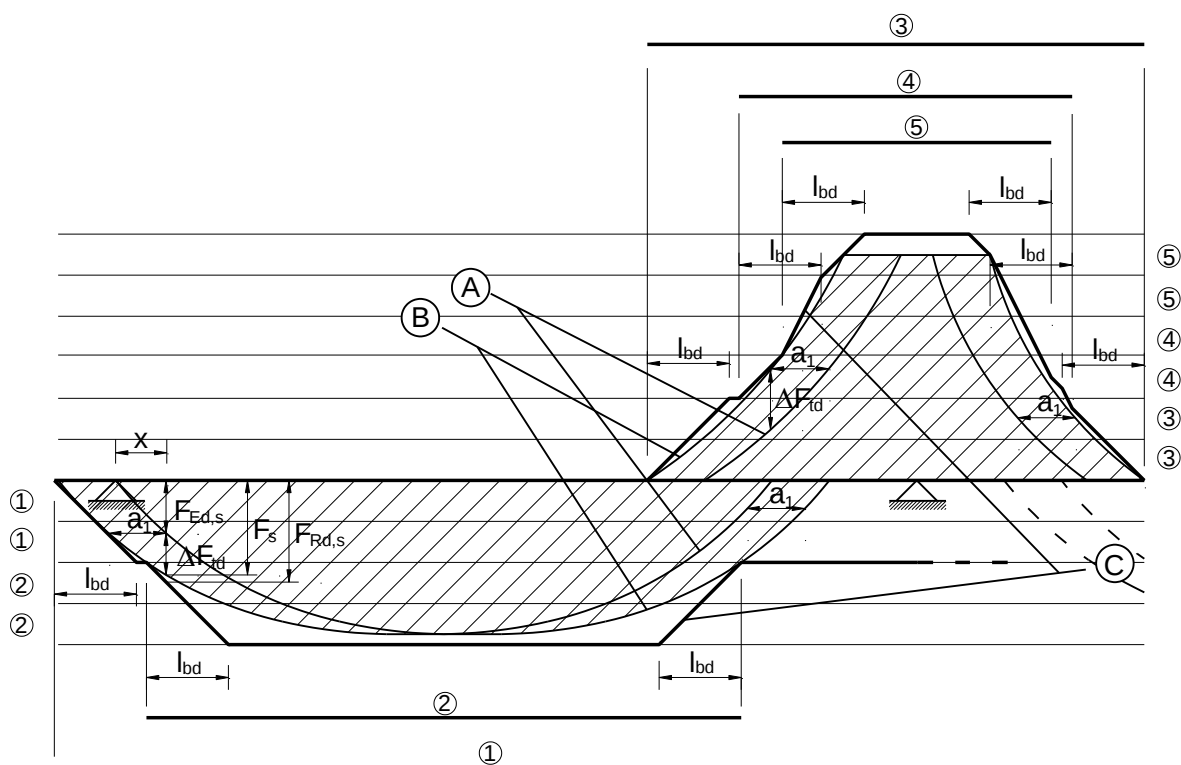
Ukupna sila $F_{Rd,s}$ se, u razmeri za sile, nanosi upravno na osu nosača i deli na n jednakih delova (traka). Širina svake trake predstavlja nosivost jedne šipke armature. Ako bi se usvojena armatura sastojala od šipki različitih prečnika, i trake bi bile različite širine, proporcionalno površini poprečnog preseka svake pojedinačne šipke $a_s^{(1)}$

$$F_{Rd,s}^{(1)} = a_s^{(1)} \cdot f_{yd}.$$

U svakom poprečnom preseku duž nosača moramo obezbediti najmanje onoliko šipki armature koliko je potrebno da se pokrije sila F_s u tom preseku. Nakon što više nije potrebna, svakoj šipki armature treba obezbediti dužinu sidrenja l_{bd} . Prema Evrokodu 2, na dužini sidrenja se može usvojiti linearni prirast nosivosti armature od nule na kraju šipke do maksimalne vrednosti na udaljenosti l_{bd} od njenog kraja (kao u primeru na slici 79). Jednostavniji postupak je da se nosivost armature na dužini sidrenja potpuno zanemari, čime se dobija rešenje na strani sigurnosti, ali sa većim utroškom armature. Šipke

armature se vode pazeći da linija pokrivanja (linija C na slici 79) nigde ne „upadne“ u šrafiranu zonu, odnosno da ne seče pomećenu liniju zatežuće sile. U jednom preseku se može prekinuti proizvoljan broj šipki, ali se mora voditi računa da raspored armature u svakom poprečnom preseku ostane simetričan u odnosu na njegovu vertikalnu osu. Kada se povežu putanje vođenja armature, dobija se *linija pokrivanja* (linija C na slici 79).

Sile zatezanja $F_{Ed,s}$, ΔF_{td} i F_s u armaturi i njena nosivost $F_{Rd,s}$ u preseku na udaljenosti x od levog oslonca, kao i pomeranje a_1 , prikazani su na slici 79. Donja armatura u polju se sastoji od 4, a gornja oslonačka od 6 šipki istog prečnika. U obe zone se prekidaju po dve šipke, koje su prikazane i u izvodu armature.



A – Linija zatežuće sile

$$F_{Ed,s} = \frac{M_{Ed,s}}{z} + N_{Ed}$$

B – Pomerena linija zatežuće sile

$$F_s = F_{Ed,s} + \Delta F_{td}$$

C – Linija pokrivanja

$$F_{Rd,s} = A_{s1,prov} \cdot f_{yd}$$

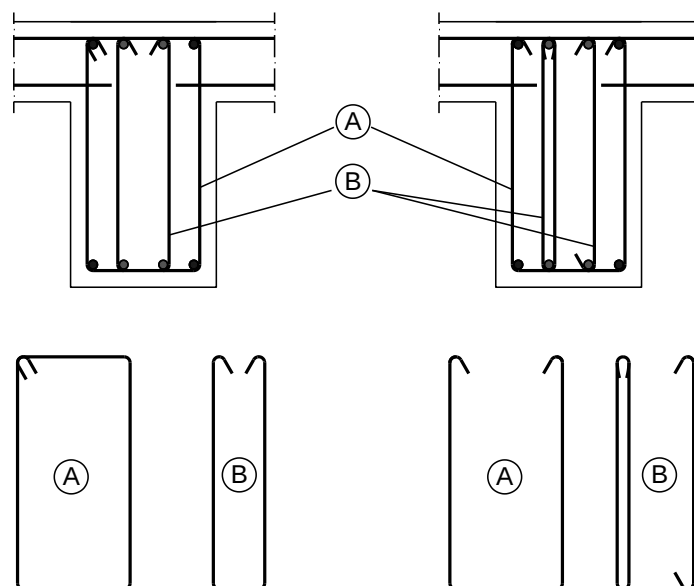
Slika 79. Dijagram pokrivanja armaturom

U Prilogu ove knjige dato je nekoliko primera vođenja armature prema dijagramu pokrivanja u grednim nosačima različitih statičkih sistema – prosta greda (slika P1), konzola (slika P2), obostrano ukleštena greda (slika P3), kontinualna greda preko dva polja (slika P4), kontinualna greda preko beskonačno mnogo polja (slika P5) i greda s prepustom (slika P6). Neki od ovih primera su urađeni sa iskorišćenjem nosivosti armature na dužini sidrenja (slike P1 i P4), dok je kod ostalih ona zanemarena. Za više detalja armature čitalac se upućuje na [41] i [42].

Pravila za oblikovanje i vođenje armature za smicanje i torziju

Armatura za prijem smicanja treba da je pod uglom $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ u odnosu na podužnu osu nosača, a može da se izvede kao kombinacija

- poprečne vezne armature (po obimu ili unutrašnje, zatvorene ili otvorene), koja obuhvata podužnu zategnutu armaturu i pritisnutu zonu preseka (slika 80);
- koso povijenih šipki;
- drugih oblika poprečne armature, koja ne obuhvata podužnu armaturu, ali je adekvatno usidrena u pritisnutoj i zategnutoj zoni.



Slika 80. Oblikovanje poprečne armature za smicanje: A - armatura po obimu preseka; B – mogući oblici unutrašnje poprečne armature

Najmanje 50% ukupne armature za smicanje treba da bude u obliku dobro usidrene poprečne armature. Po potrebi, kod preseka većih dimenzija, poprečna armatura može da se nastavlja preklapanjem na svom vertikalnom delu uz spoljašnju ivicu preseka, ali samo ako ne prihvata istovremeno i uticaj torzije.

Koeficijent armature za smicanje ρ_w

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_w b_w \sin \alpha} = \frac{m a_{sw}^{(1)}}{s_w b_w \sin \alpha}$$

treba da ispuni uslov

$$\rho_w \geq \rho_{w,min} = 0.08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}},$$

gde je A_{sw} površina armature za smicanje na dužini s_w , s_w je međusobno rastojanje armature za smicanje, mereno u pravcu podužne ose elementa, m je sečnost poprečne armature, $a_{sw}^{(1)}$ površina poprečnog preseka jedne šipke poprečne armature, a α ugao koji armatura za smicanje zaklapa sa podužnom osom grede.

Podužno rastojanje s_w između elemenata armature za smicanje (npr. dve susedne uzengije) ne treba da prekorači veličinu $s_{l,max}$ koja je prikazana u tabeli 31, u zavisnosti od odnosa proračunske sile smicanja V_{Ed} i maksimalne nosivosti na smicanje $V_{Rd,max}$, kao i klase čvrstoće betona.

Tabela 31. Najveće podužno rastojanje između elemenata armature za smicanje $s_{l,max}$

Proračunska vrednost sile smicanja V_{Ed}	Klase čvrstoće betona	
	$\leq C 50/60$	$> C 50/60$
$V_{Ed} \leq 0.3V_{Rd,max}$	$0.75d \leq 300 \text{ mm}$	$0.75d \leq 200 \text{ mm}$
$0.3V_{Rd,max} \leq V_{Ed} \leq 0.6V_{Rd,max}$	$0.55d \leq 300 \text{ mm}$	$0.55d \leq 200 \text{ mm}$
$V_{Ed} > 0.6V_{Rd,max}$	$0.3d \leq 200 \text{ mm}$	
NAPOMENA: $V_{Rd,max}$ može da se odredi pojednostavljeno sa $\theta = 40^\circ$ (ctg $\theta = 1.2$) Za grede kod kojih je $h < 200 \text{ mm}$ i $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ rastojanje ne mora da bude manje od 150 mm		

Osiguranje na smicanje može da se vrši i koso povijenim šipkama podužne armature, najčešće pod uglom od 45° u odnosu na osu nosača. Izuzetno, kod visokih greda, ovaj nagib može biti strmiji, ali ne veći od 60° . Najveće podužno rastojanje koso povijenih šipki armature ne treba da prekorači veličinu

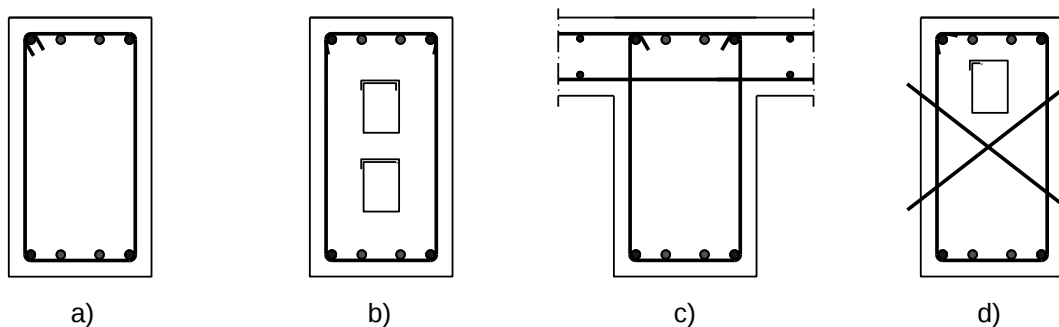
$$s_{b,max} = 0.6d(1 + \operatorname{ctg} \alpha).$$

Rastojanje nožica armature za smicanje po širini poprečnog preseka ne treba da bude veće od $s_{t,max}$ (tabela 32).

Tabela 32. Najveće poprečno rastojanje nožica armature za smicanje $s_{t,max}$

Proračunska vrednost sile smicanja V_{Ed}	Klase čvrstoće betona	
	$\leq C 50/60$	$> C 50/60$
$V_{Ed} \leq 0.6V_{Rd,max}$	$0.75d \leq 600 \text{ mm}$	$0.75d \leq 400 \text{ mm}$
$V_{Ed} > 0.6V_{Rd,max}$	$0.3d \leq 300 \text{ mm}$	
NAPOMENA: $V_{Rd,max}$ može da se odredi pojednostavljeno sa $\theta = 40^0$ (ctg $\theta = 1.2$)		

Uzengije za prijem torzije treba da budu zatvorene i usidrene preklapanjem ili polukružnim kukama na krajevima (slika 81) i da budu pod uglom od 90° u odnosu na osu elementa. Alternativa preklapanju uzengija preko cele kraće strane poprečnog preseka, kao što je prikazano na skici b) slike 81, je da gornja strana uzengije ima dovoljnu dužinu da se obezbedi nastavljjanje preklapanjem. Oblikovanje torzionih uzengija kao na skici d) slike 81 se ne preporučuje.

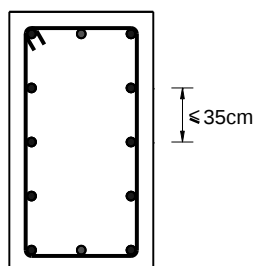


Slika 81. Varijantna rešenja oblikovanja uzengija za prijem torzije

Podužno rastojanje torzionih uzengija ne treba da bude veće od $s_{T,max}$, pri čemu je

$$s_{T,max} \leq \begin{cases} u/8 & u - \text{spoljašnji obim poprečnog preseka} \\ s_{l,max} & \text{(isti uslov kao za armaturu za smicanje, samo umesto "V" koristiti "T")} \\ b & b - \text{manja dimenzija poprečnog preseka grede} \end{cases}$$

Minimalni koeficijent armiranja torzionim uzengijama je isti kao za uzengije za smicanje ($\rho_{w,min}$).



Slika 82. Raspored podužne armature za prijem torzije

Podužne šipke za prijem torzije treba ravnomerno rasporediti duž unutrašnje konture uzengije, s tim da u svakom uglu uzengije bude barem jedna šipka i da međusobno rastojanje susednih šipki nije veće od 350 mm (slika 82).

Posebna pravila za grede u seizmičkim zonama

AB grede projektovane u skladu sa SRPS EN 1992-1-1 imaju obezbeđenu nisku duktilnost (DCL), koja je zadovoljavajuća za objekte manjeg značaja u zonama niske seizmičnosti. Međutim, od većine AB konstrukcija na teritoriji Srbije zahteva se da poseduju srednju (DCM) ili visoku (DCH) klasu duktilnosti. Da bi se to postiglo, AB konstrukcije zgrada treba da, pored pravila iz SRPS EN 1992-1-1, ispune i dodatne zahteve, koji su sadržani u SRPS EN 1998-1, poglavlje 5 - *Posebna pravila za betonske zgrade*.

Posebni zahtevi za klasu duktilnosti DCM

Bitni zahtevi koje treba da zadovolje primarne seizmičke grede klase DCM prema SRPS EN 1998-1 su:

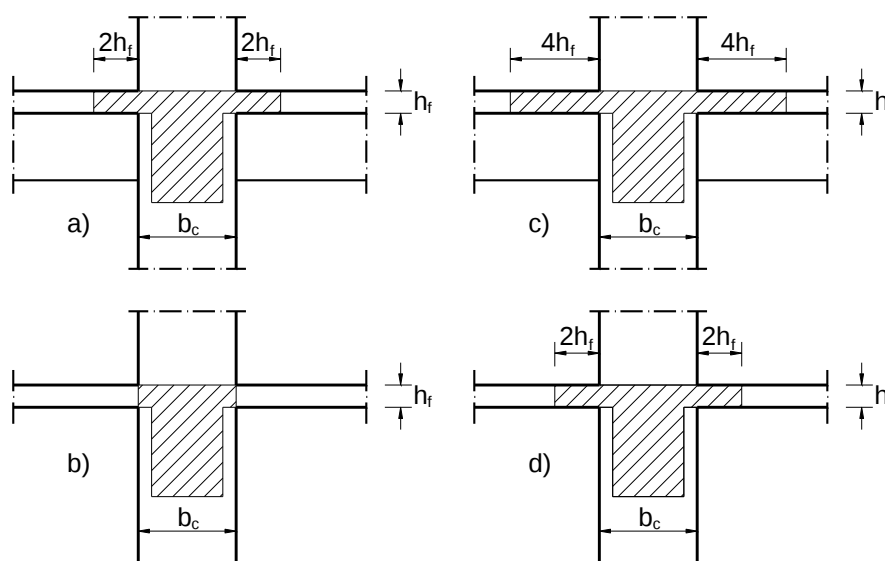
- Minimalna klasa čvrstoće betona je C16/20;
- Koristiti samo armaturni čelik klase B ili C;
- Širina poprečnog preseka grede (rebra) je ograničena na veličinu

$$b_w \leq \min \begin{cases} b_c + h_w \\ 2b_c \end{cases}$$

gde je b_c najveća dimenzija poprečnog preseka stuba upravno na podužnu osu grede, a h_w visina poprečnog preseka grede;

- Gornja armatura krajnjih preseka glavnih seizmičkih greda „T“ i „L“ preseka treba da se postavi pretežno unutar širine rebra grede. Deo ove armature može da se postavi unutar efektivne širine ploče b_{eff} ;
- Efektivna širina ploče b_{eff} za primarne seizmičke grede određuje se prema slici 83. Skice a) i b) se odnose na primarne seizmičke grede povezane sa spoljašnjim stubovima, a skice c) i d) na primarne seizmičke grede povezane sa unutrašnjim stubovima. a) i c) su slučajevi sa, a b) i d) bez poprečnih greda;
- Po celoj dužini primarne seizmičke grede koeficijent armiranja zategnute zone ρ nigde ne sme da bude manji od ρ_{min} , prema

$$\rho_{min} = 0.5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$



Slika 83. Efektivna širina ploče b_{eff} primarne seizmičke grede klase DCM

U kritičnim oblastima primarnih seizmičkih greda (na dužini $l_{cr} = h_w$, slika 84) moraju biti ispunjeni dodatni zahtevi:

- Površina armature A_{s2} u pritisnutoj zoni ne sme biti manja od polovine površine armature A_{s1} u zategnutoj zoni, odnosno

$$A_{s2} \geq 0.5A_{s1}$$

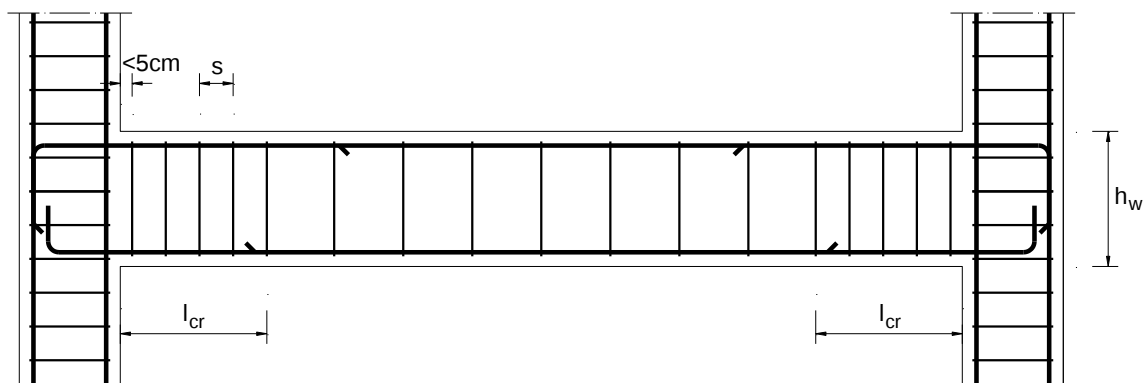
- Koeficijent armiranja zategnutom armaturom ρ nigde ne sme biti veći od vrednosti ρ_{max} , gde je

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0.0018 f_{cd}}{\mu_{\phi} \varepsilon_{sy,d} f_{yd}}$$

ρ' je koeficijent armiranja pritisnutom armaturom, $\varepsilon_{sy,d}$ proračunska vrednost dilatacije čelika pri tečenju, a μ_{ϕ} faktor duktilnosti krivine. Za više detalja pogledati [29];

Uzengije unutar kritične oblasti (slika 84) moraju da zadovolje sledeće zahteve:

- Prečnik uzengije $\emptyset_u$ ne sme biti manji od 6 mm;
- Razmak uzengija s ne sme da bude veći od s_{max} , gde je
 $s_{max} = \min\{h_w/4; 24\emptyset_u; 225 \text{ mm}; 8\emptyset\}$.
 $\emptyset$ je najmanji prečnik podužne armature;
- Prva uzengija mora da se postavi na rastojanju ne većem od 50 mm od unutrašnje ivice oslonca.



Slika 84. Armiranje kritične oblasti primarne seizmičke grede

Posebni zahtevi za klasu duktilnosti DCH

Bitni zahtevi koje treba da zadovolje primarne seizmičke grede klase DCH prema SRPS EN 1998-1 su:

- Minimalna klasa čvrstoće betona je C20/25;
- Koristiti samo armaturni čelik klase B ili C;
- Širina poprečnog preseka grede (rebra) je ograničena na veličinu

$$b_w \leq \min \begin{cases} b_c + h_w \\ 2b_c \end{cases}$$

gde je b_c najveća dimenzija poprečnog preseka stuba upravno na podužnu osu grede, a h_w visina poprečnog preseka grede;

- Dimenzije poprečnog preseka grede treba da ispune i sledeće uslove:

$$b_w \geq 200 \text{ mm}, \text{ i}$$

$$h_w/b_w \leq 3.5$$

- Po celoj dužini primarne seizmičke grede koeficijent armiranja zategnute zone ρ nigde ne sme da bude manji od ρ_{min} , gde je

$$\rho_{min} = 0.5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$

- Minimalno dve šipke sa velikom prionljivošću, prečnika 14 mm, moraju da budu obezbeđene i u gornjoj i u donjoj zoni po celoj dužini grede;
- $\frac{1}{4}$ maksimalne gornje armature na osloncima mora da se vodi po celoj dužini grede.

U kritičnim oblastima primarnih seizmičkih greda (na dužini $l_{cr} = 1.5 h_w$) moraju biti ispunjeni dodatni zahtevi:

- Pri kontroli smicanja, nagib pritisnutog štapa u modelu rešetke mora da bude $\theta = 45^\circ$. Armatura za prijem smicanja se raspoređuje u skladu sa posebnim pravilima sadržanim u tački 5.5.3.1.2 SRPS EN 1998-1;
- Koristiti armaturni čelik klase C;
- Površina armature A_{s2} u pritisnutoj zoni ne sme biti manja od polovine površine armature A_{s1} u zategnutoj zoni, odnosno

$$A_{s2} \geq 0.5 A_{s1}$$

- Koeficijent armiranja zategnutom armaturom ρ nigde ne sme biti veći od vrednosti ρ_{max} , gde je

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0.0018 f_{cd}}{\mu_\phi \varepsilon_{sy,d} f_{yd}}.$$

ρ' je koeficijent armiranja pritisnutom armaturom, $\varepsilon_{sy,d}$ proračunska vrednost dilatacije čelika pri tečenju, a μ_ϕ faktor duktilnosti krivine. Za više detalja pogledati [29];

Uzengije unutar kritične oblasti moraju da zadovolje sledeće zahteve:

- Prečnik uzengije $\emptyset_u$ ne sme biti manji od 6 mm;
 - Razmak uzengija s ne sme da bude veći od s_{max} , gde je
- $$s_{max} = \min\{h_w/4; 24\emptyset_u; 175 \text{ mm}; 6\emptyset\}.$$
- $\emptyset$ je najmanji prečnik podužne armature;
- Prva uzengija mora da se postavi na rastojanju ne većem od 50 mm od unutrašnje ivice oslonca.

Postupak projektovanja AB greda

Redosled koraka u projektovanju AB greda prikazan je u tabeli 33. U istoj tabeli su navedeni delovi ove knjige i relevantni standardi koji se bave određenom problematikom.

Tabela 33. Postupak projektovanja AB greda

Korak ¹⁸	Zadatak	Objašnjeno u delu ove knjige ¹⁹	Standard
1	Odrediti proračunski eksploatacioni vek	Tabela 1	SRPS EN 1990/NA Tabela 2.1
2	Proceniti dejstva na gredu	<i>Dejstva na konstrukcije</i>	SRPS EN 1991
3	Odrediti relevantne kombinacije dejstava	Tabele 6 i 7	SRPS EN 1990/NA Tabele A1.1 i A1.2
4	Odrediti merodavne položaje (šeme) opterećenja	<i>Analiza konstrukcije</i> i slika 15	SRPS EN 1992-1-1/NA
5	Proceniti zahteve u pogledu trajnosti i odabrati čvrstoću betona	<i>Trajnost i zaštitni sloj betona do armature</i> , tabele 14 i 16, i slika 11	SRPS EN 1992-1-1 i SRPS EN 206-1
6	Proveriti zahteve za zaštitni sloj za postizanje odgovarajuće požarne otpornosti	Tabele 26 i 27	SRPS EN 1992-1-2 i SRPS EN 1992-1-2/NA
7	Sračunati minimalni zaštitni sloj za trajnost, otpornost na požar i prionljivost	<i>Trajnost i zaštitni sloj betona do armature</i> , slike 13 i 14	SRPS EN 1992-1-1 Tačka 4.4.1
8	Sprovesti analizu konstrukcije za dobijanje merodavnih momenata savijanja i transversalnih sila	<i>Analiza konstrukcije</i>	SRPS EN 1992-1-1 Deo 5
9	Sračunati armaturu za savijanje	<i>Dimenzionisanje AB greda</i> i slika 64	SRPS EN 1992-1-1 Deo 6.1
10	Proveriti nosivost na smicanje i torziju	<i>Dimenzionisanje AB greda</i> , slike 65, 66 i 67	SRPS EN 1992-1-1 Deo 6.2
11	Proveriti napone	<i>Ograničenje napona u betonu i armaturi</i> i <i>Proračun napona u betonu i armaturi</i>	SRPS EN 1992-1-1 Deo 7.2
12	Proveriti prsline	<i>Ograničenje širine prslina i kontrola prslina bez direktnog proračuna</i> i <i>Prsline u AB elementima</i>	SRPS EN 1992-1-1 Deo 7.3
13	Proveriti ugibe	<i>Ograničenje ugiba i kontrola bez direktnog proračuna</i> i <i>Proračun ugiba AB elemenata</i>	SRPS EN 1992-1-1 Deo 7.4
14	Izraditi detalje	<i>Pravila za armiranje AB greda</i>	SRPS EN 1992-1-1 Deo 8 i 9.2

¹⁸ Podrazumeva se da su oblik i dimenzije poprečnog preseka, oblik grede u podužnom pravcu i uslovi oslanjanja prethodno usvojeni, u sklopu preliminarnog dimenzionisanja, kao što je objašnjeno u poglavljima *Oblici i dimenzije poprečnog preseka*, *Načini oslanjanja i statički sistemi* i *Oblikovanje greda u podužnom pravcu*

¹⁹ U seizmičkim zonama koristiti i poglavlje *Posebna pravila za grede u seizmičkim zonama*

STUBOVI I ZIDOVI

Definicija i primena

Dimenzije poprečnog preseka stuba su male u odnosu na njegovu visinu, pa se on smatra *linijskim* elementom. Prema Evrokodu 2, stub je element koji istovremeno ispunjava sledeća dva uslova:

$$h \leq 4 \cdot b \text{ i } l \geq 3 \cdot h,$$

gde su h i b visina i širina poprečnog preseka, redom, a l visina stuba. Ako prvi uslov nije ispunjen, element treba tretirati kao zid. Dodatni uslov da bi se stubovi razlikovali od greda je već ranije naveden: grede su linijski elementi pretežno opterećeni upravno na svoju sistemnu liniju, dominantno izloženi savijanju, dok su stubovi linijski elementi dominantno opterećeni u pravcu svoje podužne ose, odnosno pretežno izloženi pritisku. Pod zidom se podrazumeva površinski element (element čija je debljina znatno manja od druge dve dimenzije), pretežno izložen pritisku u svojoj srednjoj ravni.

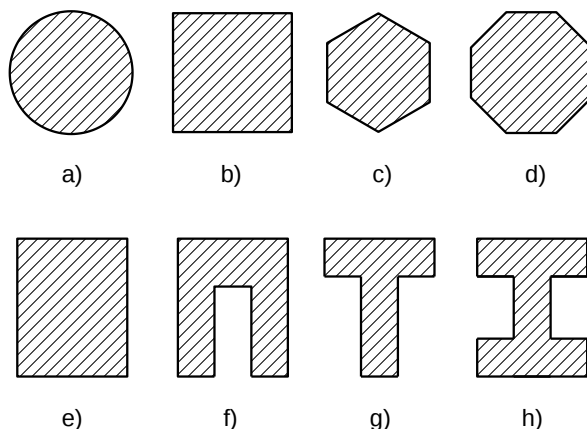
AB stubovi kao konstrukcijski elementi mogu biti samostalni (npr. stubovi dalekovoda) ili u kombinaciji sa drugim elementima, sa kojima čine složeni sistem. Primenuju se u zgradarstvu, najčešće kao vertikalni noseći elementi ramovskih (skeletnih) konstrukcija zgrada i industrijskih hala, kao srednji i obalni vertikalni noseći elementi mostova, kao i u drugim inženjerskim objektima. Zidovi se najčešće primenjuju kao samostalni elementi ili kao deo sistema zidova.

Oblici i dimenzije poprečnog preseka stubova i zidova

Oblik poprečnog preseka stuba (slika 85) zavisi od konstrukcijskih i funkcionalnih zahteva. Ako u težištu poprečnog preseka ili sa malim ekscentricitetom u odnosu na njega celom visinom stuba deluje sila pritiska, optimalan izbor predstavljaju kvadratni, kružni, pravilan poligonalni i, eventualno, pravougaoni poprečni presek. Zbog jednostavnosti oplata ovi oblici su pogodni za izvođenje stubova betoniranjem na licu mesta. Kada je potrebno da se po visini stuba vode instalacije, mogu se izvesti podužni žljebovi, čime se formira „П“ poprečni presek (slika 85 f)). Razuđeni oblici poprečnog preseka („I“, „T“, „П“... - slika 85 f, g) i h)) mogu imati veliku krutost i značajnu nosivost na savijanje uz minimalni utrošak materijala, ali se zbog složenosti oplata koriste gotovo isključivo za prefabrikovane stubove u montažnom načinu gradnje. Pravilno oblikovani razuđeni poprečni preseki mogu, uz isti utrošak materijala, da imaju znatno veći poluprečnik inercije i nego poprečni preseki kružnog ili pravilnog poligonalnog oblika. Na taj način se smanjuje vitkost stuba λ uz sve druge nepromenjene parametre (visina i uslovi oslanjanja), što se može zaključiti iz sledećih izraza:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}; \quad \lambda = \frac{l_0}{i},$$

gde je I moment inercije preseka oko posmatrane ose izvijanja, A površina poprečnog preseka, a l_0 efektivna dužina stuba (dužina izvijanja).



Slika 85. Najčešći oblici poprečnog preseka stubova

Dimenzije poprečnog preseka stubova i zidova treba da se odaberu tako da se obezbede stabilnost i potrebna nosivost elementa, dovoljan zaštitni sloj betona, neophodan prostor za pravilan smeštaj armature i ugradnju betona i zahtevana otpornost na dejstvo požara. Poslednji uslov se može ispuniti usvajanjem dimenzija poprečnog preseka u skladu sa SRPS EN 1992-1-2. Minimalne dimenzije poprečnog preseka i minimalna rastojanja težišta armature od ivice preseka, potrebni da bi se obezbedio zahtevani nivo otpornosti na dejstvo požara, prikazani su u tabeli 34 za stubove, tabeli 35 za nenoseće i tabeli 36 za noseće zidove (za značenje oznaka videti sliku 12).

Tabela 34. Minimalne dimenzije poprečnog preseka i minimalno rastojanje težišta armature do ivice preseka za stubove, prema SRPS EN 1992-1-2

Standardna otpornost na požar	Minimalne dimenzije stubova [mm]			
	Širina stuba b_{min} /rastojanje težišta armature do ivice preseka a			
	Stubovi izloženi sa više od jedne strane			Izloženi sa jedne strane
	$\mu_{fi} = 0.2^*$	$\mu_{fi} = 0.5$	$\mu_{fi} = 0.7$	$\mu_{fi} = 0.7$
R 30	b_{min}/a = 200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
R 180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
R 240	350/61**	450/75**	-	295/70

* $\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd}$, gde je $N_{Ed,fi}$ proračunsko aksijalno opterećenje u požarnoj situaciji, a N_{Rd} proračunska nosivost stuba na normalnoj temperaturi.

** Minimum 8 šipki

Napomene:

- Tabela je zasnovana na preporučenoj vrednosti $\alpha_{cc} = 1.0$
- Navedene vrednosti važe pod sledećim uslovima:
 - Efektivna dužina stuba u uslovima požara nije veća od 3 m;
 - Ekscentricitet usled efekata prvog reda u uslovima požara: $e = M_{0Ed,fi} / N_{0Ed,fi} \leq e_{max}$, gde je $e_{max} \geq 0.15h$ (ili b)
 - Ukupna površina armature: $A_s < 0.04A_c$

Preliminarno usvajanje dimenzija poprečnog preseka AB stubova može da se sprovede, slično kao za AB grede, korišćenjem gotovih tablica i dijagrama, kao npr. u publikaciji *Economic Concrete Frame Elements to Eurocode 2* [14].

Tabela 35. Minimalne debljine nenosećih zidova, prema SRPS EN 1992-1-2

Standardna otpornost na požar	Minimalna debljina zida [mm]
EI 30	60
EI 60	80
EI 90	100
EI 120	120
EI 180	150
EI 240	175

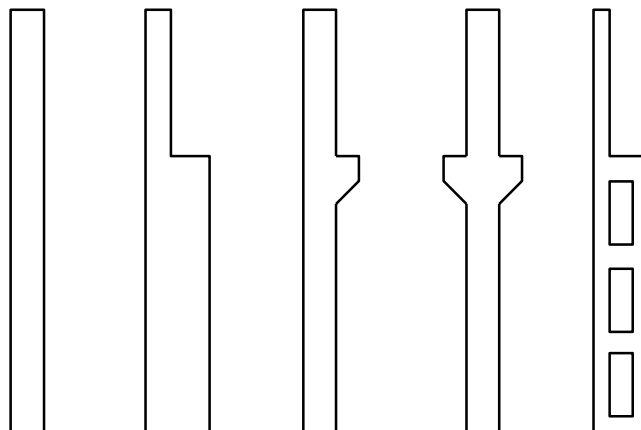
Tabela 36. Minimalna debljina i rastojanje težišta armature do ivice preseka za noseće AB zidove, prema SRPS EN 1992-1-2

Standardna otpornost na požar	Minimalne dimenzije zidova [mm]			
	Debljina zida/rastojanje težišta armature do ivice preseka a			
	$\mu_{fi} = 0.35$		$\mu_{fi} = 0.7$	
	Zidovi izloženi sa jedne strane	Zidovi izloženi sa dve strane	Zidovi izloženi sa jedne strane	Zidovi izloženi sa dve strane
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60
* Najčešće obezbeđeno ako je zaštitni sloj usvojen prema SRPS EN 1992-1-1				

Oblikovanje stubova u podužnom pravcu

Oblikovanje stubova u podužnom pravcu je diktirano njihovom ukupnom visinom, načinom unosa opterećenja i njegovom promenom po visini stuba, vezom sa drugim elementima, ali i funkcionalnim zahtevima, kao što su vođenje instalacija uz ili kroz stub i sl. Poprečni presek može biti konstantan ili promenljiv (kontinualno ili skokovito) po visini stuba. U konstrukcijama višespratnih zgrada najveće opterećenje prihvataju stubovi donjih etaža, pa njihove dimenzije mogu biti veće od dimenzija stubova viših etaža. U AB ramovima, linearnom promenom visine poprečnog preseka stuba može da se postigne efekat zglobne veze stuba i temelja, bez potrebe za izvođenjem pravog AB zgloba (npr. desni stub rama na slici 18 b)). Stubovi su najčešće punog preseka u podužnom pravcu, ali se mogu izvesti i kao rešetkasti ili sa otvorima kružnog ili kvadratnog oblika. U montažnom načinu gradnje, stubovi se

često izvode sa kratkim elementima (kratkim konzolama) u jednom ili više pravaca, koji služe za oslanjanje greda (slika 86).



Slika 86. Oblikovanje stubova u podužnom pravcu

Analiza AB stubova

Cilj analize AB stubova je da se odrede merodavni preseći i merodavni uticaji za dimenzionisanje – momenti savijanja M_{Ed} i normalne sile N_{Ed} . Prvi korak u ovoj analizi je izbor adekvatne metode. Za razliku od greda, stubovi su konstrukcijski elementi kod kojih uticaj sile pritiska na deformaciju može da bude značajan, pa linearna analiza po teoriji prvog reda često ne daje rezultate na strani sigurnosti. U ovakvim situacijama se analiza stuba mora vršiti po teoriji drugog reda. Elementi osetljivi na efekte drugog reda smatraju se **vitkim elementima**. Stubove kod kojih se efekti drugog reda mogu zanemariti zvaćemo *kratki stubovi*.

Analiza po teoriji drugog reda je znatno složenija i vremenski zahtevnija od analize po teoriji prvog reda. Zbog toga je uobičajeno da se efekti drugog reda zanemare kad god je to opravdano i da se dimenzionisanje stubova sprovede prema uticajima sračunatim po teoriji prvog reda. Opravdanost zanemarenja efekata drugog reda mora računski da se dokaže. Prema SRPS EN 1992-1-1 uticaji drugog reda mogu da se zanemare ukoliko su manji od 10% od odgovarajućih uticaja prvog reda, ali su dati i dodatni, uprošćeni kriterijumi za ovu procenu.

Pre nego što detaljno opišemo ove kriterijume, definisaćemo neke osnovne pojmove prema SRPS EN 1992-1-1.

„**Čisto izvijanje**“ je lom usled nestabilnosti elementa ili konstrukcije pod dejstvom idealnog aksijalnog pritiska i bez poprečnog opterećenja. U realnim konstrukcijama, zbog netačnosti pri izvođenju (imperfekcija) i poprečnog opterećenja, ovo stanje je neostvarljivo, ali je opterećenje pri čistom izvijanju korisno kao parametar u nekim približnim metodama analize po teoriji drugog reda.

Elementi ili sistemi koji su ukruženi su konstrukcijski elementi ili podsistemi za koje se pretpostavlja da ne doprinose ukupnoj horizontalnoj stabilnosti konstrukcije.

Elementi ili sistemi za ukruženje su konstrukcijski elementi ili podsistemi za koje se pretpostavlja da doprinose ukupnoj horizontalnoj stabilnosti konstrukcije (npr. zidovi za ukruženje, jezgra oko liftova i/ili stepeništa, spregovi i sl.).

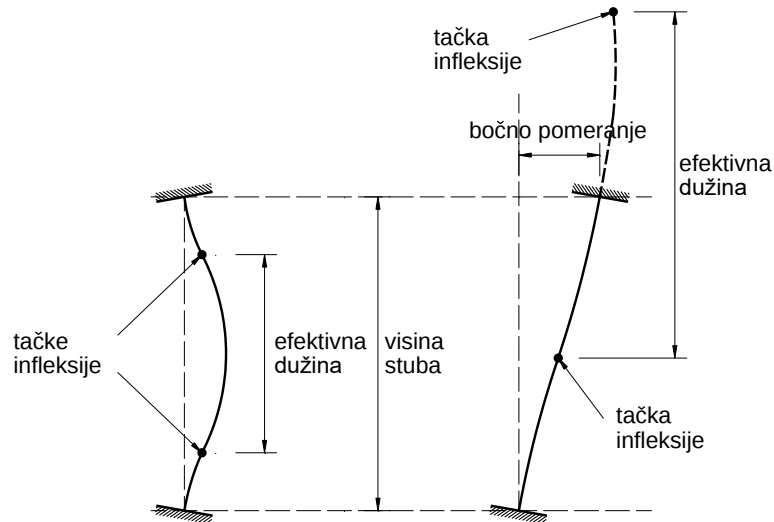
Efektivna dužina (slika 87) ili **dužina izvijanja** može da se definiše kao dužina zamišljenog elementa zglobno oslonjenog na oba kraja, pritisnutog aksijalnim silama na krajevima, koji ima isti poprečni presek i isto opterećenje pri izvijanju (kritičnu silu) kao posmatrani realni element. Dužina izvijanja se često definiše i kao:

- razmak između susednih prevojnih tačaka (realnih ili fiktivnih) deformisanog oblika elementa ili
- dužina polutalasa izvijenog štapa.

Uticaji prvog reda su uticaji od dejstava proračunati bez razmatranja uticaja deformacija konstrukcije, ali uključujući geometrijske imperfekcije. Uticaji prvog reda se dobijaju ispisivanjem uslova ravnoteže na nedeformisanom nosaču sa imperfekcijama.

Uticaji drugog reda su dodatni uticaji od dejstava usled deformacije konstrukcije. Uticaji drugog reda se dobijaju postavljanjem uslova ravnoteže na deformisanom nosaču.

Izdvojeni elementi su samostalni elementi ili elementi u konstrukciji koji se za potrebe proračuna mogu smatrati izdvojenim.

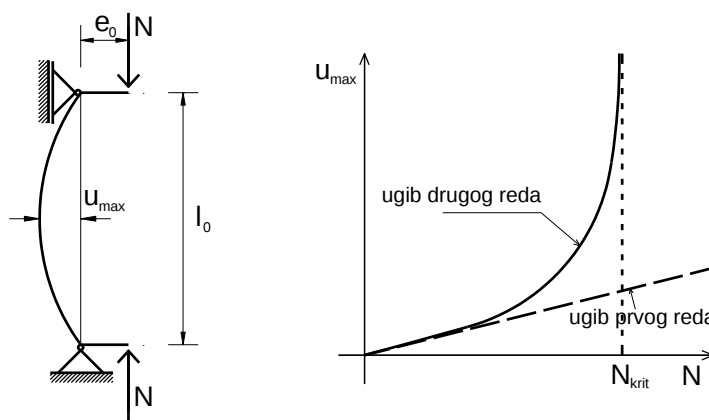


Slika 87. Visina i efektivna dužina stuba

Značenje pojmova ugiba prvog i drugog reda prikazano je na slici 88. Sa e_0 je označen početni ekscentricitet sile, dok N_{krit} predstavlja kritičnu silu (silu pri kojoj element gubi stabilnost, tj. dolazi do izvijanja). Kod elemenata male vitkosti otkaz nastupa usled prekoračenja nosivosti, a ugib u (ugib prvog reda) raste linearno sa povećanjem sile N . Do otkaza vitkih elemenata dolazi usled gubitka stabilnosti, veza između ugiba (ugib drugog reda) i normalne sile je nelinearna, a po dostizanju kritične sile N_{krit} ugib raste bez njenog daljeg povećanja. Za izdvojene elastične aksijalno pritisnute elemente konstantnog poprečnog preseka N_{krit} je Euler-ova kritična sila

$$N_{krit} = EI \frac{\pi^2}{l_0^2},$$

gde je E modul elastičnosti materijala, a I moment inercije preseka oko posmatrane ose izvijanja.



Slika 88. Ugibi prvog i drugog reda obostrano zglobno oslonjenog štapa i veza sila-ugib

Za potrebe analize stubove ćemo klasifikovati na sledeće načine:

- prema samostalnosti: samostalan (izolovan) ili deo konstrukcije. Stubovi koji su deo konstrukcije pod određenim uslovima mogu da se izdvoje iz nje i analiziraju kao samostalni, tj. izdvojeni elementi;
- prema vrsti naprezanja: stubovi opterećeni na centričan pritisak, na pravo savijanje ($e_x = 0$ i $e_y \neq 0$ ili $e_x \neq 0$ i $e_y = 0$) ili na koso savijanje ($e_x \neq 0$ i $e_y \neq 0$);
- prema vitkosti. *Kratki* stubovi su stubovi čiji se otkaz dešava usled dostizanja njihove granične nosivosti. Kod *vitkih* stubova do otkaza dolazi naglo, pri manjim silama pritiska, usled izvijanja (gubitka stabilnosti) – slika 88. Vitkost stuba λ zapravo predstavlja meru njegove osetljivosti na otkaz usled izvijanja.

Uprošćeni kriterijumi za analizu uticaja drugog reda

Dokaz mogućnosti zanemarenja uticaja drugog reda korišćenjem kriterijuma da oni ne prekoračuju 10% od odgovarajućih uticaja prvog reda zahteva da se sprovede analiza po obe teorije, što praktično ne predstavlja značajno pojednostavljenje proračuna. Zbog toga Evrokod 2 postavlja uprošćene kriterijume za konstrukciju kao celinu (globalna analiza) i za izdvojene elemente. Ako su ispunjeni uslovi za zanemarenje efekata drugog reda (bilo globalnih ili na izdvojenim stubovima), dokaz nosivosti se može vršiti za merodavne uticaje određene prema teoriji prvog reda.

Uprošćeni kriterijumi za globalnu analizu

Globalni uticaji drugog reda u zgradama mogu da se zanemare ako je ispunjen uslov

$$F_{V,Ed} \leq k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1.6} \cdot \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2}, \quad E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1.2}$$

gde je $F_{V,Ed}$ ukupno vertikalno opterećenje na ukrućene elemente i elemente za ukrućenje, n_s broj spratova, L ukupna visina zgrade iznad nivoa ukleštenja, E_{cd} proračunska vrednost modula elastičnosti betona, a I_c moment inercije poprečnog preseka (presek betona bez prslina) elemenata za ukrućenje. Prema SRPS EN 1992-1-1/NA je $k_1 = 0.31$. Ako se može dokazati da su elementi za ukrućenje bez prslina u graničnom stanju nosivosti, koeficijent k_1 može da se zameni sa $k_2 = 0.62$.

Navedeni kriterijum važi samo ako su istovremeno ispunjeni i svi sledeći uslovi:

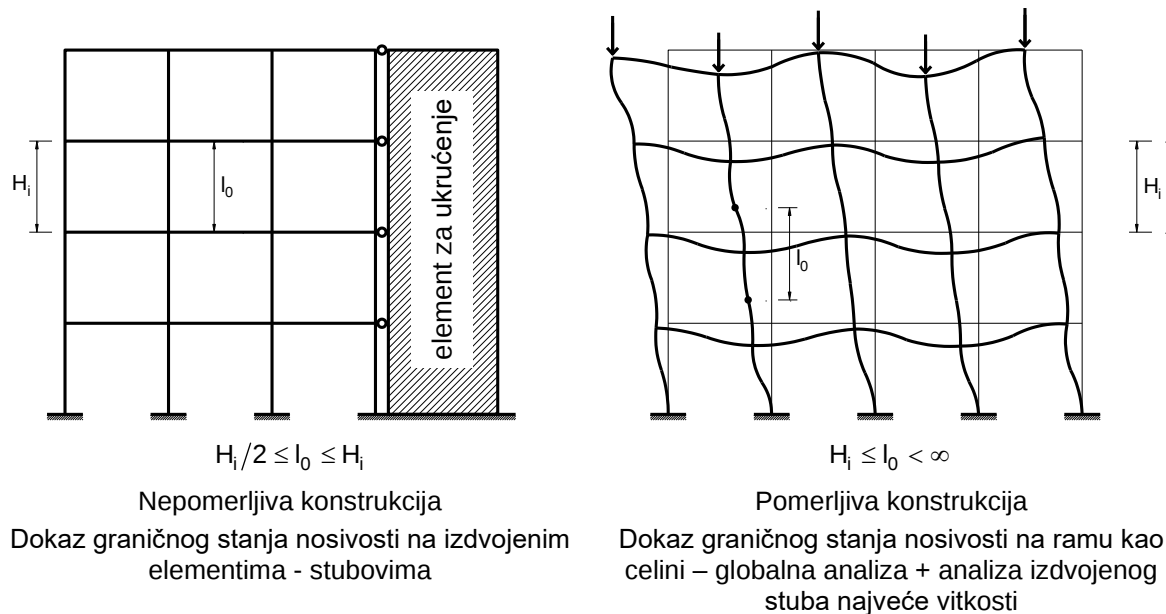
- torziona nestabilnost nije merodavna, odnosno konstrukcija je u dovoljnoj meri simetrična;
- globalne deformacije smicanja su zanemarljive (kao npr. u sistemu za ukrućenje koji se pretežno sastoji od zidnih platana bez većih otvora);
- elementi za ukrućenje su kruto fiksirani u osnovi, odnosno rotacije u ukleštenju su zanemarljive;
- krutost elemenata za ukrućenje je približno konstantna po visini;
- ukupno vertikalno opterećenje povećava se približno ravnomerno po spratovima.

Ako je uprošćeni kriterijum za globalnu analizu uticaja drugog reda zadovoljen, može se smatrati da su *horizontalna* pomeranja konstrukcije kao celine dovoljno mala, te da se ista može tretirati kao *nepomerljiva*²⁰ (slika 89 levo). Dokaz nosivosti ukrućenog dela konstrukcije se može vršiti na izdvojenim elementima, dok dokaz nosivosti elemenata za ukrućenje nije potreban.

Ako gornji kriterijum nije zadovoljen, konstrukcija treba da se tretira kao *pomerljiva* (slika 89 desno), a dokaz nosivosti se mora sprovesti globalnom analizom konstrukcije kao celine. Ako se stubovi pomerljivih ramova međusobno značajno razlikuju po dimenzijama i opterećenju, kritični stubovi se dodatno analiziraju na izdvojenim modelima.

Efektivna dužina l_0 stuba izdvojenog iz nepomerljive konstrukcije je manja ili jednaka spratnoj visini, dok stubovi izdvojeni iz pomerljive konstrukcije mogu imati znatno veću efektivnu dužinu (slika 89).

²⁰ Pojmovi „pomerljiva“ i „nepomerljiva“ mogu pojednostavljeno da se opišu na sledeći način: pod istim opterećenjem „pomerljiva“ konstrukcija trpi znatno veća *horizontalna* pomeranja nego „nepomerljiva“.



Slika 89. Nepomerljiva i pomerljiva konstrukcija

Kriterijumi za zanemarenje globalnih uticaja drugog reda u slučaju da konstrukcijski sistem za ukrućenje ima značajne globalne deformacije usled smicanja i/ili rotacije, kao i metode za proračun globalnih uticaja drugog reda prikazani su u prilogu H u SRPS EN 1992-1-1.

Uprošćeni kriterijumi za izdvojene elemente

Kako je vitkost λ mera osetljivosti izdvojenog stuba na izvijanje, to se i kriterijum za zanemarenje uticaja drugog reda u izdvojenim elementima zasniva na poređenju stvarne vitkosti stuba sa graničnom vitkošću λ_{lim} . Uticaji drugog reda se mogu zanemariti kod kratkih stubova, odnosno kod stubova čija vitkost ispunjava uslov

$$\lambda < \lambda_{lim}$$

Vrednost λ_{lim} je definisana u SRPS EN 1992-1-1/NA u funkciji koeficijenta tečenja betona, koeficijenta armiranja, odnosa momenata prvog reda na krajevima stuba, veličine normalne sile u stubu, dimenzija poprečnog preseka i klase čvrstoće betona, na sledeći način:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot \frac{A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}}$$

gde je

$A = 1/(1 + 0.2\varphi_{ef})$ efekat tečenja betona. Ako φ_{ef} nije poznato, može se usvojiti $A = 0.7$,

$B = \sqrt{1 + 2\omega}$ uticaj količine armature. Ako ω nije poznato, može se usvojiti $B = 1.1$,

$C = 1.7 - r_m$ uticaj raspodele momenata. Ako r_m nije poznato, može se usvojiti $C = 0.7$,

$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$ mehanički koeficijent armiranja,

$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$ relativna normalna sila²¹

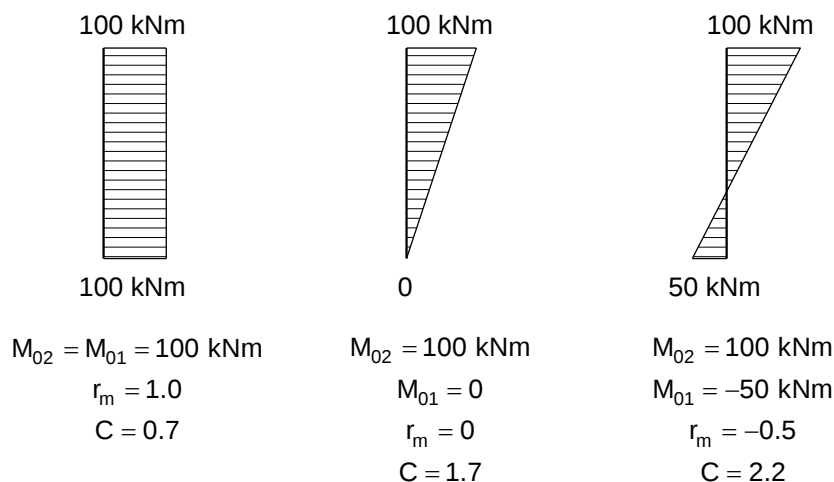
$r_m = M_{01} / M_{02}$ odnos momenata na krajevima elementa.

²¹ Odnos proračunske aksijalne sile i proračunske nosivosti *betonskog* dela preseka pri pritisku

φ_{ef} je efektivni koeficijent tečenja, koji će biti objašnjen kasnije, A_s ukupna površina podužne armature, a M_{01} i M_{02} momenti prvog reda na krajevima elementa, pri čemu je

$$|M_{02}| \geq |M_{01}|.$$

U izrazu za r_m moment M_{02} se unosi kao pozitivna veličina, dok se M_{01} uvodi kao pozitivna veličina ako zateže istu stranu elementa kao M_{02} , a u suprotnom slučaju kao negativna (slika 90). Za ukružene elemente u kojima momenti prvog reda nastaju dominantno ili jedino usled imperfekcija ili poprečnog opterećenja i za neukružene elemente, treba usvojiti $r_m = 1.0$.



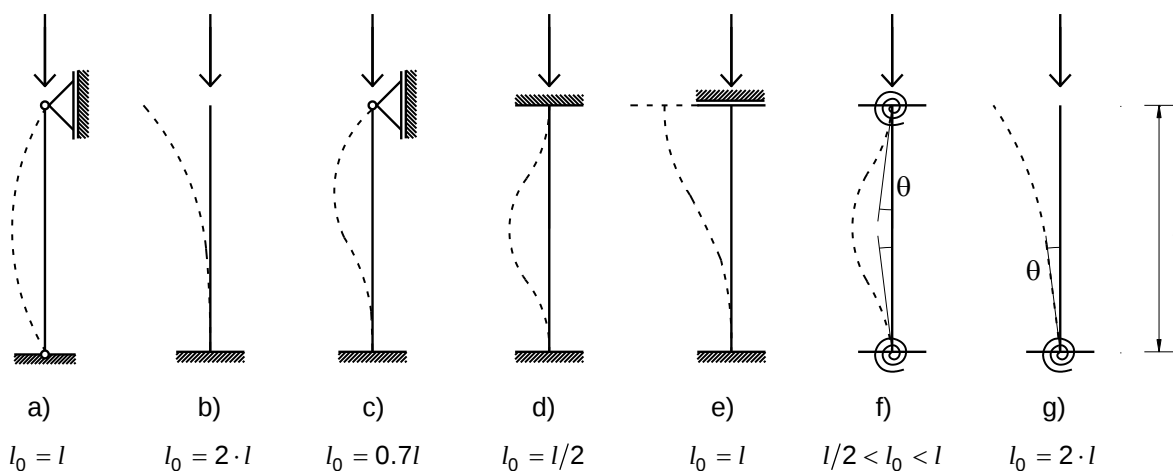
Slika 90. Određivanje M_{01} i M_{02} , r_m i C

Za elemente koji su izloženi kosom savijanju (savijanju u dve ravni) uprošćeni kriterijum po vitkosti se proverava zasebno za svaki pravac izvijanja. U zavisnosti od rezultata ove provere uticaji drugog reda mogu da se zanemare u oba pravca, da se zanemare samo u jednom pravcu ili moraju da se uzmu u obzir u oba pravca.

Vitkost i efektivna dužina izdvojenih elemenata

Vitkost λ izdvojenog elementa predstavlja količnik efektivne dužine l_0 elementa i poluprečnika inercije i neisprskalog betonskog preseka oko posmatrane ose izvijanja:

$$\lambda = \frac{l_0}{i}.$$



Slika 91. Primeri oblika izvijanja i efektivnih dužina izdvojenih elemenata sa konstantnim poprečnim presekom i različitim konturnim uslovima

Efektivna dužina samostalnog izdvojenog stuba zavisi od krutosti na pomeranje i obrtanje njegovih krajeva (oslonaca). Samostalne stubove možemo razvrstati u dve kategorije: stubove sa horizontalno nepomerljivim (slika 91 pod a), c), d) i f)) i stubove sa horizontalno pomerljivim krajevima (slika 91 pod b), e) i g)). Krajevi pri tome mogu biti slobodni, slobodno oslonjeni, te kruto ili elastično (slika 91 pod f) i g)) uklešteni. Elemente sa horizontalno nepomerljivim krajevima ćemo u daljem tekstu smatrati ukrućenim, a elemente sa horizontalno pomerljivim krajevima - neukrućenim.

Krajevi stubova koji su sastavni elementi ramovske konstrukcije se mogu tretirati kao elastično uklešteni (slika 91 pod f) i g)). Da bi se sprovedla analiza na izdvojenom stubu potrebno je odrediti njegovu efektivnu dužinu, koja zavisi od stepena ukleštenja i pomerljivosti krajeva stuba. SRPS EN 1992-1-1 nudi sledeće izraze za određivanje efektivne dužine pritisnutih elemenata u geometrijski pravilnim ramovima:

- za ukrućene elemente (slika 91 f)):

$$l_0 = 0.5 \cdot l \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0.45 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{0.45 + k_2}\right)}$$

- za neukrućene elemente (slika 91 g)):

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\},$$

gde su:

k_1, k_2 relativne elastičnosti („popustljivosti“ na rotaciju) ukleštenja koja sprečavaju rotaciju na krajevima 1 i 2 elementa (videti sliku 92):

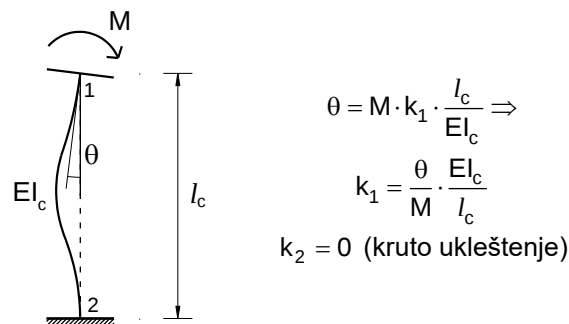
$$k_i = \left(\frac{\theta_i}{M_i} \right) \cdot \left(\frac{EI}{l} \right), \quad i=1,2$$

θ rotacija elastičnog ukleštenja na kraju i usled momenta M (slika 91 pod f) i g))

EI krutost na savijanje pritisnutog elementa

l čista visina pritisnutog elementa (slika 91).

Pod „neukrućenim“ elementom ovde treba smatrati element izdvojen iz pomerljive konstrukcije.



Slika 92. Relativne elastičnosti ukleštenja koja sprečavaju rotaciju na krajevima elementa

Iako je teoretska granica relativne elastičnosti u slučaju punog ukleštenja $k = 0$, s obzirom na to da je u praksi retko potpuno ukleštenje, Evrokod 2 preporučuje da se za k ne usvaja vrednost manja od 0.1. U slučaju zglobne veze, kada ne postoji otpor obrtanju, $k = \infty$.

Elementi koji se susište u čvoru rama mogu da se razvrstaju u dve grupe [36]: elementi koji doprinose ukleštenju (najčešće grede vezane u čvoru i oslonci) i elementi koji koriste ovo ukleštenje (najčešće stubovi). Ako se u čvoru susište dva stuba, stub koji se analizira „koristi“ ukleštenje, dok susedni stub može to ukleštenje da deli ili da mu doprinosi, što zavisi od veličine normalne sile u susednom stubu.

Ako oba stuba spojena u posmatranom čvoru približno istovremeno dostižu kritičnu silu, oni „dele“ ukleštenje, pa faktor k treba da se izračuna iz

$$k = \frac{\theta}{M} \cdot \left(\frac{EI_{c,t}}{l_{c,t}} + \frac{EI_{c,b}}{l_{c,b}} \right).$$

Indeksi „t“ i „b“ označavaju svojstva gornjeg (top) i donjeg (bottom) stuba u čvoru. U suprotnom slučaju, kada susedni stub ima relativno malu normalnu silu, može se smatrati da on „doprinosi“ ukleštenju. Doprinos susednog stuba ukleštenju je proporcionalan faktoru $(1 - \beta)$, gde je

$$\beta = \frac{N_t}{N_{Bt}}.$$

N_t je aksijalna sila u susednom stubu, a N_{Bt} njegova kritična sila (sila pri izvijanju).

Relativna elastičnost čvora se sada može odrediti iz izraza

$$k = \frac{\theta}{M_l + M_r + (1 - \beta)M_t} \left(\beta \frac{EI_{ct}}{l_{ct}} + \frac{EI_{cb}}{l_{cb}} \right),$$

gde su M_l , M_r i M_t momenti savijanja na krajevima leve (left) i desne (right) grede i susednog stuba, koji se susstiču u posmatranom čvoru, a koji odgovaraju uglu obrtanja čvora θ .

Određivanje ugla rotacije θ potrebnog za proračun relativne elastičnosti čvora rama može biti vrlo zahtevan posao, koji nameće sprovođenje posebne numeričke analize. Zbog toga se za proračun faktora k često koriste približni postupci. Jedan od njih je opisan u [36] i u priručniku za primenu nacionalnog priloga Velike Britanije [43]. Ovaj postupak, koji će biti prikazan u nastavku, može da se koristi samo ako se krutost susednih stubova ne razlikuje za više od 15% [44].

Ako susedni stub „deli“ ukleštenje, opšti izraz za relativnu elastičnost čvora se može napisati u obliku:

$$k = \frac{\sum \frac{EI_{c,i}}{l_{c,i}}}{\sum \alpha_j \cdot \frac{EI_{b,j}}{l_{b,j}}}, \quad i = t, b; \quad j = l, r.$$

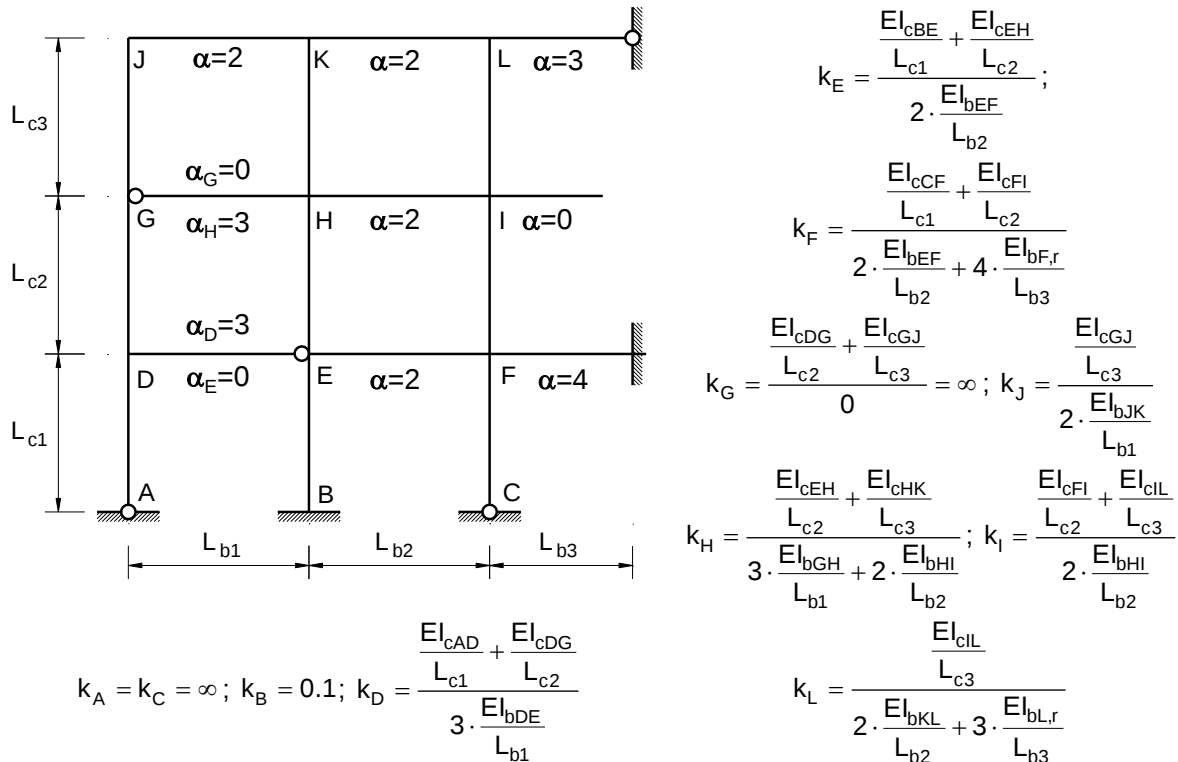
I_b i I_b su momenti inercije i rasponi grede („beam“) koje se susstiču u posmatranom čvoru, dok je α faktor koji zavisi od graničnih uslova grede (videti sliku 93). Krutost elemenata koji doprinose ukleštenju u čvoru treba da bude što realnije procenjena, uzimajući u obzir pojavu prslina u njima. Zbog toga se krutost rigli (grede) najčešće redukuje za 30 do 50%, pa gornji izraz postaje:

$$k = \frac{\sum \frac{EI_{c,i}}{l_{c,i}}}{\sum \alpha_j \cdot \frac{EI_{beff,j}}{l_{b,j}}}, \quad i = t, b; \quad j = l, r, \text{ sa } l_{beff,j} = 0.5 \cdot l_{b,j},$$

gde je $I_{b,j}$ moment inercije poprečnog preseka grede bez prslina.

Kao ilustrativni primer, efektivna dužina stuba BE izdvojenog iz nepomerljivog rama sa slike 93, može da se odredi iz:

$$\begin{aligned} l_{0,BE} &= 0.5 \cdot L_{c1} \sqrt{\left(1 + \frac{k_B}{0.45 + k_B}\right) \left(1 + \frac{k_E}{0.45 + k_E}\right)} = 0.5 \cdot L_{c1} \sqrt{\left(1 + \frac{0.1}{0.45 + 0.1}\right) \left(1 + \frac{k_E}{0.45 + k_E}\right)} = \\ &= 0.54 \cdot L_{c1} \sqrt{\left(1 + \frac{k_E}{0.45 + k_E}\right)} \end{aligned}$$



Slika 93. Primeri određivanja relativne elastičnosti ukleštenja za čvorove nepomerljivog rama prema približnom postupku

Za proračun relativne elastičnosti čvorova pomerljivih ramova, umesto $\alpha = 2$ treba uneti $\alpha = 6$. Ostale vrednosti na slici 93 ostaju nepromenjene.

Uticaji tečenja betona

U analizi drugog reda moraju se uzeti u obzir i uticaji tečenja betona, pri čemu se mora voditi računa o istoriji opterećenja, odnosno o trajanju različitih opterećenja i njihovim kombinacijama. Prema SRPS EN 1992-1-1 trajanje opterećenja se može uzeti u obzir na uprošćen način, tako što se u proračun uvodi efektivni koeficijenta tečenja φ_{ef}

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$$

$\varphi(\infty, t_0)$ je konačna vrednost koeficijenta tečenja, M_{0Eqp} moment savijanja prvog reda za kvazistalnu kombinaciju opterećenja, a M_{0Ed} moment savijanja prvog reda za proračunsku kombinaciju opterećenja. Ako odnos M_{0Eqp} / M_{0Ed} varira u elementu ili konstrukciji, on može da se izračuna za presek na mestu najvećeg momenta ili može da se koristi reprezentativna srednja vrednost.

Uticaj tečenja može da se zanemari (tj. da se usvoji $\varphi_{ef} = 0$) ako su ispunjena sledeća tri uslova:

- $\varphi(\infty, t_0) \leq 2$
- $\lambda \leq 75$
- $M_{0Ed} / N_{Ed} \geq h$,

gde je M_{0Ed} moment savijanja prvog reda, a h visina poprečnog preseka u odgovarajućem pravcu.

Metode analize uticaja drugog reda

SRPS EN 1992-1-1 nudi tri metode analize uticaja drugog reda, koje daju rezultate različitih tačnosti. Najsloženija, opšta metoda, primenljiva je na sve vrste konstrukcija, bilo da su pomerljive ili nepomerljive, pravilnog ili nepravilnog oblika, kao i na izdvojene stubove bilo kakvog poprečnog

preseka. Naš Nacionalni prilog prihvata i primenu obe uprošćene metode analize predložene u Evrokodu 2. To su metoda zasnovana na nazivnoj²² krutosti (MNK) i metoda zasnovana na nazivnoj krivini (MNR).

MNK metoda može da se koristi za analizu i izdvojenih elemenata i konstrukcije kao celine, pod uslovom da se nazivne krutosti odrede na način koji je opisan u poglavlju *Metoda nazivne krutosti*. MNR metoda je primenljiva na izdvojene elemente, dok je za njenu primenu na konstrukciju u celini neophodna realistična pretpostavka o raspodeli krivine.

Opšta metoda

Opšta metoda se zasniva na nelinearnoj analizi drugog reda, odnosno uzima u obzir materijalnu (veze napon-dilatacija za beton i čelik) i geometrijsku nelinearnost (uslovi ravnoteže ispisani na deformisanom sistemu). Pored toga, moraju se uvesti i efekti tečenja betona, dok se uticaj sadejstva isprskalog betona u zategnutoj zoni može uzeti u obzir ili se, kao povoljan, može zanemariti, čime se dobijaju rezultati na strani sigurnosti.

U analizi mogu da se koriste krive napon-dilatacija za beton za nelinearnu analizu prema tabeli 12 i za čelik prema slici 10. Ako se u analizi koriste dijagrami napon-dilatacija sa *proračunskim* veličinama, rezultat analize je *proračunska* vrednost graničnog opterećenja. U ovom slučaju se, u izrazu za vezu napon-dilatacija za beton, srednje vrednosti čvrstoće betona pri pritisku f_{cm} i modula elastičnosti E_{cm} zamenjuju proračunskim vrednostima f_{cd} i E_{cd} , odnosno

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2}{1 + (k-2) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)} \quad \text{postaje} \quad \frac{\sigma_c}{f_{cd}} = \frac{k \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2}{1 + (k-2) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)},$$

$$k = \frac{1.05 E_{cm} |\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}} \quad k = \frac{1.05 E_{cd} |\varepsilon_{c1}|}{f_{cd}}$$

gde je $E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE} = E_{cm} / 1.2$.

Ako se ne raspolaže preciznijim modelima, tečenje betona može da se uzme u obzir tako što će se u dijagramu napon-dilatacija za beton za nelinearnu analizu konstrukcije (tabela 12, prvi red) sve vrednosti dilatacija pomnožiti faktorom $(1 + \varphi_{ef})$, gde je φ_{ef} opisano izrazom datim u poglavlju *Uticaji tečenja betona*, odnosno

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}.$$

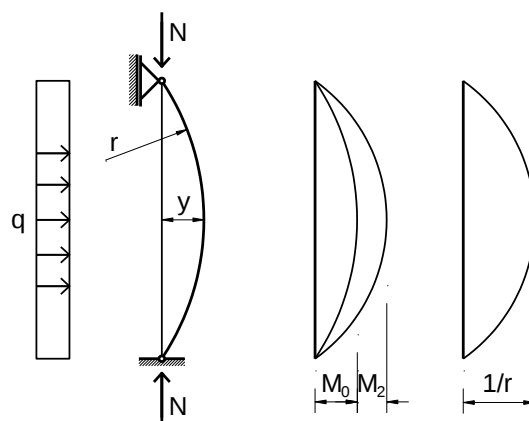
Uprošćene metode – opšte postavke

Obe uprošćene metode analize uvode efekte drugog reda tako što moment savijanja sračunat po teoriji prvog reda uvećavaju za neku procenjenu veličinu. Tako se ukupni moment savijanja u nekom preseku izdvojenog elementa (slika 94) može napisati u obliku:

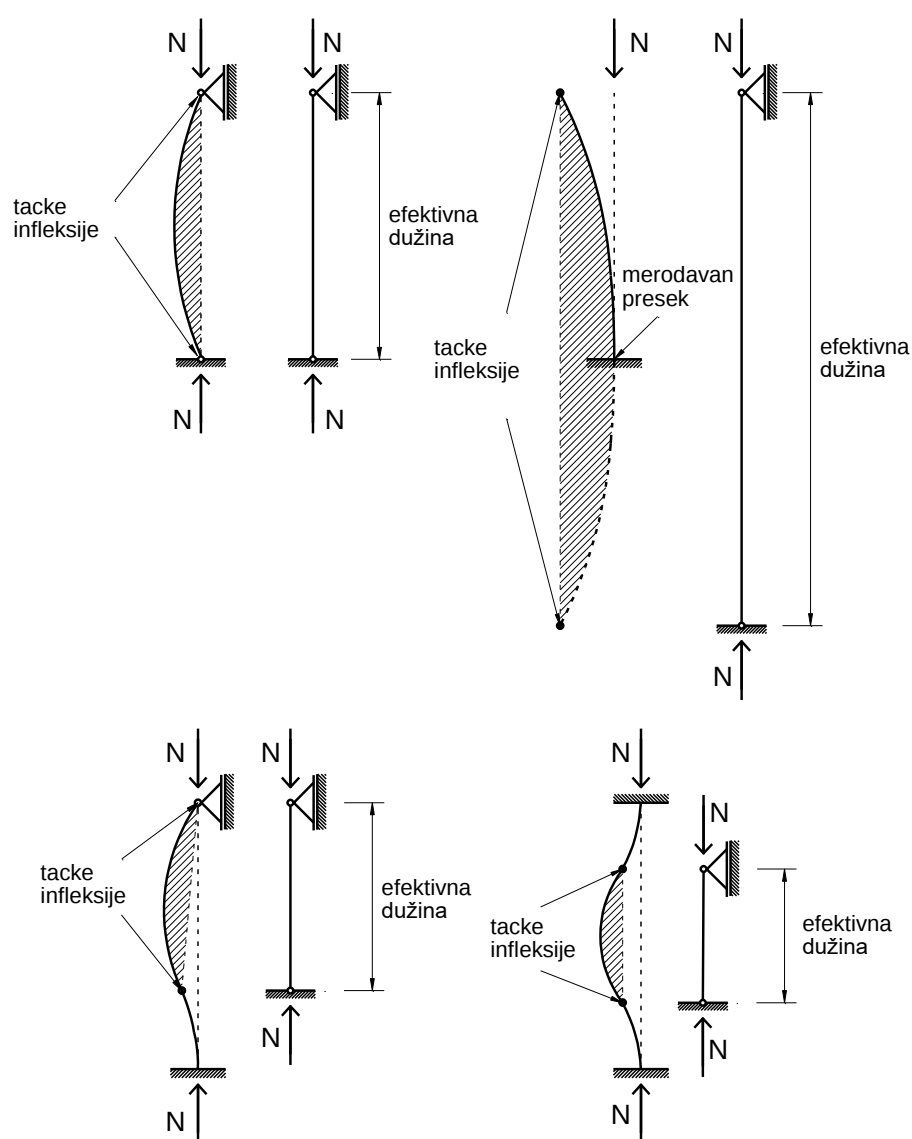
$$M = M_0 + M_2 = M_0 + N \cdot y = M_0 + N \frac{1}{r} \frac{l^2}{c},$$

gde je M ukupni moment savijanja, M_0 moment prvog reda (sa imperfekcijom), M_2 moment drugog reda, N aksijalna sila, y ukupno pomeranje u posmatranom preseku upravno na nedeformisanu osu elementa, $1/r$ krivina koja odgovara pomeranju y , l dužina (visina) elementa i c faktor raspodele krivine (najčešće se usvaja raspodela krivine sinusnog oblika, za koju je $c = \pi^2$).

²² U našoj praksi je uobičajena upotreba termina „nominalna krutost“ i „nominalna krivina“



Slika 94. Deformacija, momenti savijanja i raspodela krivine zglobno vezanog štapa



Slika 95. Efektivna dužina i zamenjujući obostrano zglobno vezan stub za centrično pritisnute vitke elemente sa različitim uslovima oslanjanja

Osnovna razlika između MNK i MNr se ogleda u načinu na koji se procenjuje krivina $1/r$ [36]. Metoda zasnovana na nazivnoj krutosti krivinu procenjuje preko nazivne krutosti na savijanje EI :

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{EI}.$$

Nazivna krutost se određuje iz uslova da se proračunom preseka prema graničnom stanju nosivosti za ukupni moment savijanja M dobiju rezultati što približniji onima koji bi se dobili po opštoj metodi. Ova krutost mora da uzme u obzir nelinearnost veze napon-dilatacija materijala, kao i uticaj prslina i tečenja.

Metoda zasnovana na nazivnoj krivini procenjuje krivinu direktno, pretpostavljajući da su i pritisnuta i zategnuta armatura u preseku (čija se težišta nalaze na međusobnom rastojanju od približno $0.9d$) dostigle granicu razvlačenja:

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_{yd}}{0.9d} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0.45d}.$$

U slučajevima kada tečenje armature nije dostignuto, ova metoda precenjuje veličinu krivine, pa se dobijaju suviše konzervativni krajnji rezultati. Tipičan primer je slučaj kada do otkaza dolazi usled gubitka stabilnosti, pri opterećenju manjem od onog kojim se dostiže nosivost poprečnog preseka. Pored toga, izvorno ova metoda ne uzima u obzir ni uticaj tečenja betona. Da bi se popravila tačnost rezultata i na neki način uzeli u obzir spomenuti faktori, konačna krivina se određuje korigovanjem prethodne vrednosti odgovarajućim koeficijentima.

Zajedničko za obe uprošćene metode analize je da ne daju informaciju o raspodeli momenata drugog reda duž elementa, nego samo njegovu maksimalnu vrednost. Maksimalni moment savijanja drugog reda nalazi se u srednjoj trećini efektivne dužine stuba, odnosno u sredini raspona zamenjujućeg obostrano zglobno vezanog štapa (slika 95). Presek u kome se javlja maksimalni moment drugog reda ne mora nužno da se poklopi sa presekom u kojem se javlja maksimalni moment prvog reda. Zbog ovoga se nameće potreba da se na neki način pretpostavi raspodela momenata drugog reda duž elementa, kako bi se mogla sprovesti „superpozicija“ dijagrama momenata prvog i drugog reda, te odrediti merodavan presek i uticaji za dimenzionisanje. O ovome će biti više reči u poglavlju *Merodavan presek i merodavan moment*.

Metoda zasnovana na nazivnoj krutosti (MNK)

Momenti savijanja drugog reda se u MNK određuju primenom linearne teorije drugog reda, u kojoj se problem rešava kao geometrijski nelinearan, ali materijalno linearan. Preko nazivne krutosti se presek koji se sastoji od dva materijala (beton i armatura) različitih materijalnih i geometrijskih karakteristika uvodi u proračun kao homogeni presek krutosti EI .

Nazivna krutost EI vitkih pritisnutih stubova proizvoljnog poprečnog preseka, konstantna duž stuba, može da se sračuna prema sledećem izrazu

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s,$$

gde je E_{cd} proračunska vrednost modula elastičnosti betona ($E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE} = E_{cm} / 1.2$), I_c moment inercije poprečnog preseka betona, E_s proračunska vrednost modula elastičnosti armature, I_s moment inercije površine armature u odnosu na težište betonskog preseka, K_c korekcionni koeficijent kojim se uzima u obzir uticaj prslina, tečenja itd, a K_s korekcionni koeficijent kojim se uzima u obzir doprinos armature krutosti stuba. Koeficijenti K_c i K_s mogu da se odrede na sledeći način:

- kada je koeficijent armiranja ukupnom armaturom $\rho \geq 0.002$ (imati u vidu da je za stubove minimalni koeficijent armiranja $\rho_{min} = 0.003$):
 $K_s = 1.0$

$$K_c = \frac{k_1 k_2}{(1 + \varphi_{ef})}$$
- kada je koeficijent armiranja ukupnom armaturom $\rho \geq 0.01$, u prvom koraku mogu da se koriste sledeći koeficijenti:

$$K_s = 0$$

$$K_c = \frac{0.3}{(1 + 0.5\varphi_{ef})}$$

Za sve dalje korake koriste se izrazi dati za $\rho \geq 0.002$.

U prethodnim izrazima ρ predstavlja geometrijski odnos površina armature A_s i betona A_c : $\rho = A_s/A_c$, φ_{ef} je efektivni koeficijent tečenja betona, k_1 koeficijent koji zavisi od klase čvrstoće betona, a k_2 koeficijent koji zavisi od aksijalne sile N_{Ed} i vitkosti λ :

$$k_1 = \sqrt{f_{ck}/20} \quad [\text{MPa}]$$

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0.20, \quad n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}$$

Ako vitkost nije definisana, za k_2 može da se usvoji vrednost

$$k_2 = n \cdot 0.30 \leq 0.20.$$

Nazivna krutost treba da se primeni i na susedne elemente koji su obuhvaćeni analizom (grede, ploče, temelji...). U statički neodređenim konstrukcijama gornji izrazi načelno nisu primenljivi. Uprošćeno, kod njih može da se pretpostavi da su preseki potpuno isprskali, a krutost da se sračuna sa efektivnim modulom elastičnosti betona $E_{cd,eff}$:

$$E_{cd,eff} = \frac{E_{cd}}{(1 + \varphi_{ef})}.$$

Moment savijanja drugog reda za element efektivne dužine l_0 (videti sliku 94) može da se prikaže u sledećem obliku

$$M_2 = N \cdot y = N \frac{1}{r} \frac{l_0^2}{c} = N \frac{M}{EI} \frac{l_0^2}{c} = N \frac{l_0^2}{EI} \left(\frac{M_0}{c_0} + \frac{M_2}{c_2} \right),$$

gde su c_0 i c_2 faktori raspodele krivine prvog i drugog reda, redom. Rešavanjem gornjeg izraza po M_2 dobijamo:

$$M_2 = M_0 \frac{\frac{c_2}{c_0}}{\frac{c_2}{c_0} \frac{EI}{l_0^2 N} - 1} = M_0 \frac{\beta}{\frac{c_2}{c_0} \frac{EI}{l_0^2 N} - 1}.$$

Ako se pretpostavi raspodela momenta drugog reda u obliku sinusne funkcije, biće $c_2 = \pi^2$, pa se dobija

$$M_2 = M_0 \frac{\frac{\pi^2}{c_0}}{\frac{\pi^2}{c_0} \frac{EI}{l_0^2 N} - 1} = M_0 \frac{\beta}{\frac{N_B}{N} - 1}; \quad N_B = EI \frac{\pi^2}{l_0^2}.$$

U gornjem izrazu N_B predstavlja aksijalno opterećenje pri izvijanju, zasnovano na nazivnoj krutosti EI , dok je β faktor koji zavisi od pretpostavljene raspodele momenata prvog i drugog reda ($\beta = c_2/c_0$, a u slučaju sinusne raspodele momenta drugog reda $\beta = \pi^2/c_0$).

Ukupan proračunski moment savijanja, za koji treba sprovesti dokaz granične nosivosti stuba, može se dobiti uvećanjem momenta savijanja dobijenog iz analize prema teoriji prvog reda na sledeći način:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 = M_{0Ed} \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{Ed}} - 1} \right),$$

gde je M_{0Ed} proračunska vrednost momenta savijanja prema teoriji prvog reda, uključujući uticaj imperfekcije, a N_{Ed} proračunska vrednost aksijalnog opterećenja. Ostale oznake su ranije objašnjene.

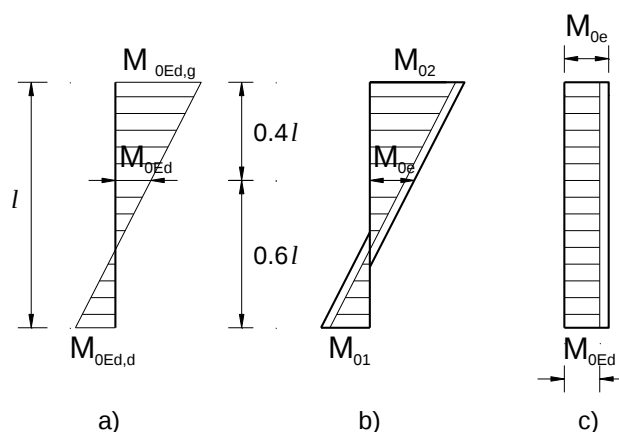
Za aksijalno opterećene izdvojene elemente konstantnog poprečnog preseka najčešće može da se pretpostavi da dijagram momenata drugog reda ima sinusni oblik, pa je $\beta = \pi^2/c_0$. Koeficijent c_0 , koji zavisi od raspodele momenata prema teoriji prvog reda može da se usvoji na sledeći način: za konstantan moment $c_0 = 8$, za paraboličan $c_0 = 9.6$, za simetričan trougaoni $c_0 = 12$, itd.

Kada je dijagram momenta savijanja prema teoriji prvog reda linearno promenljiv duž elementa, bez poprečnog opterećenja između krajeva, za potrebe analize promenljivi moment može da se zameni ekvivalentnim konstantnim momentom M_{0e} (slika 96):

$$M_{0e} = 0.6M_{02} + 0.4M_{01} \geq 0.4M_{02},$$

gde su M_{01} i M_{02} momenti prema teoriji prvog reda na krajevima štapa, uzimajući u obzir imperfekciju²³, pri čemu treba da bude $|M_{02}| \geq |M_{01}|$. Moment M_{02} se unosi kao pozitivna veličina, dok se M_{01} unosi sa pozitivnim predznakom ako zateže istu stranu elementa kao M_{02} , a u suprotnom slučaju sa negativnim.

Na slici 96 pod a) prikazan je dijagram momenta savijanja prema teoriji prvog reda, bez imperfekcije. Indeksi „g“ i „d“ imaju značenje „gornji“ i „donji“, redom. Na istoj slici pod b) je dijagram momenta uvećan za uticaj imperfekcije, dok je pod c) prikazan ekvivalentan (zamenjujući) konstantan moment savijanja. Shodno obliku dijagrama ekvivalentnog momenta, u izrazima za faktor β treba staviti $c_0 = 8$.



Slika 96. Određivanje ekvivalentnog konstantnog momenta prvog reda za štap sa različitim momentima na krajevima, bez poprečnog opterećenja

Ako elementi nisu konstantnog poprečnog preseka ili promena momenta prvog reda nije linearna duž elementa (tj. ako postoji poprečno opterećenje), ukupan proračunski moment se pojednostavljeno može odrediti usvajanjem $\beta = 1.0$, pa je:

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_B}}.$$

Dimenzionisanje stubova prema uticajima sračunatim MNK metodom je iterativan postupak. Za proračun nazivne krutosti elemenata potrebno je *proceniti* površinu armature, čime se dobijaju ulazni podaci za prvu iteraciju. Ova površina može da se usvoji kao minimalna potrebna, ili da se odredi dimenzionisanjem preseka sa maksimalnim momentom savijanja prema teoriji prvog reda, uvećanim

²³ Ako na element deluje normalna sila pritiska N_{Ed} , a ekscentricitet usled imperfekcije označimo sa e_i , možemo pisati

$$|M_{01}| = \min \left\{ |M_{0Ed,d}|, |M_{0Ed,g}| \right\} + N_{Ed} e_i$$

$$|M_{02}| = \max \left\{ |M_{0Ed,d}|, |M_{0Ed,g}| \right\} + N_{Ed} e_i$$

za uticaj imperfekcije. Merodavan ukupni moment M_{Ed} koji se dobija primenom MNK na kraju prve iteracije poredi se sa proračunskim momentom nosivosti M_{Rd} preseka sa pretpostavljenom površinom armature. Ako je nosivost preseka prekoračena ili je mnogo veća od momenta M_{Ed} , površina armature se koriguje i ulazi se u sledeću iteraciju. Iterativni postupak se ponavlja do željene tačnosti, pri čemu nosivost M_{Rd} ne sme biti prekoračena ni u jednom preseku elementa.

Metoda zasnovana na nazivnoj krivini (MNR)

U ovoj metodi se momenti drugog reda određuju na osnovu efektivne dužine i procenjene maksimalne vrednosti ukupne krivine, odnosno na osnovu procenjene deformacije ose elementa. Dimenzionisanje poprečnih preseka se vrši prema aksijalnoj sili N_{Ed} i rezultujućem proračunskom momentu savijanja

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2,$$

gde je M_{0Ed} proračunska vrednost momenta savijanja prema teoriji prvog reda, uključujući uticaj imperfekcije, a M_2 nazivni moment savijanja prema teoriji drugog reda.

Za elemente bez poprečnog opterećenja, na čijim krajevima deluju različiti momenti savijanja prvog reda (slika 96), linearno promenljiv dijagram momenta savijanja se može zameniti ekvivalentnim konstantnim momentom M_{0e} , kao što je detaljno objašnjeno u prethodnom poglavlju.

Nazivni moment savijanja M_2 prema teoriji drugog reda određuje se iz

$$M_2 = N_{Ed} e_2.$$

N_{Ed} je proračunska vrednost aksijalne sile. Ugib e_2 se može odrediti u funkciji krivine $1/r$, efektivne dužine l_0 i pretpostavljene raspodele *ukupne* krivine duž elementa, koja se opisuje koeficijentom c , prema

$$e_2 = \frac{1}{c} \frac{l_0^2}{r}.$$

Za konstantan poprečni presek duž elementa može se usvojiti $c = 10$ ($\approx \pi^2$), što odgovara sinusnom obliku raspodele krivine. Za konstantan moment prvog reda treba usvojiti nižu vrednost c , pri čemu je donja granica $c = 8$.

Za elemente sa konstantnim simetričnim poprečnim presekom **nazivna krivina** $1/r$ može da se odredi prema

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0},$$

gde je K_r korekcionni koeficijent kojim se uvodi uticaj aksijalnog opterećenja, koeficijenta armiranja, vitkosti elementa i klase betona, a K_φ koeficijent kojim se uzima u obzir tečenje betona. $1/r_0$ je ranije definisana krivina

$$\frac{1}{r_0} = \frac{2\varepsilon_{yd}}{0.9d} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0.45d}; \quad \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}.$$

d je statička visina, ε_{yd} i f_{yd} proračunske vrednosti dilatacije i napona na granici razvlačenja armature, redom, a $E_s = 200$ GPa modul elastičnosti čelika. Ako nije sva armatura koncentrisana na suprotnim stranama poprečnog preseka, nego je deo armature raspoređen paralelno sa ravni savijanja, d treba sračunati iz

$$d = (h/2) + i_s,$$

gde je i_s poluprečnik inercije ukupne površine armature (videti sliku 9.13 u [35]).

Korekcionni koeficijenti K_r i K_φ se određuju prema sledećem:

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1.0; \quad K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1.0.$$

n je relativna normalna sila

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}},$$

N_{Ed} proračunska vrednost aksijalne sile, A_c površina betonskog poprečnog preseka, f_{cd} proračunska vrednost čvrstoće betona pri pritisku, n_u relativna nosivost preseka samo za dejstvo aksijalne sile pritiska:

$$n_u = \frac{A_c f_{cd} + A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} = 1 + \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} = 1 + \omega,$$

A_s je ukupna površina armature, ω mehanički koeficijent armiranja, a n_{bal} vrednost n u preseku sa najvećom nosivošću pri savijanju. Može da se koristi vrednost $n_{bal} = 0.4$. Faktorom β se uzimaju u obzir karakteristična vrednost čvrstoće betona pri pritisku f_{ck} i vitkost elementa λ :

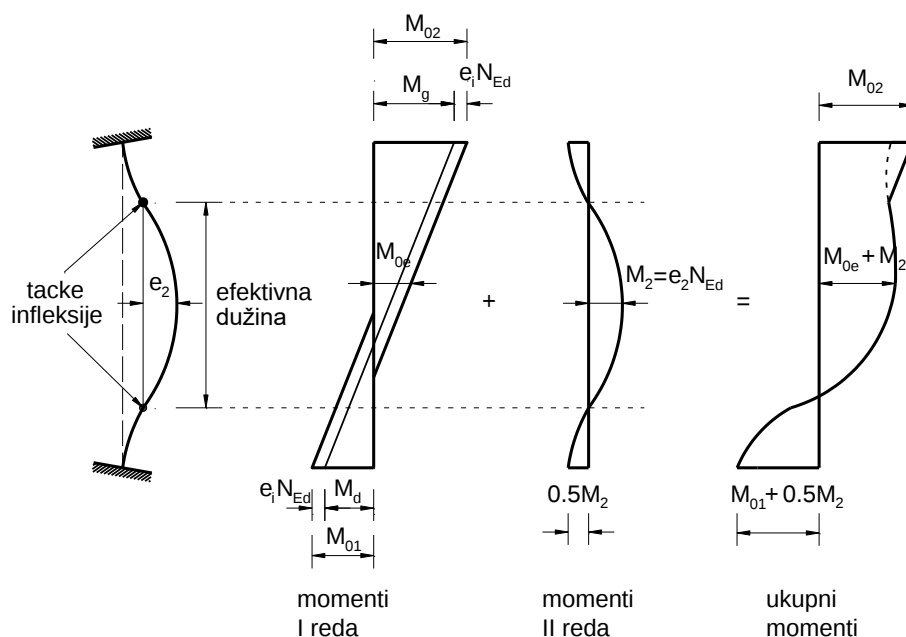
$$\beta = 0.35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150},$$

a φ_{ef} je ranije definisani efektivni koeficijent tečenja betona.

Merodavan presek i merodavan moment

Često se duž analiziranog elementa ne poklapaju preseki sa maksimalnim momentima savijanja prema teoriji prvog i teoriji drugog reda. U ovakvim slučajevima, za određivanje merodavnog preseka i merodavnog ukupnog momenta nije dovoljno poznavati samo maksimalni moment savijanja po teoriji drugog reda, dobijen analizom po nekoj od uprošćenih metoda (MNK ili MNr). Funkciju raspodele momenta M_2 (tj. oblik dijagrama momenta drugog reda) tada treba pretpostaviti duž celog elementa, a ne samo unutar efektivne dužine, odnosno dužine zamenjujućeg obostrano zgloбно vezanog štapa. Tek na osnovu „superpozicije“ dijagrama momenata prvog i drugog reda može se naći presek u kojem se javlja najveći ukupni moment. To će biti merodavan presek za dimenzionisanje, a njegov proračun se vrši za proračunske vrednosti aksijalne sile N_{Ed} i ukupnog momenta savijanja M_{Ed} .

Jedan od načina superpozicije dijagrama momenata prvog i drugog reda i određivanja merodavnog preseka i merodavnog momenta opisan je u [37] i prikazan na slici 97.



Slika 97. „Superpozicija“ dijagrama momenata prvog i drugog reda, prema [37]

Na prvoj skici na slici 97 prikazana je deformacija štapa, označene su tačke infleksije („prevojne“ tačke) i efektivna dužina. Sledeća skica daje dijagram momenta savijanja prvog reda, sa naznačenim uticajem imperfekcije e_i , te ekvivalentnim momentom M_{0e} , koji se u proračunu ukupnog momenta predstavlja kao konstantan duž celog elementa.

$$|M_{01}| = \min\{|M_d|, |M_g|\} + N_{Ed}e_i$$

$$|M_{02}| = \max\{|M_d|, |M_g|\} + N_{Ed}e_i$$

$$M_{0e} = 0.6M_{02} + 0.4M_{01} \geq 0.4M_{02}$$

$$e_i = \max\{I_0/400; h/30; 20 \text{ mm}\} \text{ (Bond i dr.)}$$

Raspodela momenta drugog reda je u analizi pretpostavljena kao npr. sinusna funkcija duž efektivne dužine elementa. Izvan ove zone je raspodela nepoznata, ali može da se usvoji da je na krajevima elementa ova vrednost negativna i iznosi $0.5M_2$ (Bond i dr. [37]), gde je

$$M_2 = N_{Ed}e_2.$$

Ako sada superponiramo dijagrame momenata prvog i drugog reda, moment u gornjem čvoru elementa se smanjuje u odnosu na moment prvog reda, dok u srednjoj trećini efektivne dužine i u dnu elementa dolazi do povećanja momenta. Da bismo ostali na strani sigurnosti, u gornjem čvoru ćemo ignorisati uticaj momenta drugog reda, pa će u njemu ostati merodavan moment po teoriji prvog reda, uvećan za uticaj imperfekcije. Sada imamo tri karakteristična preseka: u vrhu, u dnu elementa i u srednjoj trećini efektivne dužine. S obzirom na to da se stubovi najčešće armiraju simetrično, merodavan za dimenzionisanje je presek sa, po apsolutnoj vrednosti, najvećim ukupnim momentom savijanja. Merodavan proračunski ukupni moment savijanja se određuje iz

$$|M_{Ed}| = \max\{|M_{02}|; |M_{0e} + M_2|; |M_{01} + 0.5M_2|\}.$$

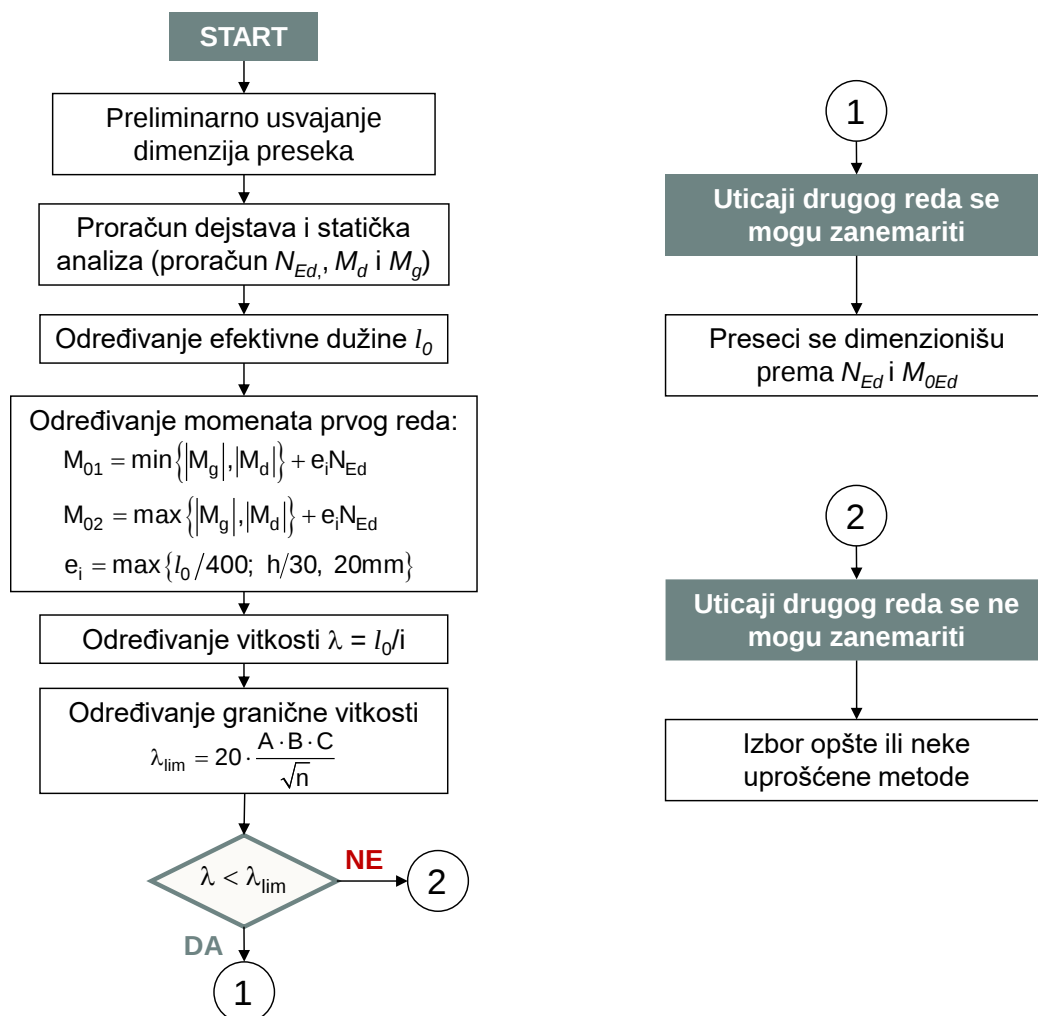
Dijagram toka pri proveru ispunjenosti uslova za zanemarenje uticaja drugog reda i izboru metode proračuna, za izdvojene elemente, prikazan je na slici 98. Na slici 99 je dat dijagram toka za primenu metode nazivne krivine.

Dimenzionisanje AB stubova

Nakon što se odrede merodavni uticaji u karakterističnim presecima stuba, može se pristupiti njihovom dimenzionisanju.

U zgradarstvu su stubovi relativno male spratne visine, zbog čega se unutar jedne etaže obično bira *jedan* merodavan presek za koji se sprovodi dimenzionisanje, a zatim se *usvojena armatura vodi nepromenjena celom spratnom visinom*. Kod većine stubova momenti savijanja su alternativnog znaka (posledica vetra, seizmike i sl.), pa se poprečni preseki najčešće armiraju simetrično ($A_{s1} = A_{s2}$), vođenjem iste armature celom visinom stuba. Na ovaj način se pokrivaju svi momenti duž stuba, koji mogu da zatežu suprotne strane, kao što je slučaj na gornjem i donjem kraju stubova koji su deo ramovske konstrukcije (videti i dijagrame momenta prvog reda i ukupnog momenta na slici 97).

Kod visokih stubova pojedini preseki mogu imati znatno različite uticaje, pa se i potrebna armatura u njima značajno razlikuje. Ako momenti savijanja u merodavnim presecima nisu alternativnog znaka (posledica su samo vertikalnog opterećenja), simetrično armiranje ne mora biti optimalno rešenje. Kada se preseki jednostruko armiraju, glavna armatura u dnu i u vrhu stuba se postavlja na suprotnim stranama preseka. U ovakvim situacijama se može izabrati *više karakterističnih preseka* (najčešće u dnu i vrhu i u srednjoj trećini dužine izvijanja vitkog stuba), koji se dimenzionišu i *armiraju različito*. Na ovaj način se nekada može postići smanjenje utroška armature, ali se raspored armature i izvođenje elementa dosta komplikuju.



Slika 98. Dijagram toka pri proveru ispunjenosti uslova za zanemarenje uticaja drugog reda i izbor metode proračuna, za izdvojene elemente

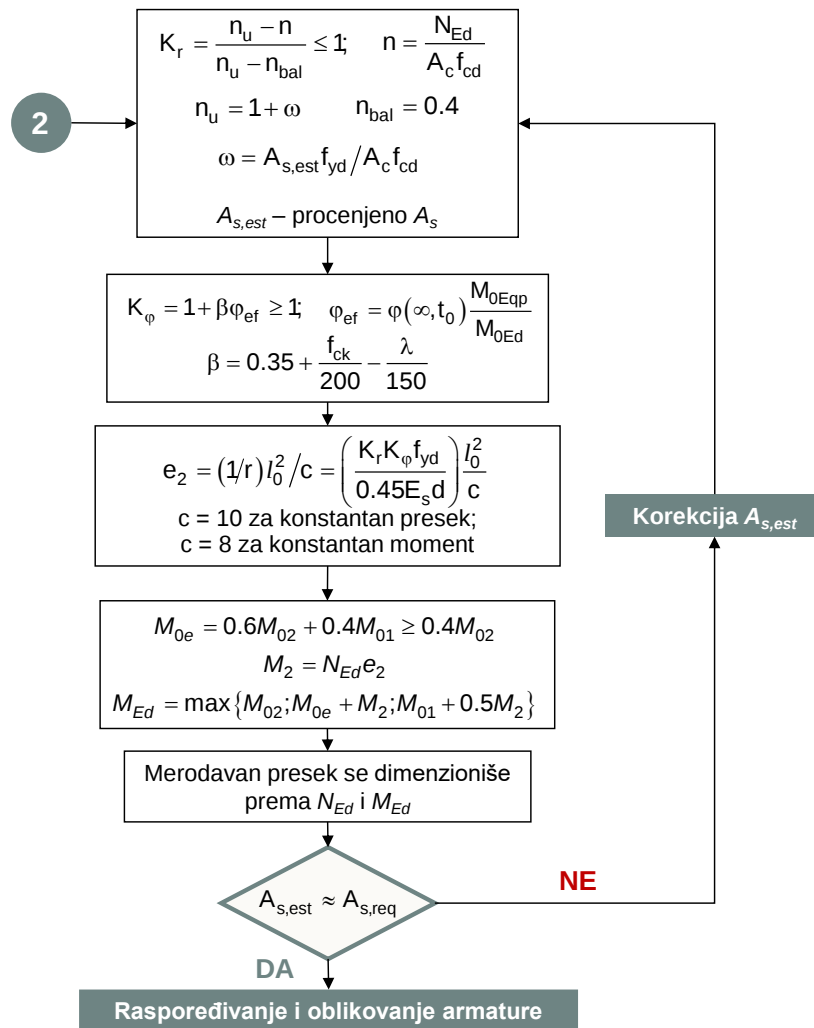
Slobodno dimenzionisanje stubova (određivanje dimenzija poprečnog preseka) sprovodi se u najranijoj fazi projektovanja – preliminarnom dimenzionisanju, na osnovu procenjenih vrednosti uticaja. Ove dimenzije su neophodne za određivanje opterećenja, krutosti, vitkosti i dr., kao ulaznih podataka za analizu konstrukcije. Nakon sračunavanja uticaja u stubu, uvek sledi *vezano dimenzionisanje* (proračun potrebne površine armature) ili *kontrola nosivosti* preseka za koji je unapred usvojena (ili pretpostavljena) armatura.

Presečni uticaji prema kojima se dimenzioniše podužna armatura u stubovima su normalna sila N_{Ed} i moment(i) savijanja M_{Ed} . Stubovi su najčešće izloženi savijanju oko obe glavne ose (koso savijanje), ali se u velikom broju slučajeva savijanje oko jedne ose može zanemariti ili se koso savijanje može tretirati kao dva nezavisna prava savijanja. O kosom savijanju će biti reči u narednom poglavlju, a ovde ćemo se pozabaviti dimenzionisanjem poprečnog preseka stuba izloženog pravom savijanju.

U zavisnosti od odnosa intenziteta momenta savijanja i normalne sile (koji su najčešće određeni u odnosu na težište *betonskog* preseka), odnosno od ekscentriciteta e sile u odnosu na težište preseka:

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}},$$

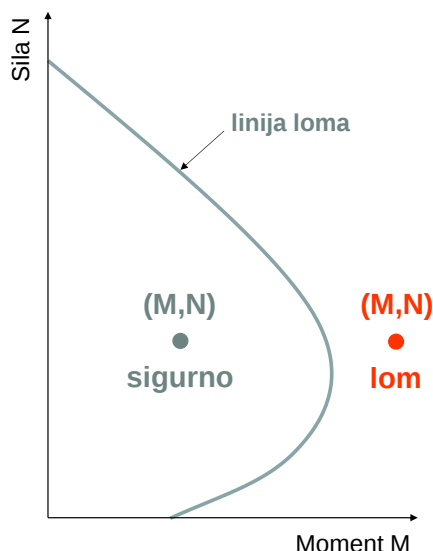
govorimo o „malom“ ili „velikom“ ekscentricitetu. Direktni postupci dimenzionisanja za ova dva slučaja naprezanja se razlikuju, pa se dimenzionisanje najčešće sprovodi kroz iteracije: pretpostavi se mali ili veliki ekscentricitet, sprovede se prva iteracija proračuna, pa se proverava tačnost pretpostavke. Nakon ovoga, ako pretpostavka nije tačna, ulazi se u novu iteraciju...



Slika 99. Dijagram toka za primenu metode nazivne krivine

Dimezionisanje preseka izloženog savijanju sa normalnom silom ili kontrola nosivosti preseka sa poznatom armaturom mogu jednostavnije da se sprovedu primenom dijagrama interakcije. Dijagrami interakcije obuhvataju ceo spektar naprezanja preseka – od centričnog zatezanja, preko savijanja sa silom zatezanja, čistog savijanja, savijanja sa silom pritiska do centričnog pritiska. Logika iza dijagrama interakcije je primena linija loma (slika 100). Svaki presek sa poznatom armaturom (odnosno mehaničkim koeficijentom armiranja ω) doživljava lom pri određenim kombinacijama sile N i momenta M . Tako će, npr. do loma doći pri velikoj sili N koja deluje centrično ili pri istovremenom dejstvu nekog momenta M i nešto manje sile N . Lom može da nastupi i pri čistom savijanju, odnosno kada je $N = 0$. Ako za posmatrani presek spojimo tačke koje predstavljaju kombinacije N i M (M, N) pri kojima dolazi do loma preseka, dobijamo tzv. liniju loma. Linija loma je, dakle, geometrijsko mesto tačaka nosivosti (M_{Rd}, N_{Rd}) za presek sa poznatim mehaničkim koeficijentom armiranja ω . Kada sračunate uticaje od dejstava (M_{Ed}, N_{Ed}) prikažemo kao tačku u koordinatnom sistemu moment-sila (slika 100), možemo utvrditi da li presek ima dovoljnu nosivost. Ako se tačka (M_{Ed}, N_{Ed}) nalazi između linije loma i koordinatnog početka, nosivost preseka je dovoljna. Ako tačka izađe izvan linije loma, presek će, pri sračunatom opterećenju, doživeti lom, pa konstatujemo da nema dovoljnu nosivost.

Interakcioni dijagrami za dimezionisanje preseka nastaju crtanjem familije linija loma, za različite mehaničke koeficijente armiranja (slika 101). Ovako konstruisane familije linija loma omogućavaju direktno dimezionisanje preseka, jer se sada, za sračunati par (M_{Ed}, N_{Ed}) bira mehanički koeficijent armiranja čija se linija loma nalazi dalje od koordinatnog početka u odnosu na tačku (M_{Ed}, N_{Ed}), ili se ova tačka nalazi tačno na njoj (puno iskorišćenje preseka).



Slika 100. Linija loma za presek izložen savijanju sa silom pritiska

Da bi se interakcioni dijagrami učinili opštim, na koordinatne ose se nanose bezdimenzionalna normalna sila n_{Ed} i bezdimenzionalni moment savijanja m_{Ed} . Za pravougaoni poprečni presek oni se određuju iz:

$$n_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}; \quad m_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}.$$

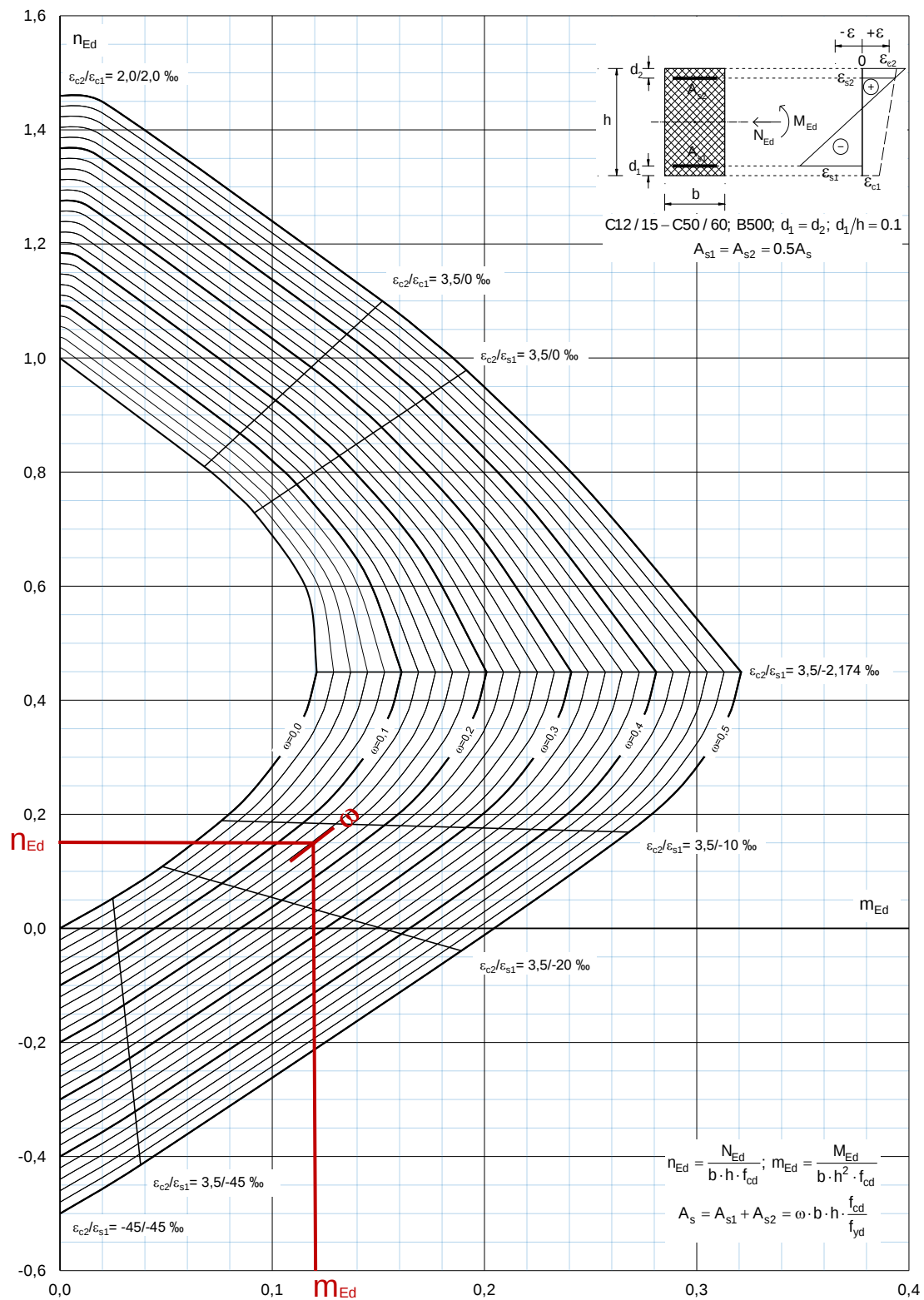
Sila pritiska se nanosi na pozitivan deo ordinate, a sila zatezanja na negativan. Nakon grafičkog određivanja mehaničkog koeficijenta armiranja, ukupna armatura u preseku se proračunava iz:

$$A_s = \omega \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}.$$

Treba primetiti da u gornjim izrazima figuriše *ukupna* visina preseka h , a ne statička visina d .

U prilogu ove knjige dati su dijagrami interakcije za pravo savijanje pravougaonih preseka. Dijagrami se međusobno razlikuju po odnosu pritisnute A_{s2} i zategnute armature A_{s1} i odnosu rastojanja težišta zategnute armature od bliže ivice preseka d_1 i ukupne visine preseka h .

Kod stubova male vitkosti, nakon određivanja merodavnog preseka i merodavnih uticaja možemo, npr. primenom dijagrama interakcije, dimenzionisanje sprovesti u samo jednom koraku. Dimenzionisanje vitkih elemenata je iterativan postupak (videti dijagram toka na slici 99). Da bi se sprovela analiza bilo kojom uprošćenom metodom (MNK ili MNr) potrebno je da se pretpostavi površina armature. Ukoliko se, nakon završene analize, pokaže da ovako armiran presek nema dovoljnu nosivost (ili je predimenzionisan), ulazi se u sledeću iteraciju, sa korigovanom površinom armature. Postupak se ponavlja dok se ne dostigne željena tačnost.

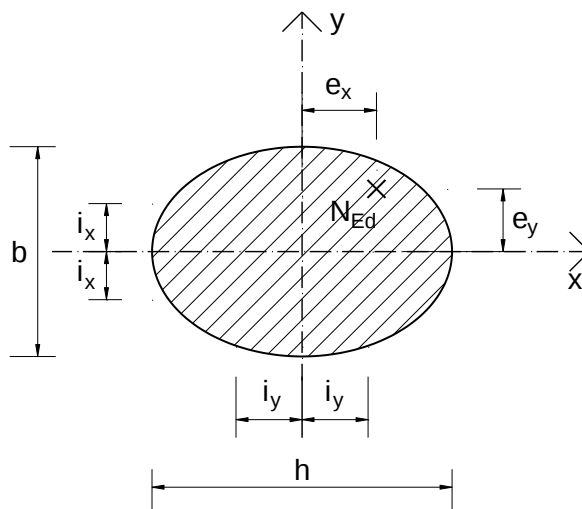


Slika 101. Dijagram interakcije za pravo savijanje *simetrično* armiranog pravougaonog preseka za $d_1/h = 0.1$

Koso savijanje

Koso savijanje (savijanje u dve ravni) se najčešće javlja kod stubova prostornih ramova, koji su izloženi ne samo vertikalnim, nego i horizontalnim dejstvima vetra i seizmike proizvoljnog pravca. Koso savijanje se javlja i kod elemenata nepravilnog poprečnog preseka.

Pri kosom savijanju sila pritiska ili zatezanja deluje ekscentrično u odnosu na obe glavne ose, odnosno javlja se savijanje oko obe glavne ose preseka, sa ili bez normalne sile (slika 102).



Slika 102. Presek izložen kosom savijanju sa normalnom silom pritiska

Kod vitkih elemenata izloženih kosom savijanju sa silom pritiska potrebno je da se sprovede kontrola neophodnosti uvođenja uticaja drugog reda, slično kao kod pritisnutih vitkih stubova izloženih pravom savijanju. SRPS EN 1992-1-1 pruža mogućnost pojednostavljene provere za slučaj da se analiza vrši nekom od uprošćenih metoda (MNK ili MNr). U prvom koraku se proračunava svaki glavni pravac zasebno, zanemarujući savijanje u dve ravni. Imperfekcije se uzimaju samo u jednom pravcu, i to u onom u kojem će imati nepovoljniji uticaj. Analiza može da se nastavi tretirajući problem kao dva odvojena prava savijanja ukoliko vitkosti zadovoljavaju oba sledeća uslova:

$$\lambda_x/\lambda_y \leq 2 \quad \text{i} \quad \lambda_y/\lambda_x \leq 2$$

i ako relativni ekscentriciteti e_x/h_{eq} i e_y/b_{eq} zadovoljavaju jedan od sledećih uslova:

$$\frac{e_x/h_{eq}}{e_y/b_{eq}} \leq 0.2 \quad \text{ili} \quad \frac{e_y/b_{eq}}{e_x/h_{eq}} \leq 0.2.$$

U gornjim izrazima su λ_x i λ_y vitkosti elementa u odnosu na x i y osu, redom, $b_{eq} = i_x \sqrt{12}$ i $h_{eq} = i_y \sqrt{12}$ dimenzije ekvivalentnog pravougaonog poprečnog preseka, i_x i i_y poluprečnici inercije u odnosu na x i y osu, redom, a e_x i e_y ekscentriciteti sile u pravcu x i y ose, redom:

$$e_x = \frac{M_{Edy}}{N_{Ed}}; \quad e_y = \frac{M_{Edx}}{N_{Ed}}.$$

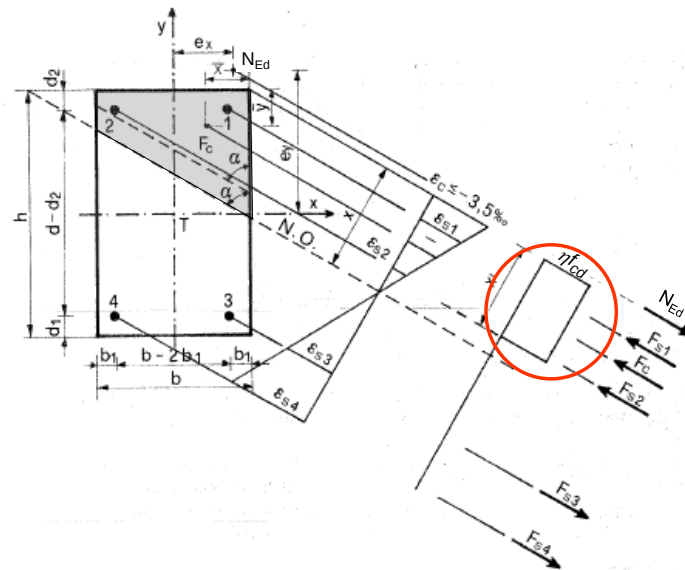
M_{Edx} i M_{Edy} su proračunski momenti savijanja oko x i y ose, redom, uključujući i moment prema teoriji drugog reda, a N_{Ed} je proračunska vrednost aksijalne sile za odgovarajuću kombinaciju opterećenja. Za ostale oznake videti sliku 102.

Ako gornji uslovi nisu ispunjeni, mora da se uzme u obzir istovremeno savijanje u dve ravni, uključujući uticaje drugog reda za svaki pravac (osim ako oni mogu da se zanemare).

Dokaz graničnog stanja nosivosti preseka izloženog kosom savijanju može da se sprovede rešavanjem sistema jednačina koje se dobijaju postavljanjem tri uslova ravnoteže sila prikazanih na slici 103:

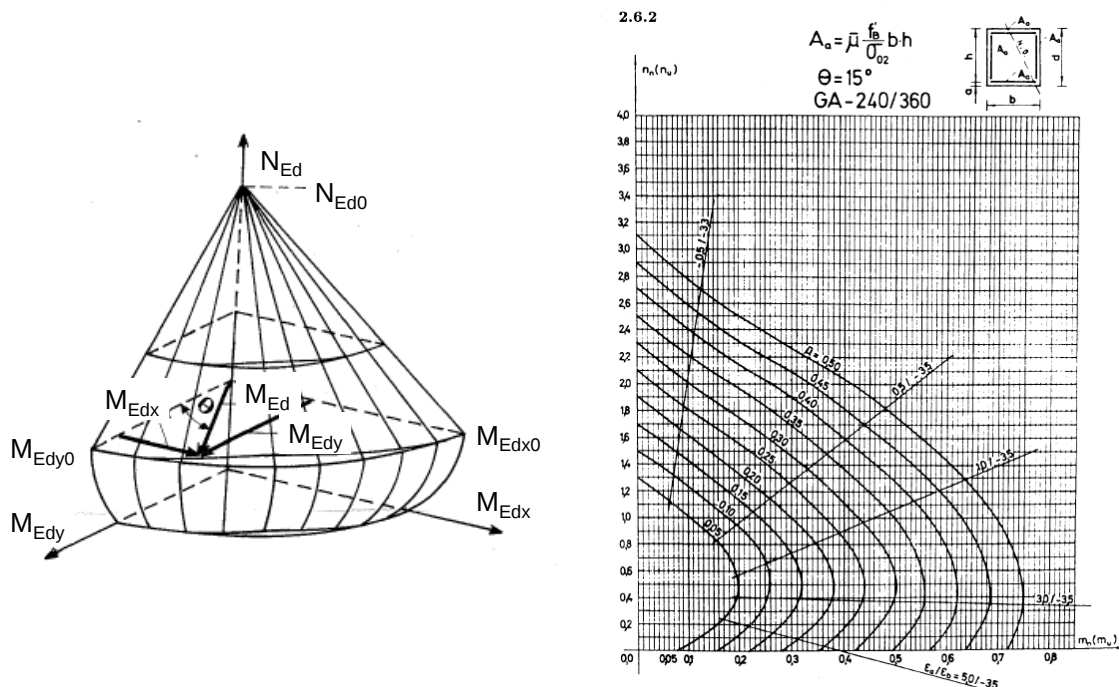
$$\sum N = 0; \quad \sum M_x = 0; \quad \sum M_y = 0.$$

Radi pojednostavljenja, dijagram napon-dilatacija za beton u pritisku se usvaja kao pravougaoni (videti i tabelu 12).



Slika 103. Sile u preseku AB elementa izloženog savijanju u dve ravni [45]

Umesto ispisivanja i rešavanja sistema jednačina, postupak dokaza graničnog stanja nosivosti koso savijenih elemenata može da se sprovede direktno, na sličan način kao u slučaju pravog savijanja, primenom dijagrama interakcije (slika 104 desno), s tom razlikom što u slučaju kosog savijanja linija loma postaje površ loma, a svaka tačka u prostoru predstavlja trojku $(N_{Ed}, M_{Edx}, M_{Edy})$ (slika 104 levo). Ako se tačka nalazi između površi loma i koordinatnog početka, presek je siguran, odnosno poseduje dovoljnu nosivost. Tačke na površi loma označavaju kombinaciju normalne sile i momenata savijanja koja dovodi do loma preseka.



Slika 104. Površ loma (prikazan je samo jedan kvadrant, sa pozitivnim momentima savijanja i silom pritiska) [45] – levo, i dijagram interakcije za koso savijanje sa silom pritiska za $\theta = 15^\circ$ [46] - desno

Za definisanje površi loma predloženo je više aproksimativnih postupaka (Bresler, Weber, Meek...). Na osnovu njih se konstruišu dijagrami interakcije za koso savijanje sa silom pritiska ili zatezanja, za različite uglove θ . Dokaz nosivosti preseka na koso savijanje se sprovodi na sličan način kao i u slučaju

pravog savijanja, s tim što se bezdimenzionalni moment savijanja određuje uzimajući u obzir *ukupni* ekscentricitet sile. Za pravougaoni presek imamo:

$$n_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}; \quad m_{Ed} = \frac{N_{Ed} \cdot e_y}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \sqrt{1 + \left(\frac{e_x \cdot h}{e_y \cdot b} \right)^2}; \quad \operatorname{tg} \theta = \frac{e_x \cdot h}{e_y \cdot b}.$$

Za sračunate vrednosti n_{Ed} , m_{Ed} i θ se iz odgovarajućeg dijagrama interakcije (slika 104 desno) očitava mehanički koeficijent armiranja, sa kojim se proračunava potrebna površina armature A_s *duž jedne ivice poprečnog preseka*. Ukupna armatura u poprečnom preseku je površine $4A_s$. Ona se najčešće ravnomerno raspoređuje duž unutrašnjeg obima uzengija.

Dijagrami interakcije za ugao θ od 15 do 45° mogu se naći u starijoj literaturi u oblasti betonskih konstrukcija [46] (slika 104 desno). Pri korišćenju ovih dijagrama treba imati na umu da su izrađeni u skladu sa prethodnim pravilnikom za betonske konstrukcije (PBAB'87), za tada primenjivanu armaturu GA 240/360 i RA 400/500, pa se njihovom primenom mogu dobiti samo približne vrednosti. Takođe se mora obratiti pažnja na oznake, jer su neke od njih promenjene u odnosu na prethodne (npr. zamenjena je uloga d i h). Ovi dijagrami interakcije, i pored svoje ograničene tačnosti, mogu poslužiti za usvajanje armature kod preseka izloženih kosom savijanju u prvoj iteraciji.

Dokaz graničnog stanja nosivosti preseka izloženog kosom savijanju sa silom pritiska prema postupku koji daje Evrokod 2, podrazumeva da su dimenzije poprečnog preseka i armatura unapred usvojeni. Dimenzije poprečnog preseka se najčešće usvajaju u toku preliminarnog dimenzionisanja. Površina armature može preliminarno da se usvoji na nekoliko načina:

- kao minimalna potrebna armatura u stubu $A_{s,min}$;
- dimenzionisanjem preseka tretirajući koso savijanje kao dva odvojena prava savijanja;
- korišćenjem interakcionih dijagrama za koso savijanje.

Sa ovako pretpostavljenom površinom armature, dokaz GSN se svodi na proveru kriterijuma:

$$\left(\frac{M_{Edx}}{M_{Rdx}} \right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}} \right)^a \leq 1.0,$$

gde su M_{Edx} i M_{Edy} proračunski momenti oko odgovarajućih osa, uključujući momente drugog reda (ako se ne mogu zanemariti), a M_{Rdx} i M_{Rdy} proračunske nosivosti preseka na savijanje oko odgovarajuće ose za zadatu silu N_{Ed} (mogu se odrediti npr. upotrebom interakcionih dijagrama za pravo savijanje). Eksponent a zavisi od oblika poprečnog preseka i veličine proračunske normalne sile N_{Ed} u odnosu na proračunsku nosivost preseka na centričan pritisak N_{Rd} . Za kružne i eliptične poprečne preseke treba usvojiti $a = 2$, dok se za pravougaone preseke ovaj eksponent usvaja prema tabeli 37. Za međuvrednosti treba uraditi linearnu interpolaciju.

Tabela 37. Vrednost eksponenta a za dokaz nosivosti pravougaonih preseka na koso savijanje [2]

N_{Ed} / N_{Rd}	0.1	0.7	1.0
a	1.0	1.5	2.0

Proračunska nosivost preseka na centričan pritisak može da se odredi iz

$$N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}.$$

Ako kriterijum za dokaz nosivosti nije zadovoljen, površina i/ili raspored armature se koriguju, pa se ponovo proverava kriterijum nosivosti. Postupak se ponavlja dok se ovaj kriterijum ne zadovolji.

Evrokod 2 ne daje eksplicitni kriterijum za dokaz graničnog stanja nosivosti preseka koji su izloženi kosom savijanju sa silom zatezanja. Ako se ovakav presek nalazi u oblasti malog ekscentriciteta, celu silu zatezanja N_{Ed} prihvata armatura, pa se njena ukupna površina može odrediti iz

$$A_s = \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}.$$

Ova armatura treba da se rasporedi tako da se njeno težište poklopi sa napadnom tačkom sile N_{Ed} . U slučaju da se presek nalazi u oblasti velikog ekscentriciteta, pojednostavljeni postupak je da se koso savijanje zameni sa dva odvojena prava savijanja ili da se koriste (na adekvatan način prilagođeni) dijagrami interakcije za koso savijanje sa silom zatezanja iz starije literature [46].

Pravila za armiranje AB stubova i zidova

Armiranobetonski stubovi se armiraju podužnom i poprečnom armaturom (uzengijama). Podužna armatura u stubovima ima dvojaku ulogu. Kada je ceo poprečni presek pritisnut (savijanje sa normalnom silom u oblasti malog ekscentriciteta), ona zajedno sa betonskim delom preseka učestvuje u prihvatanju sile pritiska. U ovom slučaju se armatura najčešće postavlja simetrično u odnosu na osu savijanja ($A_{s1}=A_{s2}=0.5A_s$) ili, u slučaju centričnog pritiska, ravnomerno raspoređena po unutrašnjem obimu uzengija. Ako je deo poprečnog preseka zategnut (savijanje sa normalnom silom u oblasti velikog ekscentriciteta), deo armature A_{s1} prihvata silu zatezanja, a deo A_{s2} , zajedno sa betonom u pritisnutoj zoni preseka, učestvuje u prihvatanju sile pritiska, slično kao kod grednih nosača. Zbog alternativnog znaka momenata savijanja, poprečni preseki stubova se i u ovom slučaju najčešće armiraju simetrično, uz izuzetke o kojima je ranije bilo reči. Podužna armatura stubova koji su izloženi kosom savijanju se u poprečnom preseku najčešće raspoređuje ravnomerno po unutrašnjem obimu uzengije.

Poprečna armatura u AB stubovima ima poseban značaj. Pored prijema smicanja, ova armatura sprečava izvijanje pojedinačnih šipki podužne pritisnute armature, pa se i razmak uzengija u stubovima ograničava u funkciji prečnika podužnih šipki (tj. njihove „sklonosti ka izvijanju“). Pravilno raspoređenim uzengijama se takođe ostvaruje utezanje betonskog preseka, što je posebno značajno u zonama spoja sa susednim elementima (gredama i drugim stubovima), unosa koncentrisanog opterećenja i nastavka podužne armature.

Minimalna i maksimalna površina armature i minimalni prečnici šipki

Prema SRPS EN 1992-1-1/NA minimalni prečnik podužne armature stubova je $\varnothing 12$. Ukupna površina podužne armature stuba ne sme da bude manja od minimalne, koja se može odrediti prema:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \frac{0.15N_{Ed}}{f_{yd}}, 0.003A_c \right\},$$

gde je f_{yd} proračunska granica razvlačenja armature, N_{Ed} proračunska aksijalna sila pritiska, a A_c površina poprečnog preseka stuba.

Maksimalna površina podužne armature stuba je $A_{s,max} = 0.04A_c$, osim u zonama nastavljanja armature preklapanjem, gde je dopušteno $A_{s,max} = 0.08A_c$.

Prečnik poprečne armature treba da zadovolji uslov

$$\varnothing_u \geq \max \left\{ 6 \text{ mm}, \frac{\varnothing_{max,pod}}{4} \right\},$$

gde je $\varnothing_{max,pod}$ najveći prečnik podužne armature u stubu.

Zidovi se armiraju horizontalnom i vertikalnom armaturom raspoređenom po oba lica (slika 107). Minimalni prečnik armature zida nije definisan u SRPS EN 1991-1-1, ali je preporučljivo da ne bude manji od 8 mm, odnosno 5 mm ako se zid armira mrežastom armaturom (kao što je bilo propisano u PBAB'87). Ukupna površina vertikalne armature zida $A_{s,v}$ treba da zadovolji sledeće uslove:

$$A_{s,vmin} = 0.002A_c \leq A_{s,v} \leq A_{s,vmax} = 0.04A_c.$$

U zonama nastavljanja armature preklapanjem, veličina $A_{s,vmax}$ može da se udvostruči.

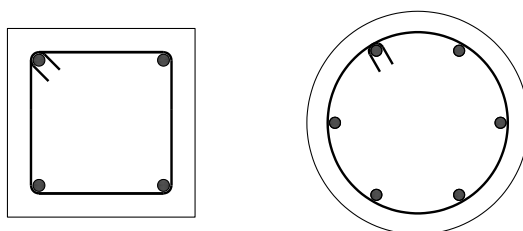
Minimalna površina horizontalne armature zida je

$$A_{s,hmin} = \max \begin{cases} 0.25 \cdot A_{s,v} \\ 0.001 \cdot A_c \end{cases},$$

a međusobno rastojanje horizontalnih šipki ne treba da bude veće od 40 cm.

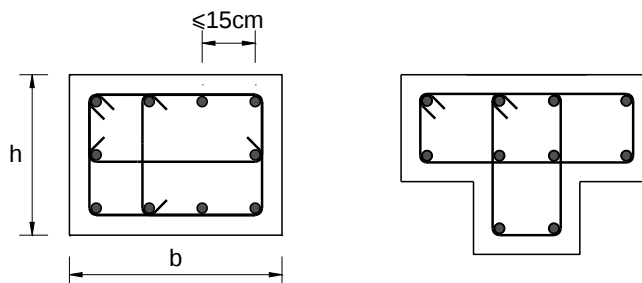
Principi i pravila za raspored armature u poprečnom preseku

Broj podužnih šipki armature se bira tako da u svakom uglu poprečnog preseka stuba bude predviđena šipka. Izuzetak mogu biti samo konkavni uglovi razuđenih preseka. Minimalna količina podužne armature u poprečnom preseku kvadratnog ili pravougaonog oblika je 4Ø12 (po jedna šipka u svakom uglu). U kružnom poprečnom preseku treba da se postavi najmanje 6Ø12 (slika 105).



Slika 105. Minimalni broj šipki podužne armature u stubu pravougaonog i kružnog poprečnog preseka

Svaka podužna šipka ili svežanj šipki u uglu poprečnog preseka stuba treba da bude prihvaćena poprečnom armaturom. U pritisnutoj zoni ni jedna šipka u preseku ne treba da bude na rastojanju većem od 15 cm od šipke čije je pomeranje sprečeno poprečnom armaturom (slika 106). Razuđeni poprečni preseki zahtevaju postavljanje dodatnih uzengija i, po potrebi, na mestima ukrštanja uzengija, dodatne šipke podužne armature (slika 106 desno).

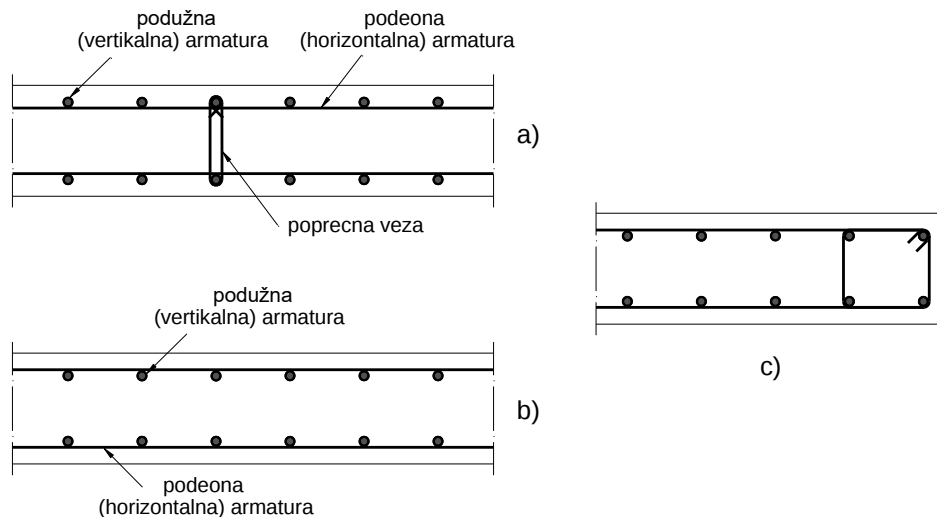


Slika 106. Pravila za armiranje pravougaonog i razuđenog poprečnog preseka stuba

Rastojanje između susednih vertikalnih šipki u zidovima treba da se ograniči na

$$s_v \leq \min \begin{cases} 3 \cdot h \\ 40 \text{ cm} \end{cases},$$

gde je h debljina zida. Šipke vertikalne armature zidova se međusobno povezuju horizontalnom armaturom. Armature u obe zone zida se dodatno povezuju poprečnim vezama, i to najmanje 4 veze na 1 m² površine zida (slika 107 a)). Ove poprečne veze nisu neophodne ako je prečnik vertikalne armature najmanje Ø12, ako je debljina zaštitnog sloja betona najmanje jednaka dvostrukom prečniku vertikalne armature ili ako se vertikalna armatura postavi unutar horizontalne (slika 107 b)). Na slobodnim krajevima zida šipke vertikalne armature treba da se povežu posebnim uzengijama (slika 107 c)). [33]



Slika 107. Raspored armature u poprečnom preseku zida

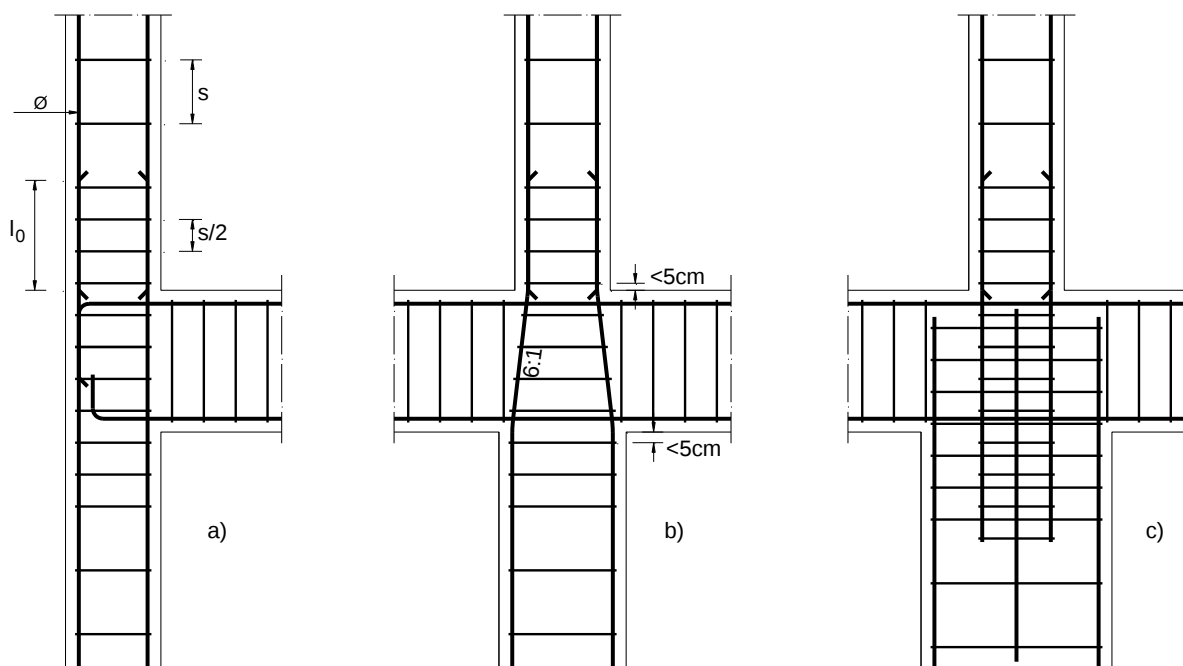
Principi i pravila za vođenje armature u podužnom pravcu

Uzengije stuba treba da budu dobro usidrene i postavljene na međusobnom rastojanju s_{cl} ne većem od

$$s_{cl,max} = \min \begin{cases} 12 \cdot \varnothing_{min,pod} \\ \text{manja dimenzija poprečnog preseka stuba,} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

gde je $\varnothing_{min,pod}$ najmanji prečnik podužne armature u stubu. Gornja vrednost maksimalnog rastojanja poprečne armature $s_{cl,max}$ treba da se smanji množenjem faktorom 0.6 u sledećim zonama:

- u presecima stuba iznad i ispod grede ili ploče, na visini jednakoj većoj dimenziji poprečnog preseka stuba;
- u zoni nastavljanja armature preklapanjem, ako je najveći prečnik podužnih šipki veći od 14 mm. Na dužini preklapanja zahtevaju se najmanje 3 uzengije raspoređene na jednakom međusobnom rastojanju.



Slika 108. Nastavljanje podužne armature stuba

Podužna armatura stuba se, u zgradarstvu, najčešće nastavlja na svakom spratu, neposredno iznad međuspratne konstrukcije (slika 108). Iz donjeg stuba se ostavljaju ankeri, čija dužina iznad međuspratne konstrukcije treba da odgovara dužini preklapanja l_0 . Ovi ankeri se obično formiraju od podužnih šipki donjeg stuba, koje se u potrebnom broju propuštaju kroz međuspratnu konstrukciju u gornji stub. Ako je stub u gornjoj etaži manjih dimenzija poprečnog preseka nego donji, podužna armatura se vodi na jedan od načina prikazanih na slici 108 pod b) i c). Kada promena dimenzija nije velika, odnosno ako se nastavak može izvesti savijanjem armature donjeg stuba pod strmim nagibom, ne blažim od 6:1, dovoljno je da se armatura iz donje etaže savije i iskoristi za ankerisanje (slika 108 b)). Međutim, ako je promena dimenzija velika, potrebno je da se postave posebni ankeri za vezu armature donjeg i gornjeg stuba. Armatura donjeg stuba se ne savija, nego se sidri unutar debljine tavanice (slika 108 c)). U čvornim zonama, ispod i iznad njih, uzengije u stubovima se proglašuju. U domaćoj praksi uobičajeno je da se u ovim zonama uzengije postave na polovini razmaka koji imaju unutar raspona stuba. Dužina na kojoj se vrši proglašćenje uzengija jednaka je većoj od vrednosti dužine preklapanja i veće dimenzije poprečnog preseka stuba.

Posebna pravila za stubove u seizmičkim zonama

AB stubovi u seizmičkim zonama treba da ispune dodatne zahteve za postizanje potrebne klase duktilnosti, koji su sadržani u poglavlju 5 SRPS EN 1998-1. U daljem tekstu će biti prikazani samo najbitniji među njima.

Posebni zahtevi za klasu duktilnosti DCM

Bitni zahtevi koje treba da zadovolje primarni seizmički stubovi klase DCM prema SRPS EN 1998-1 su:

- Minimalna klasa čvrstoće betona je C16/20;
- Dozvoljena je upotreba samo armaturnog čelika klase B ili C;
- Veličina normalizovane aksijalne sile n_{Ed} ne sme da bude veća od 0.65, odnosno

$$n_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \leq 0.65$$

Kod duktilnih zidova n_{Ed} se ograničava na 0.4;

- Najmanja dimenzija poprečnog preseka primarnog seizmičkog stuba ne sme da bude manja od 25 cm;
- Ukupni koeficijent armiranja stuba ρ ne sme biti manji od 0.01, niti veći od 0.04, odnosno: $0.01 \leq \rho \leq 0.04$
- Simetrični preseki stubova moraju da se armiraju simetrično ($A_{s1}=A_{s2}=0.5A_s$);
- Da bi se obezbedio integritet veze, u čvorovima greda-stub, između ugaonih šipki duž svih strana stuba mora da se postavi najmanje po jedna dodatna šipka (slika 109).

Kritične oblasti stuba su oblasti na rastojanju l_{cr} od kraja stuba

$$l_{cr} = \max \left\{ \begin{array}{l} h_c \\ l_{cl}/6 \\ 0.45 \text{ m} \end{array} \right.$$

gde je h_c veća dimenzija poprečnog preseka stuba, a l_{cl} čista visina stuba. Ako je $l_{cl} < 3 h_c$, onda je ukupna visina stuba kritična oblast.

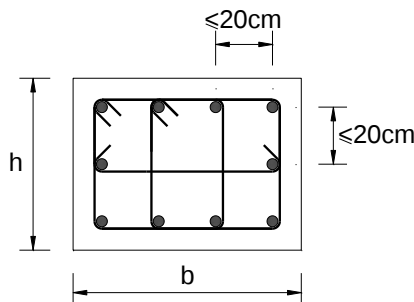
Uzengije unutar kritične oblasti moraju da zadovolje sledeće zahteve:

- Minimalni mehanički koeficijent armiranja poprečnom armaturom je $\omega_{wd} \geq 0.08$;
- Prečnik uzengije $\emptyset_u$ ne sme biti manji od 6 mm;
- Razmak uzengija s ne sme da bude veći od s_{max} , gde je

$$s_{max} = \min \{ b_0/2; 175 \text{ mm}; 8\emptyset \}.$$

$\emptyset$ je najmanji prečnik podužne armature, a b_0 najmanja dimenzija betonskog jezgra (do težišne linije uzengija).

Rastojanje između dve susedne podužne šipke obuhvaćene uzengijama ili poprečnim sponama u kritičnim oblastima stuba ne sme da bude veće od 20 cm (slika 109).



Slika 109. Raspored podužne armature u poprečnom preseku kritične oblasti stuba

Posebni zahtevi za klasu duktilnosti DCH

Bitni zahtevi koje treba da zadovolje primarni seizmički stubovi klase DCH prema SRPS EN 1998-1 su:

- Minimalna klasa čvrstoće betona je C20/25;
- Dozvoljena je upotreba samo armaturnog čelika klase B ili C;
- Veličina normalizovane aksijalne sile n_{Ed} ne sme da bude veća od 0.55;
- Najmanja dimenzija poprečnog preseka stuba ne sme da bude manja od 25 cm;
- Ukupni koeficijent armiranja stuba ρ ne sme biti manji od 0.01, niti veći od 0.04, odnosno:
 $0.01 \leq \rho \leq 0.04$
- Simetrični preseki stubova moraju da se armiraju simetrično ($A_{s1}=A_{s2}=0.5A_s$);
- Da bi se obezbedio integritet veze, u čvorovima greda-stub, između ugaonih šipki duž svih strana stuba mora da se postavi najmanje jedna dodatna šipka.

Kritične oblasti stuba su oblasti na rastojanju l_{cr} od kraja stuba

$$l_{cr} = \max \begin{cases} 1.5 \cdot h_c \\ l_{cl}/6 \\ 0.6 \text{ m} \end{cases},$$

gde je h_c veća dimenzija poprečnog preseka stuba, a l_{cl} čista visina stuba. Ako je $l_{cl} < 3 h_c$, onda je ukupna visina stuba kritična oblast.

Uzengije unutar kritične oblasti moraju da zadovolje sledeće zahteve:

- Minimalni mehanički koeficijent armiranja poprečnom armaturom je $\omega_{wd} \geq 0.12$ u osnovi i $\omega_{wd} \geq 0.08$ iznad osnove;
- Prečnik uzengije $\emptyset_u$ mora ispuniti zahtev
 $\emptyset_u \geq 0.4 \emptyset_{\max} \sqrt{f_{yd}/f_{ydw}}$,
 gde je $\emptyset_{\max}$ najveći prečnik podužne armature, a f_{ydw} proračunski napon na granici razvlačenja uzengija;
- Razmak uzengija s ne sme da bude veći od $s_{\max}$, gde je
 $s_{\max} = \min \{b_0/3; 125 \text{ mm}; 6\emptyset\}$.
 $\emptyset$ je najmanji prečnik podužne armature, a b_0 najmanja dimenzija betonskog jezgra (do težišne linije uzengija).

Rastojanje između dve susedne podužne šipke obuhvaćene uzengijama ili poprečnim sponama u kritičnim oblastima stuba ne sme da bude veće od 15 cm. Šipke koje prolaze kroz čvorove ne smeju se završavati u kritičnim oblastima. U ovim zonama nije dozvoljeno nastavljanje šipki zavarivanjem.

Postupak projektovanja AB stubova

Redosled koraka u projektovanju AB stubova prikazan je u tabeli 38. U istoj tabeli su navedeni delovi ove knjige i relevantni standardi koji se bave određenom problematikom.

Tabela 38. Postupak projektovanja AB stubova

Korak ²⁴	Zadatak	Objašnjeno u delu ove knjige ²⁵	Standard
1	Odrediti proračunski eksploatacioni vek	Tabela 1	SRPS EN 1990/NA Tabela 2.1
2	Proceniti dejstva na konstrukciju	<i>Dejstva na konstrukcije</i>	SRPS EN 1991
3	Odrediti relevantne kombinacije dejstava	Tabele 6 i 7	SRPS EN 1990/NA Tabele A1.1 i A1.2
4	Odrediti merodavne položaje (šeme) opterećenja	<i>Analiza konstrukcije</i> i slika 15	SRPS EN 1992-1-1/NA
5	Proceniti zahteve u pogledu trajnosti i odabrati čvrstoću betona	<i>Trajnost i zaštitni sloj betona do armature</i> , tabele 14 i 16, i slika 11	SRPS EN 1992-1-1 i SRPS EN 206-1
6	Proveriti zahteve za zaštitni sloj za postizanje odgovarajuće požarne otpornosti	Tabela 34	SRPS EN 1992-1-2 i SRPS EN 1992-1-2/NA
7	Sračunati minimalni zaštitni sloj za trajnost, otpornost na požar i prionljivost	<i>Trajnost i zaštitni sloj betona do armature</i> , slike 13 i 14	SRPS EN 1992-1-1 Tačka 4.4.1
8	Sprovesti analizu konstrukcije po teoriji prvog reda	<i>Analiza konstrukcije</i> i <i>Analiza AB stubova</i>	SRPS EN 1992-1-1 Deo 5
9	Proveriti mogućnost zanemarenja uticaja drugog reda	<i>Analiza AB stubova</i>	SRPS EN 1992-1-1 Deo 5.8
10	Po potrebi sprovesti analizu uticaja drugog reda ²⁶	<i>Analiza AB stubova</i>	SRPS EN 1992-1-1 Deo 5.8
11	Odrediti merodavan presek i merodavne uticaje	<i>Merodavan presek i merodavan moment</i>	-
12	Odrediti potrebnu površinu armature	<i>Dimenzionisanje AB stubova</i>	SRPS EN 1992-1-1 Deo 6
13	Izraditi detalje	<i>Pravila za armiranje AB stubova i zidova</i>	SRPS EN 1992-1-1 Deo 9.5 i 9.6

²⁴ Podrazumeva se da su oblik i dimenzije poprečnog preseka, oblik stuba u podužnom pravcu i uslovi oslanjanja prethodno usvojeni, u sklopu preliminarne dimenzionisanja, kao što je objašnjeno u poglavljima *Oblici i dimenzije poprečnog preseka stubova i zidova* i *Oblikovanje stubova u podužnom pravcu*

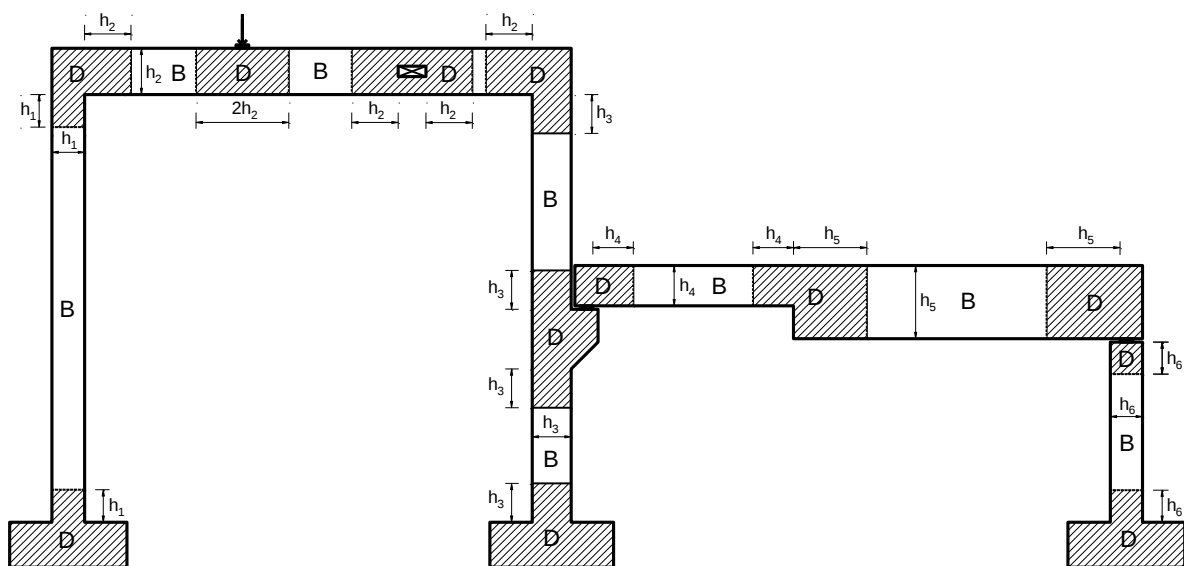
²⁵ U seizmičkim zonama koristiti i poglavlje *Posebna pravila za stubove u seizmičkim zonama*

²⁶ Koraci 10 do 12 se u analizi stubova sprovode iterativno

METODA PRITISNUTIH ŠTAPOVA I ZATEGA

Dimenzionisanje preseka armiranobetonskih elemenata napregnutih na savijanje sa ili bez normalne sile, kojim smo se do sada bavili, počiva na pretpostavci o važenju Bernoulli-jeve hipoteze ravnih preseka, odnosno o linearnoj raspodeli dilatacija u preseku. U najvećem delu linijskih AB elemenata ova pretpostavka se može prihvatiti sa dovoljnom tačnošću. U ovim oblastima, koje ćemo dalje zvati „B“ zone („B“ od Bernoulli), trajektorije glavnih napona su približno prave linije. Međutim, čak i kod vrlo jednostavnih nosača, postoje zone u kojima su trajektorije glavnih napona zakrivljene, a raspodela dilatacija po preseku nije linearna, pa u njima ne važi Bernoulli-jeva hipoteza. Ovo su oblasti diskontinuiteta, koje ćemo zvati „D“ zone. U „D“ zonama dimenzionisanje preseka ne možemo vršiti na klasičan način. Jedna od mogućnosti za proračun zona diskontinuiteta je analiza pomoću modela sa pritisnutim štapovima i zategama („strut-and-tie“ metoda), koja se svrstava u grupu metoda zasnovanih na plastičnoj analizi konstrukcije. Ovu metodu nećemo detaljno izučavati, nego samo u obimu koji je potreban za razumevanje delova narednih poglavlja koji se bave proračunom i armiranjem zglobova, kratkih elemenata i čvorova ramovskih konstrukcija. Više informacija o ovoj metodi može se naći u literaturi [47] i [48].

Zone diskontinuiteta se javljaju na mestima oslanjanja linijskih i površinskih elemenata, u zonama unosa koncentrisanih sila, u uglovima i čvorovima ramovskih konstrukcija, oko otvora u linijskim i površinskim elementima, u zonama geometrijskih diskontinuiteta, u zidnim nosačima i sl. „B“ i „D“ zone u jednoj ramovskoj konstrukciji prikazane su na slici 110.



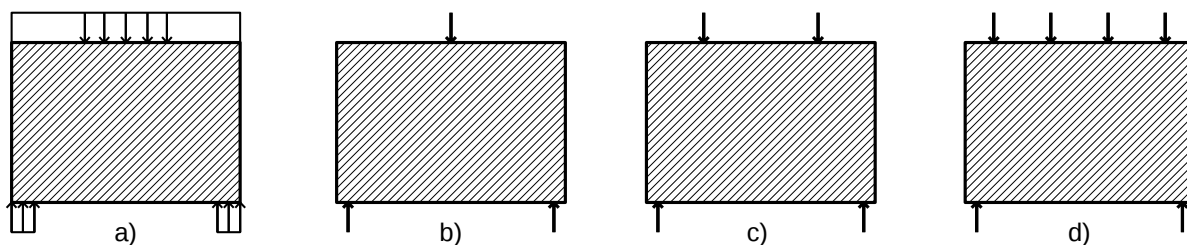
Slika 110. Zone u kojima važi Bernoulli-jeva hipoteza „B“ i zone diskontinuiteta „D“ i njihove dimenzije

Metoda pritisnutih štapova i zatega se zasniva na modeliranju nosača kao celine (kao u slučaju zidnog nosača) ili njegovih delova („D“ zone linijskih elemenata) sistemom međusobno povezanih centrično pritisnutih štapova i zatega. Ovako formiran rešetkasti model mora da bude u ravnoteži sa spoljašnjim silama koje na njega deluju u graničnom stanju nosivosti. Izbor rešetkastog modela nije jednoznačan, ali svi modeli koji zadovoljavaju uslove ravnoteže, bez prekoračenja nosivosti štapova i čvorova, daju rešenja na strani sigurnosti. Na osnovu energetskog kriterijuma može se izvršiti optimizacija modela.

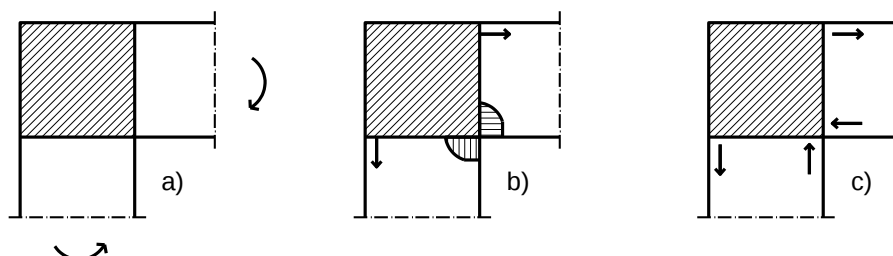
Postupak proračuna po metodi pritisnutih štapova i zatega je iterativan, a sastoji se od sledećih koraka:

- Određivanje geometrije i dimenzija „D“ zone (slika 110). Minimalna dužina „D“ zone sa svake strane „poremećaja“ jednaka je većoj od dve dimenzije poprečnog preseka – širine i visine.
- Određivanje rezultatnih sila koje deluju na konturi „D“ zone. Podeljeno opterećenje na konturi zidnog nosača se može zameniti sistemom koncentrisanih sila (slika 111), a moment savijanja u čvoru okvira - spregom unutrašnjih sila (sila zatezanja u armaturi i rezultanta napona pritiska u betonu i pritisnutoj armaturi – slika 112).
- Izbor rešetkastog modela unutar „D“ zone.

- Proračun sila u štapovima iz uslova ravnoteže sa spoljašnjim opterećenjem i silama na konturi „D“ zone.
- Usvajanje geometrije i dimenzija čvornih zona i poprečnih preseka štapova.
- Provera kapaciteta nosivosti pritisnutih štapova.
- Dimenzionisanje zatega (usvajanje armature) i njihovo sidrenje.
- Korekcija modela (ako je potrebna).
- Izrada detalja i provera minimalnih zahteva.



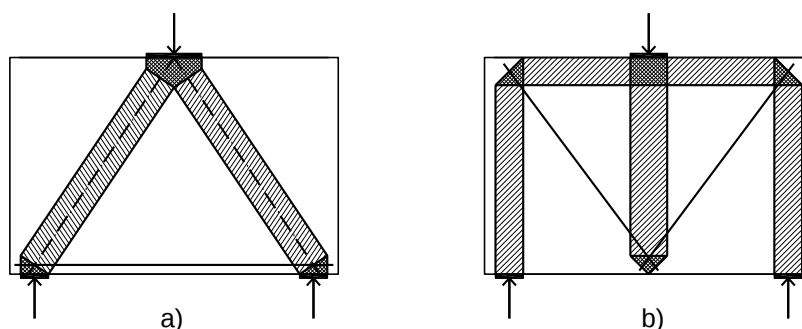
Slika 111. Određivanje rezultantnih sila kod zidnog nosača: Zamena podeljenog opterećenja sa jednom (b), dve (c) ili četiri (d) rezultantne sile



Slika 112. Određivanje rezultantnih sila u čvoru AB rama: a) moment savijanja; b) sila u zategnutoj armaturi i napon u pritisnutom betonu; c) rezultantne sile na konturi „D“ zone

Izbor rešetkastog modela

Izbor rešetkastog modela se vrši na osnovu rezultata eksperimentalnih istraživanja, tehničke regulative, preporuka iz literature i iskustva samog projektanta i može da zahteva više od jedne iteracije. Zatege se postavljaju tako da se poklapaju sa planiranim položajem zategnute armature. Položaj pritisnutih štapova može da se usvoji iz uslova da se što bolje podudara sa trajektorijama glavnih napona pritiska prema linearnoj teoriji elastičnosti, za stanje nosača bez prslina.



Slika 113. Dva moguća modela rešetke za zidni nosač

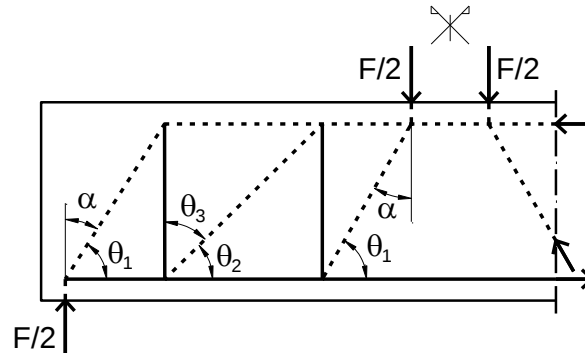
Da bi se postupak ubrzao, model već u prvoj iteraciji treba da ispuni sledeće zahteve:

- Model ne sme da izlazi izvan gabarita „D“ zone,
- Pritisnuti štapovi mogu da se presecaju samo u čvornim zonama,
- Zatege mogu da presecaju pritisnute štapove i izvan čvorova,

- Opterećenje se prenosi najkraćim putem ka osloncima (putem za koji je energija deformacije najmanja). Na slici 113 prikazana su dva moguća modela rešetke za zidni nosač. Model pod a) je jednostavniji i obezbeđuje prenos sila najkraćim putem, pa je povoljniji od modela pod b),
- Poželjno je da se broj zatega u modelu svede na minimum.

Pri izboru nagiba kosih štapova u modelu poželjno je pridržavati se sledećih preporuka (slika 114) [49], [50]:

- Ugao između pritisnutih štapova i zatega (θ_1) usvajati oko 60° , ali nikako manji od 45° ;
- Uglove θ_2 i θ_3 usvajati oko 45° , ali nikako manje od 30° ;
- Ugao „skretanja“ koncentrisanog opterećenja (α) usvajati oko 30° , ali nikako veći od 45° .



Slika 114. Model rešetke za puni nosač. Isprekidanom linijom su prikazani pritisnuti, a punom zategnuti štapi

Dimenzionisanje štapova i čvorova

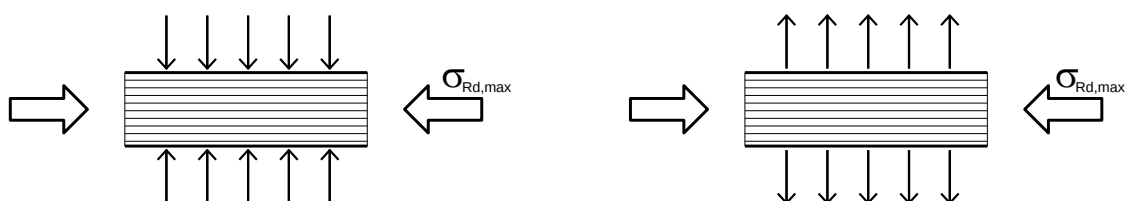
Debljina (dimenzija upravna na ravan rešetke) pritisnutih štapova i čvorova modela najčešće je jednaka debljini AB elementa ili širini oslonačke ploče i ista je za sve elemente rešetke. Širina štapa (dimenzija u ravni rešetke) se određuje tako da obezbedi njegovu dovoljnu nosivost pri pritisku, a zavisi od intenziteta sile koju treba da prenese, čvrstoće materijala štapa i dimenzija susednih elemenata sa kojima se susiće u čvoru.

Pritisnuti štapi

Širina pritisnutog štapa se određuje iz uslova da njegova proračunska čvrstoća pri pritisku $\sigma_{Rd,max}$ bude najmanje jednaka proračunskom naponu σ_{Ed} u štapu usled merodavne kombinacije dejstava u GSN, odnosno

$$\sigma_{Rd,max} \geq \sigma_{Ed} = \frac{F_{Ed}}{a \cdot b},$$

gde je F_{Ed} sila u štapu, a širina i b debljina štapa. Proračunska čvrstoća pritisnutih štapova zavisi od poprečnih napona. Poprečni naponi pritiska imaju ulogu „utezanja“, čime se nosivost štapa pri aksijalnom pritisku (tj. njegova čvrstoća) povećava. S druge strane, poprečni naponi zatezanja mogu dovesti do pojave prslina i utiču na smanjenje čvrstoće pritisnutih betonskih štapova (slika 115).



Slika 115. Proračunska čvrstoća pritisnutog betonskog štapa: levo – sa poprečnim pritiskom, desno – sa poprečnim zatezanjem

Prema SRPS EN 1992-1-1 proračunska čvrstoća pritisnutog betonskog štapa, ukoliko na njega deluju poprečni naponi pritiska ili je bez poprečnih napona (slika 115 levo), može da se odredi iz

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} = 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.57 f_{ck}.$$

Proračunska čvrstoća pritisnutog betonskog štapa na koji deluju poprečni naponi zatezanja (slika 115 desno), može da se odredi iz

$$\sigma_{Rd,max} = 0.6v'f_{cd}; \quad v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250}.$$

Budući da je nekada teško oceniti da li se u štapu javljaju prsline, preporučljivo je da se izraz za čvrstoću pritisnutog štapa sa poprečnim naponima zatezanja koristi u svim situacijama. Na ovaj način se dobijaju rezultati na strani sigurnosti.

Zatege

Zatege u modelu se poklapaju sa položajem armature, pa je površina zatege jednaka površini armature A_{st} u njoj. Uslov za određivanje površine zatege proizilazi iz zahteva da usled proračunske sile zatezanja F_{Etd} u GSN nosivost zatege F_{Rtd} ne bude prekoračena, odnosno

$$F_{Rtd} = A_{st} f_{vd} \geq F_{Etd}.$$

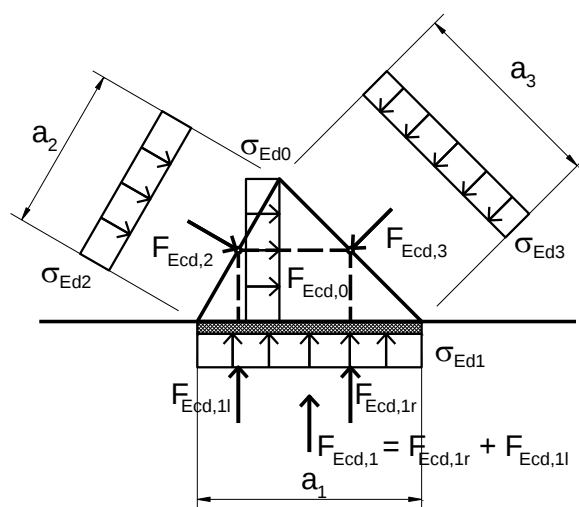
Armatura zatege treba da bude dovoljno usidrena u čvorovima.

Čvorovi

Čvorovi su zone u kojima se susište pritisnuti štapovi i zatege, a mogu da se obrazuju na mestima unosa koncentrisanih sila, na osloncima, u zonama sidrenja armature ili kablova za prednaprezanje, na mestima savijanja šipki armature, na spojevima i u uglovima konstrukcijskih elemenata i sl. Čvorovi moraju biti centrisani, odnosno ose svih štapova koji se susište u čvoru moraju da se seku u istoj tački. Konture čvora su upravne na pravce štapova.

Oblik i dimenzije čvora određuju se iz nagiba i dimenzija štapova koji se u njemu susreću i uslova da nosivost čvora ne bude prekoračena.

Proračunska vrednost maksimalnog napona pritiska koji može da deluje na stranama pritisnutog čvora je u principu veća od proračunske nosivosti pritisnutog štapa sa poprečnim zatezanjem. Njen intenzitet zavisi od kvaliteta betona, odnosno njegove proračunske čvrstoće pri pritisku f_{cd} , ali i od vrste naprezanja samog čvora.



Slika 116. Pritisnuti čvor bez zatega (CCC čvor)

Proračunska vrednost maksimalnog napona pritiska $\sigma_{Rd,max}$ na stranama pritisnutog čvora u kojem nema zatega usidrenih u čvoru (**CCC čvor**), npr. kod srednjeg oslonca kontinualnih greda (slika 116), iznosi

$$\sigma_{Rd,max} = 1.0v'f_{cd} \geq \max \frac{F_{Ed,i}}{a_i \cdot b}; \quad i = 0, 1, 2, 3; \quad v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250}.$$

Prema Evrokodu 2 u CCC čvoru u ravni (slika 116) može da se pretpostavi

$$\frac{F_{Ed,1}}{a_1} = \frac{F_{Ed,2}}{a_2} = \frac{F_{Ed,3}}{a_3}, \text{ odakle sledi}$$

$$\sigma_{Ed,1} = \sigma_{Ed,2} = \sigma_{Ed,3} = \sigma_{Ed,0}.$$

Proračunska vrednost maksimalnog napona pritiska $\sigma_{Rd,max}$ na pritisnutim stranama pritisnuto-zategnutog čvora u kojem je zatega usidrena samo u jednom pravcu (**CCT čvor**), npr. krajnji oslonci greda (slika 114) i oslonci zidnih nosača (slika 113 a)), iznosi

$$\sigma_{Rd,max} = 0.85v'f_{cd}; \quad v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250}.$$

Proračunska vrednost maksimalnog napona pritiska $\sigma_{Rd,max}$ na pritisnutim stranama pritisnuto-zategnutog čvora sa zategama usidrenim u više pravaca (**CTT čvor**), npr. ugaoni čvorovi ramovskih konstrukcija, iznosi

$$\sigma_{Rd,max} = 0.75v'f_{cd}; \quad v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250}.$$

Prema Evrokodu 2 vrednosti proračunskih napona pritiska u čvorovima mogu da se povećaju za najviše 10% ako je ispunjen barem jedan od sledećih zahteva:

- Obezbeđen je triaksijalni pritisak;
- Svi uglovi između pritisnutih štapova i zatega su $\geq 55^\circ$;
- Naponi koji deluju na osloncima ili mestima dejstva koncentrisanih sila su jednakopodeljeni, a čvor je utegnut uzengijama;
- Armatura je raspoređena u više slojeva;
- Čvor je pouzdano utegnut odgovarajućom dispozicijom ležišta ili trenjem.

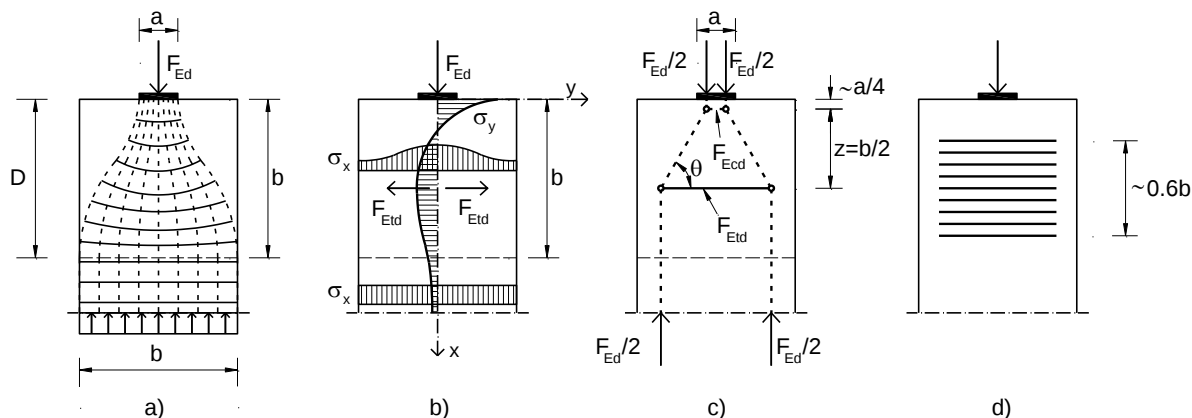
Gornja granica nosivosti triaksijalno pritisnutih čvorova, ako je za sva tri pravca pritisnutih štapova poznata raspodela opterećenja, iznosi

$$\sigma_{Rd,max} = 3.0v'f_{cd}; \quad v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250}.$$

U pritisnuto-zategnutim čvorovima sidrenje armature počinje na unutrašnjoj ivici čvora. Dužina sidrenja treba da obuhvati ukupnu dužinu čvora, a u izvesnim slučajevima armatura može da se sidri i iza čvora.

LOKALNO OPTEREĆENE POVRŠINE

Posebnu pažnju u analizi, dimenzionisanju i oblikovanju armiranobetonskih konstrukcija zahtevaju mesta na kojima se preko relativno male površine unose velike sile pritiska – tzv. lokalno opterećene površine. Karakteristični primeri lokalno opterećenih površina su zone oslanjanja stuba na temelj, mesta unosa (ankerisanja) sile prednaprezanja, zone zglobova i sl. Neposredna okolina lokalno opterećenih površina predstavlja zonu diskontinuiteta, čije se dimenzije određuju na način koji je opisan u poglavlju *Metoda pritisnutih štapova i zatega*. Trajektorije glavnih napona su zakrivljene sve do preseka koji se nalazi na dovoljnoj udaljenosti od mesta unosa sile, kada postaju paralelne, a normalni naponi u linijskom elementu konstantni po celoj površini poprečnog preseka (slika 117 a)).



Slika 117. Lokalno opterećena površina: a) trajektorije glavnih napona; b) raspodela napona u x i y pravcu; c) model pritisnutih štapova i zatega; d) raspored armature za prijem sila cepanja

Ispod lokalno opterećene površine vlada prostorno stanje napona, kao posledica efekta „utezanja“ koji okolni beton proizvodi na opterećenu zonu. Poznato je da utegnuti beton ima veću čvrstoću pri pritisku nego beton izložen aksijalnom naprezanju. Prema Evrokodu 2, za jednako podeljeno opterećenje koje deluje na površini A_{c0} čvrstoća pri pritisku f_{Rd0} lokalno opterećene površine betona može da se odredi iz sledećeg izraza:

$$f_{Rd0} = \frac{F_{Rdu}}{A_{c0}} = f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3.0 \cdot f_{cd},$$

gde je A_{c0} opterećena površina, A_{c1} najveća proračunska površina na koju se raspodeljuje opterećenje (slika 118), a F_{Rdu} granična sila pritiska. Nosivost lokalno opterećene površine je, dakle, uslovljena odnosom dimenzija proračunske površine na koju se prenosi opterećenje i opterećene površine. Do lokalnog loma neće doći ako proračunski napon F_{Ed} i proračunska sila pritiska F_{Ed} ispunjavaju uslov

$$f_{Ed} = \frac{F_{Ed}}{A_{c0}} \leq f_{Rd0}, \text{ odnosno } F_{Ed} \leq F_{Rdu} = f_{cd} \cdot A_{c0} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3.0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}.$$

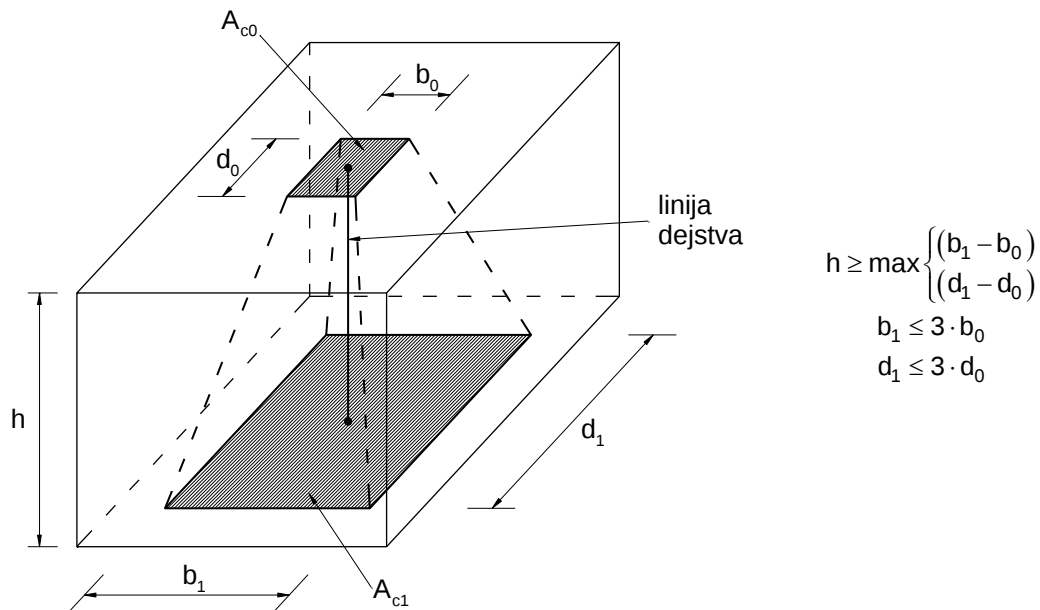
Gornji uslov, za unapred usvojenu klasu čvrstoće betona, može da se zadovolji izborom odgovarajućeg odnosa površina A_{c0} i A_{c1} . Proračunska površina A_{c1} pritom mora da ispuni sledeće zahteve (slika 118):

- istog je oblika i proporcija („slična“) kao površina A_{c0} , a njeno središte treba da bude na pravcu dejstva sile kroz središte opterećene površine A_{c0} ,
- visina h u pravcu opterećenja, na kojoj se ostvaruje raspodela opterećenja (prelazak sa površine A_{c0} na A_{c1}) treba da odgovara uslovima prikazanim na slici 118,
- ako postoji više od jedne sile pritiska koja deluje preko lokalne površine, proračunske površine na koje se raspodeljuje opterećenje ne treba da se preklapaju (ne mogu se uzeti u proračun za obe sile).

Ako opterećenje nije jednako podeljeno na površini A_{c0} ili uz njega deluju i velike sile smicanja, vrednost F_{Rdu} treba da se smanji. U prvom slučaju će na strani sigurnosti biti proračun sproveden sa

maksimalnom vrednošću opterećenja. Kada uz silu pritiska F_{Edv} deluje i smičuća sila F_{Edh} , provera lokalne nosivosti se sprovodi sa njihovom rezultantom F_{Edr} [35], prema

$$F_{Edr} = \sqrt{F_{Edv}^2 + F_{Edh}^2} \leq F_{Rdu}.$$



Slika 118. Proračunska raspodela opterećenja za lokalno opterećene površine

Neposredno ispod mesta unosa sile beton je izložen pritisku i u x i u y pravcu (slika 117 b)). Međutim, napon upravan na pravac sile (napon σ_y) postepeno prelazi iz pritiska u zatezanje, što može dovesti do pojave prslina koje se pružaju paralelno pravcu delovanja sile pritiska. Rezultanta napona zatezanja F_{Etd} deluje približno na polovini visine D zone (slika 117 c)). Pored dokaza lokalne nosivosti betona pri pritisku, neophodno je i da se obezbedi armatura koja će preuzeti ovu silu zatezanja („cepanja“). U stubu su to uzengije, a u temelju tzv. zmijasta armatura, obe raspoređene u nekoliko redova na ukupnoj visini približno $0.6b$, tako da im se težište poklopi sa napadnom linijom sile F_{Etd} (za značenje oznaka videti sliku 117 d)).

Prema SRPS EN 1992-1-1 sila F_{Etd} se može odrediti primenom metode pritisnutih štapova i zatega, u zavisnosti od toga da li se u elementu ostvaruje potpuni ili parcijalni diskontinuitet (slika 119), na sledeći način:

- za zone sa parcijalnim diskontinuitetom ($b \leq H/2$)

$$F_{Etd} = \frac{1}{4} \frac{b-a}{b} F_{Ed}$$

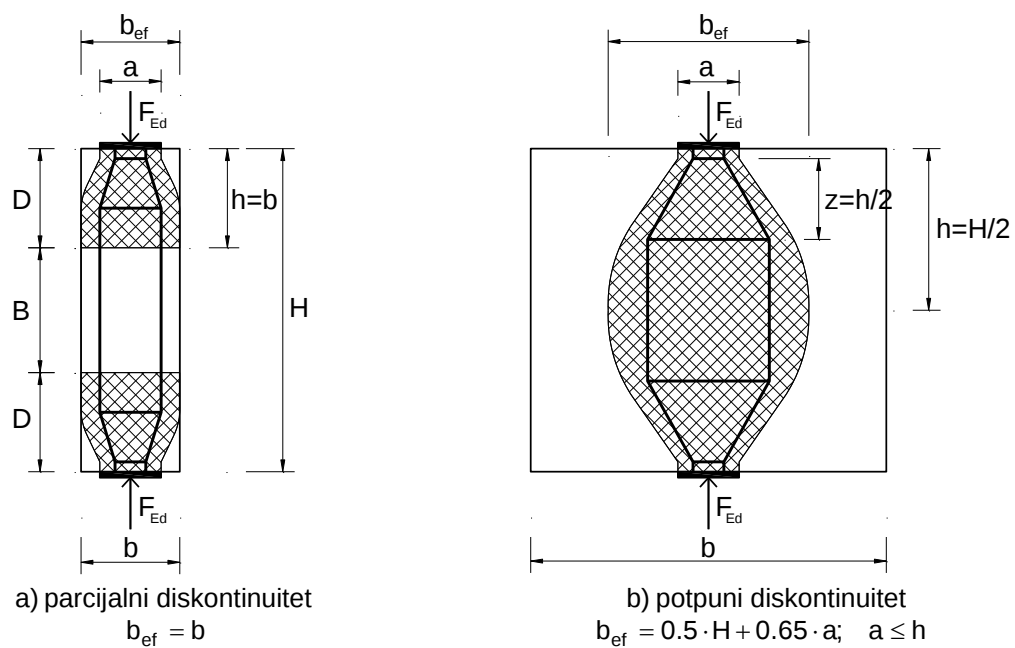
- za zone sa potpunim diskontinuitetom ($b > H/2$)

$$F_{Etd} = \frac{1}{4} \left(1 - 0.7 \frac{a}{h} \right) F_{Ed}.$$

Ukupna površina armature za prijem sile cepanja je

$$A_{st} = \frac{F_{Etd}}{f_{yd}}.$$

Zone sa parcijalnim diskontinuitetom se formiraju u visokim (ili dugačkim) linijskim elementima, npr. stubovima, a u masivnijim elementima relativno male visine (npr. temeljima) se ostvaruje potpuni diskontinuitet.



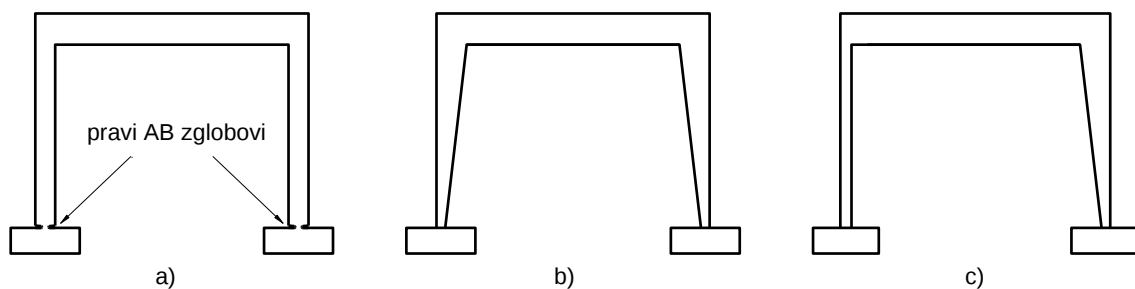
Slika 119. Parametri za određivanje poprečnih sila zatezanja u zoni lokalno opterećene površine

ZGLOBOVI U ARMIRANOBETONSKIM KONSTRUKCIJAMA

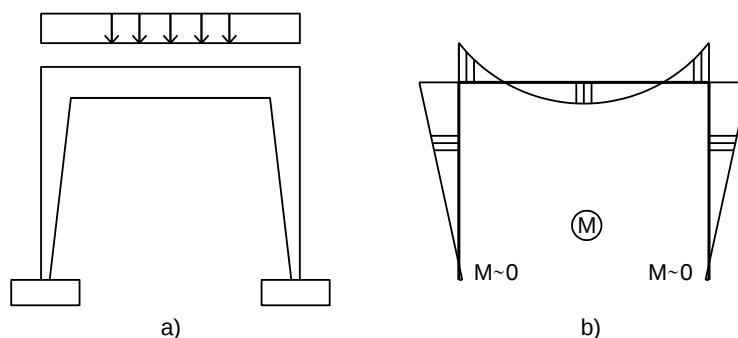
Zglobne veze u konstrukcijama omogućavaju nesmetano relativno obrtanje konstrukcijskih elemenata spojenih u zglobu. Preko zgloba se mogu preneti normalne i transverzalne sile, ali ne i momenti savijanja, pa se njihovom primenom smanjuje statička neodređenost konstrukcije. Zglobne veze u zgradama se mogu ostvariti na mestima oslanjanja stubova na temelje, greda na stubove ili zidove, ili ploča na grede ili zidove. Odgovarajućim pozicioniranjem zglobova u ramu ili luku formira se dvozglobni ili trozglobni ram ili luk. Postavljanjem zglobova unutar raspona kontinualnog grednog nosača formira se Gerberov nosač.

Zglobovi u armiranobetonskim konstrukcijama mogu da se izvedu na više načina. Prava („idealna“) zglobna veza u bilo kom delu konstrukcije može da se ostvari povezivanjem AB elemenata pomoću čeličnih zglobova, što je čest slučaj kod mostova, trozglobnih lukova i sl. Zglob se formira i prostim naleganjem grede na stub ili ploče na zid, sa ili bez podložne ploče.

Efekat zgloba u armiranobetonskim konstrukcijama postiže se naglom (slika 120 a)) ili postepenom (slika 120 b) i c)) redukcijom dimenzija poprečnog preseka elementa. Na ovaj način se smanjuje krak unutrašnjih sila u poprečnom preseku, a time i njegov moment nosivosti. Očigledno je da se prenos momenta savijanja kroz ovako formiran „zglob“ ne isključuje u potpunosti, ali se pravilnim oblikovanjem može postići da njegova veličina bude zanemarljivo mala, kao u slučaju monolitnog AB rama prikazanog na slici 121. Linearnim smanjenjem poprečnog preseka stubova od čvora rigla-stub ka temeljima, postiglo se značajno smanjenje momenata savijanja na mestima veze stubova i temelja, tako da se konstrukcija sa dovoljnom tačnošću može tretirati kao dvozglobni ram.



Slika 120. Primeri klasičnih zglobova u armiranobetonskim ramovima: a) i b) dvozglobni ramovi, c) trozglobni ram



Slika 121. Formiranje zglobova postepenom promenom krutosti stuba: a) „dvozglobni“ ram sa opterećenjem, b) dijagram momenta savijanja

Zglobovi u armiranobetonskim konstrukcijama su posebno osetljiva mesta, koja zahtevaju izuzetnu pažnju pri izvođenju. U zoni zgloba ne sme biti prekida betoniranja, niti nastavljanja armature, a beton mora biti kvalitetno ugrađen, bez slabih mesta („gnezda“), što je dodatno otežano gusto postavljenom armaturom. Zglobovi koji se formiraju naglom redukcijom poprečnog preseka (slika 120 a)) moraju da se osiguraju od zapunjavanja zemljom, prljavštinom i drugim materijalom (naročito je osetljiva veza

stuba i temelja) koje bi ograničilo mogućnost rotacije spojenih elemenata. Formiranje zgloba postepenom promenom krutosti elementa, kao kod stubova rama na slici 120 b) i desnog stuba na slici 120 c), isključuje mogućnost njegovog „zapunjavanja“, pa ovaj način ostvarivanja efekta zgloba treba usvajati kad god je to konstrukcijski prihvatljivo. Još jedan od načina formiranja zgloba je prikazan na levom stubu na slici 120 c). Iako su kod ovog rama sve veze izvedene kao krute, levi stub celom visinom ima znatno manju krutost na savijanje nego rigla rama, zbog čega će na sebe „navući“ zanemarljiv moment savijanja. Ovaj stub se, dakle, realno ponaša kao prost štap, odnosno kao element koji je sa konstrukcijom vezan zglobno na oba kraja.

Zglobovi u AB ramovima mogu da se izvedu kao tačkasti (slika 122 b)) ili kao linijski (slika 122 c)). Tačkasti zglobovi omogućavaju rotaciju elemenata oko obe ose, dok je kod linijskog moguća rotacija samo oko jedne ose zgloba. Širina b linijskog zgloba jednaka je širini užeg od elemenata koje povezuje (npr. na spoju stub-temelj b je širina poprečnog preseka stuba). Oblik zgloba najčešće prati oblik poprečnog preseka elemenata koji se u njemu spajaju (kvadratni, pravougaoni, kružni...).

Oblik i dimenzije zgloba formiranog naglom redukcijom poprečnog preseka stuba na mestu oslanjanja na temelj prikazani su na slici 122. Dimenzije zgloba se biraju u sledećim granicama:

- visina poprečnog preseka zgloba d_0

$$d_0 = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{3} \right) h_c \geq 15 \text{ cm}$$

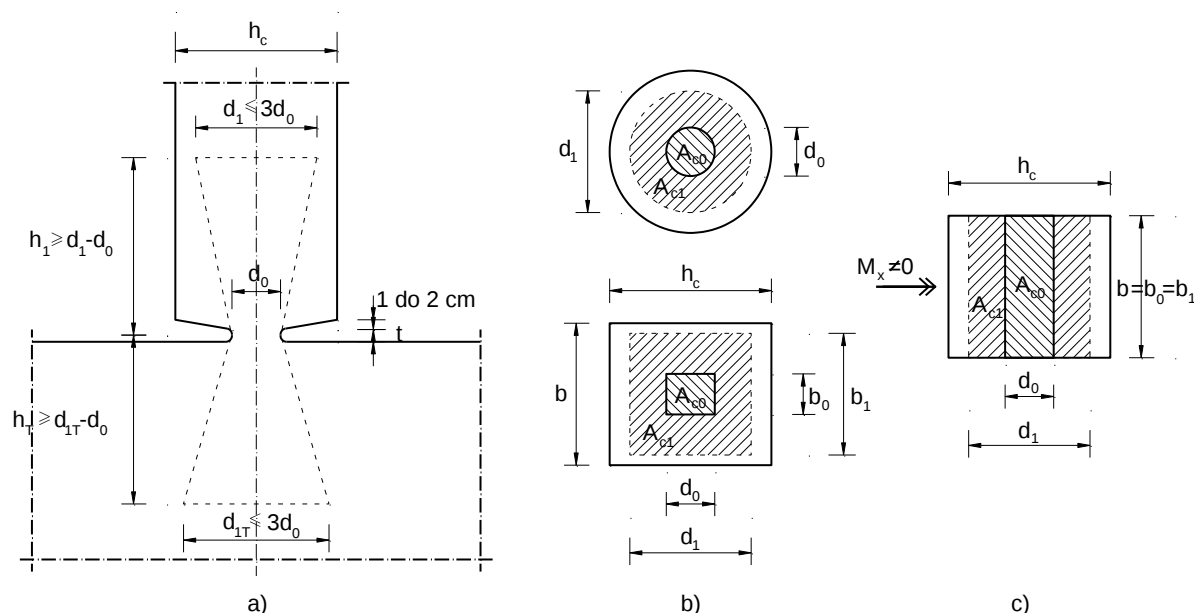
- širina tačkastog zgloba b_0

$$b_0 = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{3} \right) b \geq 15 \text{ cm}$$

- visina grla zgloba t

$$t = \min \begin{cases} d_0/5 \\ b_0/5 \\ 2 \text{ cm} \end{cases}$$

Grlo zgloba treba zaobliti (kao na slici 122 a)) da bi se izbegla koncentracija napona.



Slika 122. Zglobna veza stuba i temelja: a) rasprostiranje opterećenja, b) tačkasti zglob, c) linijski zglob

Bez obzira da li se efekat zgloba postiže naglom ili postepenom redukcijom poprečnog preseka spojenih elemenata, zglob se tretira kao lokalno opterećena površina (videti prethodno poglavlje). To znači da je, zbog efekta utezanja, čvrstoća pri pritisku betona u neposrednoj okolini zgloba veća nego u elementima koji su u njemu spojeni, a zavisi od odnosa površina na koje se opterećenje prenosi (sa

obe strane zgloba: na slici 122 su to površine A_{c1} u stubu i A_{c1T} u temelju) i opterećene površine (površine zgloba A_{c0}), odnosno:

$$f_{Rd0} = \frac{F_{Rdu}}{A_{c0}} = f_{cd} \cdot \min \left\{ \sqrt{A_{c1}/A_{c0}}; \sqrt{A_{c1T}/A_{c0}} \right\} \leq 3.0 \cdot f_{cd}.$$

U slučaju zgloba pravougaonog preseka opterećene površine u stubu i temelju su

$$A_{c1} = b_1 \cdot d_1, \quad A_{c1T} = b_{1T} \cdot d_{1T}.$$

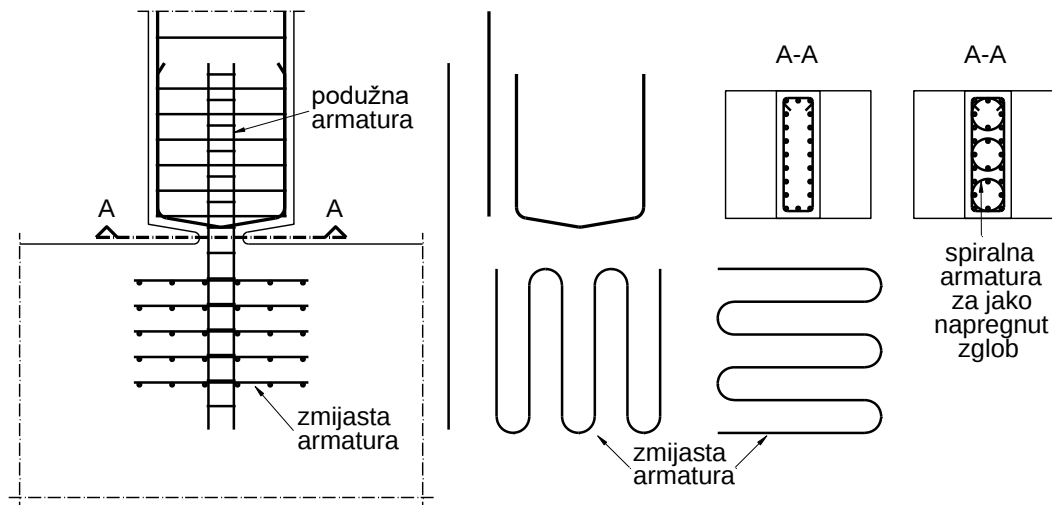
Poštujući granične dimenzije površina na koje se rasprostire opterećenje (slika 122), iz uslova da proračunska sila pritiska u zglobu F_{Ed} ne prekorači njegovu proračunsku nosivost mogu se odrediti minimalne visine u stubu (h_1) i temelju (h_{1T}) potrebne za rasprostiranje opterećenja:

$$F_{Ed} \leq F_{Rdu} = f_{cd} \cdot A_{c0} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3.0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \Rightarrow A_{c0} \cdot \left(\frac{F_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_{c0}} \right)^2 \leq A_{c1} \leq \begin{cases} 9 \cdot A_{c0} \\ h_c \cdot b \end{cases} \Rightarrow b_1, d_1, h_1$$

$$F_{Ed} \leq F_{Rdu} = f_{cd} \cdot A_{c0} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1T}}{A_{c0}}} \leq 3.0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \Rightarrow A_{c0} \cdot \left(\frac{F_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_{c0}} \right)^2 \leq A_{c1T} \leq 9 \cdot A_{c0} \Rightarrow b_{1T}, d_{1T}, h_{1T}.$$

OVAKO sračunata visina h_{1T} zapravo predstavlja minimalnu potrebnu visinu temelja.

Kroz zglob se postavlja podužna armatura u vidu tanjih šipki ravnomerno raspoređenih po unutrašnjem obimu uzengija (slika 123). Površina ove armature treba da bude između 0.8% i 1.0% površine poprečnog preseka zgloba. Podužna armatura se pruža kroz obe zone rasprostiranja opterećenja u stubu i temelju (h_1 i h_{1T}) i obavlja se gusto postavljenim uzengijama. U slučaju izuzetno velikog opterećenja u zglobu, pored uzengija podužna armatura može da se obuhvati i spiralnom armaturom (slika 123 desno).



Slika 123. Freyssinet-ov zglob

Usled lokalnog unosa opterećenja, sile cepanja se javljaju sa obe strane zgloba. Sila cepanja u stubu se prihvata uzengijama, a u temelju zmijastom armaturom. Obe armature su raspoređene u nekoliko redova na ukupnoj visini približno $0.6b$, tako da im se težište poklopi sa napadnom linijom sile F_{Etd} (videti sliku 117 d)). U stubu se ostvaruje parcijalni diskontinuitet, pa se u njemu sila cepanja i potrebna ukupna površina uzengija mogu odrediti iz

$$F_{Etd,st} = F_{Ed} \cdot \max \left\{ \frac{1}{4} \frac{h_c - d_0}{h_c}, \frac{1}{4} \frac{b - b_0}{b} \right\}, \quad A_{sw} = \frac{F_{Etd,st}}{f_{ywd}},$$

dok se u temelju najčešće ostvaruje potpuni diskontinuitet, te su sila cepanja i ukupna površina zmijaste armature prema sledećem:

$$F_{Ed,T} = \frac{1}{4} \left(1 - 0.7 \frac{a}{H/2} \right) F_{Ed}, \quad A_s = \frac{F_{Ed,T}}{f_{yd}}, \quad a = \min\{d_0, b_0\},$$

gde je H ukupna visina temelja.

Na slici 123 prikazan je način armiranja Freyssinet-ovog linijskog zgloba. Ovaj tip zgloba se primenjuje za male vrednosti transverzalne sile V_{Ed} , koje ispunjavaju uslov

$$V_{Ed} \leq 0.75 \cdot F_{Ed}.$$

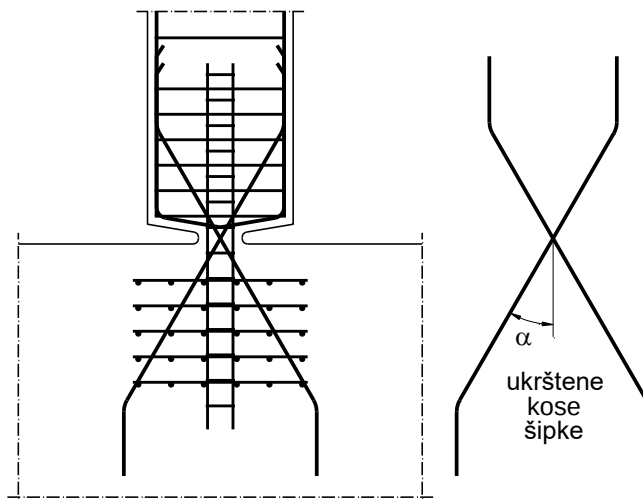
Ako u zglobu deluje veća transverzalna sila, tj. kada je

$$V_{Ed} > 0.75 \cdot F_{Ed},$$

uz armaturu koja se postavlja u Freyssinet-ov zglob dodaju se i ukrštene kose šipke površine

$$A_{s,inkl} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot \sin \alpha \cdot f_{yd}},$$

čime se formira tzv. Mesnager-ov zglob (slika 124).



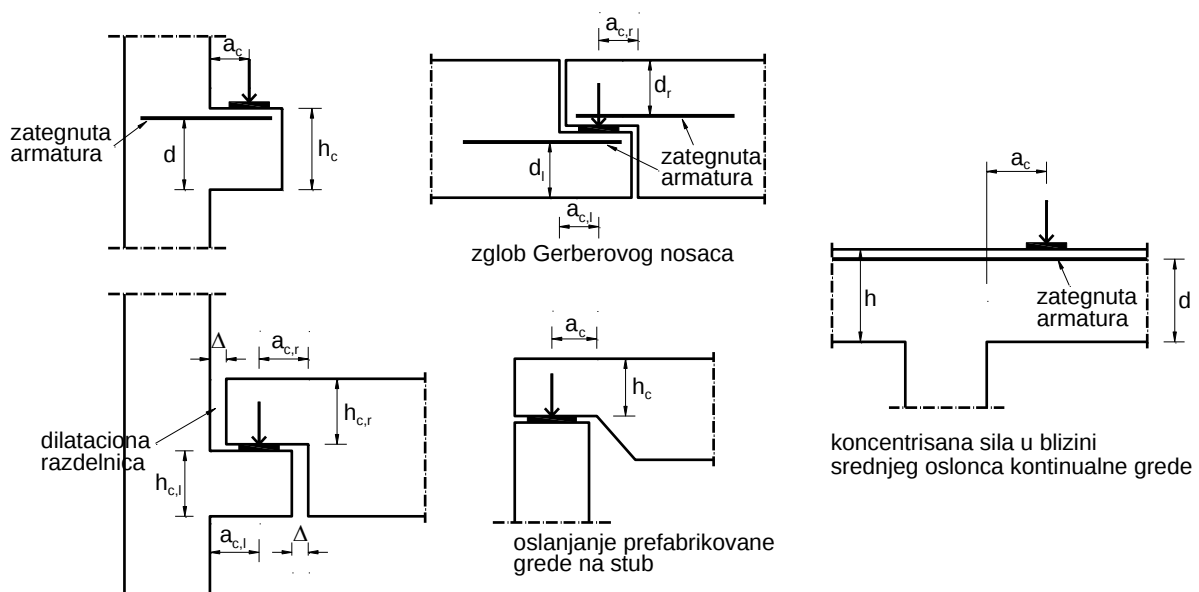
Slika 124. Mesnager-ov zglob

Poseban tip zgloba je Gerber-ov zglob (slika 136), koji se ostvaruje obostranim polovljenjem visine grede. Kako se ovde zapravo radi o oslanjanju preko kratkih elemenata, postupak proračuna i način armiranja su prikazani u sledećem poglavlju.

KRATKI ELEMENTI

Kratki elementi su kratki konzolni nosači opterećeni koncentrisanom silom čiji krak a_c u odnosu na ukleštenje nije veći od statičke visine elementa d (slika 125). Prefabrikovani AB stubovi se često izvode sa kratkim elementima u jednom ili više pravaca, koji služe kao oslonci za nosače kranske staze u industrijskim halama (slika 126) ili prefabrikovane gredne nosače u zgradama (slika 127).

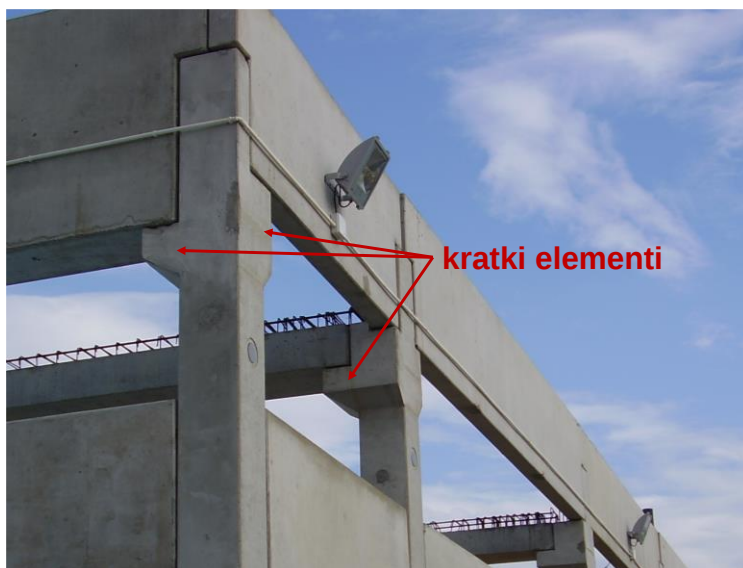
Kratki elementi se primenjuju i kao oslonci elemenata na dilatacionim razdelnicama, kao i pri oblikovanju zglobova Gerber-ovih nosača. Pored toga, kratki elementi se formiraju i pri redukciji visine prefabrikovane grede u zoni njenog oslanjanja u glavi stuba, ali i u delovima monolitno izvedenih grednih nosača kod kojih se koncentrisana sila aplicira na rastojanju a_c od ivice oslonca koje je manje od statičke visine nosača d . Primeri primene i oblikovanja kratkih elemenata prikazani su na slici 125.



Slika 125. Primeri primene i oblikovanja kratkih elemenata

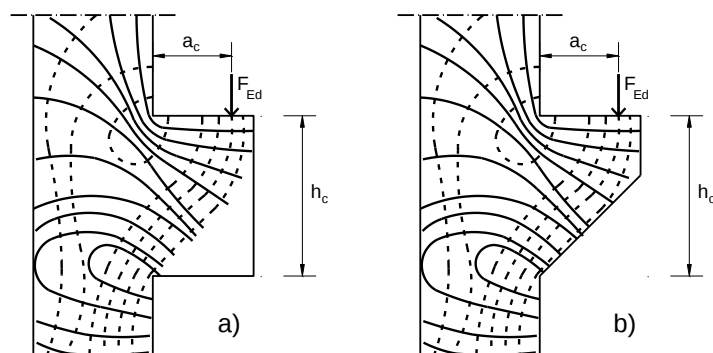


Slika 126. Kratki elementi kao oslonci nosača kranske staze u industrijskoj hali



Slika 127. Kratki elementi kao oslonci prefabrikovanih grednih nosača

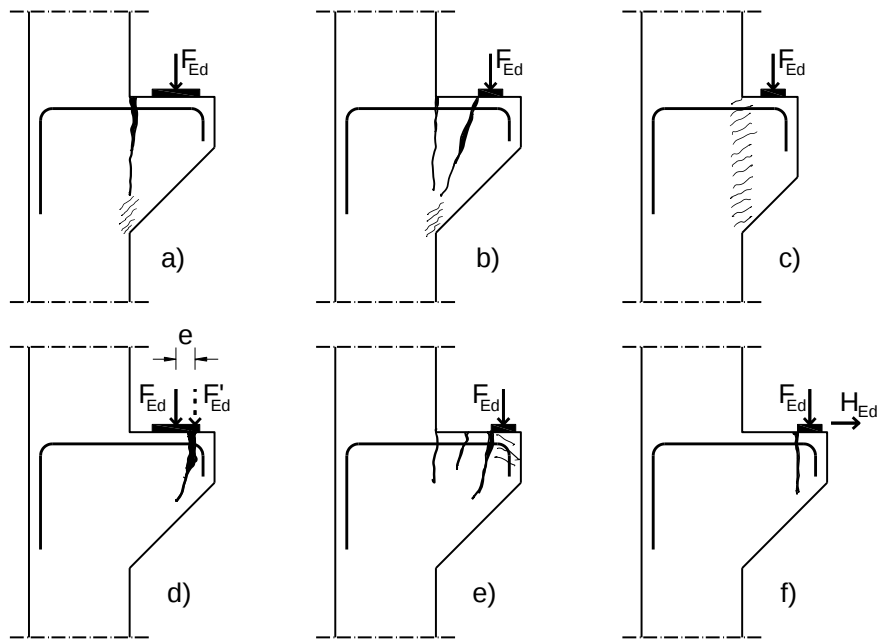
Donja ivica kratkog elementa se izvodi horizontalna ili pod nagibom (zakošena). Ako pogledamo tok trajektorija glavnih napona u kratkom elementu (slika 128), jasno je da, pri izvođenju horizontalne donje ivice (slika 128 a)), deo donje zone ostaje nenapregnut, tj. neiskorišćen, pa je sa ekonomskog aspekta povoljnije da se donja ivica izvede pod nagibom (slika 128 b)). Takav način oblikovanja je tipičan za kratke elemente u industrijskim halama. Međutim, u stambenim i javnim zgradama često je estetski prihvatljivije da se kratki elementi učine neprimetnim, što se može postići izvođenjem horizontalne donje ivice. Na slici 128 su punom linijom označene trajektorije glavnih napona zatezanja, a isprekidanom pritiska.



Slika 128. Trajektorije glavnih napona u kratkom elementu

Da bismo pravilno oblikovali kratke elemente, potrebno je poznavati moguće mehanizme njihovog otkaza. Prema [51] mogući tipovi loma kratkog elementa su (slika 129):

- Tečenje gornje zategnute armature usled zatezanja izazvanog momentom savijanja, uz pojavu prslina. Lom nastaje drobljenjem betona u pritisnutoj zoni;
- Dijagonalne prsline – lom usled smicanja;
- Niz kratkih odvojenih dijagonalnih prslina – lom usled klizanja, nakon spajanja ovih prslina (javlja se kod vrlo kratkih elemenata);
- Lom otkidanjem ivice kratkog elementa – opterećenje je naneto blizu slobodne ivice kratkog elementa, ekscentrično u odnosu na podložnu ploču;
- Drobljenje betona ispod sile zbog premale površine podložne ploče;
- Vertikalne prsline iza podložne ploče usled neadekvatno prihvaćenog zatezanja izazvanog horizontalnom silom.

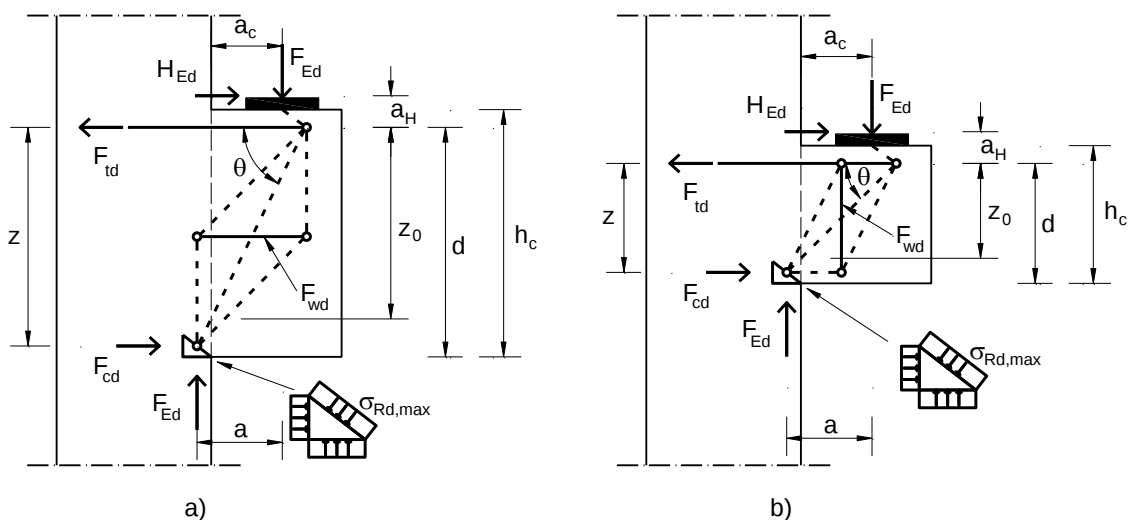


Slika 129. Tipovi loma kratkog elementa

Prema prilogu J Evrokoda 2, kratkim elementom se smatra konzolni nosač kod kojeg je ispunjen uslov $a_c < z_0$ (slika 130), a njegov proračun može da se sprovede primenom jednog od modela pritisnutih štapova i zatega prikazanih na slici 130. Nagib pritisnutih štapova θ treba da se bira u granicama

$$1.0 \leq \tan \theta \leq 2.5, \text{ odnosno } 45^\circ \leq \theta \leq 68.2^\circ.$$

Izbor jednog od modela rešetke sa slike 130 zavisi od odnosa kraka spoljašnje sile a (videti slike 131 i 132) i kraka unutrašnjih sila z . Da bi nagib pritisnutih štapova ostao unutar gore navedenih granica, za $a \leq z/2$ (jako kratka konzola) treba usvojiti model sa slike 130 a). U suprotnom, proračun treba sprovesti prema modelu na slici 130 b). Proračun se u oba slučaja sprovodi prema metodologiji prikazanoj u poglavlju *Metoda pritisnutih štapova i zatega*.



Slika 130. Modeli pritisnutih štapova i zatega za proračun kratkog elementa

Proračun primenom nekog od složenih modela rešetke sa slike 130 može da se sprovede njegovom dekompozicijom na dva jednostavnija modela (slike 131 i 132). U oba slučaja γ je težinski faktor, kojim se uvodi uticaj svakog od modela (1 i 2) na stvarno ponašanje konzole. U slučaju jako kratke konzole (slika 131) faktor γ se može odrediti iz sledećeg izraza [52]:

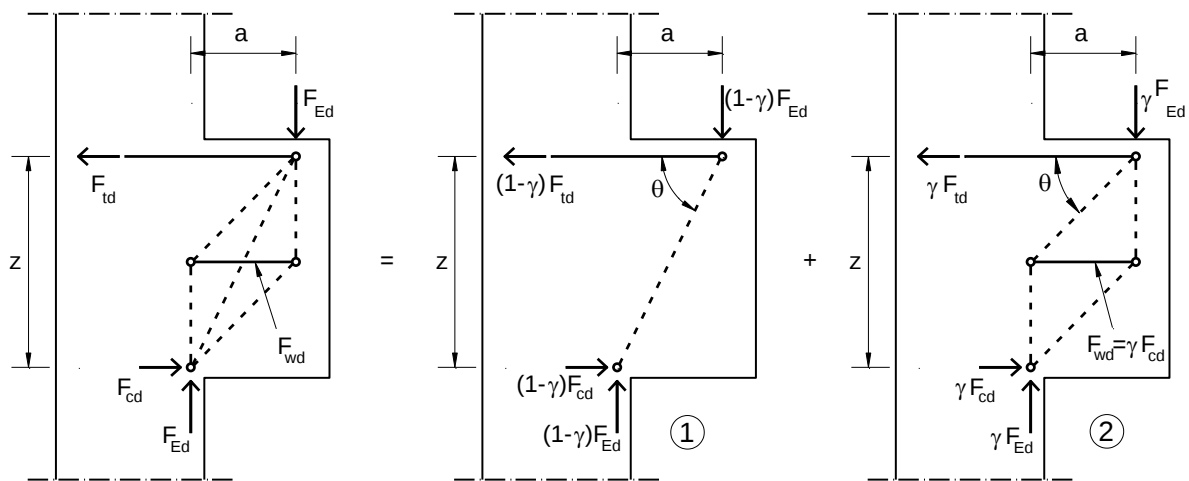
$$\gamma\left(\frac{z}{a}\right) = \frac{2 \cdot z/a - 1}{3 + F_{Ed}/F_{cd}}; \quad 0 \leq \gamma\left(\frac{z}{a}\right) \leq 1.$$

Pored glavne armature $A_{s,main}$, koja treba da prihvati silu F_{td} , u slučaju jako kratke konzole postavlja se i dodatna horizontalna armatura u vidu zatvorenih uzengija za prihvatanje sile F_{wd} [53]:

$$F_{wd} = \gamma \cdot F_{Ed} = \frac{2 \cdot z/a - 1}{3 + F_{Ed}/F_{cd}} \cdot F_{cd}.$$

Ukupna površina ovih horizontalnih uzengija (slika 133 a)) iznosi:

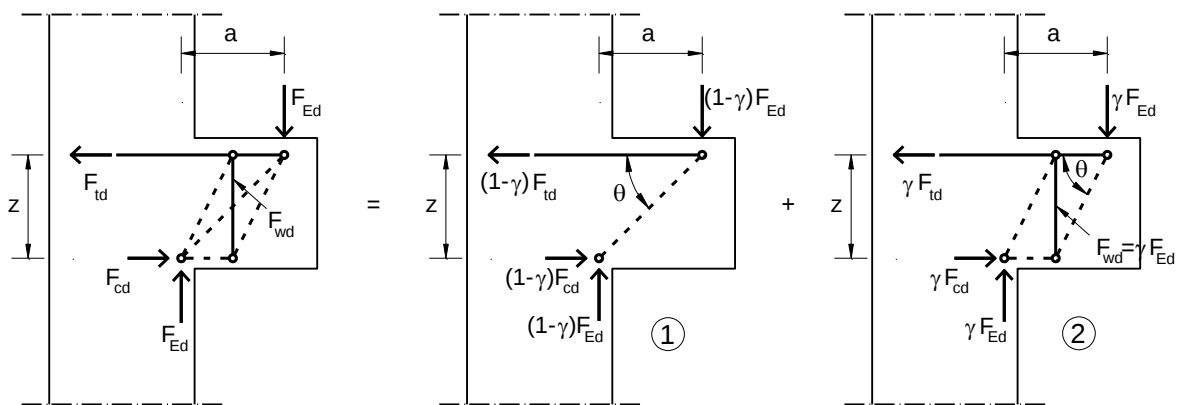
$$A_{wh} = A_{s,link} = \frac{F_{wd}}{f_{ywd}} \geq 0.25 \cdot A_{s,main}.$$



Slika 131. Dekompozicija modela rešetke za $a \leq z/2$

Za proračun kratkih elemenata kod kojih je $a > z/2$ može se koristiti model rešetke prikazan na slici 132. Težinski koeficijent je sada [52]:

$$\gamma\left(\frac{a}{z}\right) = \frac{2 \cdot a/z - 1}{3}; \quad 0 \leq \gamma\left(\frac{a}{z}\right) \leq 1.$$



Slika 132. Dekompozicija modela rešetke za $a > z/2$

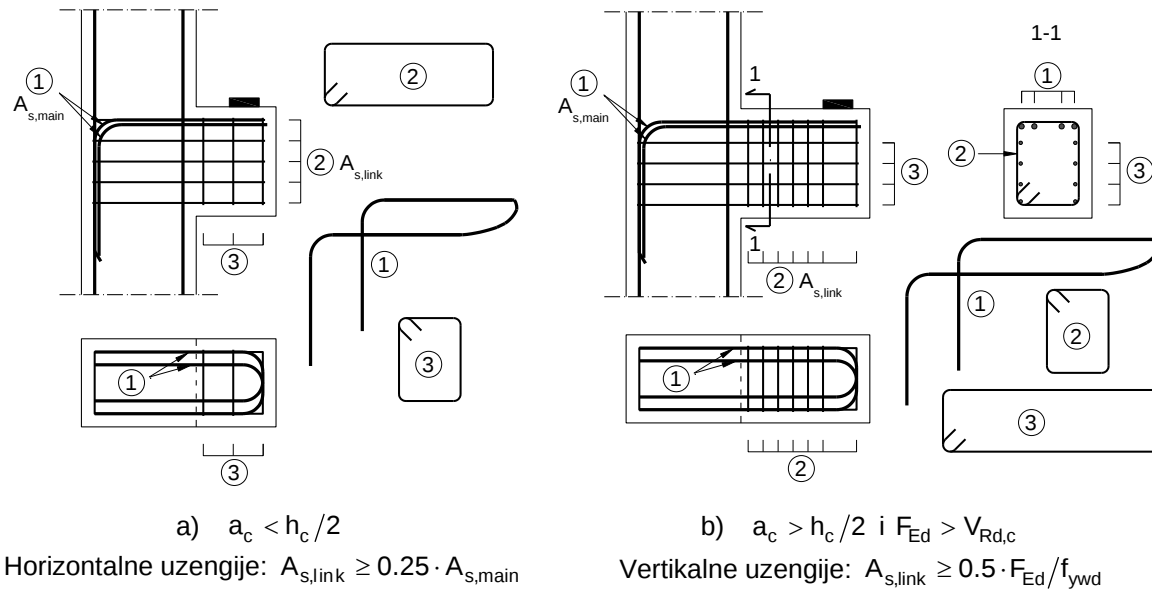
Zategnuti štap u ovom modelu je vertikalna, a sila u njemu, prema [53], iznosi

$$F_{wd} = \gamma \cdot F_{Ed} = \frac{2 \cdot a/z - 1}{3} \cdot F_{Ed}.$$

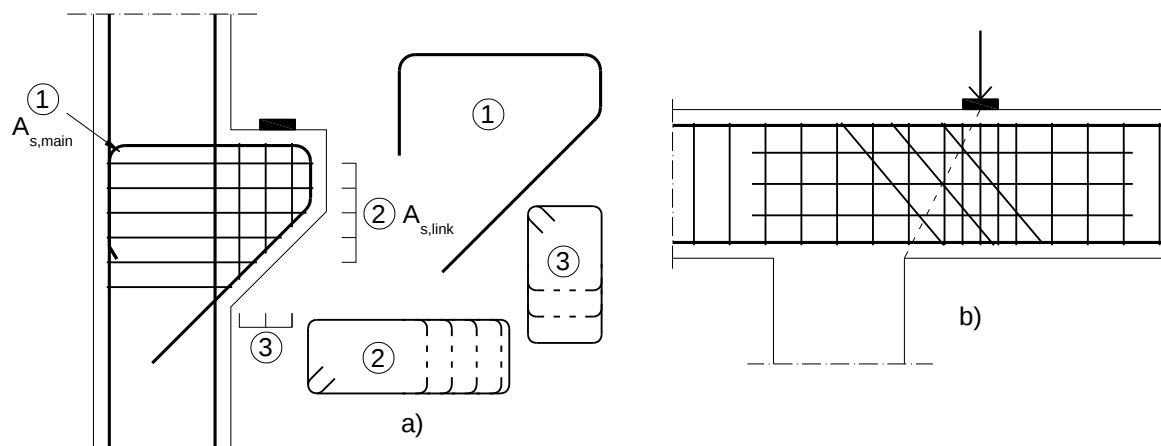
Ovu silu prihvataju zatvorene vertikalne uzengije (slika 133 b)) ukupne površine

$$A_{wv} = A_{s,link} = \frac{F_{wd}}{f_{ywd}} \geq 0.5 \cdot \frac{F_{Ed}}{f_{ywd}}.$$

Glavna zategnuta armatura $A_{s,main}$ koja preuzima silu F_{td} mora da bude dobro usidrena na oba kraja (slike 133 i 134 a)). U oslonačkom elementu (stubu) ova armatura se sidri u zoni udaljenijoj od kratkog elementa, a dužina sidrenja se, prema Evrokodu 2, meri od ose vertikalne armature u stubu na bližoj strani elementa. Na drugom kraju se armatura $A_{s,main}$ sidri u kratkom elementu, sa dužinom sidrenja koja treba da se meri od unutrašnje ivice podložne ploče. Sidrenje na ovom kraju može da se izvede na više načina: savijanjem šipki upravno na osu kratkog elementa (u pravcu njegove širine), kao na slici 133, ili savijanjem duž donje ivice kratkog elementa (slika 134 a)). U nedostatku prostora, ova armatura može da se sidri pomoću sidrenih ploča postavljenih blizu slobodne ivice kratkog elementa.



Slika 133. Armatura kratkog elementa (pozicija 3 su konstruktivne uzengije)



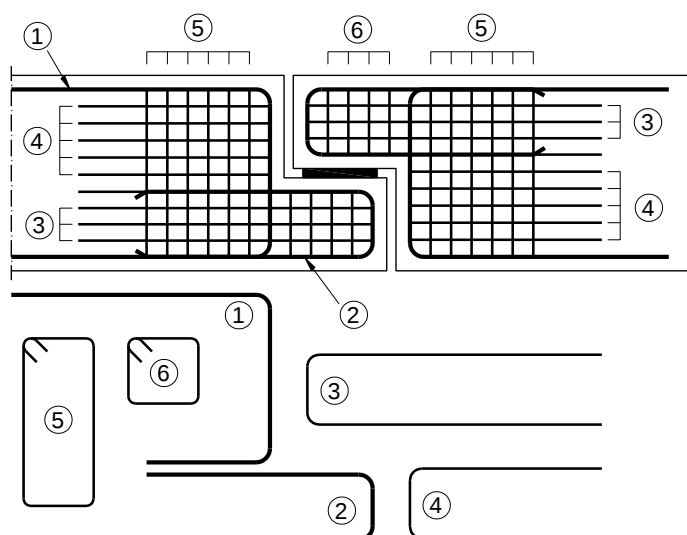
Slika 134. Armatura kratkog elementa: a) alternativni način vođenja $A_{s,main}$; b) armiranje zone kontinualne grede opterećene silom blizu srednjeg oslonca

Zona unosa koncentrisane sile u kontinualnu gredu u blizini srednjeg oslonca, ako je krak sile u odnosu na ivicu oslonca manji od statičke visine grede, tretira se i armira kao kratki element (slika 134 b)). Armatura kratkog elementa u stubu u pogonu za prefabrikaciju prikazana je na slici 135.



Slika 135. Armatura kratkog elementa u stubu

U prethodnom poglavlju je rečeno da se Gerber-ov zglob ostvaruje oslanjanjem susednih delova grede preko kratkih elemenata. Način armiranja ovog zgloba prikazan je na slici 136.



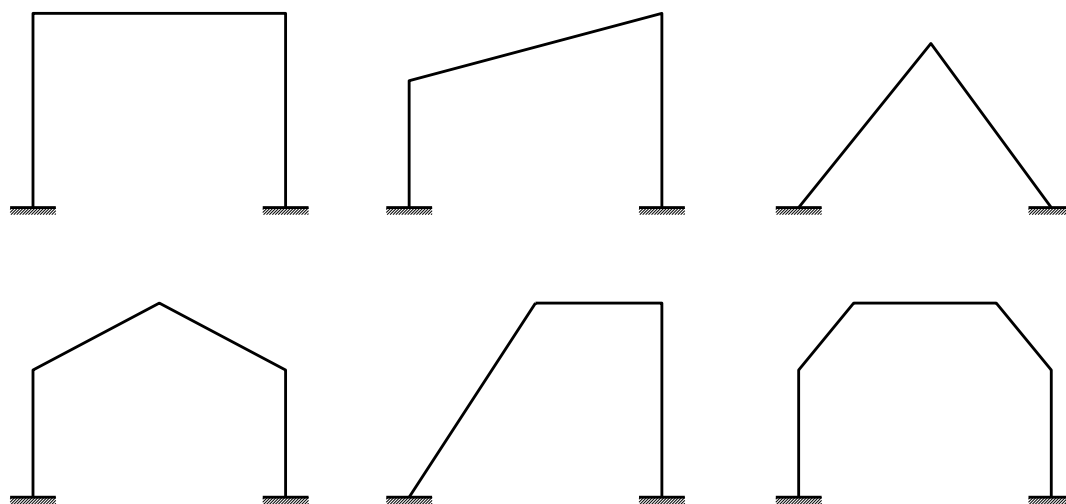
Slika 136. Armatura Gerber-ovog zgloba

RAMOVSKJE KONSTRUKCIJE

Ram ili okvir je konstrukcijski sistem koji se sastoji od međusobno povezanih stubova i greda (rigli). Stubovi najčešće zauzimaju vertikalni ili kosi, a grede horizontalni položaj u prostoru, a njihova veza može da bude izvedena kao kruta ili zglobna.

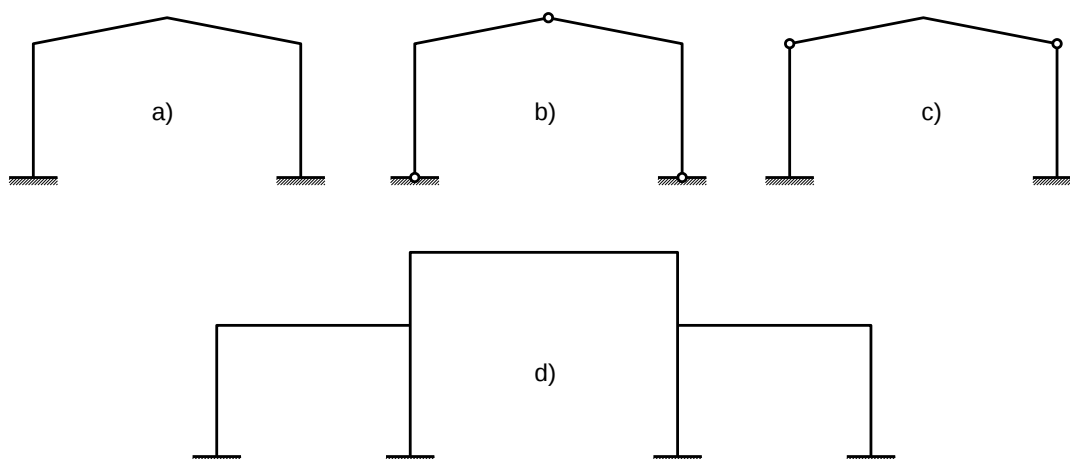
Karakteristike, primena i sistemi

Osnovna jedinica ramovske konstrukcije je prost ram (slika 137), koji se najčešće sastoji od dva stuba i jedne grede. Stubovi mogu biti vertikalni ili kosi, a grede horizontalne ili pod nagibom, pravolinijske, poligonalne ili nekog drugog oblika. Elementi prostog rama mogu biti konstantnog ili promenljivog poprečnog preseka. Međusobnim povezivanjem prostih ramova formira se ramovska konstrukcija.



Slika 137. Oblici prostog rama

Ramovske konstrukcije se primenjuju kao osnovni noseći sistemi kod velikog broja armiranobetonskih zgrada, industrijskih hala, mostova i drugih inženjerskih objekata. Neki od karakterističnih oblika ramovskih konstrukcija industrijskih hala prikazani su na slici 138.

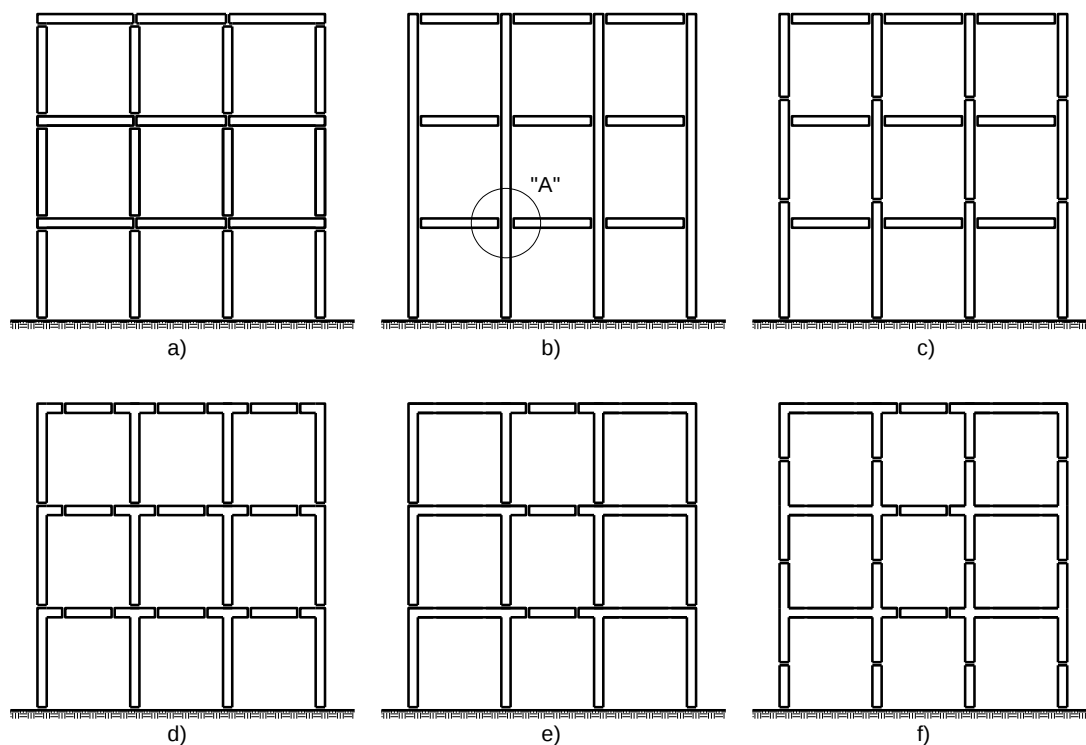


Slika 138. Karakteristični oblici ramovskih konstrukcija industrijskih hala: a) uklešten ram; b) trozglojni ram; c) dvozglojni ram; d) trobrodni uklešten ram

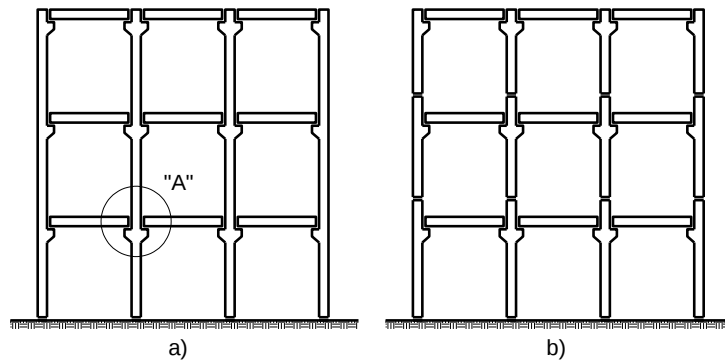
Armiranobetonski ramovi se mogu izvoditi monolitno ili montažno. Veze između elemenata monolitnih ramovskih konstrukcija su najčešće krute, kao na slici 138 a) i d), dok su u montažnom načinu gradnje zastupljenije zglobne veze. Jedan od najčešćih oblika ramova montažnih jednobrodnih hala prikazan je na slici 138 c), gde su stubovi uklešteni u temelje, a zglobno vezani sa gredom.

Od sredine prošlog veka, pre svega zahvaljujući napretku u polju prednaprezanja, ali i brzom razvoju građevinske mehanizacije, sve je zastupljeniji montažni način gradnje armiranobetonskih i prednapregnutih betonskih konstrukcija. Ramovska konstrukcija se za potrebe montažne gradnje „rastavlja“ („dekomponuje“) na elemente različitih oblika i dimenzija, koji se izvođe (prefabrikuju) van mesta ugradnje (najčešće u pogonu za prefabrikaciju), a nakon očvršćavanja betona transportuju na gradilište i montiraju u projektovani položaj. Neki karakteristični načini „dekompozicije“ armiranobetonskih ramovskih konstrukcija u zgradarstvu prikazani su na slici 139. U višespratnim industrijskim objektima primenjuju se i rešenja prikazana na slici 140. Pri izboru oblika pojedinačnih prefabrikovanih elemenata i mesta montažnih nastavaka treba voditi računa o velikom broju zahteva. Neki od njih su:

- Jednostavnost oblika elemenata. Najjednostavniji za izvođenje i manipulaciju su pravi linijski elementi kao na slici 139 pod a), b) i c). Međutim, ako je potrebno da se ostvare krute veze između greda i stubova, montažni nastavci u ovim rešenjima su veoma zahtevni, jer se nalaze upravo na mestima maksimalnih momenata savijanja u gredama;
- Što manji obim posla na gradilištu, tj. smanjenje broja montažnih nastavaka na najmanju meru. Stubovi bez montažnih nastavaka po visini, kao na slici 139 b) ispunjavaju ovaj zahtev. Visina stubova ograničena je mogućnošću sredstava za transport i montažu i karakteristikama same trase. Smanjenje broja nastavaka se postiže i ukupnjavanjem elemenata kao na slici 139 pod e) i f). Međutim, ovako formirani elementi razuđenog oblika su nezgodni za transport, pa se često, umesto u pogonu za prefabrikaciju, proizvode u horizontalnom položaju na samom gradilištu, a nakon očvršćavanja se podižu u projektovani položaj;
- Mesto nastavka planirati na mestu najmanjih momenata savijanja u upotrebi. Izvođenje krute veze, koja treba da prenese velike momente savijanja, znatno je zahtevnije od izvođenja zglobne veze, pa čak i od krute veze sa malim momentima. Zbog toga je povoljno da se montažni nastavci planiraju u zonama najmanjih naprezanja elemenata u upotrebi. Na slici 139 pod c) i f) stubovi se nastavljaju u presecima udaljenim od međuspratne konstrukcije, približno na mestima gde su momenti savijanja u monolitnoj konstrukciji jednaki nuli. Isti efekat je postignut izvođenjem montažnih nastavaka u gredama kao na slici 139 pod d), e) i f);
- Izbegavati nastavak velikog broja elemenata u jednom čvoru, kao na slici 139 pod a), gde se u istom čvoru nastavljaju i grede i stubovi...

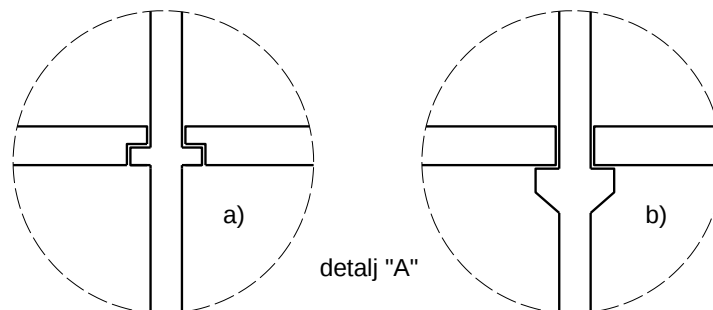


Slika 139. Načini „dekompozicije“ montažnih ramovskih konstrukcija stambenih i javnih zgrada



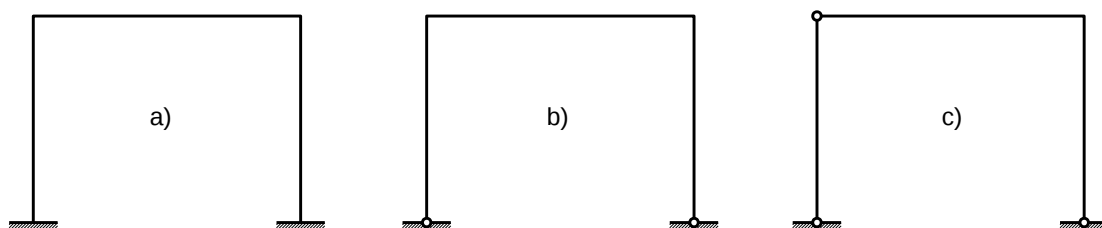
Slika 140. Načini „dekompozicije“ montažnih ramovskih konstrukcija industrijskih zgrada

U montažnom načinu gradnje, grede se na stubove najčešće oslanjaju preko kratkih elemenata, koji se u industrijskim objektima obično izvedu kao vidljivi (slika 141 b)). U stambenim, poslovnim i javnim zgradama je poželjno da se kratki elementi izvedu kao skriveni, što se može postići oblikovanjem kao na slici 141 a).



Slika 141. Oslanjanje greda na stubove preko kratkih elemenata: a) u stambenim i javnim zgradama; b) u industrijskim objektima

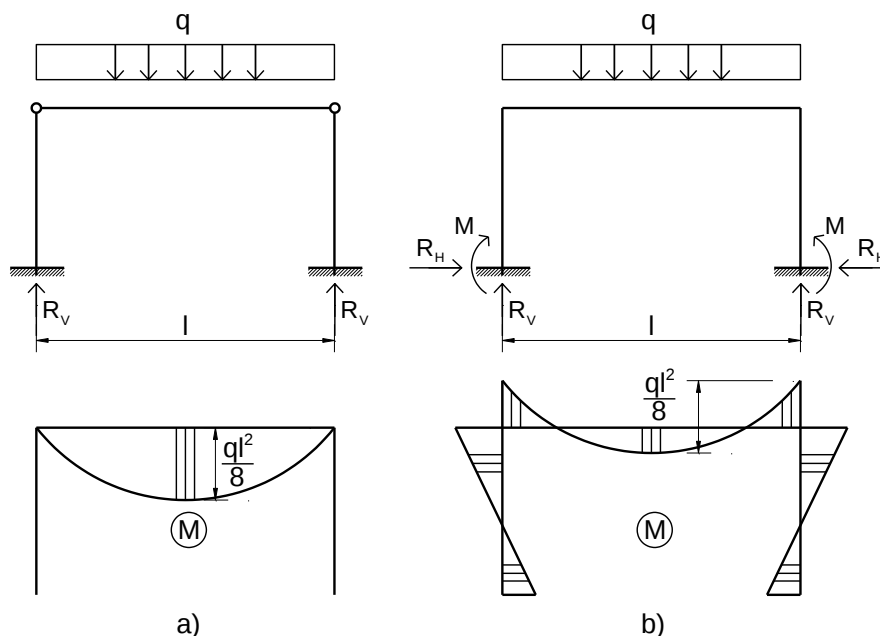
U statičkom pogledu okviri mogu biti statički određeni i statički neodređeni. Na slici 142 su prikazani osnovni statički sistemi prostih okvira.



Slika 142. Osnovni statički sistemi prostih ramova: a) uklešten; b) dvozglobni; c) trozglobni

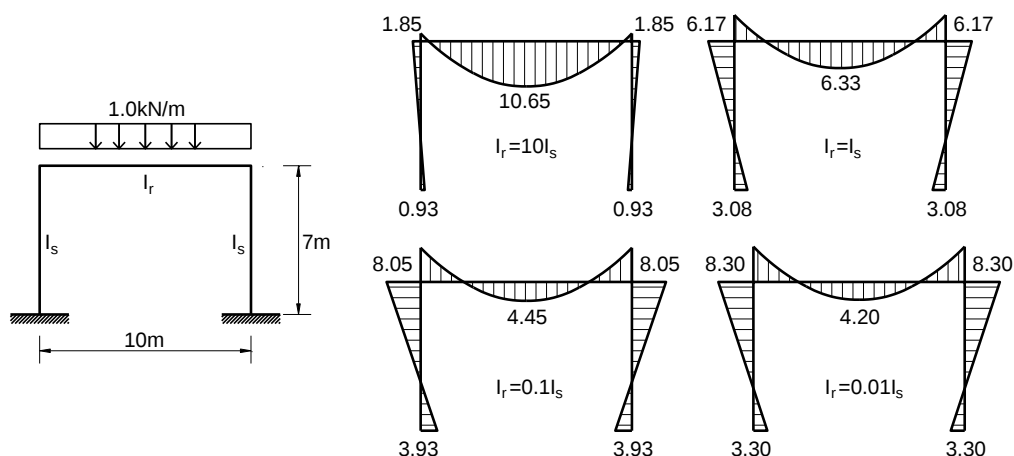
Izborom broja i položaja zglobova utiče se ne samo na stepen statičke neodređenosti konstrukcije, nego i na veličinu i raspodelu uticaja u konstrukcijskim elementima, njihove dimenzije, osetljivost konstrukcije na nejednaka sleganja i temperaturne promene, jednostavnost za izvođenje i dr. U monolitnim ramovskim konstrukcijama zglobovi predstavljaju osetljiva mesta, posebno zahtevna pri izvođenju, pa se veze između greda i stubova i stubova i temelja najčešće izvedu kao krute. Na ovaj način se formiraju višestruko statički neodređene konstrukcije, kod kojih nejednaka sleganja tla i temperaturne promene izazivaju dodatna naprezanja. Sem toga, zbog krute veze stubova i temelja na tlo se, pored vertikalne reakcije, moraju preneti i značajni momenti savijanja, što dovodi do ekscentričnog opterećenja u temeljnoj spojnici i zahteva veće dimenzije samih temelja nego što bi bilo u slučaju zglobne veze. Sa druge strane, zahvajujući krutim vezama između greda i stubova, momenti savijanja se ravnomernije raspoređuju duž elemenata rama, smanjuju se njihove ekstremne vrednosti, pa i dimenzije samih elemenata mogu biti manje (slika 143 b)). Ram na slici 143 a) je pogodan za montažni način gradnje, jer se sastoji od pravih elemenata, sa jednostavnim (zglobnim) povezivanjem grede i stubova. Vertikalno opterećenje ne izaziva momente savijanja u stubovima, ali se zato rigla

ponaša kao prosta greda, sa maksimalnim momentom u sredini raspona. Ovakav ram je manje osetljiv na nejednaka sleganja oslonaca i temperaturne promene nego ram na slici 143 b).



Slika 143. Uticaj izbora statičkog sistema rama na raspodelu momenata savijanja: a) dvozglojni ram; b) uklešten ram

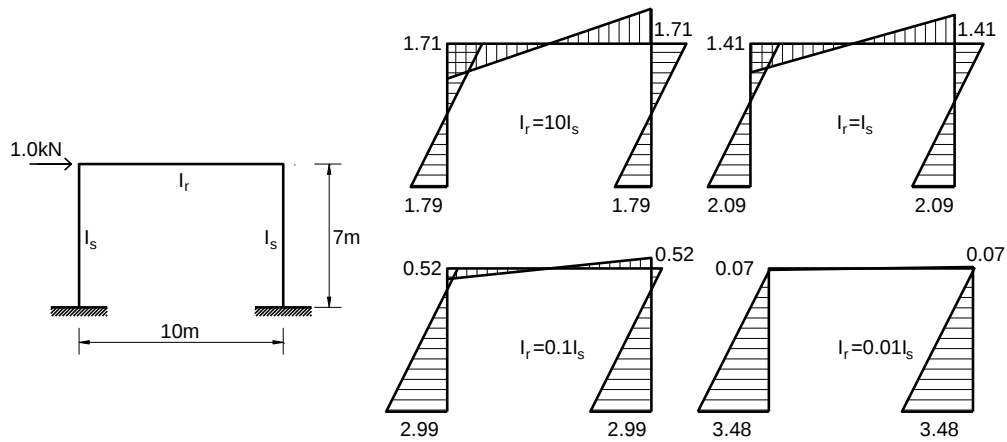
Raspodela momenata savijanja duž elemenata ramovske konstrukcije sa krutim vezama uveliko zavisi od odnosa krutosti na savijanje stubova i greda. Budući da se svi elementi rama najčešće izvode od betona iste klase, odnos krutosti elemenata rama se svodi na odnos momenata inercije I njihovih poprečnih preseka. Na slici 144 je prikazan uticaj odnosa momenata inercije rigle I_r i stubova I_s na raspodelu momenata savijanja rama opterećenog duž rigle jednako podeljenim gravitacionim opterećenjem. Kada je rigla mnogo veće krutosti nego stubovi, raspodela momenta savijanja je vrlo slična raspodeli na slici 143 a). Rigla se ponaša slično kao prosta greda, a stubovi primaju vrlo mali moment savijanja. Kada je rigla „meká“, tj. izuzetno male krutosti u odnosu na stubove, dijagram momenata savijanja u gredi odgovara dijagramu momenata obostrano ukleštenog nosača, a stubovi prihvataju značajne momente savijanja (poslednja skica na slici 144).



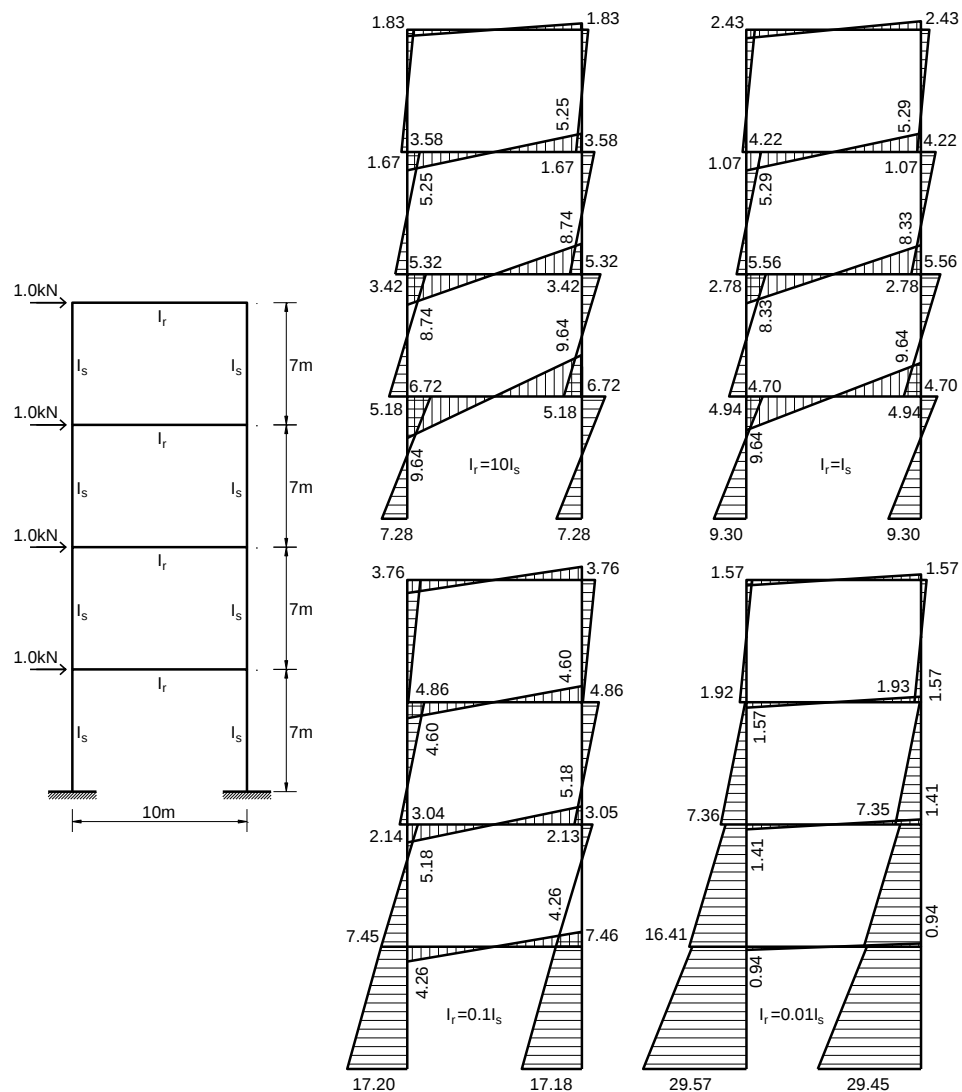
Slika 144. Uticaj odnosa krutosti rigle i stubova na raspodelu momenata savijanja – vertikalno opterećenje

Uticaj odnosa krutosti greda i stubova rama na raspodelu momenta savijanja u samim stubovima još je izraženiji kada na ram deluje horizontalno opterećenje (slike 145 i 146). Dok se u slučaju krute grede momenti raspoređuju kao u pravoj ramovskoj konstrukciji (gornje skice na slikama 145 i 146), kod

ramova sa riglama vrlo male krutosti stubovi preuzimaju najveći deo momenta savijanja i ponašaju se kao konzolni nosači, a momenti savijanja u gredama postaju zanemarljivo mali (donje skice na slikama 145 i 146).

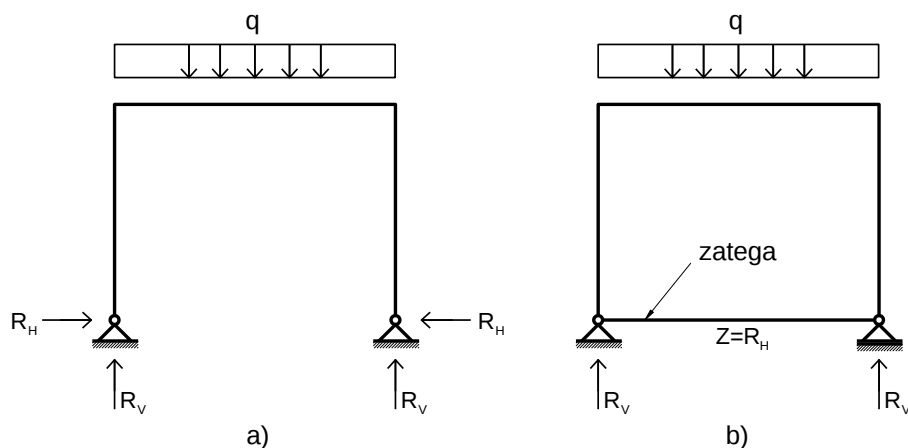


Slika 145. Uticaj odnosa krutosti rigle i stubova na raspodelu momenata savijanja – horizontalno opterećenje



Slika 146. Uticaj odnosa krutosti rigli i stubova višespratnog rama na raspodelu momenata savijanja – horizontalno opterećenje

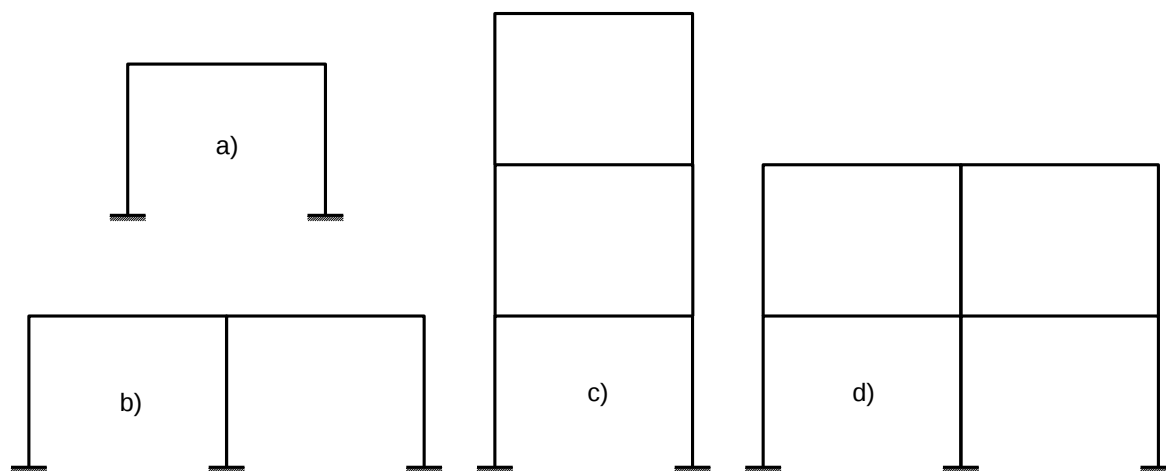
Oslonci ramova su najčešće nepomerljivi. U slučaju malih horizontalnih sila, ova nepomerljivost se ostvaruje preko trenja između kontaktne površine temelja i tla (slika 147 a)). Ako na oslonce deluju veće horizontalne sile, u kanalu podne konstrukcije se može izvesti čelična ili armiranobetonska zatega, kojom se povezuju temelji ili stubovi neposredno iznad temelja i prihvata horizontalna komponenta reakcije oslonaca (slika 147 b)).



Slika 147. Načini prihvatanja horizontalne komponente reakcije: a) trenjem između temeljne spojnice i tla; b) izvođenjem zatega

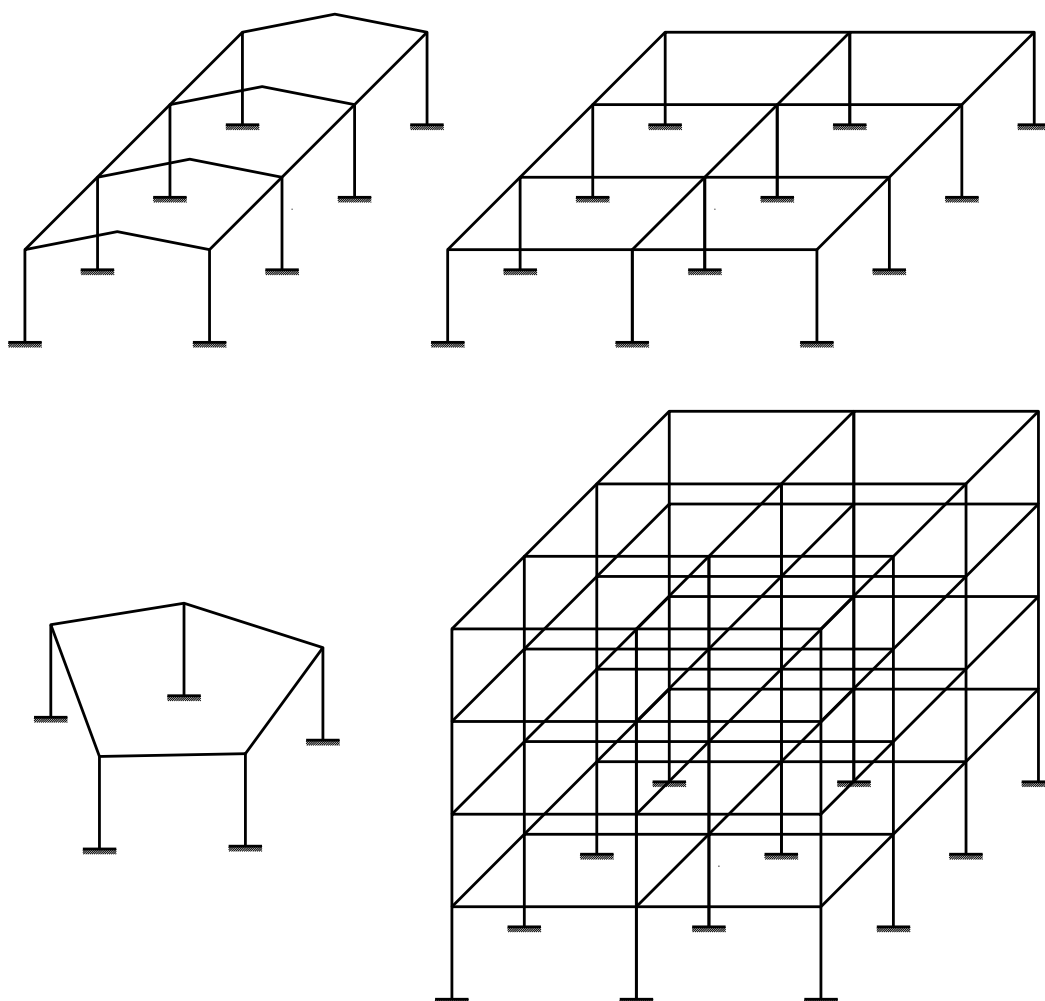
Tipovi ramova

Ramovi se izводе kao ravanski (slika 148) ili prostorni (slika 149), sa jednim ili više polja (jednobraodni ili višebraodni), sa jednom ili više etaža (jednospratni ili višespratni).

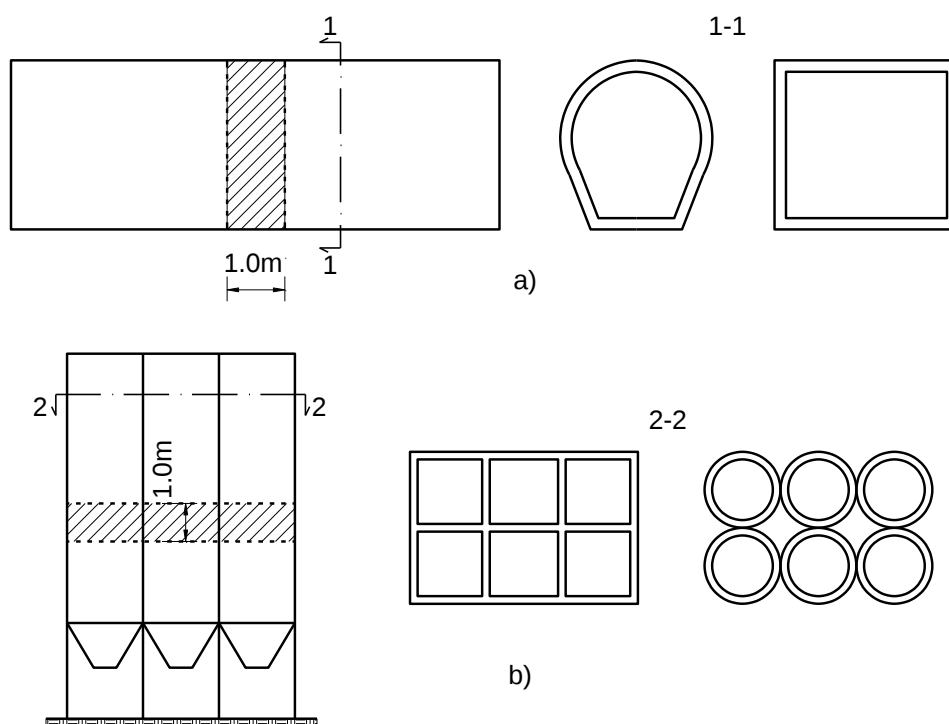


Slika 148. Ravanski ramovi: a) jednospratni jednobraodni; b) jednospratni dvobraodni; c) trospratni jednobraodni; d) dvospratni dvobraodni

Specijalan slučaj predstavljaju zatvoreni okviri, koji mogu biti formirani od linijskih elemenata ili dobijeni fiktivno, izdvajanjem trake širine 1.0 m iz duge konstrukcije sastavljene od površinskih elemenata (ploča, zidova ili ljuski), kao što su tuneli, silosi i sl. (slika 150). Na ovaj način se dobijaju zatvoreni okviri potkovičastog, kvadratnog, pravougaonog ili kružnog oblika.



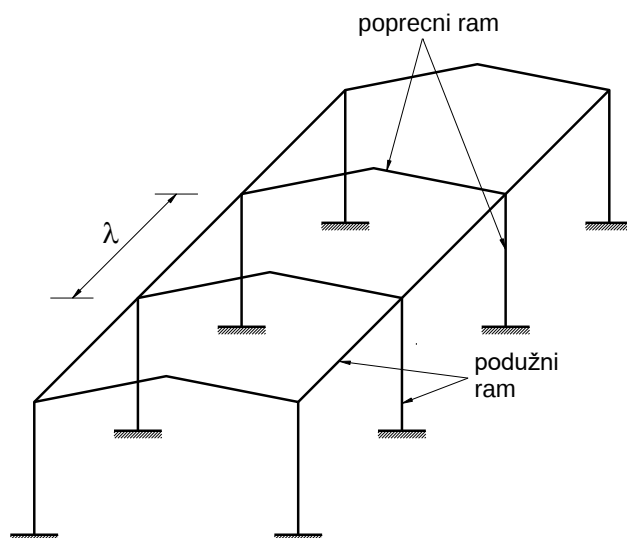
Slika 149. Prostorni ramovi



Slika 150. Zatvoreni ramovi nastali isecanjem trake iz: a) tunela ili cevi; b) ćelija silosa

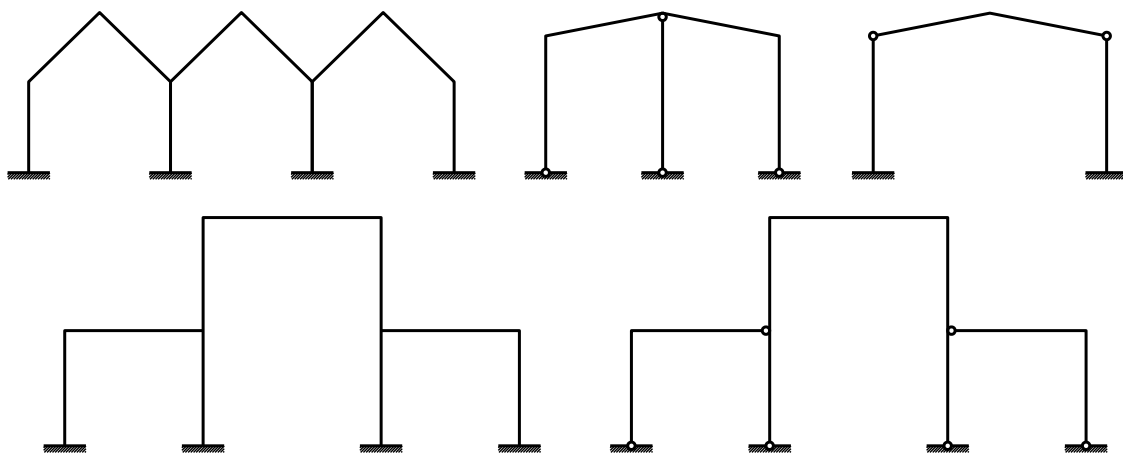
Jednospratne ramovske konstrukcije

Jednospratne okvirne konstrukcije se najčešće koriste kod industrijskih hala, skladišta i sličnih objekata. Nastaju tako što se ravanski okviri jednog pravca („poprečni ramovi“) postavljaju u niz na određenom rastojanju (λ) i međusobno povezuju gredama ortogonalnog pravca („podužnim gredama“), kao na slici 151. Svaki ravanski okvir je sposoban da prihvati opterećenje *u svojoj ravni*, a njihovim povezivanjem u prostorni ram stvara se konstrukcija koja može da prihvati opterećenje iz bilo kog pravca i prenese ga preko temelja na tlo. Pojednostavljena analiza se zasniva na rastavljanju prostorne konstrukcije na poprečne i podužne ramove, koji se analiziraju odvojeno. Poprečnim ramovima se poverava gravitaciono opterećenje i horizontalna dejstva (vetar, seizmika...) u njihovoj ravni, dok podužni ramovi prihvataju horizontalna dejstva od vetra i seizmike u podužnom pravcu (npr. vetar upravan na kalkan).



Slika 151. Jednospratna ramovska konstrukcija industrijske hale

Neki uobičajeni oblici poprečnih jednospratnih ramova industrijskih hala prikazani su na slici 152.



Slika 152. Uobičajeni oblici poprečnih jednospratnih ramova industrijskih hala

Oblikovanje

Rasponi ramovske konstrukcije biraju se na osnovu tehnoloških i ekonomskih zahteva. Kod nas je uvezano shvatanje da je ekonomičan raspon jednog broda klasične AB ramovske konstrukcije do 25 m [45], [52], [54]. Montažni način gradnje i napredak u primeni prednapregnutog betona ipak govore u prilog tome da već za raspon preko 20 m klasična armiranobetonska ramovska konstrukcija postaje neekonomična, te je treba zameniti konstrukcijom od prednapregnutog betona.

Uobičajeni oblici poprečnog preseka stubova monolitnog AB rama su kvadratni i pravougaoni, dok se prefabrikovani stubovi izvode i razuđenog poprečnog preseka, kako bi se postigla potrebna savojna krutost (EI) uz minimalni utrošak materijala. Ragle ramova se najčešće izvode pravougaonog ili T poprečnog preseka, ali su u montažnoj izvedbi u primeni i drugi oblici – I, sandučasti i dr. (videti slike 58 i 59).

Izbor statičkog sistema zasniva se na principima objašnjenim u poglavlju *Karakteristike, primena i sistemi*. Zglobna veza u monolitnim ramovima može da se izvede naglom redukcijom poprečnog preseka elemenata, ali zbog složenosti izvođenja ovih detalja, najčešće se pribegava ostvarivanju fiktivnog zgloba postepenim smanjenjem dimenzija poprečnog preseka elemenata (slika 120).

Preliminarno usvajanje dimenzija poprečnog preseka stubova i rigli ramova može da se sprovede na načine opisane u odgovarajućim poglavljima ove knjige koja se odnose na oblikovanje AB stubova i greda. U nedostatku drugih podataka, visina poprečnog preseka h rigli monolitnih ramova, u funkciji raspona l , može da se usvoji prema tabeli 39.

Tabela 39. Preporučene vrednosti odnosa visine poprečnog preseka i raspona rigli monolitnih AB ramova, prema [45]

Oblik rigle	Odnos h/l za monolitne AB ramove	
	Jedno polje	Više polja
Ravna	$1/10 \div 1/12$	$1/12 \div 1/16$
Sa prelomom: bez zatege sa zategom	$1/12 \div 1/16$	$1/12 \div 1/18$
	$1/16 \div 1/20$	$1/16 \div 1/24$
Krivolinijska: bez zatege sa zategom	$1/18 \div 1/24$	$1/18 \div 1/30$
	$1/30 \div 1/35$	$1/30 \div 1/40$

Širina poprečnog preseka b se obično usvaja u sledećim granicama

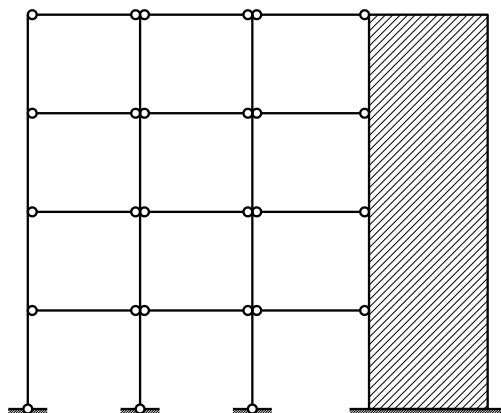
$$b \approx \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2} \right) h.$$

Prema [45], visina poprečnog preseka krajnjih stubova jednospratnih monolitnih AB ramova bi trebala da se usvoji kao 0.6 visine poprečnog preseka rigle, a srednjih stubova kao 0.5 visine rigle. Širina poprečnog preseka stubova rama se obično usvaja jednaka širini grede, ali je zbog jednostavnijeg vođenja armature u čvorovima monolitnih ramova (tj. na mestima ukrštanja greda i stubova) poželjno da se širine grede i stuba razlikuju za 5 do 10 cm.

Višespratne ramovske konstrukcije

Višespratne ramovske konstrukcije se najčešće primenjuju u visokogradnji, za konstrukcije stambenih, javnih, poslovnih i industrijskih zgrada, raspona jednog polja od 4 do 10 m. Nastaju međusobnim spajanjem prostih ravanskih okvira krutim ili zglobnim vezama, njihovim postavljanjem u niz na određenom rastojanju, te povezivanjem gredama ili međuspratnim konstrukcijama. Ovako formiran skelet ima dovoljnu krutost za prijem gravitacionog opterećenja (sopstvena težina, korisno opterećenje), ali može da trpi neprihvatljivo velika pomeranja usled horizontalnih dejstava (vetar, seizmika). Da bi se obezbedilo adekvatno ponašanje skeleta usled horizontalnih dejstava, oni se često ukružuju izradom posebnih vertikalnih elemenata za ukrućenje, čija je uloga da na sebe prihvate uticaje od horizontalnih dejstava i prenesu ih na temelj. Elementi za ukrućenje mogu da se izvedu u vidu vertikalnih armiranobetonskih zidnih platana (tzv. zidovi za ukrućenje) adekvatno raspoređenih u osnovi (tako da se centar masa i centar krutosti konstrukcije poklope), kontinualnih po vertikali, oslonjenih na tlo preko sopstvenih linijskih temelja, sa što manje otvora u sebi (slika 153). Zidovi za ukrućenje mogu da prihvate

horizontalna dejstva u svojoj ravni, ali ne i upravno na nju, pa je za prijem horizontalnih dejstava iz različitih pravaca potrebno postaviti ortogonalan sistem zidova za ukrućenje. Za prijem horizontalnih sila kod jako visokih skeletnih zgrada izvode se AB jezgra, najčešće oko stepeništa i/ili liftovskih okana, koja se ponašaju kao visoki tankozidni konzolni nosači uklešteni u tlo.



Slika 153. Ukrućenje AB rama za prijem horizontalnih dejstava

Veze između greda i stubova i stubova i temelja se najčešće projektuju kao krute. Grede se, za slična korisna opterećenja po etažama, usvajaju sve istih dimenzija poprečnog preseka. Ovo je naročito povoljno pri montažnom načinu gradnje, jer je jedan od glavnih preduslova njegove isplativosti izbor takvog rešenja koje sadrži veliki broj elemenata istih geometrijskih karakteristika. Stubovi takođe mogu biti istih dimenzija poprečnog preseka celom visinom objekta, ili im se dimenzije u nižim etažama povećavaju, proporcionalno povećanju aksijalne sile u njima u odnosu na više etaže.

Analiza i dimenzionisanje AB ramova

Analiza ramovske konstrukcije se odvija u tri faze:

- Orijentaciono usvajanje dimenzija poprečnih preseka elemenata, da bi se u analizu konstrukcije mogla uvrstiti i njihova sopstvena težina i geometrijske karakteristike;
- Približan proračun konstrukcije, na osnovu kojeg se dobijaju tačnije dimenzije elemenata i realnija procena krutosti;
- Tačnija analiza konstrukcije, dimenzionisanje elemenata (određivanje površine armature) i izrada detalja.

Konstrukcija i primenjeni materijali treba da se modeliraju tako da što vernije opisuju stvarno ponašanje konstrukcije usled mogućih dejstava – opterećenja, deformacija tla, promena temperature, vremenskih deformacija betona i dr. Pri definisanju geometrijskih karakteristika greda koje su monolitno vezane sa pločom međuspratne konstrukcije mora se voditi računa o njihovom sadejstvu, odnosno pri proračunu krutosti greda treba uzeti u obzir efektivnu širinu ploče T ili Γ preseka. Proračunski model AB ramovske konstrukcije treba da uzme u obzir promenu krutosti linijskih elemenata usled pojave prslina i uticaj vremenskih deformacija na preraspodelu uticaja, te da što realnije opiše granične uslove oslanjanja. Grede AB ramova su najčešće napregnute na savijanje u oblasti velikog ekscentriciteta, prslina u njima se javljaju već pri eksploatacionom (upotrebnom) opterećenju, pa se njihov uticaj na promenu krutosti elementa ne sme zanemariti. Jedan od jednostavnih načina da se ovo uzme u obzir jeste da se krutost greda redukuje faktorom 0.5 u odnosu na stanje bez prslina. Srednji stubovi skeletnih konstrukcija najčešće nose veliku silu pritiska, nalaze se u oblasti malog ekscentriciteta, te se ne očekuje pojava prslina koje bi redukovale krutost elementa. Krajnji stubovi su, međutim, vrlo često napregnuti kao i grede – u oblasti velikog ekscentriciteta, pa se i njihova krutost redukuje usled pojave prslina.

Ramovske konstrukcije se mogu proračunavati po linearnoj teoriji, linearnoj teoriji sa ograničenom preraspodelom, teoriji plastičnosti ili nelinearnoj teoriji, a u skladu sa principima i pravilima iznetim u poglavlju *Analiza konstrukcije*.

AB ramovi se dimenzionišu u karakterističnim presecima (preseci greda i stubova sa ekstremnim vrednostima uticaja) za merodavne uticaje od dejstava. Ako u preseku elementa deluju moment savijanja M , normalna sila N i smičuća sila V , moraju se razmotriti najnepovoljnije kombinacije dejstava, odnosno verifikacija graničnih stanja mora da se sprovede za sledeće kombinacije uticaja:

- Maksimalni moment savijanja M_{max} , odgovarajuću normalnu silu N_{odg} i smičuću silu V_{odg} ,
- Maksimalnu normalnu silu N_{max} , odgovarajući moment savijanja M_{odg} i smičuću silu V_{odg} ,
- Maksimalnu smičuću silu V_{max} , odgovarajući moment savijanja M_{odg} i normalnu silu N_{odg} .

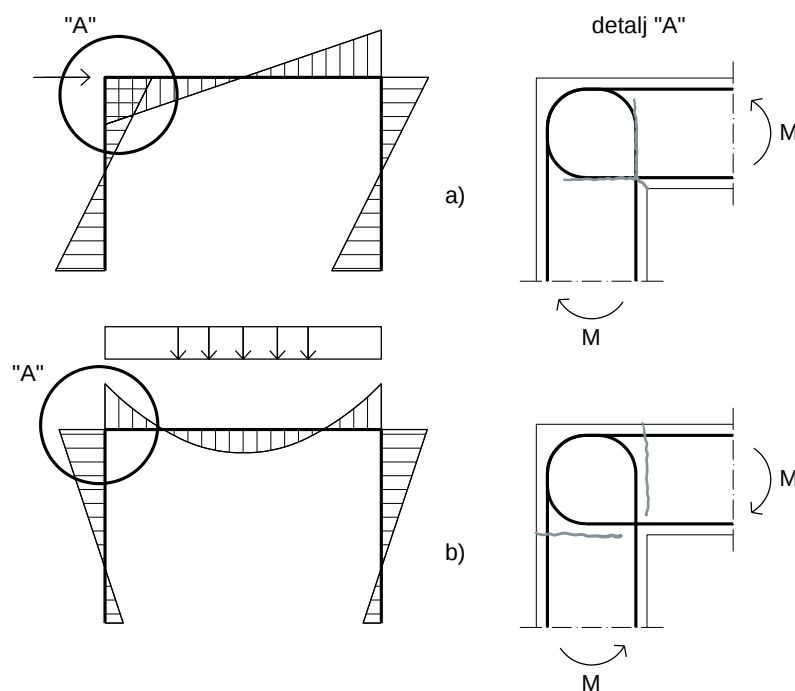
Čvorovi monolitnih ramova

Čvorovi mogu predstavljati slaba mesta ramovske konstrukcije, koja su često jače napregnuta nego priključni elementi [45]. Ako se ove zone neadekvatno armiraju, do otkaza nosivosti dolazi usled krto g loma u čvoru. Ovo su takođe zone diskontinuiteta, pa se savremeni pristup njihovoj analizi zasniva na primeni metode pritisnutih štapova i zatega.

Osnovne smernice za proračun, armiranje i betoniranje čvorova monolitnih ramova

Da bi se osiguralo željeno ponašanje, potrebno je pridržavati se nekoliko osnovnih smernica za proračun, armiranje i betoniranje čvorova monolitnih ramova [45]:

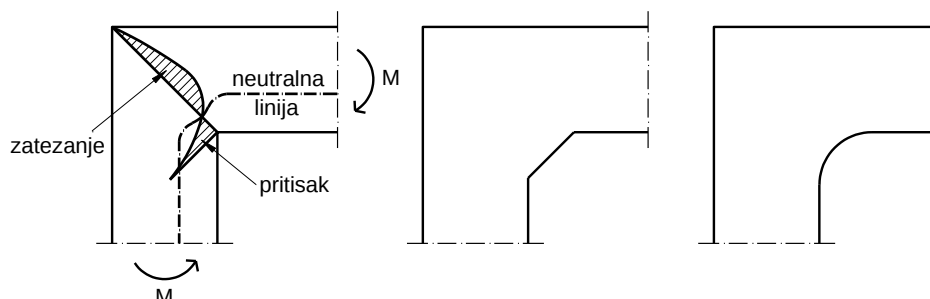
- Nosivost čvorova za eksploataciono opterećenje treba da bude jednaka nosivosti priključnih elemenata. Krto lom u čvoru ne sme da nastupi pre stvaranja plastičnih zglobova u priključnim elementima;
- Ako čvor može da bude opterećen naizmenično pozitivnim i negativnim momentima savijanja (slika 154), ova mogućnost alternativnog znaka momenta mora da se obuhvati u proračunu, a sam čvor da se na adekvatan način oblikuje i armira;
- Armatura u čvoru treba da se proračuna i oblikuje tako da omogući prihvatanje i prenos sila priključnih elemenata, obezbeđujući istovremeno monolitnost i krutost. Princip jednostavnosti armature je ovde od izuzetnog značaja;
- Nastavljanje armature u čvoru treba izbegavati;
- Kvalitet i način ugrađivanja betona treba da obezbede njegovu kompaktnost i gustinu. U zoni čvora ne treba da bude radnih prekida.



Slika 154. Pozitivni (a) i negativni (b) momenti u čvoru monolitnog rama i formiranje prslina

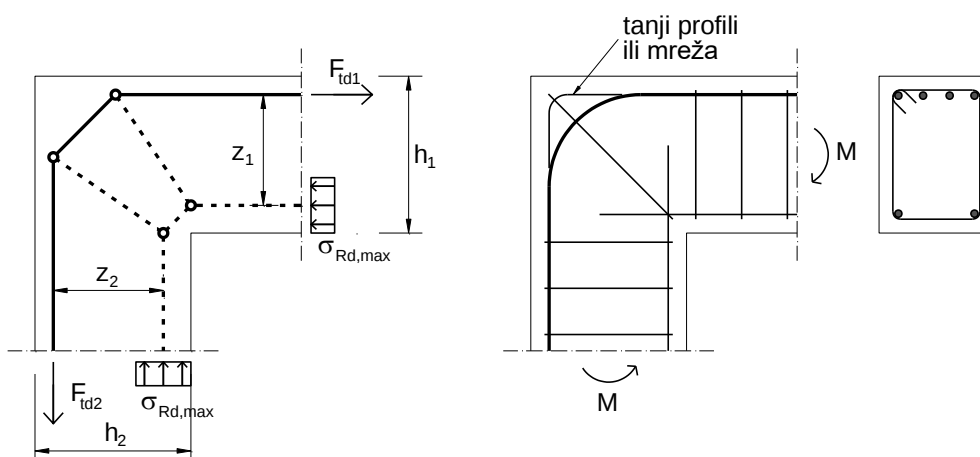
Ivični čvorovi (uglovi) sa negativnim („zatvarajućim“) momentom savijanja

Raspored glavnih napona u čvoru sa negativnim momentom savijanja prikazan je na slici 155. Može se uočiti da se maksimalni napon zatezanja ne javlja na spoljnoj ivici čvora, nego bliže neutralnoj liniji. Neutralna linija u čvoru je bliža pritisnutoj ivici preseka nego u priključnim elementima. Nepovoljni efekti koncentracije napona pritiska u unutrašnjem uglu mogu se ublažiti formiranjem pravolinijskih ili krivolinijskih vuta, kao na slici 155.



Slika 155. Rasporeda normalnih napona u čvoru sa negativnim momentom savijanja (levo) i oblikovanje vute na pritisnutoj ivici (sredina i desno)

Proračunski model rešetke za analizu čvorova sa negativnim momentom savijanja, kada su visine poprečnog preseka priključnih elemenata (grede i stuba) približno jednake (tj. kada je ispunjen uslov $2/3 < h_2/h_1 < 3/2$), prema Evrokodu 2, prikazan je na slici 156. Ako je sva zategnuta armatura iz grede savijena oko ugla rama, u čvoru se ne zahteva nikakva kontrola uzengija ni dužine sidrenja.



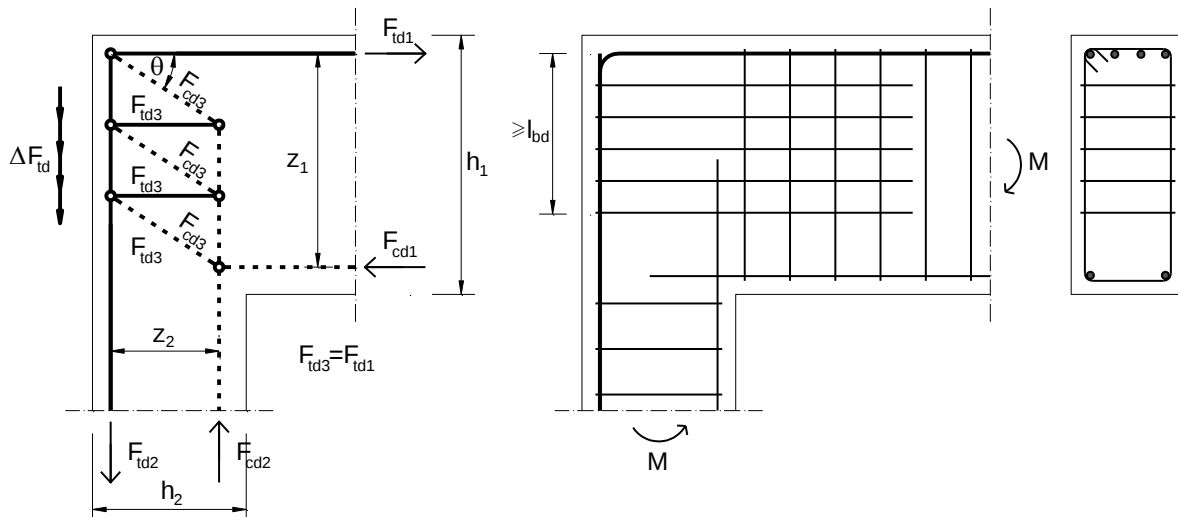
Slika 156. Proračunski model i armatura ugla rama sa zatvarajućim (negativnim) momentom savijanja, sa podjednakim visinama priključnih elemenata

Ako se kraci unutrašnjih sila u priključnim elementima značajnije razlikuju, primenjuje se složeniji proračunski model, prikazan na slici 157. U ovom slučaju je neophodna dodatna horizontalna armatura u gredi, kojom se sprečava pojava dijagonalnih prslina u čvoru. Ova armatura se izvodi u vidu horizontalnih uzengija. Ugao θ u modelu na slici 157 treba da se ograniči, tako da bude ispunjen uslov

$$0.4 \leq \tan \theta \leq 1.$$

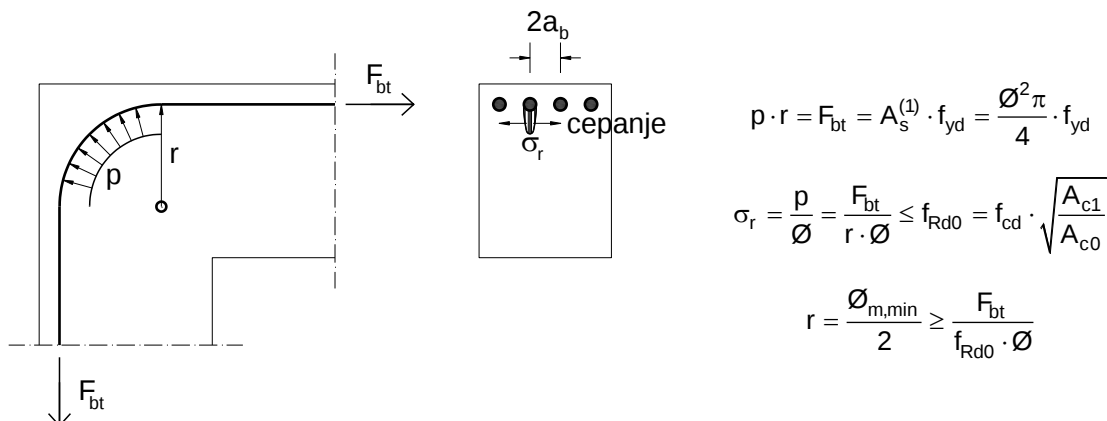
Dužina sidrenja l_{bd} armature u stubu određuje se za silu

$$\Delta F_{td} = F_{td2} - F_{td1}.$$



Slika 157. Proračunski model i armatura ugla rama sa zatvarajućim (negativnim) momentom savijanja, sa znatno različitim visinama priključnih elemenata

Kroz čvor se, bez prekida, vodi zategnuta armatura iz rigle odnosno stuba. Ova armatura se savija oko trna čiji prečnik mora biti dovoljno veliki da ne dođe do „usecanja“ šipki u beton, odnosno do prekoračenja lokalne čvrstoće f_{Rd0} betona pri pritisku ispod pojedinačnih šipki zategnute armature, kao što je prikazano na slici 158. Ovde r predstavlja poluprečnik, a $\emptyset_{m,min}$ prečnik trna oko kojeg se savija zategnuta armatura. F_{bt} je sila u jednoj šipki armature prečnika $\emptyset$, p je linijski pritisak ispod pojedinačne šipke, a σ_r radijalni napon u betonu ispod zategnute šipke armature. Za ostale oznake pogledati poglavlje *Lokalno opterećene površine*.



Slika 158. Određivanje poluprečnika trna r za savijanje zategnute armature

Minimalni prečnik trna za savijanje zategnute armature prema Evrokodu 2 treba da se odredi iz

$$\varnothing_{m,\min} = \frac{F_{bt}}{f_{cd}} \left(\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\varnothing} \right),$$

gde je a_b polovina rastojanja od ose do ose susednih šipki upravno na ravan savijanja šipki (videti sliku 158). Za šipke uz ivicu poprečnog preseka a_b treba usvojiti kao zaštitni sloj uvećan za $\varnothing/2$. Maksimalna vrednost f_{cd} koja se može uneti u gornji izraz je ona koja odgovara klasi betona C55/67.

Naravno, prečnik trna za savijanje zategnute armature ne može biti ni prevelik, jer se na taj način smanjuje krak unutrašnjih sila u samom čvoru, a time i njegova nosivost. Preporučuje se da prečnik trna za savijanje ove armature bude u granicama između 60 i 80% manje visine poprečnog preseka priključnih elemenata [50].

Savijanjem glavne armature u čvoru oko trna relativno velikog prečnika, kao što je prikazano na slikama 156 i 158, sam spoljašnji ugao čvora ostaje nearmiran i sklon odlamanju. Ovo se rešava postavljanjem dodatne armature tanjeg prečnika ili mrežaste armature, kao na slici 156 desno.

Usled lokalnog pritiska u betonu ispod savijenih šipki armature, upravno na ravan rama javljaju se naponi zatezanja (cepanja). Pojava prslina u čvoru usled cepanja sprečava se posebno oblikovanom poprečnom „lestvičastom“ armaturom (ili mrežom) čije vertikalne šipke prate trasu glavne zategnute armature (slika 159). Ukupna sila cepanja po dužini savijanja armature može da se usvoji kao 25% ukupnog radijalnog pritiska p_r [50] (videti i slike 156 i 158):

$$p_{\text{splitting}} = 0.25 \cdot p_r = 0.25 \cdot \frac{F_{td1} + F_{td2}}{2} \cdot \frac{1}{r},$$

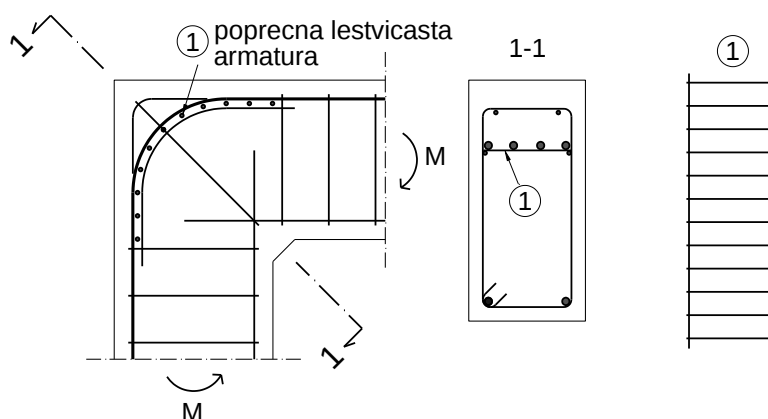
gde su F_{td1} i F_{td2} ukupne sile u zategnutoj armaturi grede i stuba redom, dobijene kao proizvod ukupne površine glavne zategnute armature i proračunske granice razvlačenja čelika f_{yd} . Rezultujuća sila cepanja na dužini savijanja armature je

$$F_{\text{splitting}} = \frac{\pi}{2} \cdot r \cdot p_{\text{splitting}},$$

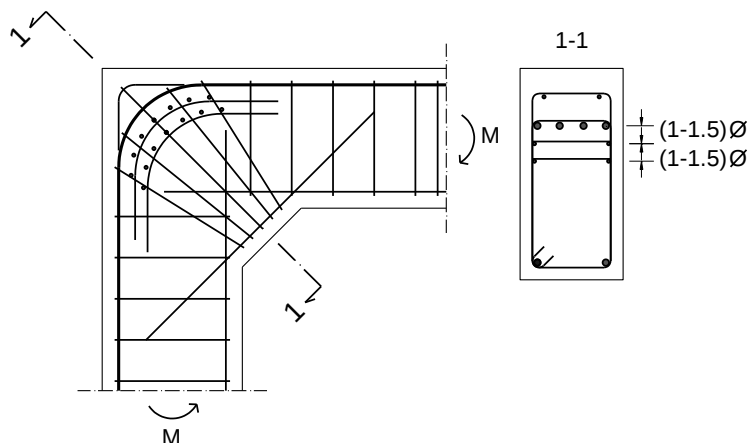
a potrebna površina poprečne armature za prijem ove sile:

$$A_{s,\text{splitting}} = \frac{F_{\text{splitting}}}{f_{yd}}.$$

Ova armatura može da se postavi u jednom (slika 159) ili u više redova, kao na slici 160. Kose uzengije u čvoru doprinose njegovom utezanju.



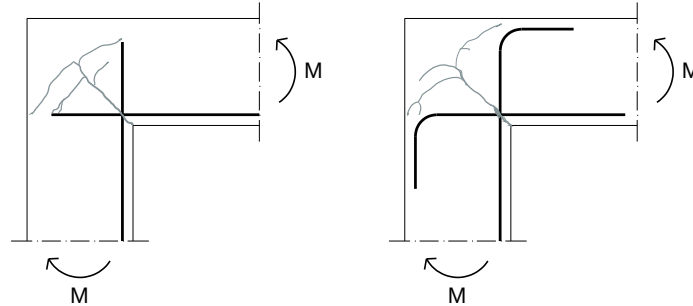
Slika 159. Armiranje ugla rama sa negativnim momentima za prijem sila cepanja



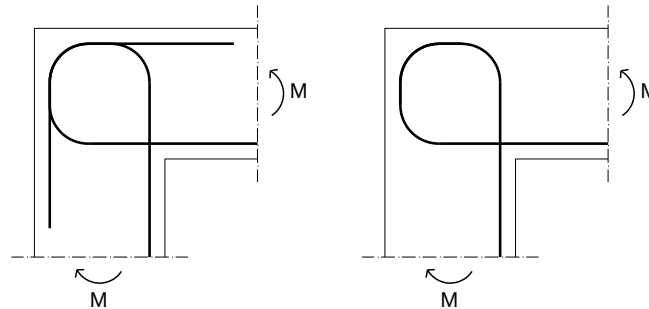
Slika 160. Alternativni način armiranja ugla rama sa negativnim momentima, prema [45]

Ivični čvorovi (uglovi) sa pozitivnim („otvarajućim“) momentom savijanja

Uglovi ramova u kojima deluju pozitivni, odnosno otvarajući momenti savijanja mogu biti još izazovniji za armiranje nego uglovi sa negativnim momentima. Poseban problem ovde predstavlja pojava dijagonalnih prslina koje mogu dovesti do odvajanja i odlamanja pritisnute zone ugla (slika 161) [55]. Da bi se ovo izbeglo, armatura se oblikuje tako da pritisnutu zonu čvora poveže sa zategnutom. Ovo se postiže oblikovanjem glavne armature stuba i grede u vidu petlji koje obuhvataju zonu čvora (slika 162) ili postavljanjem gustih tankih kosih uzengija, kao na slici 163 c).

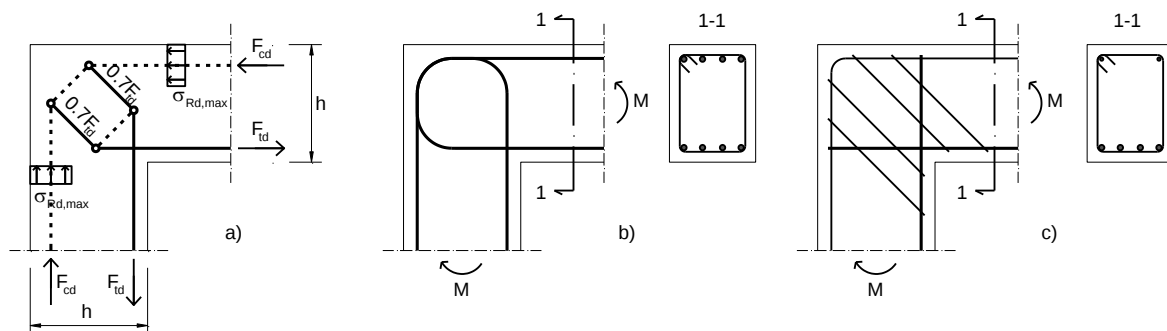


Slika 161. Prsline u neadekvatno armiranom uglu sa pozitivnim momentom savijanja



Slika 162. Sidrenje zategnute armature u vidu petlji koje obuhvataju i pritisnutu zonu čvora

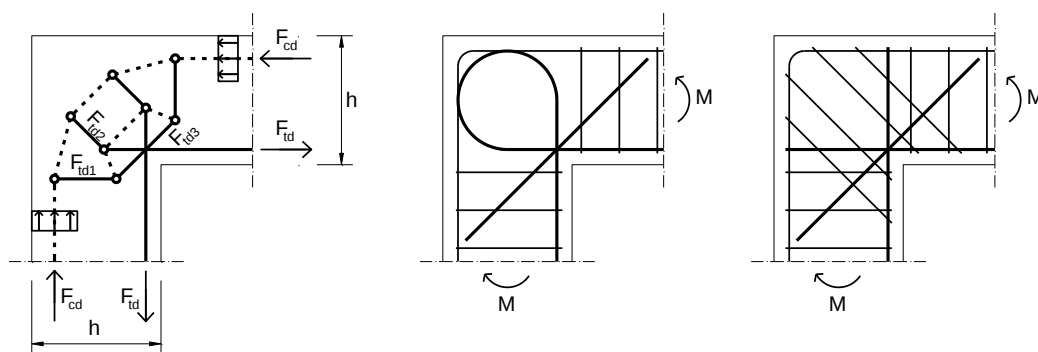
Proračunski model uglova u kojima se susreću grede i stub približno jednakih visina poprečnog preseka, sa umereno velikim pozitivnim momentima, prema Evrokodu 2, prikazan je na slici 163 a). Glavna zategnuta armatura može da se vodi u vidu petlji, kao na slici 163 b) ili u obliku obostranih U-šipki nastavljenih preklapanjem, u kombinaciji sa kosim uzengijama (slika 163 c)). U-šipke su savijene upravno na ravan rama.



Slika 163. Ugao rama sa umerenim pozitivnim momentom (npr. $A_s/bh \leq 2\%$): a) proračunski model; b) i c) konstrukcijski detalji armature

Ako na ugao rama deluje veliki otvarajući moment savijanja, proračun može da se sprovede u skladu sa modelom na slici 164 [50]. U ovom slučaju je poželjno da se usvoje kose šipke u zategnutoj zoni čvora, i dijagonalne uzengije kojima se sprečava odvajanje pritisnutog betona u uglu rama. Sile u zategnutim štapovima rešetke treba usvojiti prema sledećem:

$$F_{td1} = F_{td3} = 0.3F_{td}; \quad F_{td2} = 0.5F_{td}.$$

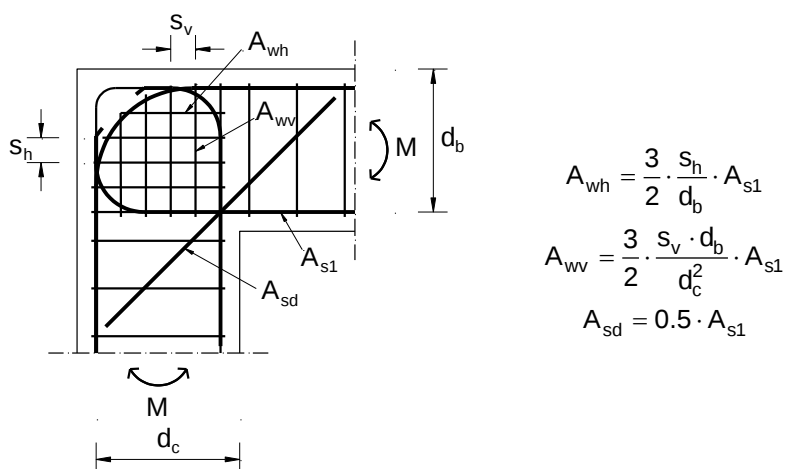


Slika 164. Ugao rama sa velikim pozitivnim momentom (npr. $A_s/bh \geq 2\%$): a) proračunski model; b) i c) konstrukcijski detalji armature

Ivični čvorovi sa momentom alternativnog znaka

Ugaoni čvorovi rama sa momentima savijanja alternativnog znaka moraju da se armiraju tako da mogu da prihvate i pozitivan i negativan moment. Momenti alternativnog znaka mogu da se jave u uglovima ramova izloženih horizontalnim silama od vetra ili seizmičkog dejstva. Levi ugao rama na slici 154 a) je za prikazani smer delovanja horizontalne sile (s leva na desno) izložen pozitivnim momentima savijanja. Međutim, ako sila može da bude i suprotnog smera (s desna na levo), isti čvor će biti izložen negativnom momentu.

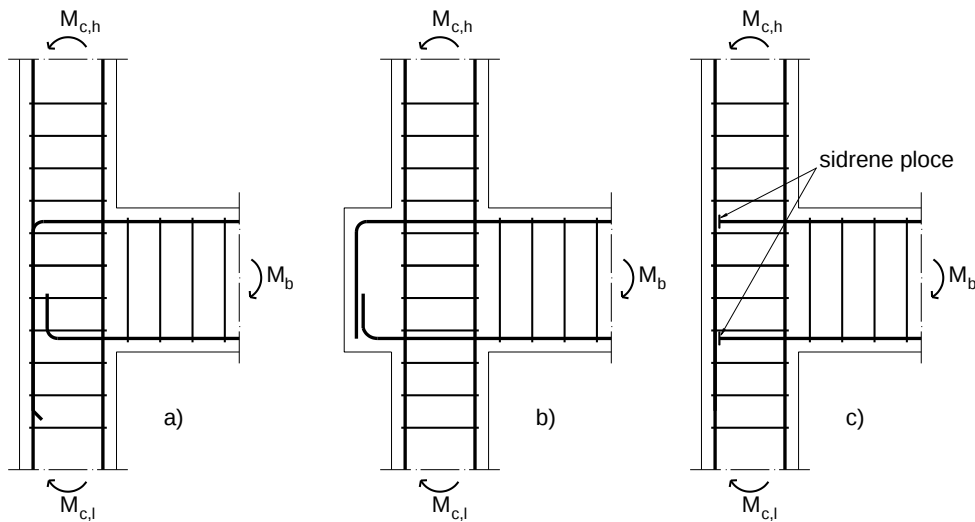
Jedan od predloga za armiranje ugla sa naizmenično pozitivnim i negativnim momentom prikazan je na slici 165, prema [45].



Slika 165. Armiranje ugla rama izloženog momentima savijanja alternativnog znaka

Spoljni čvorovi višespratnog rama

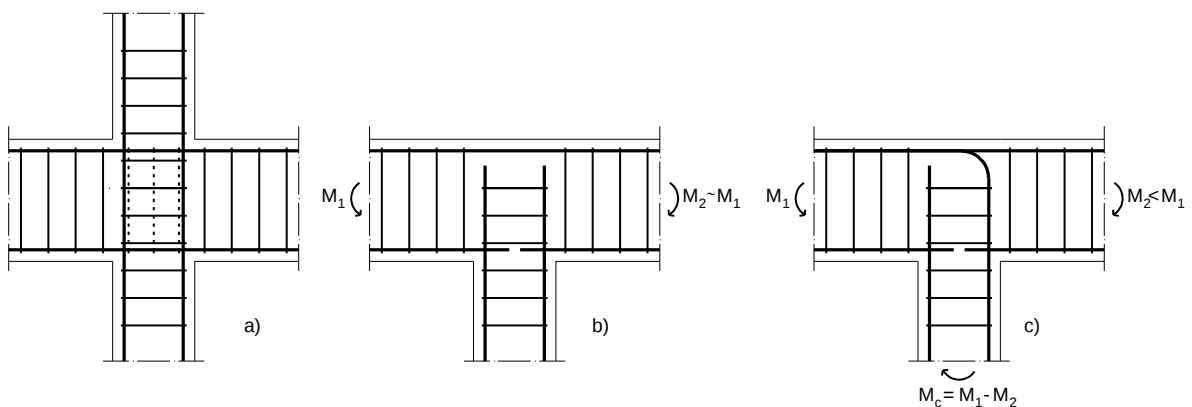
Spoljni čvorovi višespratnog rama armiraju se, u zavisnosti od raspoloživog prostora za sidrenje armature grede, na neki od alternativnih načina prikazanih na slici 166. Poželjno je da se zategnuta armatura iz gornje zone grede sidri u pritiskutoj zoni donjeg stuba (slika 166 a)). Ukoliko je ovo teško za izvođenje, a prostor to dopušta, ova armatura može da se sidri u „zubu“ formiranom na suprotnom licu stuba (slika 166 b)). Ovaj zub može da se iskoristi i za kačenje fasade. Kada je na raspolaganju vrlo mali prostor, sidrenje zategnute armature iz grede može da se izvede njenim zavarivanjem za čelične sidrene ploče (slika 166 c)).



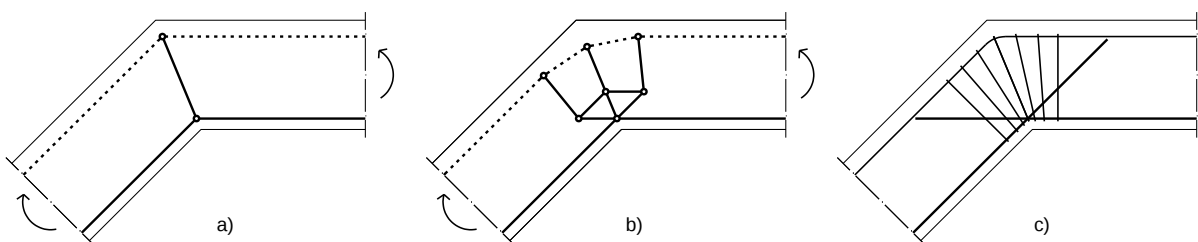
Slika 166. Armiranje spoljnog čvora višespratnog rama

Još neki detalji armiranja čvorova armiranobetonskih ramova

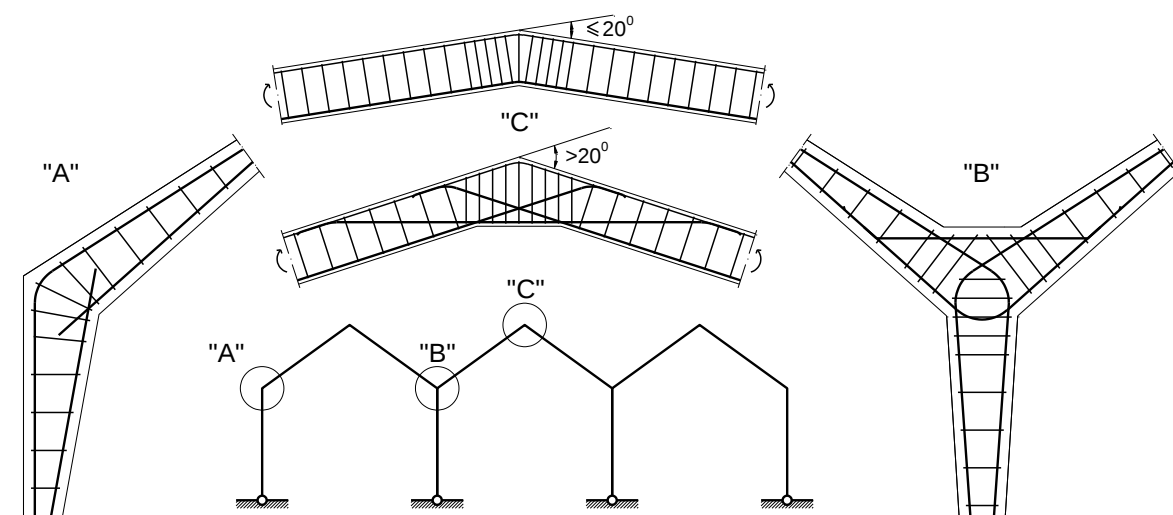
Na slici 167 a) prikazan je detalj armiranja unutrašnjeg čvora višespratnog rama. Najjednostavnije rešenje postiže se pravim šipkama u svakom od elemenata. Značajnija razlika između momenata u gredi levo i desno od čvora se može „pokriti“ savijanjem armature iz donjeg stuba u jače napregnutu gornju zonu grede, pod uslovom da ova armatura nije potrebna u gornjem stubu. Slično rešenje je primenjeno na slici 167 c), gde je savijanjem armature iz desne zone stuba u gornju zonu grede levo od čvora „pokrivena“ razlika momenata u gredi levo i desno od čvora $\Delta M = M_1 - M_2$. Ostala zategnuta armatura u gredi, koja se vodi horizontalno kroz čvor, određena je tako da prihvati manji moment M_2 . Kada su momenti savijanja u gredi levo i desno od čvora približno jednaki, veza sa stubom se armira kao na slici 167 b).



Slika 167. Armiranje čvorova višespratnog rama: a) srednji čvor; b) i c) čvor greda-stub na poslednjoj etaži. Momenti su dati preko apsolutnih vrednosti

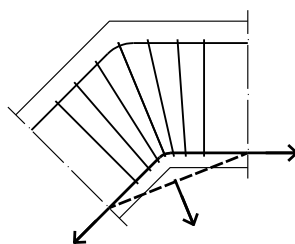


Slika 168. „Koleno“ rama: a) jednostavan model; b) složeni model; c) armiranje



Slika 169. Detalji armiranja rama sa izlomljenom gredom

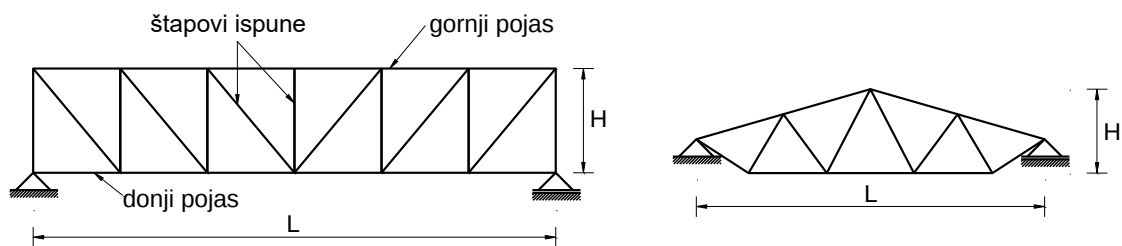
„Kolena“ rama se armiraju u skladu sa slikama 168 i 169. Ako spojeni elementi zaklapaju međusobni ugao ne veći od 20° , zategnuta armatura oblikom može da prati ivicu elementa. Ako je ugao veći od 20° , zategnuta armatura se vodi bez savijanja, pravo kroz čvor, i sidri po mogućnosti u pritisnutoj zoni elementa. Ovakvim „ukrštanjem“ zategnutih šipki u kolenu elementa sprečava se odvajanje zaštitnog sloja betona usled težnje zategnutih savijenih šipki da se isprave, kao što je prikazano na slici 170.



Slika 170. Odvajanje zaštitnog sloja zbog ispravljanja zategnutih šipki savijenih pod uglom većim od 20°

REŠETKASTI NOSAČI

Jedan od osnovnih nedostataka armiranobetonskih konstrukcija je veliko učešće njihove sopstvene težine u ukupnom opterećenju. U poglavlju *Grede*, u delu *Oblici i dimenzije poprečnog preseka*, objašnjeno je kako se u proračunu punog pravougaonog preseka izloženog savijanju zanemaruje nosivost zategnutog betona ispod neutralne linije, zbog čega više od 50% težine elementa zapravo predstavlja mrtav teret. Nešto bolje iskorišćenje materijala se postiže oblikovanjem poprečnog preseka elementa u vidu slova „T“. Sledeći korak je formiranje rešetke, u kojoj su potpuno razdvojene pritisnuta i zategnuta zona preseka duž celog elementa (pritisnuti-gornji i zategnuti-donji pojas rešetke, slika 171), a krak unutrašnjih sila z , tj. potrebno rastojanje ove dve zone se postiže umetanjem štapova ispune. Nosivost rešetke zavisi od nosivosti pritisnutog pojasa na (centričan) pritisak, zategnutog na zatezanje i od međusobnog rastojanja ova dva pojasa.



Slika 171. Rešetkasti nosači

Primena i karakteristike

Rešetkasti nosači su konstrukcijski elementi sastavljeni od niza štapova međusobno povezanih u čvorovima na takav način da formiraju stabilnu nosivu strukturu. Primjenjuju se kao glavni krovni nosači u industrijskim objektima i halama različitih namena (sportske, izložbene...), kao glavni nosači mostovskih konstrukcija i sl. Obično se konstruišu kao jednorasponski, ali se mogu izvesti i kao kontinualni nosači preko više polja.

Armiranobetonski rešetkasti nosači se najčešće koriste za rasponje između 15 i 30 m. Jedna od osnovnih karakteristika rešetke je njena **stinjenost**, koja predstavlja odnos ukupne visine rešetke H i raspona L . Stinjenost rešetke značajno utiče na veličinu sila u štapovima i što je stinjenost manja, sile u štapovima, za isto spoljašnje opterećenje, su veće, a time i dimenzije njihovog poprečnog preseka, odnosno utrošak materijala. Uobičajena stinjenost rešetkastih nosača za krovne konstrukcije se kreće u granicama između $1/10$ i $1/7$. AB rešetkasti nosači se najčešće izvode kao montažni ili polumontažni.

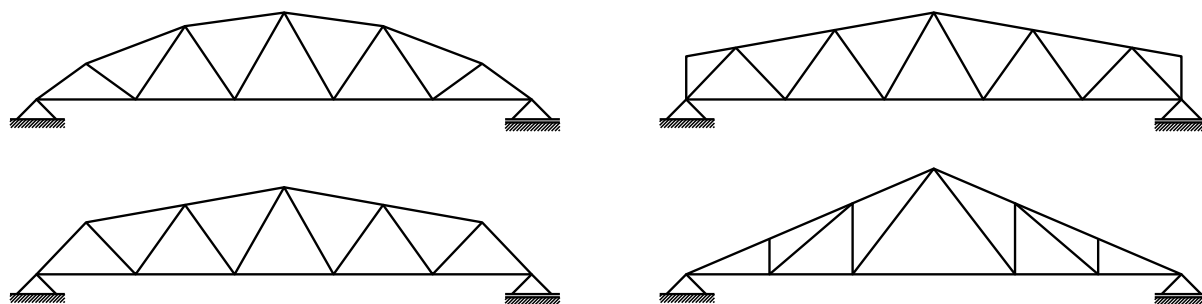
Armiranobetonske rešetke se ne mogu u potpunosti smatrati pravim rešetkastim nosačima, jer veze štapova rešetke nisu idealne, zglobne, nego krute, pa se ovi nosači ne sastoje od aksijalno napregnutih prostih štapova, nego su štapovi AB rešetke izloženi savijanju sa normalnom silom. Pravilnim oblikovanjem se momenti savijanja svode na najmanju moguću meru, čime se postiže da štapovi budu napregnuti u oblasti malog ekscentriciteta. Smanjenje momenata savijanja u štapovima rešetke najefikasnije se postiže tako što se rožnjače (sekundarni krovni nosači) oslanjaju na rešetku u čvorovima, a ne i izvan njih, kao i izborom takvog oblika i dimenzija poprečnih preseka štapova da se postigne njihova mala krutost pri savijanju u ravni rešetke.

Izbor oblika rešetke

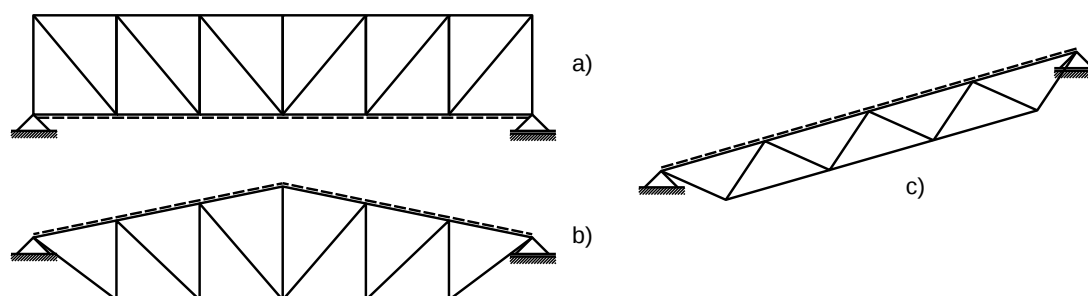
Oblik rešetke (slika 172) se bira u zavisnosti od nagiba krovne površine (koji najčešće zavisi od izbora krovnog pokrivača), položaja krovnog pokrivača u odnosu na rešetku, veličine stinjenosti i posebnih zahteva, kao npr. ugradnja krovnih prozora ili svetlarnika.

Retko se krovni pokrivač postavlja u ravni donjeg pojasa rešetke, kao na slici 173 a). Na ovaj način je armiranobetonska rešetka u potpunosti izvan štíčenog prostora, izložena atmosferskim uticajima i ekstremnim temperaturnim promenama, što zahteva posebne mere zaštite. Oblici rešetke za dvovodni i jednovodni krov, sa krovnim pokrivačem iznad gornjeg pojasa rešetke, prikazani su na slici 173 b) i c),

redom. Rešetke jednovodnih krovova se najčešće izvode sa paralelnim pojasevima (slika 173 c)), a oslonci se formiraju na stubovima različite visine.

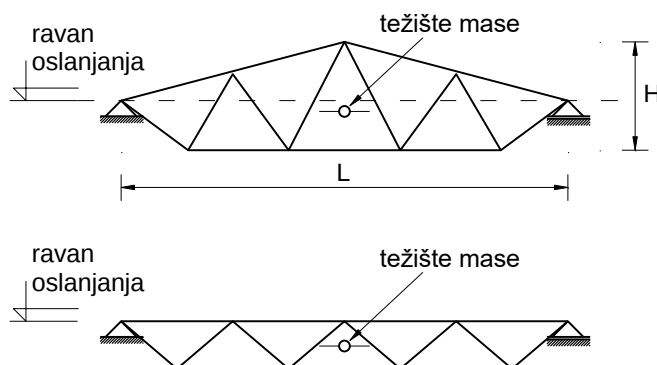


Slika 172. Oblici armiranobetonske rešetke



Slika 173. Položaj krovnog pokrivača: a) u ravni donjeg pojasa; b) i c) iznad gornjeg pojasa

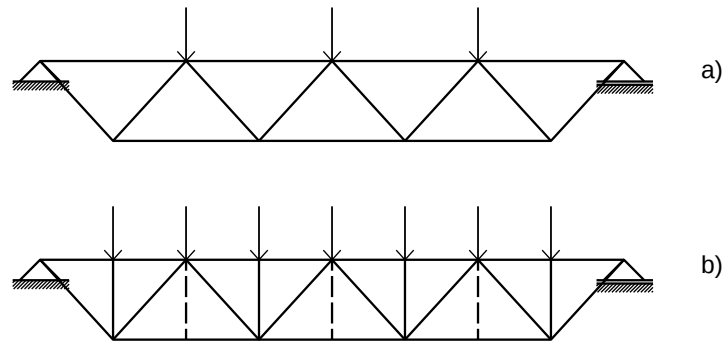
Prevrtanje rešetke oko oslonaca usled dejstva horizontalnih sila upravno na njenu ravan može se sprečiti pravilnim oblikovanjem, tako da težište ukupne mase rešetke leži ispod ravni oslanjanja (slika 174). Ako se ovakav način oslanjanja ne može ostvariti, bezbednost od preturanja rešetke se mora osigurati konstruktivnim merama, kako u fazi montaže tako i tokom upotrebe objekta. U fazi montaže se mogu postaviti privremeni podupirači, a bezbednost od preturanja u upotrebi se postiže povezivanjem susednih rešetki krutim rožnjačama, krovnim pločama, spregovima i sl.



Slika 174. Oblikovanje rešetke za postizanje sigurnosti od preturanja

Preko armiranobetonskih krovnih rešetki najčešće se postavljaju laki krovni pokrivači (sendvič limovi) koji svoje opterećenje, preko armiranobetonskih ili čeličnih rožnjača, u vidu koncentrisanih sila prenose u čvorove rešetke. Nosivost i deformabilnost krovnog pokrivača diktiraju razmak rožnjača, a time i rastojanje čvorova rešetke. Kao krovni pokrivač se koriste i montažne betonske ploče ili ploče od lakog betona, pri čemu se opterećenje prenosi duž pojasnih štapova rešetke, kao jednako podeljeno linijsko, što povećava momente savijanja u njima.

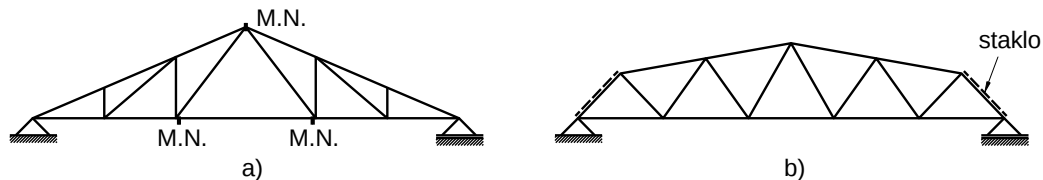
Pri izboru oblika rešetke poželjno je da se rastojanja čvorova prilagode razmaku rožnjača. U tom smislu, iako je oblik rešetke prikazan na slici 175 a) pogodniji za vođenje instalacija i vizuelno prihvatljiviji, da bi se ostvarilo oslanjanje rožnjača samo u čvorovima rešetke, mogu se dodati i vertikalni štapovi ispune (slika 175 b)).



Slika 175. Oblikovanje ispune: a) samo od dijagonala; b) od dijagonala i vertikala

Dijagonalne štapove bi trebalo postavljati pod uglom od približno 45° , a štapove ispune projektovati tako da pritisnuti štapovi budu kraći, a zategnuti štapovi duži, kako bi se smanjio uticaj izvijanja. Pritisnuti pojas može da menja nagib duž rešetke, npr. ako je to potrebno za postavljanje prozora, kao na slici 176 b). Promenu nagiba zategnutog pojasa treba izbegavati zbog nepovoljnog dejstva skretnih sila.

Pogodan oblik rešetke za montažni način gradnje, sa položajem montažnih nastavaka (M.N.), prikazan je na slici 176 a).



Slika 176. Oblikovanje rešetke: a) za montažni način gradnje; b) sa promenljivim nagibom pritisnutog pojasa

Analiza rešetkastih nosača

Budući da su veze između štapova krute, AB rešetke su višestruko statički unutrašnje neodređeni nosači. Dominantni uticaji u štapovima rešetke kod koje se opterećenje unosi kao sistem koncentrisanih sila u čvorovima, su normalne sile (pritiska i zatezanja), uz relativno male momente savijanja.

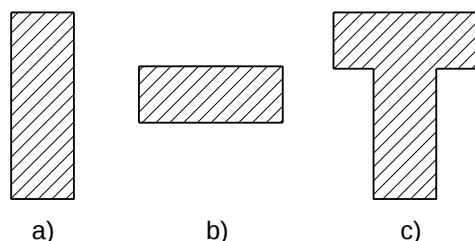
Analiza rešetkastog nosača se najkorektnije sprovodi primenom softvera, sa stvarnim geometrijskim karakteristikama štapova i čvorova. Pritisnuti štapovi moraju da se analiziraju uzimajući u obzir njihovu vitkost, odnosno uticaje drugog reda ako se ne mogu zanemariti. Za efektivnu dužinu pojedinačnih pritisnutih štapova treba usvojiti osovinsko rastojanje čvornih tačaka.

Poseban problem predstavlja izvijanje izvan ravni rešetke, naročito izražen u fazi montaže. Rešetkasti nosač u ovoj fazi nije povezan sa drugim elementima konstrukcije, koji mu u upotrebi smanjuju efektivnu dužinu (rožnjače, podužne rešetke i sl.), pa se za efektivnu dužinu u ovoj fazi mora usvojiti ukupna dužina pritisnutog pojasa rešetke, a analiza se sprovodi za dejstvo sopstvene težine. Ako pritisnuti pojas i tokom upotrebe ostaje celom dužinom nepridržan drugim elementima postavljenim upravno na ravan rešetke, za fazu eksploatacije analiza se mora sprovesti za maksimalno opterećenje u eksploataciji, pri čemu se za efektivnu dužinu pritisnutog pojasa usvaja njegova celokupna dužina. Da bi se smanjila vitkost pritisnutog pojasa upravno na ravan rešetke, pritisnuti štapovi se oblikuju kao na slici 177 b), sa širinom poprečnog preseka većom od njegove visine.

Oblikovanje, dimenzionisanje i armiranje štapova rešetke

Oblik i dimenzije poprečnog preseka štapa rešetke se usvajaju u skladu sa predznakom i intenzitetom sile koja deluje u njemu. Zbog jednostavnosti izvedbe, štapovi su najčešće pravougaonog poprečnog preseka konstantnih dimenzija celom svojom dužinom. Pojasni štapovi su, zbog većih sila u njima, najčešće većih dimenzija poprečnog preseka nego štapovi ispune. Uobičajeni oblici poprečnog preseka

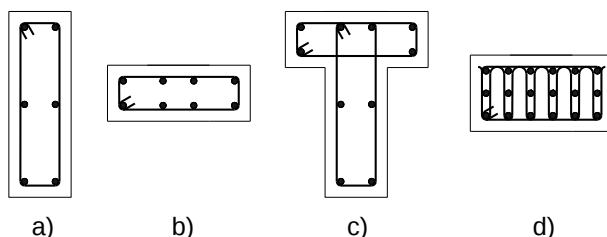
pojasnih štapova prikazani su na slici 177. Momenti savijanja se dodatno mogu smanjiti pravilnim oblikovanjem poprečnog preseka štapova. Mala visina preseka obezbeđuje malu krutost pri savijanju, a potrebna nosivost štapova na aksijalne sile postiže se povećanjem širine poprečnog preseka štapa, odnosno dimenzije poprečnog preseka upravne na ravan rešetke, kao na slici 177 b). Ako štapovi pritisnutog pojasa treba da prihvate veće momenta savijanja u ravni rešetke, pogodno je da se poprečni presek oblikuje kao na slici 177 c). Štapovi ispune su najčešće kvadratnog ili pravougaonog preseka. Radi lakšeg izvođenja teži se da svi štapovi ispune budu iste širine poprečnog preseka.



Slika 177. Uobičajeni oblici poprečnog preseka pojasnih štapova AB rešetke: a) za slučaj većih momenata savijanja u ravni rešetke; b) i c) pogodni za obezbeđenje bočne stabilnosti rešetke

Zbog boljeg iskorišćenja materijala i smanjenja sopstvene težine, rešetkasti nosači se obično izvedu od betona viših klasa (C30/37 i veće).

Preseci pritisnutih štapova su najčešće izloženi savijanju u oblasti malog ekscentriciteta, pa se armiraju simetrično, sa procentom armiranja 0.8 do 1.0% (slika 178 a) do c)).



Slika 178. Armiranje pojasnih štapova rešetke: a) do c) pritisnuti; d) zategnuti

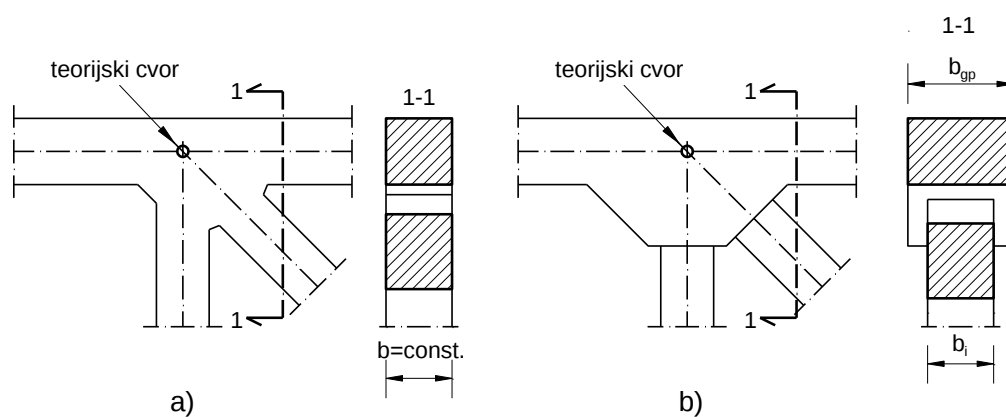
Da bi im se smanjila krutost pri savijanju u ravni rešetke, i štapovi zategnutog pojasa se oblikuju pravougaonog poprečnog preseka, sa širinom većom od visine. Ovi štapovi se dimenzionišu kao zatege, na centrično zatezanje ili ekscentrično zatezanje u oblasti malog ekscentriciteta, pri čemu se celokupna sila zatezanja poverava armaturi (preseci sa prslinom). Armatura manjeg prečnika (najčešće $\varnothing \leq 16$ mm, da bi se izbeglo nastavljanje), raspoređuje se po celom poprečnom preseku (slika 178 d)), a dimenzije preseka se određuju iz uslova obezbeđivanja minimalnog potrebnog razmaka šipki.

Oblikovanje i armiranje čvorova rešetke

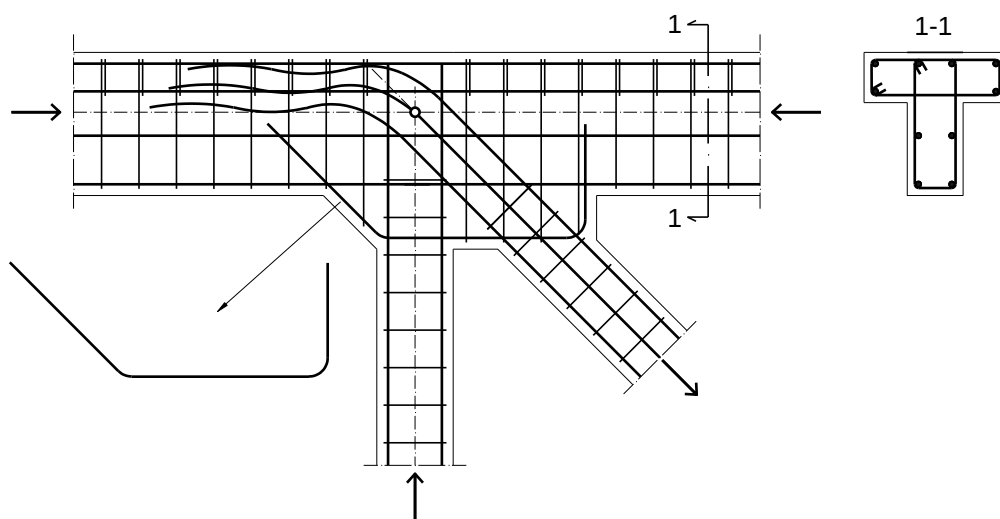
Štapovi rešetke treba da budu centrisani tako da se njihove ose susstiču u teorijskom čvoru (slika 179). Čvor se oblikuje bez oštih ivica, kako bi se izbegla koncentracija napona. Ako se u čvoru susstiču štapovi različite širine, širina čvora se usvaja kao širina najšireg štapa u vezi.

Armatura u zoni čvora se oblikuje na sledeći način:

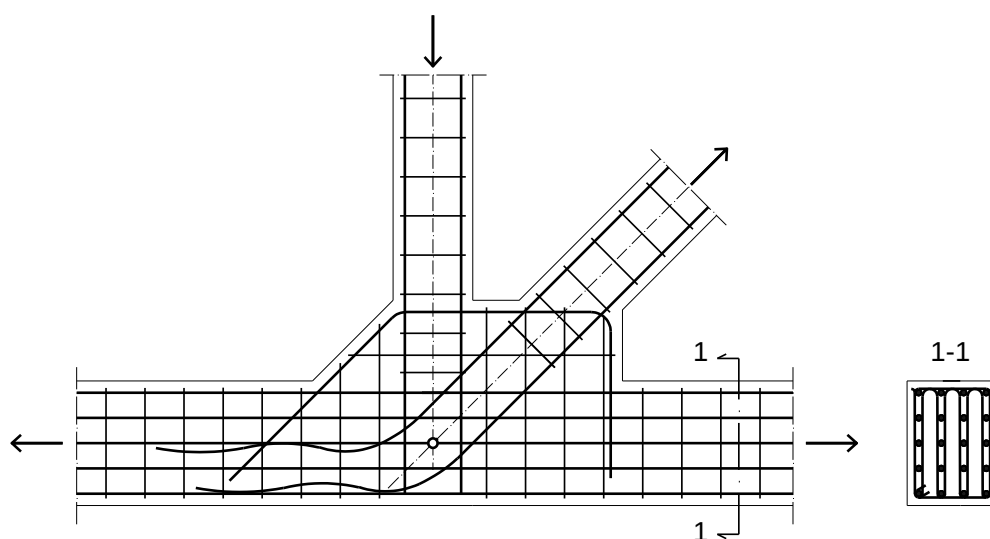
- Armatura pritisnutog štapa se vodi samo do teorijskog čvora (slike 180 do 182);
- Armatura zategnutog štapa se prevodi preko teorijskog čvora za dužinu sidrenja;
- Sidrenje zategnute armature se vrši pravim delom šipke ili talasasto (slike 180 i 181);
- Zadebljanje čvora je bez oštih ivica, efikasno armirano podužnom armaturom i uzengijama;
- U čvorovima u kojima se menja pravac zatežuće sile (slika 182) vertikalni štap preuzima značajnu silu pritiska. Radi bolje raspodele napona vrši se ojačanje i dodatno armiranje čvora;
- U oslonačkom čvoru se unose velike koncentrisane sile. Utezanjem čvora poprečnom armaturom (slika 183) stvara se prostorno stanje napona, čime se povećava čvrstoća betona pri pritisku i sprečava pojava prslina usled cepanja.



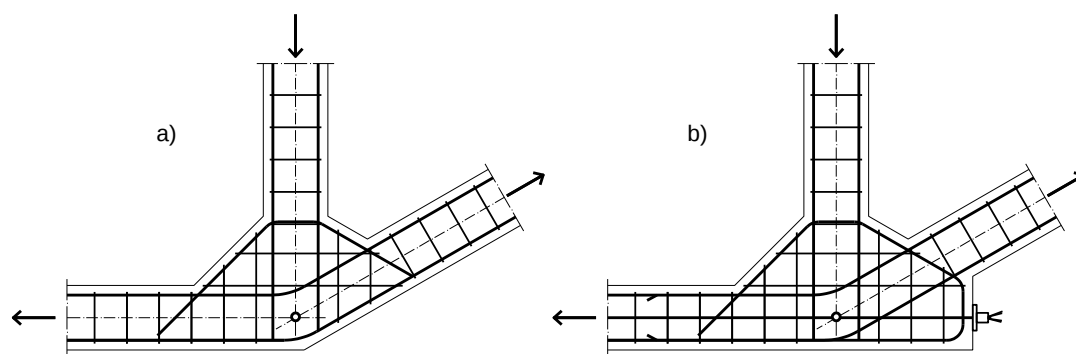
Slika 179. Oblikovanje čvora AB rešetke: a) svi štapovi iste širine; b) štapovi različite širine



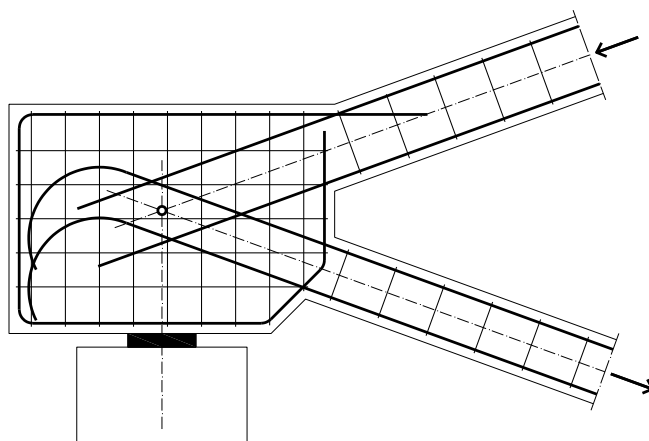
Slika 180. Čvor u kome se susište tri pritiskuta i jedan zategnuti štap



Slika 181. Čvor u kome se susište donji zategnuti pojas, vertikala i dijagonala



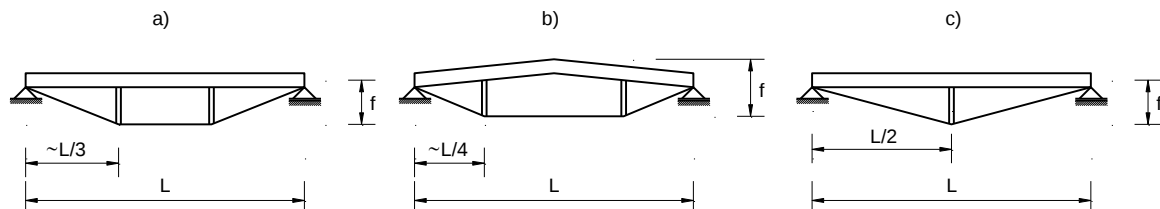
Slika 182. Čvor u kome se susstiču donji pojas i vertikala: a) AB zatega; b) prednapregnuta zatega



Slika 183. Oslonački čvor

DVOPOJASNI NOSAČI

Sledeći logičan korak u nastojanju da se smanji udeo sopstvene težine u ukupnom opterećenju armiranobetonske konstrukcije je smanjenje broja štapova ispune. Svođenjem ispune na nekoliko vertikalnih štapova koji razdvajaju pritisnute i zategnute zonu nosača, formira se dvopojasni nosač, tj. nosač sa zategnutim elementima izvan poprečnog preseka (slika 184). U poređenju sa punom AB gredom istog raspona, kod dvopojasnog nosača je praktično uklonjen sav neiskorišćen beton između pritisnute i zategnute zone.



Slika 184. Dvopojasni nosači

Primena, karakteristike i oblikovanje

Dvopojasni nosači predstavljaju spoj grednog AB nosača (gornji pojas) i poligonalne zatege, međusobno razdvojenih vertikalnim štapovima. Uz minimalan utrošak materijala ovi nosači mogu da savladaju velike raspona i preuzmu značajno opterećenje. Najčešće se primenjuju kao glavni ili sekundarni krovni nosači u konstrukcijama hala velikih raspona bez međuoslonaca. Dvopojasni nosači sa „kotrljajućim kablovima“, raspona 135 m, primenjeni su kao glavni krovni nosači hangara JAT-a (sada aerodrom Nikola Tesla) još 1986. godine. Krovna konstrukcija beogradske Arene, građene od 1992. do 2004. godine, izvedena je kao roštilj koji se sastoji od dvopojasnih nosača postavljenih u dva ortogonalna pravca, raspona 132 m i 102 m.

Greda dvopojasnog nosača se najčešće izvodi od armiranog betona, vertikale od betona ili čeličnih profila, a zatega od armiranog betona, čeličnih profila ili armature, ili od kablova za prednaprezanje. Razdvajanjem pritisnute i zategnute zone nosača stvara se konstrukcijski element kod kojeg je materijal iskorišćen na najbolji način – betonska greda prihvata pritisak, a čelik zatege zatezanje. Prostor koji se formira između grede i zatege pogodan je za nesmetano vođenje instalacija.

Broj vertikala se bira u zavisnosti od raspona i oblika grede. Kada je greda horizontalna, vertikale se obično postavljaju u trećinama raspona (slika 184 a)). Izuzetno, za manje raspona, postavlja se samo jedna vertikala u sredini raspona (slika 184 c)). Kod prelomljene grede vertikale se postavljaju u četvrtinama raspona (slika 184 b)).

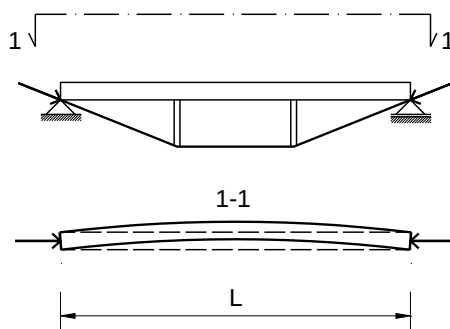
Nosivost dvopojasnog nosača i sile u štapovima su, kao i kod rešetkastih nosača, zavisne od veličine stinjenosti, odnosno strele f dvopojasnog nosača. Za uobičajena opterećenja strela se bira u granicama od $L/15$ do $L/7$, gde je L raspon nosača.

Analiza dvopojasnih nosača

Analiza dvopojasnih nosača najčešće se vrši primenom softvera, u skladu sa principima navedenim u poglavlju *Analiza konstrukcije*. Pojednostavljeni proračun može da se sprovede tako što se greda nosača tretira kao kontinualni nosač kruto oslonjen na krajnje, a elastično na srednje oslonce (vertikale), pri čemu krutost srednjih oslonaca zavisi od krutosti zategnutog pojasa i vertikala. Za vrlo malu krutost zategnutog pojasa greda će se ponašati vrlo slično gredi oslonjenoj samo na krajevima (prosta greda). Sa povećanjem krutosti zatege ponašanje grede se približava ponašanju kontinualnog nosača kruto oslonjenog na krajnje i srednje oslonce.

Slično kao kod rešetkastih nosača, i ovde je neophodno da se dokaže bočna stabilnost nosača, naročito u fazi montaže. Ako se zatega izvodi od kablova za prednaprezanje, u zonama krajnjih oslonaca se u greda unose značajne sile pritiska. Ovo ima pozitivan efekat na savijanje grede u ravni rešetke, jer

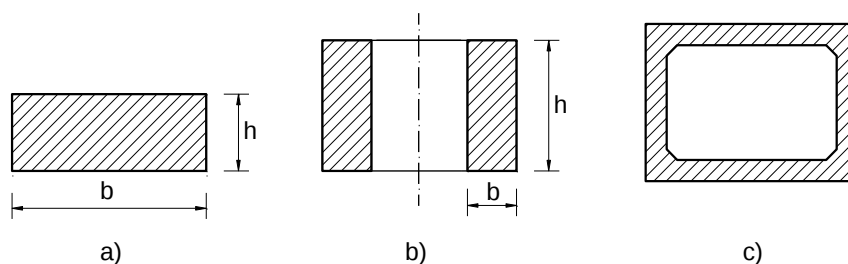
velika sila pritiska u kombinaciji sa momentima savijanja usled gravitacionog opterećenja dovodi preseke grede u stanje naprezanja u oblasti malog ekscentriciteta. Međutim, upravo zbog postojanja ovih sila pritiska može da dođe do gubitka bočne stabilnosti grede (slika 185). Provera bočne stabilnosti vrši se sa efektivnom dužinom jednakom dužini grede L .



Slika 185. Gubitak bočne stabilnosti dvopojasnog nosača

Oblikovanje, dimenzionisanje i armiranje štapova

Greda dvopojasnog nosača najčešće je pravougaonog poprečnog preseka, sa širinom većom od visine, radi postizanje dovoljne bočne krutosti na izvijanje (slika 186 a)). Za veće raspone i sile, ušteda materijala i smanjenje sopstvene težine mogu se postići izvođenjem grede od dva paralelna nosača pravougaonog preseka koji se mestimično međusobno povezuju poprečnim prečkama - ukrućenjima (slika 186 b)). Ovako formirana greda ima lestvičast izgled u osnovi. Za izuzetno velike raspone bira se razučeni ili sandučasti poprečni presek (slika 186 c)).



Slika 186. Oblici poprečnog preseka grede dvopojasnog nosača

Ekstremne vrednosti momenata savijanja u kontinualnoj gredi su znatno manje od ekstremnog momenta proste grede, a kod dvopojasnog nosača se one kombinuju sa značajnom silom pritiska koja se sidrenjem zatege unosi u zoni krajnjih oslonaca. Zbog toga su preseki grede najčešće izloženi savijanju u oblasti malog ekscentriciteta, pa se armiraju simetrično, najčešće minimalnom potrebnom količinom armature ($\rho = 0.8\%$).

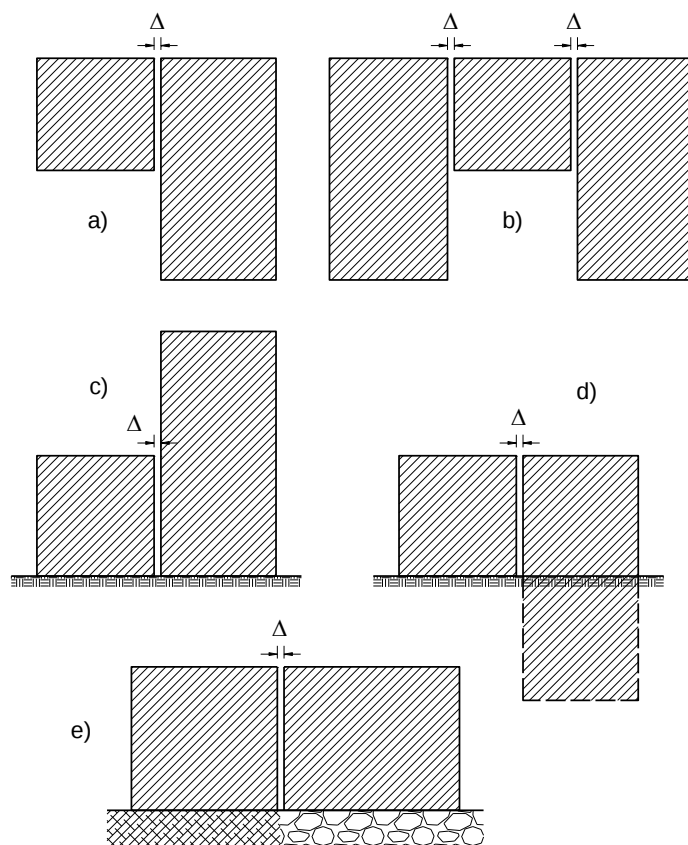
Zatega se dimenzioniše na centričnu silu zatezanja. AB zatega se proračunava za naponsku fazu II (sa prslinom), pa se celokupna sila poverava armaturi, koja se ravnomerno raspoređuje po celoj površini poprečnog preseka, na minimalnom razmaku potrebnom za pravilnu ugradnju betona.

DILATACIONE RAZDELNICE

Kada se očekuje da će skupljanje betona, temperaturne promene, nejednaka sleganja oslonaca ili seizmička dejstva izazvati značajne uticaje u konstrukciji, na raspolaganju su dva rešenja:

- Projektovati konstrukciju tako da bude u stanju da prihvati i uticaje od ovih dejstava bez prekoračenja bilo kojeg graničnog stanja, ili
- Projektovati dilatacione razdelnice, kojima se konstrukcija deli na manje, nezavisne celine, koje će usled navedenih dejstava trpeti manje uticaje nego integralna konstrukcija bez razdelnica.

Oba rešenja imaju svoje dobre i loše strane. Izvođenjem razdelnica uticaji u konstrukciji (naponi, pomeranja...) usled gore navedenih dejstava se smanjuju na prihvatljivu meru. Međutim, dilatacione razdelnice obično zahtevaju postavljanje posebnih sprava ili uređaja ili elastičnih sredstava za zaptivanje, kako bi se ovi zazori u konstrukciji maskirali bez ugrožavanja mogućnosti susednih delova konstrukcije da se nesmetano relativno pomeraju. Ove sprave imaju kraći eksploatacioni vek od same konstrukcije, nekada čak kraći od 10 godina, pa zahtevaju periodične preglede, popravke i zamene u toku eksploatacionog veka objekta. Ako se neophodne intervencije ne preduzmu na vreme, oštećene dilatacione sprave mogu poništiti funkciju razdelnice, zbog čega dolazi do oštećenja konstrukcije. Posebno su osetljive dilatacione sprave na mostovima, koje su podložne oštećenjima i zapunjavanju prljavštinom, a njihova zamena često zahteva prekid ili usporavanje saobraćaja, što može imati značajne ekonomske posledice. Zbog toga se nekada radije bira rešenje bez razdelnica, odnosno projektuje se integralna konstrukcija, koja može da prihvati i dejstva koja ne spadaju u korisna.



Slika 187. Situacije u kojima je poželjna izrada dilatacionih razdelnica i njihov položaj

Dilatacionim razdelnicama se, dakle, konstrukcije dele na dve ili više statički nezavisnih celina, kako bi se izbegle štetne posledice seizmičkih dejstava, skupljanja betona, temperaturnih promena, nejednakih sleganja oslonaca i dr. (slika 187). Prema I. Tomičiću [45], uobičajeni razmak dilatacija za objekte u tlu i za zatvorene objekte je između 50 i 60 m, dok je za otvorene objekte ovaj razmak manji i kreće se od 30 do 40 m.

Aseizmičke dilatacije

Kada postoje značajni diskontinuiteti u geometriji, rasporedu krutosti ili masa ili perioda sopstvenih oscilacija armiranobetonske konstrukcije, ponašanje pojedinih delova konstrukcije u toku zemljotresa će biti različito, zbog čega između njih može doći do preteranih naprezanja i značajnih oštećenja. Ovo se dešava kod objekata sa razuđenom osnovom (slika 187 a) i b)), objekata koji se sastoje od delova različite spratnosti (slika 187 c) i d)) ili od delova različite krutosti (npr. zbog različitih konstrukcijskih sistema, tako da je deo konstrukcije izveden kao masivni, a deo kao skeletni sistem) i sl.

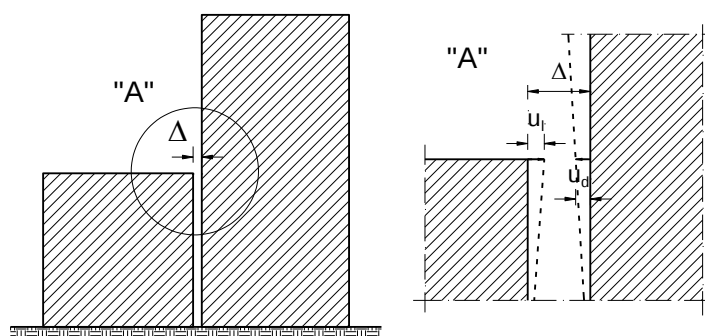
SRPS EN 1998-1 [29] navodi sledeće vodeće principe za projektovanje seizmički otpornih zgrada:

- jednostavnost konstrukcijskog sistema,
- ujednačenost, simetrija i konstrukcijska rezerva,
- otpornost i krutost u dva pravca,
- torziona otpornost i krutost,
- ponašanje međuspratnih konstrukcija kao horizontalnih dijafragmi, i
- adekvatno fundiranje.

Pored ovoga, Evrokod 8 konstrukcije zgrada razvrstava u regularne i neregularne, u osnovi i po visini. Seizmičko projektovanje regularnih konstrukcija može da se sprovodi na uprošćenim modelima konstrukcije, primenom uprošćenih metoda analize, za razliku od neregularnih konstrukcija, čije je ponašanje mnogo neizvesnije, pa se moraju primeniti složeniji modeli i tačnije metode analize.

Regularnost konstrukcije u osnovi postiže se približno simetričnim rasporedom krutosti i masa u osnovi u odnosu na dve ortogonalne ose, kompaktnom konfiguracijom u osnovi - bez značajnih uvlačenja (sažimanja) uglova ili ivica, međuspratnim konstrukcijama čija je krutost u svojoj ravni dovoljno velika u odnosu na horizontalnu krutost vertikalnih nosećih elemenata, oblikovanjem osnove tako da odnos veće i manje dimenzije, mereno u ortogonalnim pravcima osnove, ne bude veći od 4, te minimiziranjem rastojanja između centra krutosti i centra mase. Regularnost po visini se postiže pravilnim oblikovanjem, rasporedom i vođenjem elemenata za prijem horizontalnih sila, ujednačenim horizontalnim krutostima i masama pojedinačnih spratova, bez naglih promena, te izbegavanjem značajnih uvlačenja po visini. Za više detalja o kriterijumima za regularnost konstrukcije pogledati poglavlje 4 u SRPS EN 1998-1.

Neregularne konstrukcije zgrada, koje ne ispunjavaju gore nabrojane principe, mogu se primenom aseizmičkih dilatacija podeliti na dinamički nezavisne celine, tako da svaka od njih pojedinačno bude regularna i ispunjava principe za projektovanje seizmički otpornih zgrada, pre svega u pogledu ujednačenosti i simetrije.



Slika 188. Aseizmička razdelnica

Dakle, aseizmičkim dilatacijama se objekat deli na celine sličnih karakteristika – iste visine, iste krutosti, kompaktne osnove (slika 187). Širina dilatacija treba da se odredi tako da pri merodavnom seizmičkom dejstvu ne dođe do međusobnog sudaranja delova konstrukcije koji su odvojeni dilatacijom, odnosno do njihovog sudaranja sa susednim objektima. Prema SRPS EN 1998-1 zgrade se mogu smatrati zaštićenim od sudaranja pod sledećim uslovima:

- za zgrade izgrađene na susednim parcelama ako rastojanje od ivice parcele do potencijalnih tačaka sudara nije manje od maksimalnog horizontalnog pomeranja zgrade na odgovarajućem nivou;

- za zgrade ili konstrukcijski nezavisne jedinice na istoj parceli, ako rastojanje između njih nije manje od kvadratnog korena nad zbirom kvadrata maksimalnih horizontalnih pomeranja dve nezavisne jedinice na odgovarajućem nivou, odnosno, ako širina dilatacije (slika 188) ispunjava uslov

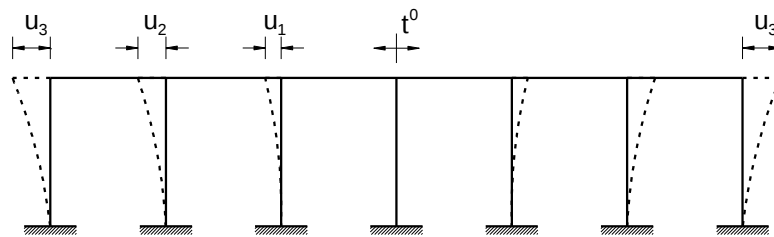
$$\Delta \geq \sqrt{u_l^2 + u_d^2},$$

gde su u_l i u_d maksimalna horizontalna pomeranja susednih nezavisnih delova zgrade na posmatranom nivou.

Ako su spratne visine susednih zgrada, odnosno susednih nezavisnih jedinica međusobno jednake, gore navedena širina dilatacije može da se redukuje faktorom 0.7.

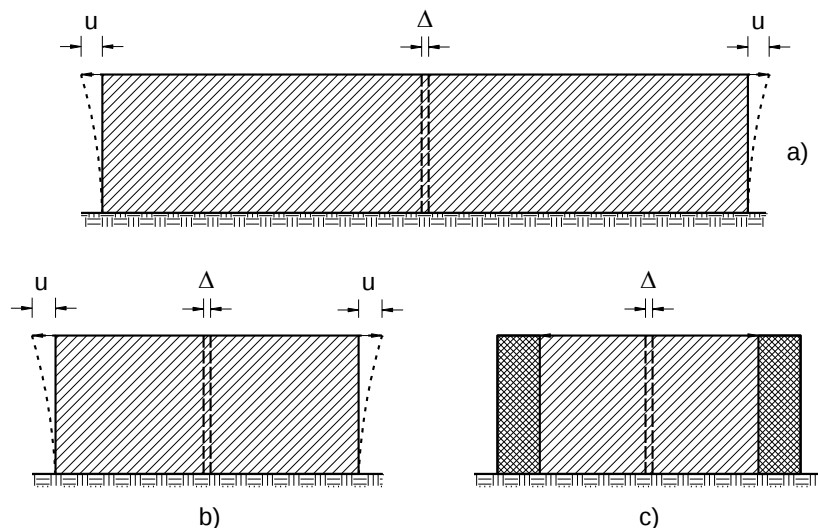
Termičke dilatacione razdelnice

Značajni uticaji usled temperaturnih promena javljaju se u statički neodređenim konstrukcijama velike dužine (slike 189 i 190 a)), kod konstrukcija sa krutim elementima na krajevima (slika 190 c)) ili kada su promene temperature izrazito velike (slika 190 b)). Usled sprečenosti pomeranja pri promeni temperature, u konstrukciji se javljaju dodatna naprezanja. Na primeru rama sa slike 189 pokazano je kako povećanje temperature u osi grede utiče na horizontalna pomeranja u vrhu stubova. Najveća pomeranja se javljaju kod krajnjih stubova. Ako su ova pomeranja sprečena, doći će do pojave normalnih sila u gredi i momenata savijanja u stubovima, koji su tim veći što je veća krutost stubova na savijanje (veća sprečenost pomeranja).



Slika 189. Uticaj povećanja temperature u rigli na deformaciju rama

Širina termičkih dilatacionih razdelnica treba da se proračuna iz uslova da pri maksimalnim pomeranjima usled promena temperature ne dođe do kontakta između susednih delova konstrukcije.



Slika 190. Termičke dilatacione razdelnice (Δ) za: a) objekat velike dužine; b) velike promene temperature; c) objekat sa krutim zidovima na krajevima

Razdelnice za smanjenje uticaja od skupljanja betona

Neželjena naprezanja u konstrukciji usled skupljanja betona efikasno se izbegavaju postavljanjem dilatacionih razdelnica čija je svrha samo prekidanje konstrukcije, pa je teoretski dovoljno da njihova širina bude gotovo jednaka nuli. Međutim, pokazalo se da pri incidentnim dejstvima (npr. požar, zemljotres) ove zone trpe velika oštećenja [45], zbog čega je poželjno da se ostavi nešto šira razdelnica koja se zapunjava elastičnim materijalom.

Razdelnice za smanjenje uticaja od nejednakih sleganja

Dodatna naprezanja statički neodređenih konstrukcija mogu nastupiti usled nejednakih sleganja delova objekta, koja se mogu javiti zbog:

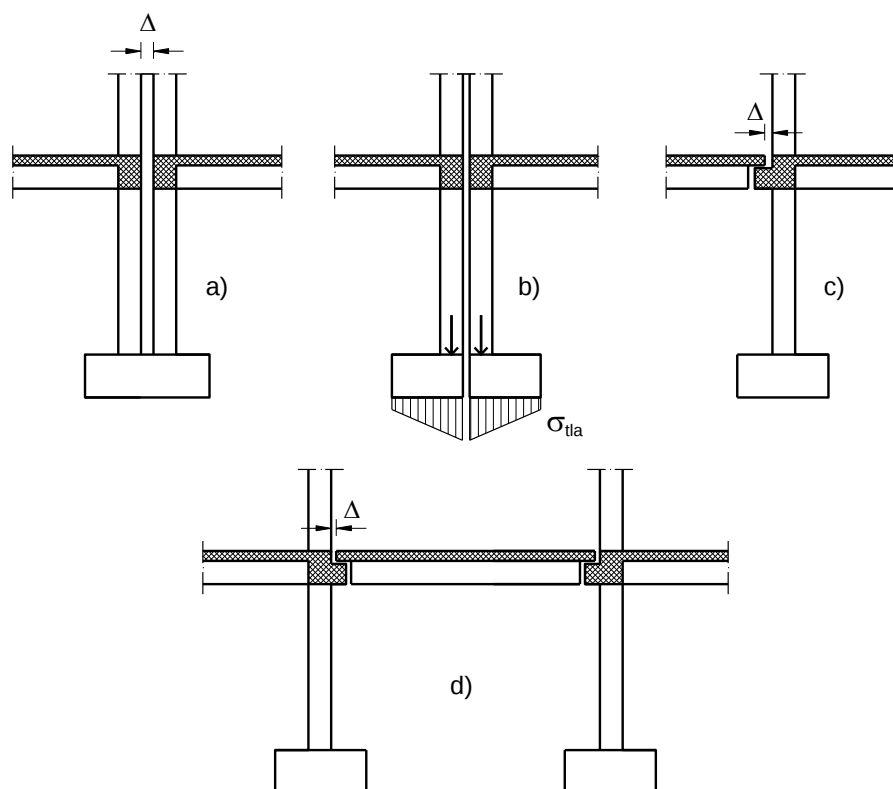
- Različite visine pojedinih delova objekta fundiranog na tlu homogenog sastava (slika 187 c)). Tlo ispod dela veće spratnosti je jače opterećeno, pa će više da sleže;
- Mešovitog načina fundiranja (slika 187 d)). Ako se deo objekta izvodi bez, a drugi sa podzemnom etažom, sleganja ispod ovih delova objekta biće različita. Sličan je i efekat fundiranja dela objekta na temeljima samcima, a drugog dela na temeljnoj ploči.
- Nehomogenog sastava (heterogene stišljivosti) tla na kojem se objekat fundira (slika 187 e)). Objekat može da bude kompaktne osnove, konstantne visine, ravnomerno raspoređene mase i krutosti, ali fundiran na delovima tla različitih karakteristika, koji će se pod istim opterećenjem različito slegati.

Svrha izvođenja ovih razdelnica je da se omoguće različita sleganja pojedinih delova konstrukcije bez izazivanja dodatnih uticaja u njoj.

Oblikovanje razdelnica

Razdelnice se u armiranobetonskim konstrukcijama mogu oblikovati na više načina (slika 191):

- Izvođenjem udvojenih stubova na zajedničkom temelju (slika 191 a)). Rešenje može da se primeni za aseizmičke, termičke i dilatacije za smanjenje uticaja od skupljanja betona. Fundiranjem stubova odvojenih delova konstrukcije na zajedničkom temelju postiže se ravnomernija raspodela pritiska na tlo, pa su i potrebne dimenzije temelja manje nego u slučaju odvojenog fundiranja. Nedostatak ovog rešenja je dupliranje broja stubova i greda u osi razdelnice, celom njenom dužinom, što može biti neracionalno sa aspekta troškova izgradnje;
- Izvođenjem udvojenih stubova na odvojenim temeljima (slika 191 b)). Delovi objekta fundirani na tlu heterogene stišljivosti moraju se razdvojiti celom visinom objekta, a razdelnica mora da prolazi i kroz temelj. Na ovaj način je omogućeno nezavisno sleganje delova objekta. Nedostatak rešenja ogleda se u ekscentričnom opterećenju temelja. U najnepovoljnijem slučaju se u delu temeljne spojnice javlja zatezanje, koje se na tlo ne može preneti prostim kontaktom, pa se zahtevaju posebne mere (postavljanje zatega, ukrućenja i sl.). Na slici 191 b) je, radi ilustracije, prikazan pojednostavljeni dijagram kontaktnih napona za slučaj kada je cela kontaktna spojnica pritisnuta. Maksimalni ivični napon je veći nego pri centričnom pritisku, što iziskuje i veće dimenzije kontaktne spojnice;
- Oslanjanjem jednog dela konstrukcije na drugi preko kratkih elemenata (slika 191 c)). Ovo rešenje može da se primeni za izradu termičkih razdelnica, pod uslovom da se eliminiše, ili smanji na najmanju moguću meru trenje između grede (ili ploče) i kratkog elementa;
- Postavljanjem „plivajuće“ tavanice između razmaknutih stubova (slika 191 d)). Na ovaj način se ostvaruje zglobna veza između odvojenih delova konstrukcije, koja omogućava njihova različita sleganja bez dodatnih naprezanja, pa se ovo rešenje koristi kao bolja alternativa rešenju sa udvojenim stubovima na odvojenim temeljima. Na ovaj način mogu da se oblikuju i termičke razdelnice, pod uslovom da se maksimalno redukuje trenje u osloncima.



Slika 191. Oblikovanje razdelnica: a) udvojeni stubovi na zajedničkom temelju; b) udvojeni stubovi na odvojenim temeljima; c) oslanjanje levog dela konstrukcije preko kratkog elementa; d) „plivajuća“ tavanica

LITERATURA

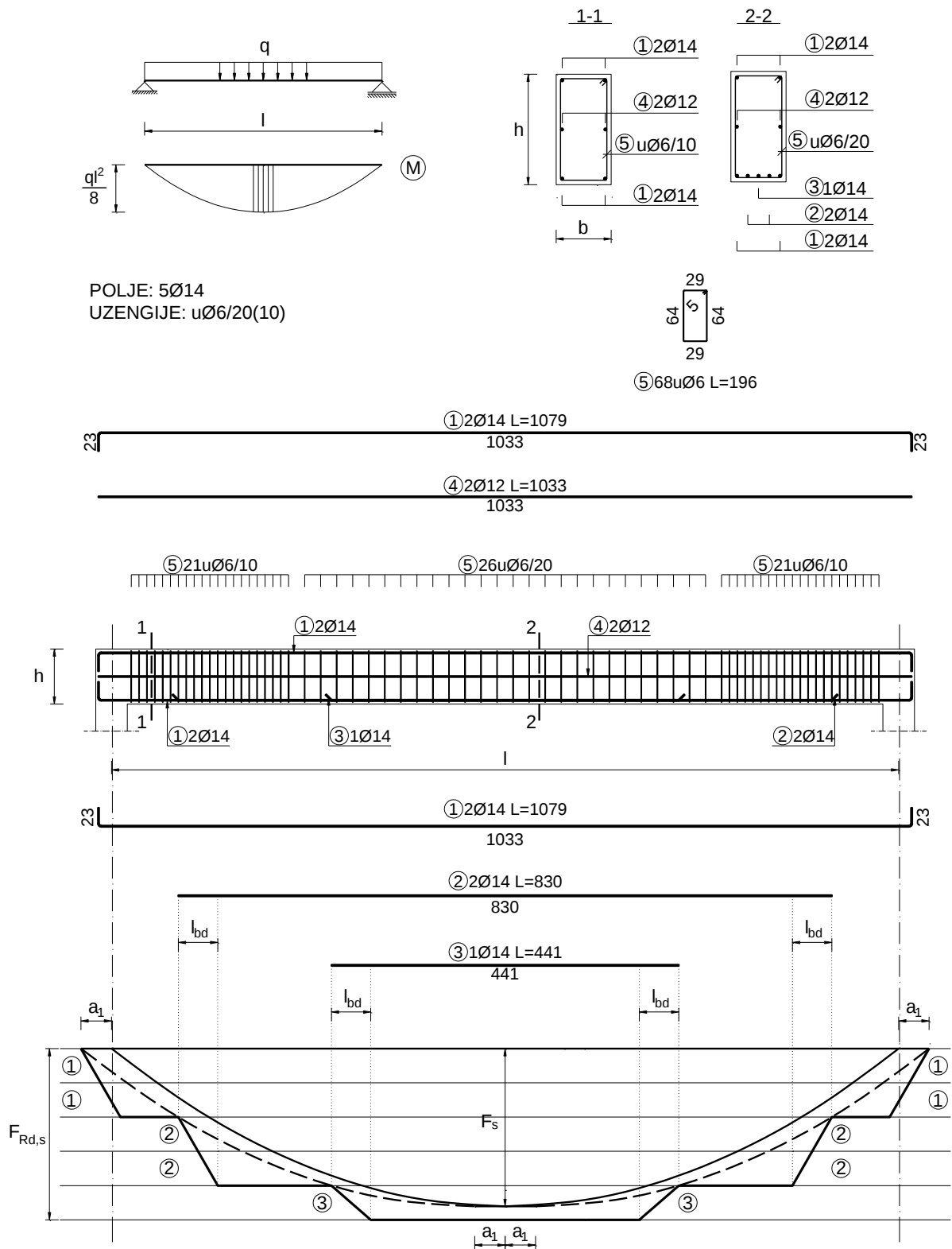
- [1] D. Goleš i R. Zarić, „Izbor dispozicije montažne betonske hale,“ *Zbornik radova Građevinskog fakulteta Subotica*, br. 26, pp. 85-97, 2014.
- [2] „SRPS EN 1992-1-1 Evrokod 2 - Projektovanje betonskih konstrukcija – Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade,“ Institut za standardizaciju Srbije, Beograd, 2015.
- [3] „SRPS EN 1992-1-1/NA Evrokod 2 - Projektovanje betonskih konstrukcija – Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade - Nacionalni prilog,“ Institut za standardizaciju Srbije, Beograd, 2015.
- [4] „SRPS EN 1992-1-2 Evrokod 2 - Projektovanje betonskih konstrukcija – Deo 1-2: Opšta pravila - Projektovanje konstrukcija na dejstvo požara,“ Institut za standardizaciju Srbije, Beograd, 2014.
- [5] „SRPS EN 1992-2 Evrokod 2 - Projektovanje betonskih konstrukcija – Betonski mostovi - Pravila projektovanja i konstruisanja,“ Institut za standardizaciju Srbije, Beograd, 2014.
- [6] „SRPS EN 1992-3 Evrokod 2 - Projektovanje betonskih konstrukcija – Deo 3: Konstrukcije rezervoara i silosa,“ Institut za standardizaciju Srbije, Beograd, 2017.
- [7] „SRPS EN 1992-4 Evrokod 2 – Projektovanje betonskih konstrukcija – Deo 4: Projektovanje spojnih sredstava za betonske konstrukcije,“ Institut za standardizaciju Srbije, Beograd, 2018.
- [8] „SRPS EN 1990/NA Evrokod - Osnove projektovanja konstrukcija - Nacionalni prilog,“ Institut za standardizaciju Srbije, Beograd, 2012.
- [9] D. Goleš i A. Čeh, „Sustainable Concrete in Energy Efficient Buildings,“ u *eNergetics 2021 7th Virtual International Conference on Science, Technology and Management in Energy*, Belgrade, 2021.
- [10] „SRPS EN 1990 Evrokod - Osnove projektovanja konstrukcija,“ Institut za standardizaciju Srbije, Beograd, 2012.
- [11] „Pravilnik za građevinske konstrukcije“. *Službeni glasnik RS*, br. 89/2019, 52/2020 i 122/2020.
- [12] „fib Model Code for Concrete Structures 2010,“ Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, Germany, 2013.
- [13] O. Brooker, *Concrete Buildings Scheme Design Manual*, London: The Concrete Centre, part of the Mineral Products Association, 2009.
- [14] C. H. Goodchild, R. M. Webster i K. S. Elliot, *Economic Concrete Frame Elements to Eurocode 2*, London: The Concrete Centre, part of the Mineral Products Association, 2009.
- [15] „Concept V4,“ [Na mreži]. Dostupno na: <https://www.concretecentre.com/Resources/Design-tools-and-software/Cost-and-Carbon-%C2%A0Concept-V4.aspx>. [Poslednji pristup 2022].
- [16] „SRPS EN 1991-1-1 Evrokod 1 - Dejstva na konstrukcije - Deo 1-1: Opšta dejstva - Zapreminske težine, sopstvena težina, korisna opterećenja za zgrade,“ Institut za standardizaciju Srbije, Beograd, 2012.
- [17] „SRPS EN 1991-1-2 Evrokod 1 - Dejstva na konstrukcije - Deo 1-2: Opšta dejstva - Dejstvo na konstrukcije izložene požaru,“ Institut za standardizaciju Srbije, Beograd, 2012.
- [18] „SRPS EN 1991-1-3 Evrokod 1 - Dejstva na konstrukcije - Deo 1-3: Opšta dejstva - Opterećenja snegom,“ Institut za standardizaciju Srbije, Beograd, 2017.
- [19] „SRPS EN 1991-1-4 Evrokod 1 - Dejstva na konstrukcije - Deo 1-4: Opšta dejstva - Dejstva vetra,“ Institut za standardizaciju Srbije, Beograd, 2012.

- [20] „SRPS EN 1991-1-5 Evrokod 1 - Dejstva na konstrukcije - Deo 1-5: Opšta dejstva -Toplotna dejstva,“ Institut za standardizaciju Srbije, Beograd, 2012.
- [21] „SRPS EN 1991-1-6 Evrokod 1 - Dejstva na konstrukcije - Deo 1-6: Opšta dejstva - Dejstva tokom izvođenja,“ Institut za standardizaciju Srbije, Beograd, 2012.
- [22] „SRPS EN 1991-1-7 Evrokod 1 - Dejstva na konstrukcije - Deo 1-7: Opšta dejstva - Incidentna dejstva,“ Institut za standardizaciju Srbije, Beograd, 2012.
- [23] „SRPS EN 1991-2 Evrokod 1: Dejstva na konstrukcije - Deo 2: Saobraćajno opterećenje na mostovima,“ Institut za standardizaciju Srbije, Beograd, 2012.
- [24] „SRPS EN 1991-3 Evrokod 1: Dejstva na konstrukcije - Deo 3: Dejstva usled kranova i mašina,“ Institut za standardizaciju Srbije, Beograd, 2012.
- [25] „SRPS EN 1991-4 Evrokod 1: Dejstva na konstrukcije - Deo 4: Silosi i rezervoari,“ Institut za standardizaciju Srbije, Beograd, 2012.
- [26] „SRPS EN 1997-1 Evrokod 7 - Geotehničko projektovanje - Deo 1: Opšta pravila,“ Institut za standardizaciju Srbije, Beograd, 2017.
- [27] D. Goleš, N. Bralović i D. Gajić, „Skupljanje betona - opšti pregled,“ *Zbornik radova Građevinskog fakulteta*, br. 34, pp. 9-25, 2018.
- [28] „SRPS EN 10080 Betonski čelik - Zavarivi betonski čelik - Opšti deo,“ Institut za standardizaciju Srbije, Beograd, 2008.
- [29] „SRPS EN 1998-1 Evrokod 8 - Projektovanje seizmički otpornih konstrukcija - Deo 1: Opšta pravila, seizmička dejstva i pravila za zgrade,“ Institut za standardizaciju Srbije, Beograd, 2015.
- [30] „SRPS EN 206 Beton - Specifikacija, performanse, proizvodnja i usaglašenost,“ Institut za standardizaciju Srbije, Beograd, 2017.
- [31] „SRPS U.M1.206 Beton - Specifikacija, performanse, proizvodnja i usaglašenost - Pravila za primenu standarda SRPS EN 206-1,“ Institut za standardizaciju Srbije, Beograd, 2013.
- [32] D. Goleš, „Zaštitni sloj betona do armature prema Evrokodu,“ *Zbornik radova GF Subotica*, t. 27, pp. 41-56, 2015.
- [33] Grupa autora, Beton i armirani beton prema PBAB 87 - Priručnik za primenu Pravilnika o tehničkim normativima za beton i armirani beton - BAB 87 - Knjiga 1, Beograd: Građevinska knjiga, 1991.
- [34] fib, Bulletin 43: Structural connections for precast concrete buildings, International Federation for Structural Concrete (fib), 2008.
- [35] S. Marinković i N. Pecić, Teorija betonskih konstrukcija, Beograd: Akademski misao, 2018.
- [36] J.-P. Jacobs, Ur., Eurocode 2 Commentary, European Concrete Platform ASBL, 2008.
- [37] A. J. Bond, O. Brooker, A. J. Harris, T. Harrison, R. M. Moss, R. S. Narayanan i R. Webster, How to Design Concrete Structures using Eurocode 2, The Concrete Centre, 2006.
- [38] „SRPS EN 1992-1-2/NA Evrokod 2 - Projektovanje betonskih konstrukcija – Deo 1-2: Opšta pravila - Projektovanje konstrukcija na dejstvo požara - Nacionalni prilog,“ Institut za standardizaciju Srbije, Beograd, 2015.
- [39] D. Goleš, „Proračun AB preseka izloženih savijanju prema Evrokodu 2,“ u *Zbornik radova 4. međunarodne konferencije Savremena dostignuća u građevinarstvu*, Subotica, 2016.

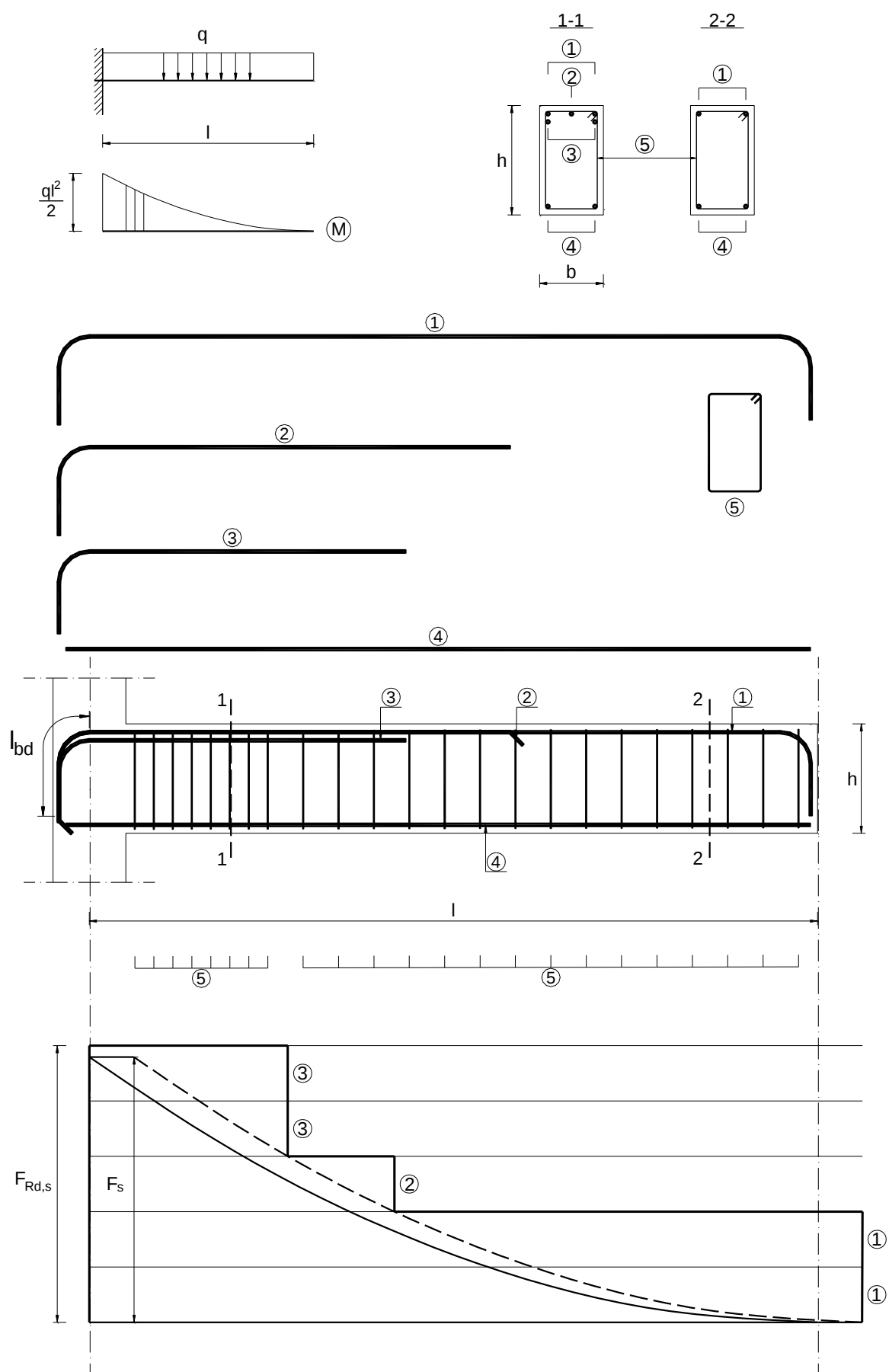
- [40] V. Vukobratović, A. Starčev-Ćirčin i D. Žarković, Teorija betonskih konstrukcija 1, Novi Sad: Fakultet tehničkih nauka, Univerzitet u Novom Sadu, 2019.
- [41] J. Calavera, Manual for detailing reinforced concrete structures to EC 2, Spon Press, 2012.
- [42] Grupa autora, Standard Method of Detailing Structural Concrete - A manual for best practice, London: The Institution of Structural Engineers, 2006.
- [43] B. S. INSTITUTION, Background paper to the UK National Annex to BS EN 1992-1-1 and BS EN 1992-1-2, 2006.
- [44] A. Ristovski i V. Stanojević, „Nomogrami za određivanje efektivne dužine izdvojenih stubova prema EC 2,“ u *Međunarodna konferencija "Savremena dostignuća u građevinarstvu"*, Subotica, 2014.
- [45] I. Tomičić, Betonske konstrukcije, Zagreb: Društvo hrvatskih građevinskih konstruktora, 1996.
- [46] Grupa autora, Beton i armirani betin prema PBAB 87 - Priručnik za primenu Pravilnika o tehničkim normativima za beton i armirani beton - BAB 87 - Knjiga 2, Beograd: Građevinska knjiga, 1991.
- [47] C. Goodchild, J. Morrison i R. Vollum, Strut-and-tie Models: How to design concrete members using strut-and-tie models in accordance with Eurocode 2, MPA The Concrete Centre, 2014.
- [48] S. E.-D. E. El-Metwally i W.-F. Chen, Structural Concrete: Strut-and-Tie Models for Unified Design, CRC Press, Taylor & Francis Group, 2018.
- [49] fib, Bulletin 3: Structural Concrete - Textbook on Behavior, Design and Performance, Updated Knowledge of the CEB/FIB Model Code 1990, t. 3, 1999.
- [50] fib, Bulletin 54: Structural Concrete-Textbook on behaviour, design and performance, Second edition, t. 4, International Federation for Structural Concrete fib, 2010.
- [51] L. Kriz i C. Raths, „Connections in Precast Concrete Structures—Strength of Corbels,“ *PCI Journal*, t. 10, br. 1, pp. 16-61, 1965.
- [52] Z. Brujić, Betonske konstrukcije u zgradarstvu (prema Evrokodu), Novi Sad, 2018.
- [53] CEB-FIP model code 1990: design code, London: T. Telford, 1993.
- [54] Ž. Radosavljević i D. Bajić, Armirani beton 3, Građevinska knjiga DOO, 2008.
- [55] A. Dahlgren i L. Svensson, Guidelines and Rules for Detailing of Reinforcement in Concrete Structures - A Compilation and Evaluation of Ambiguities in Eurocode 2, Master of Science Thesis, Göteborg Sweden: Department of Civil and Environmental Engineering, Chalmers University Of Technology, 2013.

Planovi armature greda različitih statičkih sistema prema dijagramu pokrivanja

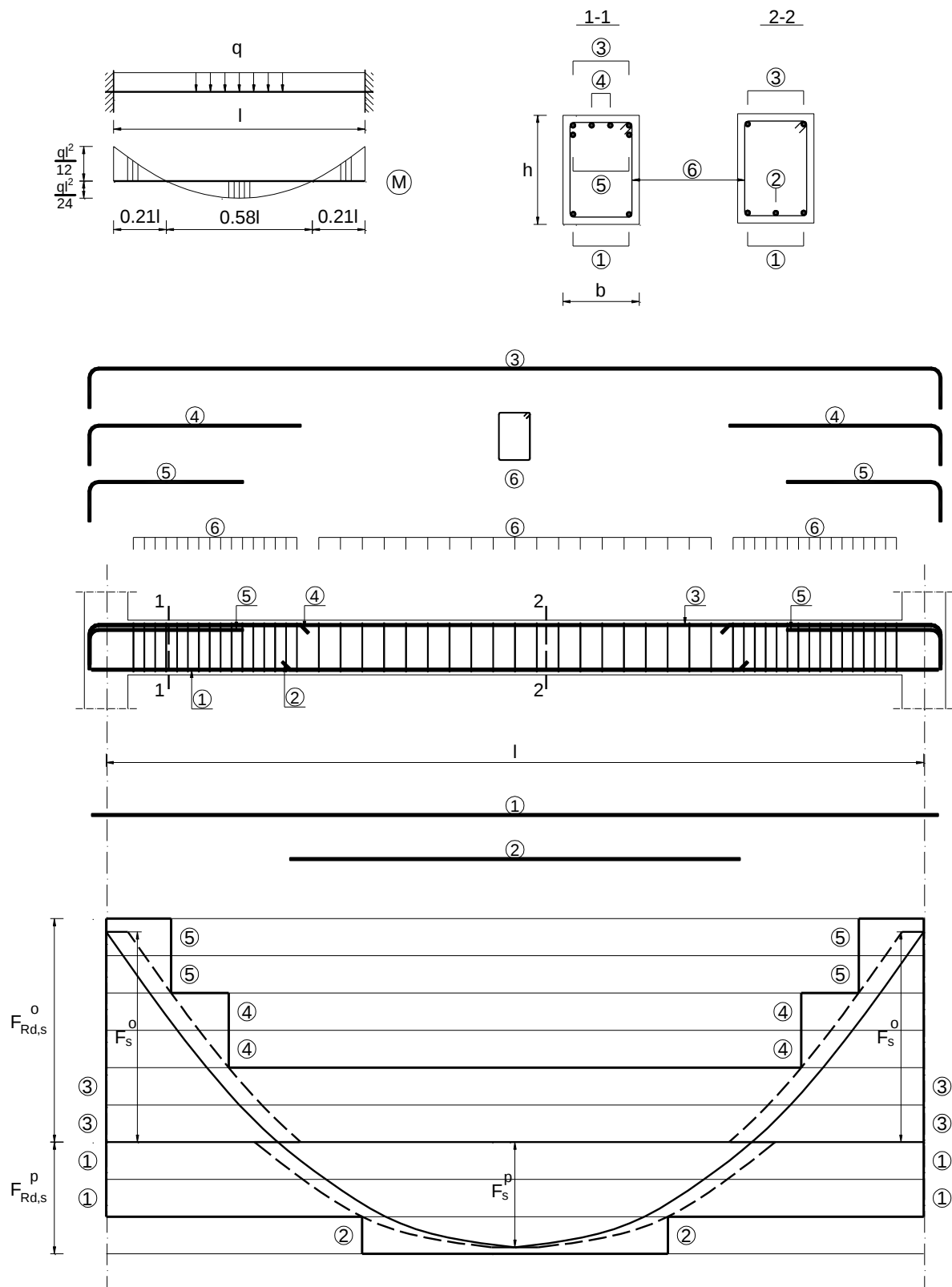
Autor: Ivana PERČIĆ



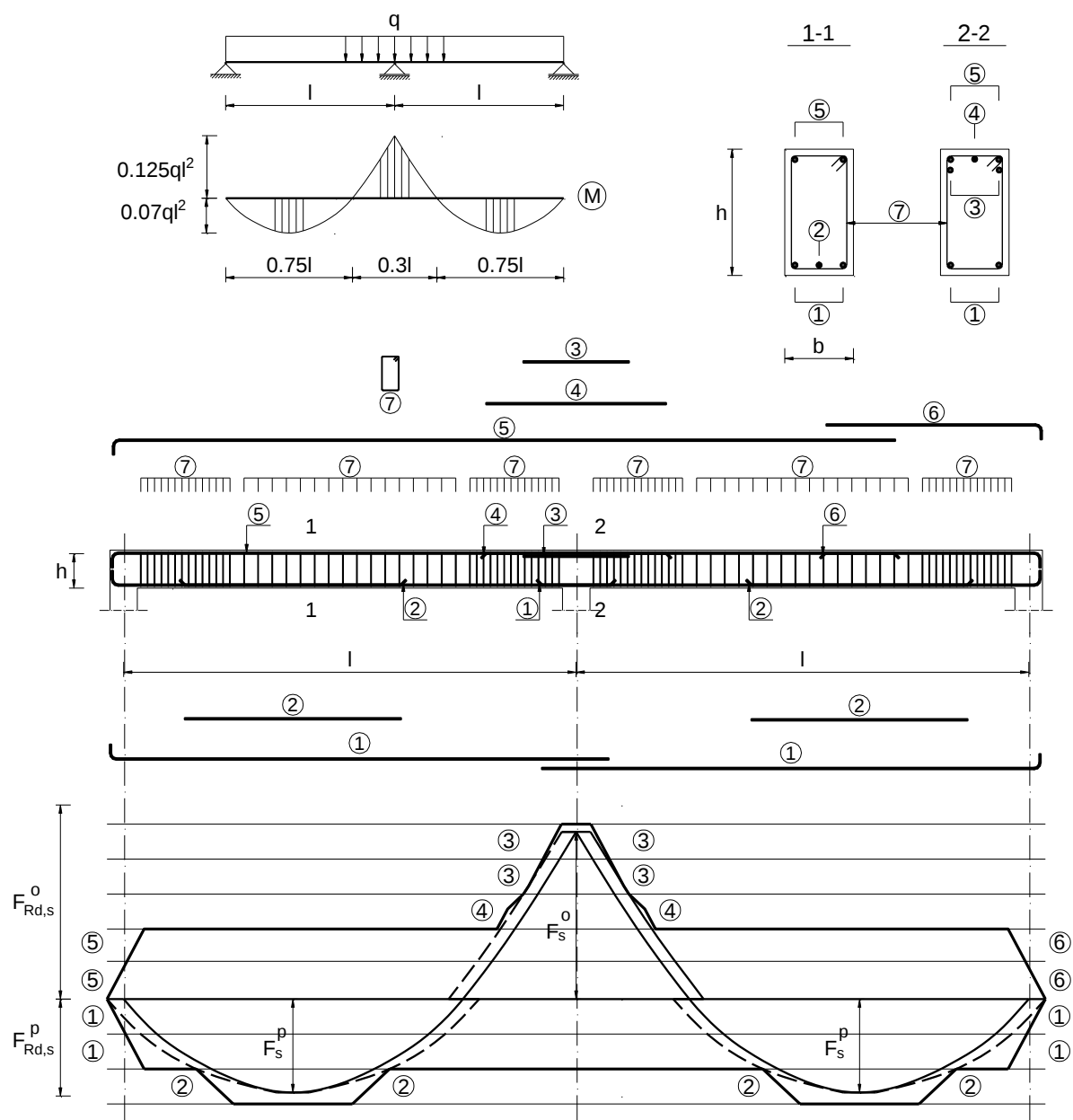
Slika P1. Plan armature proste grede opterećene jednakopodeljenim opterećenjem



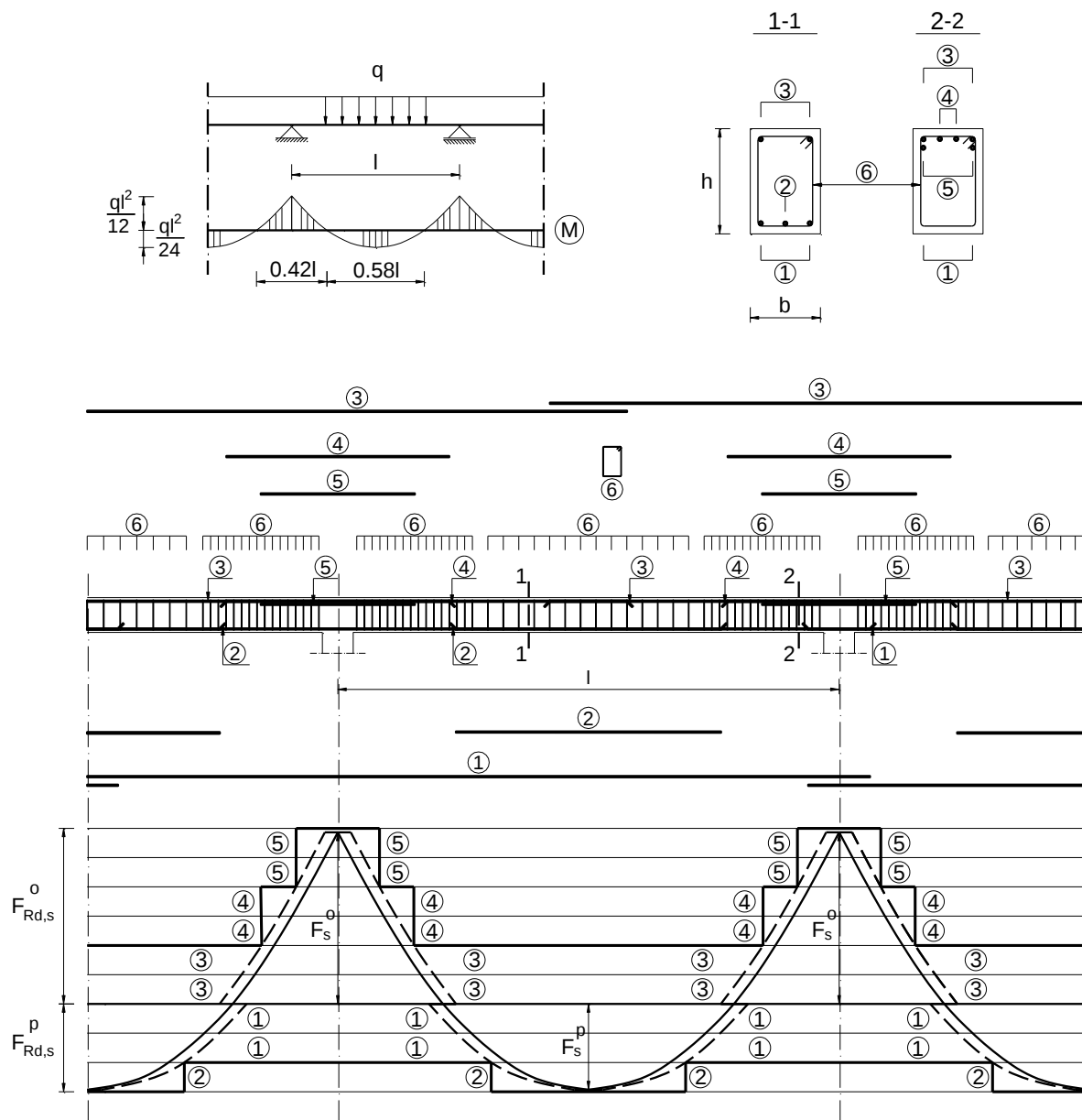
Slika P2. Plan armature konzolne grede opterećene jednakopodeljenim opterećenjem



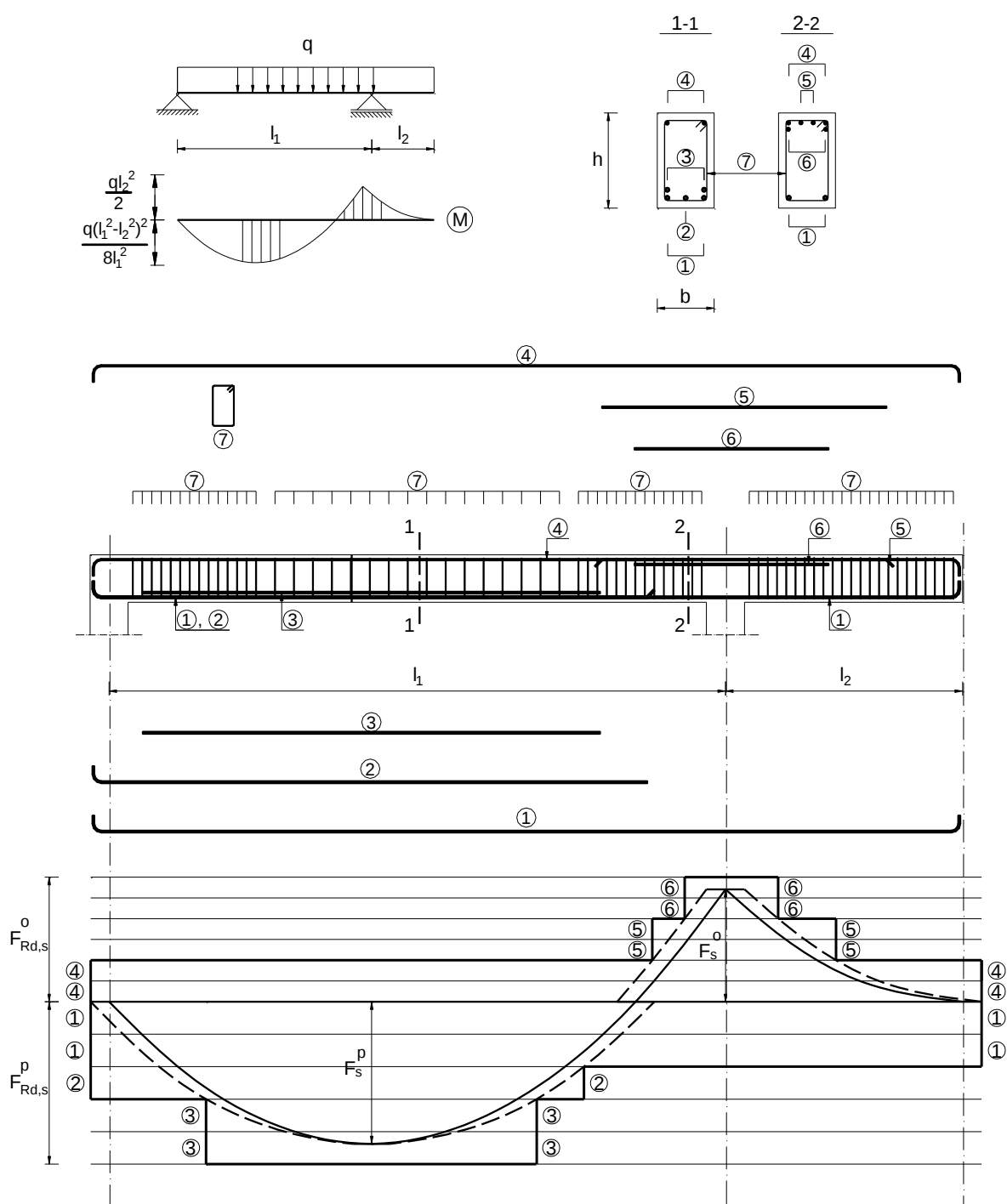
Slika P3. Plan armature obostrano ukleštene grede opterećene jednakopodeljenim opterećenjem



Slika P4. Plan armature kontinualne grede preko dva polja opterećene jednakopodeljenim opterećenjem



Slika P5. Plan armature kontinualne grede preko beskonačno mnogo polja opterećene jednakopodeljenim opterećenjem



Slika P6. Plan armature grede s prepustom opterećene jednakopodeljenim opterećenjem

Dijagrami interakcije za pravougaone preseke izložene pravom savijanju

Saradnik na izradi: Lazar SAVIĆ

