
**Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-2. del: Splošna pravila –
Projektiranje požarnovarnih konstrukcij**

Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural
fire design

Eurocode 2: Calcul des structures en béton – Partie 1-2: Regles générales –
Calcul du comportement au feu

Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und
Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für
den Brandfall

NACIONALNI UVOD

Standard SIST EN 1992-1-2 (sl), Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-2. del: Splošna pravila – Projektiranje požarnovarnih konstrukcij, 2005, ima status slovenskega standarda in je istoveten evropskemu standardu EN 1992-1-2 (en), Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design, 2004-09.

NACIONALNI PREDGOVOR

Evropski standard EN 1992-1-2:2004 je pripravil tehnični odbor Evropskega komiteja za standardizacijo CEN/TC 250 Konstrukcijski evrokodi, katerega tajništvo je v pristojnosti BSI.

Slovenski standard SIST EN 1992-1-2:2005 je prevod evropskega standarda EN 1992-1-2:2004. V primeru spora glede besedila slovenskega prevoda v tem standardu je odločilen izvirni evropski standard v angleškem jeziku. Slovensko izdajo standarda je pripravil tehnični odbor SIST/TC KON Konstrukcije.

ZVEZA Z NACIONALNIMI STANDARDI

V standardu SIST EN 1992-1-2:2005 pomeni sklicevanje na evropske in mednarodne standarde, ki je vključeno v ta evropski standard, sklicevanje na enakovredne slovenske standarde, npr.:

EN 1990 pomeni SIST EN 1990.

NACIONALNI DODATEK

V skladu s standardom EN 1992-1-2:2004 bo pripravljen nacionalni dodatek k standardu SIST EN 1992-1-2:2005. Nacionalni dodatek vsebuje alternativne postopke, vrednosti in priporočila za razrede z opombami, ki kažejo, kje se lahko uveljavi nacionalna izbira. Zato bo nacionalni dodatek SIST EN 1992-1-2:2005/A101 vseboval nacionalno določene parametre, ki jih je treba uporabiti pri projektiranju stavb in gradbenih inženirskih objektov, ki bodo zgrajeni v Republiki Sloveniji.

Nacionalna izbira je v SIST EN 1992-1-2:2005 dovoljena v:

- 2.1.3(2)
- 2.3(2)P
- 3.2.3(5)
- 3.2.4(2)
- 3.3.3(1)P
- 4.1(1)P
- 4.5.1(2)
- 5.2(3)
- 5.3.2(2)
- 5.6.1(1)
- 5.7.3(2)
- 6.1(5)
- 6.2(2)
- 6.3(1)P
- 6.4.2.1(3)
- 6.4.2.2(2)

PREDHODNA IZDAJA

SIST ENV 1992-1-2:2004

Eurocode 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-2. del:
Projektiranje požarnovarnih konstrukcij

OPOMBE

- Povsod, kjer se v besedilu standarda uporablja izraz "evropski standard", v SIST EN 1992-1-2:2005 to pomeni "slovenski standard".
- Nacionalni uvod in nacionalni predgovor nista sestavni del standarda.
- Ta nacionalni dokument je istoveten EN 1992-1-2:2004 in je objavljen z dovoljenjem

CEN
Rue de Stassart 36
1050 Bruselj
Belgija

This national document is identical with EN 1992-1-2:2004 and is published with the permission of

CEN
Rue de Stassart, 36
1050 Bruxelles
Belgium

(Prazna stran)

Slovenska izdaja

**Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij –
1-2. del: Splošna pravila – Projektiranje požarnovarnih konstrukcij**

Eurocode 2: Design of concrete
structures – Part 1-2: General
rules – Structural fire design

Eurocode 2: Calcul des
structures en béton – Partie 1-
2: Règles générales – Calcul
du comportement au feu

Eurocode 2: Planung von
Stahlbeton- und Spannbetontrag-
werken – Teil 1-2: Allgemeine
Regeln – Tragwerksbemessung
für den Brandfall

Ta evropski standard je CEN sprejel 8. julija 2004.

Člani CEN morajo izpolnjevati notranje predpise CEN/CENELEC, s katerim je predpisano, da mora biti ta standard brez kakršnihkoli sprememb sprejet kot nacionalni standard. Najnovejši seznam teh nacionalnih standardov z njihovimi bibliografskimi podatki se na zahtevo lahko dobijo pri Centralnem sekretariatu ali katerikoli članici CEN.

Ta evropski standard obstaja v treh izvirnih izdajah (angleški, francoski in nemški). Izdaje v drugih jezikih, ki jih člani CEN na lastno odgovornost prevedejo in izdajo ter prijavijo pri Upravnem centru CEN, veljajo kot uradne izdaje.

Člani CEN so nacionalni organi za standarde Avstrije, Belgije, Cipra, Češke republike, Danske, Estonije, Finske, Francije, Grčije, Islandije, Irske, Italije, Latvije, Litve, Luksemburga, Madžarske, Malte, Nemčije, Nizozemske, Norveške, Poljske, Portugalske, Slovaške, Slovenije, Španije, Švedske, Švice in Združenega kraljestva.

CEN

Evropski komite za standardizacijo
European Committee for Standardization
Europäisches Komitee für Normung
Comité Européen de Normalisation

Upravni center: Rue de Stassart 36, B-1050 Bruselj

Vsebina	Stran
1 Splošno	10
1.1 Področje uporabe	10
1.1.1 Področje uporabe evrokoda 2	10
1.1.2 Področje uporabe 1-2. dela evrokoda 2	11
1.2 Zveze s standardi	11
1.3 Predpostavke	12
1.4 Razlikovanje med načeli in pravili za uporabo	12
1.5 Definicije	12
1.6 Simboli	12
1.6.1 Dodatni simboli k EN 1992-1-1	12
1.6.2 Dodatni indeksi k EN 1992-1-1	13
2 Osnove projektiranja	14
2.1 Zahteve	14
2.1.1 Splošno	14
2.1.2 Izpostavljenost nazivnemu požaru	14
2.1.3 Izpostavljenost parametričnemu požaru	15
2.2 Vplivi	15
2.3 Projektne vrednosti lastnosti materiala	15
2.4 Metode dokazovanja	16
2.4.1 Splošno	16
2.4.2 Analiza posameznih elementov	16
2.4.3 Analiza delov konstrukcije	18
2.4.4 Globalna analiza konstrukcije	18
3 Lastnosti materiala	18
3.1 Splošno	18
3.2 Trdnost in deformacijske lastnosti materiala pri povišanih temperaturah	18
3.2.1 Splošno	18
3.2.2 Beton	19
3.2.2.1 Tlačno obremenjen beton	19
3.2.2.2 Natezna trdnost	20
3.2.3 Jeklo za armiranje	21
3.2.4 Jeklo za prednapenjanje	24
3.3 Toplotne in fizikalne lastnosti betona iz kremenastega in apnenčastega agregata	25
3.3.1 Temperaturni raztezek	25
3.3.2 Specifična toplota	25
3.3.3 Toplotna prevodnost	27
3.4 Temperaturni raztezek jekla za armiranje in jekla za prednapenjanje	27
4 Postopki projektiranja	29
4.1 Splošno	29

4.2 Poenostavljene računske metode.....	29
4.2.1 Splošno	29
4.2.2 Temperaturni profili	29
4.2.3 Zmanjšan prečni prerez	30
4.2.4 Zmanjšanje trdnosti	30
4.2.4.1 Splošno	30
4.2.4.2 Beton	30
4.2.4.3 Jeklo	31
4.3 Napredne računske metode	33
4.3.1 Splošno	33
4.3.2 Toplotni odziv	33
4.3.3 Mehanski odziv	34
4.3.4 Presoja naprednih računskih metod	35
4.4 Strig, torzija in sidranje armature	35
4.5 Luščenje	35
4.5.1 Eksplozivno luščenje	35
4.5.2 Odpadanje betona	35
4.6 Stiki	36
4.7 Zaščitne plasti	36
5 Tabelirane vrednosti	36
5.1 Področje uporabe	36
5.2 Splošna pravila za projektiranje	37
5.3 Stebri	41
5.3.1 Splošno	41
5.3.2 Metoda A	41
5.3.3 Metoda B	43
5.4 Stene	44
5.4.1 Nenosilne stene (predelne stene)	44
5.4.2 Nosilne polne stene	45
5.4.3 Požarne stene	46
5.5 Natezni elementi	46
5.6 Nosilci	46
5.6.1 Splošno	46
5.6.2 Prostoležeči nosilci	48
5.6.3 Neprekinjeni nosilci	48
5.6.4 Nosilci, izpostavljeni požaru na vseh straneh	51
5.7 Plošče	51
5.7.1 Splošno	51
5.7.2 Prostoležeče polne plošče	52
5.7.3 Neprekinjene polne plošče	52
5.7.4 Gladke plošče na stebrih	53

5.7.5 Rebraste plošče	54
6 Beton visoke trdnosti (HSC)	56
6.1 Splošno	56
6.2 Luščenje	57
6.3 Toplotne lastnosti	57
6.4 Dimenzioniranje konstrukcij	58
6.4.1 Račun nosilnosti	58
6.4.2 Poenostavljene računske metode	58
6.4.2.1 Stebri in stene	58
6.4.2.2 Nosilci in plošče	58
6.4.3 Tabelirani podatki	59
Dodatek A (informativni): Temperaturni profili	60
Dodatek B (informativni): Poenostavljene računske metode	69
Dodatek C (informativni): Uklon stebrov v pogojih požara	79
Dodatek D (informativni): Računske metode za strig, torzijo in sidranje armature	89
Dodatek E (informativni): Poenostavljene računske metode za nosilce in plošče	92

Predgovor

Ta evropski standard EN 1992-1-2, Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-2. del: Splošna pravila – Projektiranje požarnovarnih konstrukcij je pripravil tehnični odbor CEN/TC250 Konstrukcijski evrokodi, katerega sekretariat je na BSI. CEN/TC 250 je odgovoren za vse konstrukcijske evrokode.

Ta evropski standard mora postati nacionalni standard ali z objavo istovetnega besedila ali z uradno razglasitvijo najpozneje do junija 2005, nacionalni standardi, ki so z njim v nasprotju, pa morajo biti umaknjeni najpozneje marca 2010.

Ta evropski standard nadomešča ENV 1992-1-2:1995.

Skladno z notranjimi predpisi CEN/CENELEC morajo ta evropski standard uveljaviti nacionalne organizacije za standarde naslednjih držav: Avstrije, Belgije, Cipra, Češke republike, Danske, Estonije, Finske, Francije, Grčije, Islandije, Irske, Italije, Latvije, Litve, Luksemburga, Madžarske, Malte, Nemčije, Nizozemske, Norveške, Poljske, Portugalske, Slovaške, Slovenije, Španije, Švedske, Švice in Združenega kraljestva.

Ozadje programa evrokodov

Komisija Evropske skupnosti se je v letu 1975 na podlagi 95. člena Rimske pogodbe odločila, da sprejme akcijski program na področju gradbeništva. Cilj programa je bil odstraniti tehnične ovire pri trgovanju in uskladiti tehnične specifikacije.

Znotraj tega programa je Komisija spodbudila pripravo niza usklajenih tehničnih pravil za projektiranje gradbenih objektov, ki bi se sprva uporabljala kot alternativa različnim pravilom, veljavnim v posameznih državah članicah, končno pa bi jih nadomestila v celoti.

Komisija je s pomočjo upravnega odbora, v katerem so bili predstavniki držav članic, petnajst let vodila razvoj programa evrokodov, katerega rezultat je bila prva generacija evrokodov v osemdesetih letih 20. stoletja.

Leta 1989 so se Komisija in države članice EU in EFTA odločile, da na podlagi dogovora¹ med Komisijo in CEN z več pooblastili prenesejo pripravo in objavljanje evrokodov na CEN, da bi evrokodi v prihodnje imeli status evropskih standardov (EN). To je evrokode dejansko povežalo z določbami vseh direktiv Sveta in/ali odločbami Komisije, ki se nanašajo na evropske standarde (npr. Direktiva Sveta 89/106/EGS o gradbenih proizvodih (CPD) in direktive Sveta 93/37/EGS, 92/50/EGS ter 89/440/EGS o javnih delih in storitvah ter ustrezne direktive EFTA, ki so bile sprejete za uveljavitev notranjega trga).

Program konstrukcijskih evrokodov obsega naslednje standarde, ki imajo na splošno več delov:

EN 1990	Evrokod:	Osnove projektiranja
EN 1991	Evrokod 1:	Vplivi na konstrukcije
EN 1992	Evrokod 2:	Projektiranje betonskih konstrukcij
EN 1993	Evrokod 3:	Projektiranje jeklenih konstrukcij
EN 1994	Evrokod 4:	Projektiranje sovprežnih jeklenih in betonskih konstrukcij
EN 1995	Evrokod 5:	Projektiranje lesenih konstrukcij
EN 1996	Evrokod 6:	Projektiranje zidanih konstrukcij
EN 1997	Evrokod 7:	Geotehnično projektiranje

¹ Dogovor med Komisijo Evropske skupnosti in Evropskim komitejem za standardizacijo (CEN) o pripravi evrokodov za projektiranje stavb in gradbenih inženirskih objektov (BC/CEN/03/89).

EN 1998	Evrokod 8:	Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij
EN 1999	Evrokod 9:	Projektiranje aluminijских konstrukcij

Evrokodi priznavajo odgovornost pristojnih oblasti v vsaki državi članici in jim dopuščajo pravico, da vrednosti, povezane z varnostjo, določajo na nacionalni ravni, od države do države različno.

Status in področje veljavnosti evrokodov

Članice EU in EFTA priznavajo evrokode kot referenčne dokumente za naslednje namene:

- kot način za dokazovanje ustreznosti stavb in gradbenih inženirskih objektov bistvenim zahtevam Direktive Sveta 89/106/EGS, zlasti bistveni zahtevi št. 1 "Mehanska odpornost in stabilnost" in bistveni zahtevi št. 2 "Varnost pri požaru",
- kot podlago za specifikacijo pogodb za gradnjo gradbenih objektov in pripadajoče inženirske storitve,
- kot okvir za pripravo harmoniziranih tehničnih specifikacij za gradbene proizvode (EN in ETA).

Kjer se evrokodi nanašajo na gradbene objekte, so neposredno povezani z razlagalnimi dokumenti², navedenimi v 12. členu Direktive o gradbenih proizvodih (CPD), čeprav je njihova narava drugačna od harmoniziranih standardov za proizvode³. Zato morajo tehnični odbori CEN in/ali delovne skupine EOTA, ki pripravljajo standarde za proizvode, upoštevati tehnične vidike evrokodov, da bi s tem dosegli popolno usklajenost teh tehničnih specifikacij z evrokodi.

Evrokodi vsebujejo skupna pravila za vsakdanjo rabo pri projektiranju običajnih in inovativnih konstrukcij kot celote ali posameznih konstrukcijskih delov. Evrokodi ne vsebujejo posebnih določil za nenavadne oblike konstrukcij ali nenavadne projektne pogoje. V teh primerih je potrebno sodelovanje z izvedenci.

Nacionalne izdaje evrokodov

Nacionalna izdaja evrokoda vsebuje poleg celotnega besedila evrokoda (z vsemi dodatki), kot ga je objavil CEN, tudi morebitno nacionalno naslovnico, nacionalni predgovor in nacionalni dodatek.

Nacionalni dodatek lahko vsebuje le podatke o parametrih, za katere je v evrokodu predvidena možnost izbire na nacionalni ravni (NDP). Ti parametri veljajo za projektiranje konstrukcij stavb in gradbenih inženirskih objektov v državi, v kateri bodo zgrajeni. To so:

- vrednosti in/ali razredi, kjer evrokodi dopuščajo alternative,
- vrednosti, kjer evrokodi navajajo le simbole,
- podatki, specifični za državo (geografski, podnebni itd.), kot je npr. karta snega,
- postopek, če jih evrokod dopušča več,
- odločitve o uporabi informativnih dodatkov,
- napotke o dodatnih informacijah, ki niso v nasprotju z evrokodi, za pomoč uporabniku.

² V skladu s 3.3 členom CPD je treba bistvene zahteve v razlagalnih dokumentih konkretizirati tako, da se pri tem vzpostavi zveza med bistvenimi zahtevami in pooblastili za pripravo harmoniziranih EN in smernic ETAG/ETA.

³ V skladu z 12. členom CPD morajo razlagalni dokumenti:

- a) konkretizirati bistvene zahteve s poenotenjem izrazov in tehničnih podlag ter z določitvijo razredov ali stopenj zahtevnosti za vsako zahtevo, kadar je to potrebno;
- b) nakazati metode za povezavo razredov ali stopenj zahtevnosti s tehničnimi specifikacijami, npr. metode računa in dokazov, tehnična pravila za projektiranje ipd.;
- c) biti uporabni kot podlaga za pripravo harmoniziranih standardov ali smernic za evropska tehnična soglasja. Evrokodi imajo dejansko podobno vlogo pri bistveni zahtevi št. 1 in delno pri bistveni zahtevi št. 2.

Povezave med evrokodi in harmoniziranimi tehničnimi specifikacijami (EN in ETA)

Harmonizirane tehnične specifikacije za gradbene proizvode morajo biti usklajene s tehničnimi pravili za objekte⁴. Nadalje mora biti iz navodil, povezanih z označevanjem CE gradbenih proizvodov, ki se sklicujejo na evrokode, jasno razvidno, na katerih nacionalno določljivih parametrih temeljijo.

Dodatne informacije o EN 1992-1-2

EN 1992-1-2 podaja načela, zahteve in pravila za projektiranje požarnoodpornih konstrukcij, vključno z naslednjimi vidiki.

Varnostne zahteve

EN 1992-1-2 je namenjen investitorjem (npr. za določitev njihovih posebnih zahtev), projektantom, izvajalcem in pristojnim organom.

Splošni cilj požarne zaščite je omejiti tveganje za posameznika in družbo, sosednje objekte, in kjer je potrebno, tudi za okolje ali požaru neposredno izpostavljene objekte.

Direktiva Sveta 89/106/EGS o gradbenih proizvodih navaja naslednjo bistveno zahtevo za omejitev požarnega tveganja:

"Gradbeni objekti morajo biti projektirani in izvedeni tako, da se v primeru izbruha požara:

- lahko predpostavi, da konstrukcija določen čas ohrani nosilnost,
- omeji nastanek ter širjenje ognja in dima po objektu,
- omeji širjenje ognja na sosednje gradbene objekte,
- omogoči prebivalcem, da zapustijo objekt ali se lahko rešijo na kakšen drugačen način,
- upošteva varnost reševalnih ekip."

Skladno z razlagalnim dokumentom št. 2 "Varnost pri požaru" je bistvena zahteva vsebovana v strategijah požarne varnosti, ki prevladujejo v državah članicah, kot sta običajni požarni scenarij (nazivni požar) ali "naravni" (parametrični) požarni scenarij, ki vključujeta pasivne in/ali aktivne požarnovarnostne ukrepe.

Deli konstrukcijskega evrokoda, ki se nanašajo na požarno inženirstvo, obravnavajo posamezne vidike pasivne požarne zaščite, in sicer glede projektiranja konstrukcij in njihovih delov za zagotavljanje nosilnosti, in če je to potrebno, omejevanje širjenja požara.

Zahtevane funkcije in stopnje obnašanja so lahko določene bodisi s požarno odpornostjo v pogojih standardnega požara, ki je ponavadi navedena v nacionalnih požarnih predpisih, bodisi z ukrepi pasivne ali aktivne protipožarne zaščite v skladu s požarnim inženirstvom, glej EN 1991-1-2.

Dodatne zahteve, ki obravnavajo, na primer:

- možnost vgradnje in vzdrževanja škropilnih sistemov,
- pogoje rabe stavbe ali požarnega sektorja ter
- uporabo odobrenih izolacijskih in prekrivnih materialov, vključno z njihovim vzdrževanjem,

v tem dokumentu niso navedene, ker jih določa pristojni organ.

⁴ Glej 3.3 člen in 12. člen CPD ter tudi točke 4.2, 4.3.1, 4.3.2 in 5.2 v prvem razlagalnem dokumentu (ID 1).

Številčne vrednosti delnih faktorjev in drugih elementov zanesljivosti so navedene kot priporočene vrednosti, ki zagotavljajo sprejemljivo stopnjo zanesljivosti. Izbrane so bile ob predpostavki, da obstaja primerna stopnja strokovnosti izvedbe in zagotavljanja kakovosti.

Postopki projektiranja

Celoten analitični postopek požarnega projektiranja konstrukcije naj bi upošteval obnašanje konstrukcijskega sistema pri povišani temperaturi, potencialno izpostavljenost vročini in ugodne učinke aktivnih in pasivnih protipožarnih zaščitnih sistemov skupaj z nezanesljivostmi, povezanimi s temi tremi dejavniki, ter pomembnost objekta (glede na posledice porušitve).

Trenutno je za določitev ustreznega obnašanja mogoče privzeti postopek, ki vključuje nekatere, če ne vseh navedenih parametrov, in pokazati, da se bo konstrukcija ali njeni sestavni deli pri realnem požaru ustrezno obnašala. Če pa postopek temelji na nazivnem (standardnem) požaru, sistem razvrščanja, ki zahteva določeno trajanje požarne odpornosti, upošteva (čeprav ne eksplicitno) zgoraj opisane dejavnike.

Uporaba postopkov projektiranja je prikazana na sliki 0.1. Prikazana sta določevalen pristop in pristop na podlagi obnašanja. Pri določevalnem pristopu je za opis toplotnega vpliva uporabljen model nazivnega požara. Pristop na podlagi obnašanja se nanaša na z uporabo požarnega inženirstva določene toplotne vplive, ki temeljijo na fizikalnih in kemičnih parametrih. Dodatni podatki za alternativne metode po tem standardu so podani v preglednici 0.1.

Pri projektiranju v skladu s tem delom evrokoda je za določitev toplotnih in mehanskih vplivov na konstrukcijo treba upoštevati EN 1991-1-2.

Pripomočki za projektiranje

Kadar enostavni računski modeli niso na voljo, požarni deli evrokoda podajajo ustrezne podatke v obliki preglednic (ki temeljijo na preskusih ali naprednih računskih modelih), ki se znotraj določenih mej veljavnosti lahko uporabijo za projektiranje.

Pričakuje se, da bodo pripomočke za projektiranje, ki bodo temeljili na računskih modelih, podanih v EN 1992-1-2, pripravile zainteresirane zunanje organizacije.

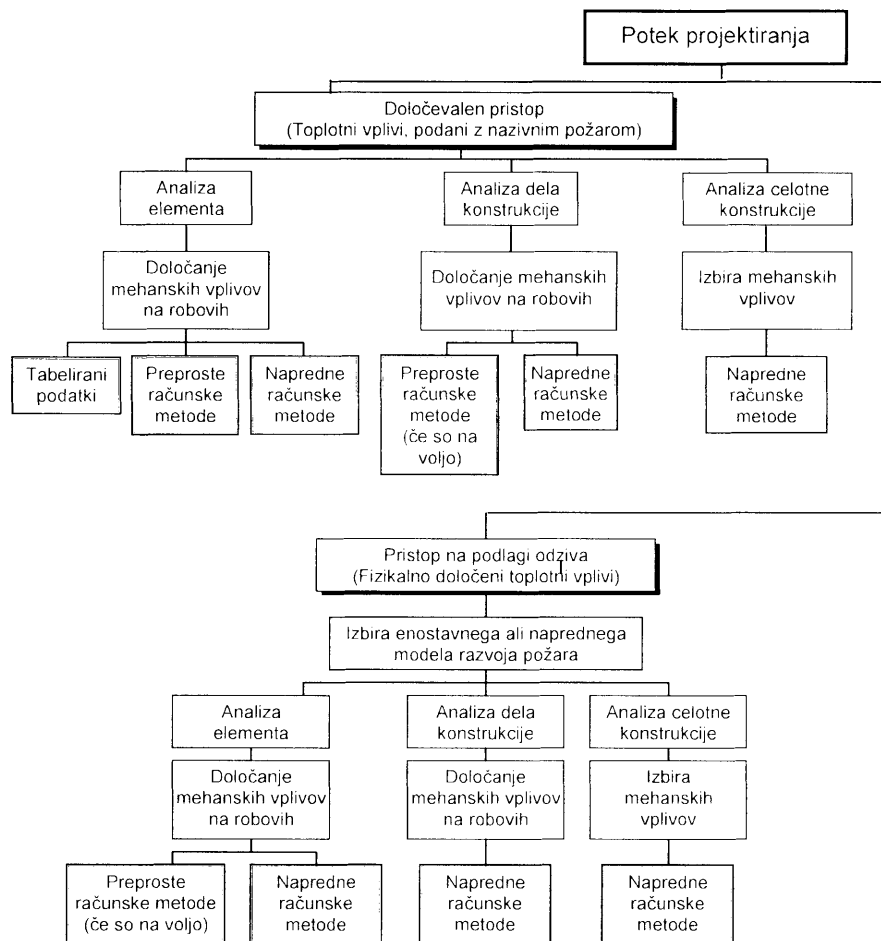
Glavno besedilo EN 1992-1-2 skupaj z informativnimi dodatki A, B, C, D in E vsebuje večino ključnih konceptov in pravil, potrebnih za projektiranje betonskih konstrukcij.

Nacionalni dodatek k EN 1992-1-2

Ta standard vsebuje alternativne postopke, vrednosti in priporočila za razrede z opombami, ki navajajo, kje se lahko uveljavi nacionalna izbira. Zato naj bi nacionalne izdaje EN 1992-1-2 imele nacionalni dodatek z vsemi nacionalno določenimi parametri, ki jih je treba uporabiti pri projektiranju stavb in (kadar je to zahtevano in primerno) tudi pri projektiranju gradbenih inženirskih objektov, ki se gradijo v tej državi.

Nacionalna izbira parametrov je v EN 1992-1-2 dovoljena v:

- | | |
|------------|--------------|
| – 2.1.3(2) | – 5.3.2(2) |
| – 2.3(2)P | – 5.6.1(1) |
| – 3.2.3(5) | – 5.7.3(2) |
| – 3.2.4(2) | – 6.1(5) |
| – 3.3.3(1) | – 6.2(2) |
| – 4.1(1)P | – 6.3.1(1) |
| – 4.5.1(2) | – 6.4.2.1(3) |
| – 5.2(3) | – 6.4.2.2(2) |



Slika 0.1: Alternativne metode projektiranja

Preglednica 0.1: Zbirnik alternativnih metod dokazovanja požarne odpornosti

	Tabelirani podatki	Poenostavljene računske metode	Napredne računske metode
Analiza posameznega elementa Element je obravnavan ločeno od ostalih delov konstrukcije. Posredni vplivi požara niso upoštevani, razen tistih, ki izvirajo iz temperaturnih gradientov.	DA <ul style="list-style-type: none"> Podatki so dani le za standardni požar, 5.1(1). Načelno je podatke mogoče pripraviti tudi za druge požarne krivulje. 	DA <ul style="list-style-type: none"> Standardni požar in parametrični požar, 4.2.1(1). Temperaturni profil je podan samo za standardni požar, 4.2.2(1). Modeli materiala veljajo za hitrosti segrevanja, ki so podobne kot pri standardnem požaru, 4.2.4.1(2). 	DA 4.3.1(1)P Podana so samo načela.
Analiza delov konstrukcije Upoštevani so posredni vplivi požara znotraj dela konstrukcije, vendar brez časovno-odvisne interakcije z drugimi deli konstrukcije.	NE	DA <ul style="list-style-type: none"> Standardni požar in parametrični požar, 4.2.1(1). Temperaturni profil je podan samo za standardni požar, 4.2.2(1). Modeli materiala veljajo za hitrosti segrevanja, ki so podobne kot pri standardnem požaru, 4.2.4.1(2). 	DA 4.3.1(1)P Podana so samo načela.
Globalna analiza konstrukcije Analiza celotne konstrukcije. Posredni vplivi požara so upoštevani na celotni konstrukciji.	NE	NE	DA 4.3.1(1)P Podana so samo načela.

1 Splošno

1.1 Področje uporabe

1.1.1 Področje uporabe evrokoda 2

- (1)P Evrokod 2 se uporablja za projektiranje stavb in gradbenih inženirskih objektov iz betona. Standard ustreza načelom in zahtevam za varnost in uporabnost konstrukcij ter vsebuje osnove projektiranja in dokazovanja, ki so podane v EN 1990, Osnove projektiranja.
- (2)P Evrokod 2 obravnava samo zahteve za odpornost, uporabnost, trajnost in požarno odpornost betonskih konstrukcij. Druge zahteve, npr. glede toplotne ali zvočne izolacije, niso obravnavane.
- (3)P Evrokod 2 se uporablja v povezavi z:
- EN 1990 Osnove projektiranja,
 - EN 1991 Vplivi na konstrukcije,
 - hEN za gradbene proizvode, ki so merodajni za betonske konstrukcije,
 - ENV 13670-1 Izvajanje betonskih konstrukcij – 1. del: Splošno,
 - EN 1998 Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij, kadar so betonske konstrukcije zgrajene na potresnih območjih.

(4)P Evrokod 2 je razdeljen na različne dele:

- 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe
- 1-2. del: Splošna pravila – Projektiranje požarnovarnih konstrukcij
- 2. del: Betonski mostovi
- 3. del: Zadrževalniki tekočin

1.1.2 Področje uporabe 1-2. dela evrokoda 2

- (1)P Ta 1-2. del standarda EN 1992 obravnava projektiranje betonskih konstrukcij pri nezgodnem projektne stanju zaradi izpostavljenosti požaru in se uporablja v povezavi z EN 1992-1-1 in EN 1991-1-2. Podaja samo spremenjena in dodatna pravila glede na pravila za projektiranje konstrukcij pri normalni temperaturi.
- (2)P Ta 1-2. del standarda EN 1992 obravnava samo metode pasivne požarne zaščite, metode aktivne zaščite v njem niso obravnavane.
- (3)P Ta 1-2. del standarda EN 1992 se uporablja za betonske konstrukcije, ki morajo v primeru izpostavljenosti požaru izpolniti določene kriterije glede:
- preprečitve prehitre porušitve konstrukcije (funkcija nosilnosti),
 - omejevanja širjenja požara (plamena, vročih plinov, čezmerne toplote) preko določenega območja (funkcija ločevanja).
- (4)P Ta 1-2. del standarda EN 1992 podaja načela in pravila (glej EN 1991-1-2) za projektiranje konstrukcij po posebnih zahtevah glede na izpolnjevanje predhodno navedenih funkcij in ravni obnašanja.
- (5)P Ta 1-2. del standarda EN 1992 se uporablja za ustrezno projektirane konstrukcije ali dele konstrukcij s področja uporabe standarda EN 1992-1-1. Ta del standarda pa ne obravnava:
- z zunanjimi kabli prednapetih konstrukcij,
 - lupinastih konstrukcij.
- (6)P Metode, podane v tem 1-2. delu standarda EN 1992, so uporabne za betone običajne teže do trdnostnega razreda C90/105 in za lahke betone do trdnostnega razreda LC55/60. Dodatna in alternativna pravila za trdnostne razrede betona, višje od C50/60, so podana v poglavju 6.

1.2 Zveze s standardi

V nadaljevanju navedeni normativni dokumenti vsebujejo določila, ki s sklicevanjem v tem besedilu predstavljajo določila tega evropskega standarda. Pri datiranem sklicevanju se pri uporabi tega evropskega standarda upoštevajo poznejša dopolnila ali spremembe katerekoli od teh publikacij le, če so z dopolnilom ali spremembo tega standarda vključene vanj. Pri nedatiranem sklicevanju pa se uporablja zadnja izdaja publikacije, na katero se sklicuje.

EN 1363-2	Preskusi požarne odpornosti – 2. del: Alternativni in dodatni postopki
EN 1990	Evrokod: Osnove projektiranja
EN 1991-1-2	Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-2. del: Splošni vplivi – Vplivi požara na konstrukcije
EN 1992-1-1	Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe
EN 10080	Jeklo za armiranje betona – Varivo armaturno jeklo – Splošno

EN 10138-2	Jeklo za prednapenjanje – 2. del: Žice
EN 10138-3	Jeklo za prednapenjanje – 3. del: Vrvi
EN 10138-4	Jeklo za prednapenjanje – 4. del: Palice

1.3 Predpostavke

Veljajo splošne predpostavke, ki so podane v EN 1990 in EN 1992-1-2.

1.4 Razlikovanje med načeli in pravili za uporabo

(1) Veljajo pravila, navedena v EN 1990.

1.5 Definicije

V 1-2. delu standarda EN 1992 veljajo definicije iz EN 1990 in EN 1991-1-2 skupaj z dodatnimi definicijami:

1.5.1 Kritična temperatura armature: Temperatura armature, pri kateri se pri podani ravni napetosti jekla pričakuje porušitev elementa pri požaru (kriterij R).

1.5.2 Požarna stena: Ločilna stena dveh prostorov (splošno dveh stavb), projektirana na požarno odpornost in stabilnost konstrukcije ter odporna proti vodoravni obtežbi, ki v primeru požara in porušitve konstrukcije na eni strani stene preprečuje širjenje požara na drugo stran stene.

1.5.3 Največja raven napetosti: Raven napetosti, s katero je pri podani temperaturi omejena zveza med napetostjo in deformacijo jekla ter predstavlja plato tečenja.

1.5.4 Del konstrukcije: Ločen del celotne konstrukcije z ustreznimi podporami in robnimi pogoji.

1.5.5 Zaščitne plasti: Vsak material ali kombinacija materialov, ki so uporabljeni za povečanje požarne odpornosti konstrukcijskega elementa.

1.5.6 Zmanjšani prečni prerez: Prečni prerez elementa, ki se uporablja pri projektiranju požarnoodpornih konstrukcij po metodi zmanjšanega prečnega prereza. Določi se tako, da se prvotni prečni prerez zmanjša za tiste dele prereza, za katere se privzame, da sta njihova trdnost in togost enaki 0.

1.6 Simboli

1.6.1 Dodatni simboli k EN 1992-1-1

(1)P Uporabljeni so naslednji dodatni simboli:

Velike latinske črke

$E_{d,fi}$	projektni učinek vpliva pri požarnem projektnem stanju
E_d	projektni učinek vpliva za projektiranje pri običajni temperaturi
$R_{d,fi}$	projektna odpornost v požarnem projektnem stanju: $R_{d,fi}(t)$ pri podanem času t
R 30 oziroma R 60	razred požarne odpornosti glede na kriterij nosilnosti pri izpostavljenosti standardnemu požaru 30 oziroma 60 minut
E 30 oziroma E 60	razred požarne odpornosti glede na kriterij celovitosti pri izpostavljenosti standardnemu požaru 30 oziroma 60 minut
I 30 oziroma I 60	razred požarne odpornosti glede na kriterij izolativnosti pri izpostavljenosti standardnemu požaru 30 oziroma 60 minut

T	temperatura [K] (primerjaj θ temperatura [$^{\circ}$ C])
X_k	karakteristična vrednost trdnosti ali deformacijske lastnosti za projektiranje pri običajni temperaturi
$X_{d,fi}$	projektna trdnost ali deformacijska lastnost v požarnem projektnem stanju

Male latinske črke

a	osna oddaljenost jekla za armiranje oziroma prednapenjanje od najbližje izpostavljene površine
c_c	specifična toplota betona [J/kgK]
$f_{ck}(\theta)$	karakteristična vrednost tlačne trdnosti betona pri temperaturi θ in določeni deformaciji
$f_{ck,l}(\theta)$	karakteristična vrednost natezne trdnosti betona pri temperaturi θ in določeni deformaciji
$f_{pk}(\theta)$	karakteristična vrednost trdnosti jekla za prednapenjanje pri temperaturi θ in določeni deformaciji
$f_{sk}(\theta)$	karakteristična trdnost jekla za armiranje pri temperaturi θ in določeni deformaciji
$k(\theta) = X_k(\theta)/X_k$	redukcijski faktor trdnosti oziroma deformacijskih lastnosti, odvisen od temperature materiala θ
$n = N_{0Fd,fi} / (0.7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd}))$	raven obtežbe stebra v pogojih običajne temperature
t	čas izpostavljenosti požaru [min]

Grške male črke

$\gamma_{M,fi}$	delni varnostni faktor materiala pri požarnem projektiranju
η_{fi}	$= E_{d,fi}/E_d$ redukcijski faktor projektne ravni obtežbe v požarnem projektnem stanju
μ_{fi}	$= N_{Fd,fi}/N_{Rd}$ stopnja izkoriščenosti v požarnem projektnem stanju
$\epsilon_c(\theta)$	temperaturna deformacija betona
$\epsilon_p(\theta)$	temperaturna deformacija jekla za prednapenjanje
$\epsilon_{s,fi}(\theta)$	temperaturna deformacija jekla za armiranje
$\epsilon_{s,fi}$	deformacija jekla za armiranje oziroma prednapenjanje pri temperaturi θ
λ_{-c}	toplotna prevodnost betona [W/mK]
$\lambda_{0,fi}$	vitkost stebra v pogojih požara
$\sigma_{c,fi}$	tlačna napetost betona v požarnem projektnem stanju
$\sigma_{s,fi}$	napetost jekla v požarnem projektnem stanju
θ	temperatura [$^{\circ}$ C]
θ_{cr}	kritična temperatura [$^{\circ}$ C]

1.6.2 Dodatno k EN 1992-1-1 so uporabljeni naslednji indeksi:

fi	vrednost, ki ustreza požarnemu projektnemu stanju
t	odvisnost od časa
θ	odvisnost od temperature

2 Osnove projektiranja

2.1 Zahteve

2.1.1 Splošno

- (1)P Kadar je v primeru požara zahtevana mehanska odpornost, mora biti betonska konstrukcija projektirana in zgrajena tako, da med izpostavljenostjo ustreznemu požaru ohrani funkcijo nosilnosti.
- (2)P Kadar je zahtevana razdelitev na požarne odseke, morajo biti elementi, ki obdajajo te odseke, vključno s stiki, projektirani in zgrajeni tako, da med izpostavljenostjo ustreznemu požaru ohranijo ločevalno funkcijo. Pri tem je treba zagotoviti, da:
- ne pride do izgube celovitosti, glej EN 1991-1-2,
 - ne pride do izgube izolativnosti, glej EN 1991-1-2,
 - je toplotno sevanje na požaru neizpostavljeni strani omejeno.

OPOMBA 1: Definicije glej v EN 1991-1-2.

OPOMBA 2: Pri betonskih konstrukcijah, obravnavanih v tem delu standarda, kriteriji toplotnega sevanja niso merodajni.

- (3)P Kriterije deformacij je treba upoštevati, kadar načini požarne zaščite ali projektni pogoji za ločilne elemente zahtevajo upoštevanje deformacij nosilne konstrukcije.
- (4) Upoštevanje deformacij nosilne konstrukcije ni potrebno v naslednjih primerih:
- učinkovitost načina zaščite je dokazana v skladu s 4.7,
 - ločilni elementi izpolnjujejo zahteve glede na izpostavljenost nazivnemu požaru.

2.1.2 Izpostavljenost nazivnemu požaru

- (1)P Pri izpostavljenosti standardnemu požaru morajo elementi ustrezati kriterijem R, E in I na naslednji način:
- samo ločevanje: celovitost (kriterij E), in kadar je zahtevano, izolacija (kriterij I);
 - samo nosilnost: mehanska odpornost (kriterij R);
 - ločevanje in nosilnost: kriterija E in R, ter kadar je zahtevano, kriterij I.
- (2) Predpostavlja se, da je kriterij "R" izpolnjen, če v zahtevanem času izpostavljenosti požaru konstrukcija ohrani svojo funkcijo nosilnosti.
- (3) Predpostavlja se lahko, da je kriterij "I" izpolnjen, če povprečni prirastek temperature na celotni neizpostavljeni površini ne preseže 140 K, največji prirastek temperature v poljubni točki te površine pa ne preseže 180 K.
- (4) Pri zunanjih požarnih krivuljah je treba upoštevati iste kriterije (R, E, I), pri čemer je treba upoštevanje te posebne krivulje označiti s črkama "ef" (glej EN 1991-1-2).
- (5) Pri ogljikovodikovih požarnih krivuljah je treba upoštevati iste kriterije (R, E, I), pri čemer je treba upoštevanje te posebne krivulje označiti s črkama "HC", glej EN 1991-1-2.
- (6) Kadar mora navpični ločilni element z nosilno funkcijo ali brez nje zadoščati zahtevi po odpornosti proti udarni obremenitvi (kriterij M), mora element prenesti vodoravno koncentrirano silo, navedeno v 2. delu standarda EN 1363.

2.1.3 Izpostavljenost parametričnemu požaru

- (1) Nosilna funkcija mora biti ohranjena ves čas trajanja požara vključno s fazo pojemanja oziroma v določenem časovnem obdobju.
- (2) Za dokaz ločilne funkcije velja ob predpostavki, da je običajna temperatura 20 °C, naslednje:
- v fazi segrevanja do časa, ko plin v požarnem odseku doseže najvišjo temperaturo, povprečni prirastek temperature neizpostavljene strani konstrukcije ne preseže 140 K, največji prirastek temperature neizpostavljene strani pa ne preseže 180 K;
 - v fazi pojemanja požara povprečni prirastek temperature neizpostavljene strani konstrukcije ne preseže $\Delta\theta_1$, največji prirastek temperature neizpostavljene strani pa ne preseže $\Delta\theta_2$.

OPOMBA: Vrednosti za $\Delta\theta_1$ in $\Delta\theta_2$, ki se uporabljata v posamezni državi, sta lahko navedeni v njenem nacionalnem dodatku. Priporočeni vrednosti sta $\Delta\theta_1 = 200$ K in $\Delta\theta_2 = 240$ K.

2.2 Vplivi

- (1)P Toplotne in mehanske vplive je treba vzeti iz EN 1991-1-2.
- (2) Dodatno k EN 1991-1-2 je treba za emisivnost betonskih površin upoštevati 0,7.

2.3 Projektne vrednosti lastnosti materiala

- (1)P Projektne vrednosti mehanskih (trdnostnih in deformacijskih) lastnosti materiala $X_{d,fi}$ so določene na naslednji način:

$$X_{d,fi} = k_{fi} X_k / \gamma_{M,fi} \quad (2.1)$$

kjer so:

X_k karakteristična vrednost trdnosti oziroma deformacijske lastnosti (splošno f_k oziroma E_k) za projektiranje pri običajni temperaturi po EN 1992-1-1

k_{fi} redukcijski faktor trdnosti oziroma deformacijske lastnosti ($X_{k,fi}/X_k$), ki je odvisen od temperature materiala, glej 3.2

$\gamma_{M,fi}$ delni varnostni faktor za ustrezno lastnost materiala v požarnem projektnem stanju

- (2)P Projektne vrednosti toplotnih lastnosti materiala $X_{d,fi}$ so določene na naslednji način:

- če povečanje lastnosti ugodno vpliva na varnost:

$$X_{d,fi} = X_{k,fi} / \gamma_{M,fi} \quad (2.2a)$$

- če povečanje lastnosti neugodno vpliva na varnost:

$$X_{d,fi} = \gamma_{M,fi} X_{k,fi} \quad (2.2b)$$

kjer sta

$X_{k,fi}$ vrednost lastnosti materiala pri požarnoodpornem projektiranju, ki je v splošnem odvisna od temperature materiala, glej poglavje 3

$\gamma_{M,fi}$ delni varnostni faktor za ustrezno lastnost materiala v požarnem projektnem stanju

OPOMBA 1: Vrednost $\gamma_{M,fi}$ ki se uporablja v posamezni državi, je lahko navedena v njenem nacionalnem dodatku. Priporočena vrednost je:

- za toplotne lastnosti betona, jekla za armiranje in jekla za prednapenjanje: $\gamma_{M,fi} = 1,0$;
- za mehanske lastnosti betona, jekla za armiranje in jekla za prednapenjanje: $\gamma_{M,fi} = 1,0$.

OPOMBA 2: Sprememba priporočenih vrednosti lahko zahteva tudi spremembo tabeliranih vrednosti.

2.4 Metode dokazovanja

2.4.1 Splošno

- (1)P Računski model konstrukcijskega sistema, privzet za projektiranje v skladu s tem 1-2. delom standarda EN 1992, mora odražati pričakovano obnašanje konstrukcije med požarom.
- (2)P Dokazati je treba, da med ustreznim trajanjem izpostavljenosti požaru t velja:

$$E_{d,fi} \leq R_{d,t,fi} \quad (2.3)$$

kjer sta:

$E_{d,fi}$ projektni učinek vplivov v požarnem projektnejem stanju, določen po EN 1991-1-2, vključno z učinki toplotnih raztezkov in deformacij

$R_{d,t,fi}$ pripadajoča projektna odpornost v požarnem projektnejem stanju

- (3) Analizo konstrukcije pri požarnem projektnejem stanju je treba izvesti v skladu s poglavjem 5 standarda EN 1990.

OPOMBA: Za dokazovanje zahtev po odpornosti konstrukcije pri standardnem požaru zadošča analiza posameznih elementov.

- (4) Kadar pravila za uporabo, podana v tem 1-2. delu, veljajo le za standardne krivulje temperatura-čas, je to označeno v ustreznih podpoglavjih.
- (5) Tabelirani podatki, podani v poglavju 5 tega 1-2. dela, temeljijo na standardnih krivuljah temperatura-čas.
- (6)P Kot alternativa računskim metodam lahko požarnoodporno projektiranje temelji na rezultatih požarnih preskusov ali na rezultatih požarnih preskusov v kombinaciji z računskimi metodami, glej EN 1990, poglavje 5.

2.4.2 Analiza posameznih elementov

- (1) Učinek vplivov se določi v času $t = 0$ ob uporabi kombinacijskih faktorjev $\psi_{1,1}$ ali $\psi_{2,1}$ v skladu s poglavjem 4 standarda EN 1991-1-2.
- (2) Kot poenostavitev k (1) se lahko učinki vplivov določijo na podlagi učinkov iz analize konstrukcije pri običajni temperaturi na naslednji način:

$$E_{d,fi} = \eta_f E_d \quad (2.4)$$

kjer sta:

E_d projektna vrednost pripadajoče notranje sile za projektiranje pri običajni temperaturi pri upoštevanju osnovne kombinacije vplivov (glej EN 1990)

η_f redukcijski faktor ravni obteže pri požarnem projektnejem stanju

- (3) Za redukcijski faktor η_f pri obtežni kombinaciji (6.10) iz EN 1990 se vzame:

$$\eta_f = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (2.5)$$

pri obtežnih kombinacijah (6.10a) in (6.10b) iz EN 1990 pa se vzame manjša od vrednosti, podanih z naslednjima izrazoma:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \psi_{fi} Q_{k,1}} \quad (2.5a)$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (2.5b)$$

kjer so:

$Q_{k,1}$ karakteristična vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva

G_k karakteristična vrednost stalnega vpliva

γ_G delni varnostni faktor za stalni vpliv

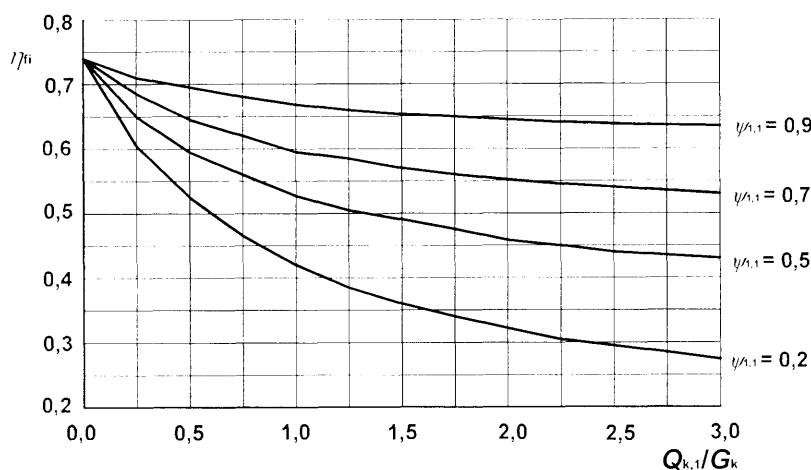
$\gamma_{Q,1}$ delni varnostni faktor za prevladujoč spremenljiv vpliv 1

ψ_{fi} kombinacijski faktor za pogosto oziroma navidezno stalno vrednost vpliva, podan kot $\psi_{1,1}$ oziroma $\psi_{2,1}$, glej EN 1991-1-2

ξ redukcijski faktor za neugoden stalni vpliv G

OPOMBA 1: Primeri spreminjanja redukcijskega faktorja η_{fi} , določenega z enačbo (2.5), ki je potreben v enačbi (2.4), so v odvisnosti od razmerja vplivov Q_k/G_k in različnih vrednosti kombinacijskega faktorja ψ_{fi} prikazani na sliki 2.1. Pri tem je upoštevano: $\gamma_{GA} = 1,0$, $\gamma_G = 1,35$ in $\gamma_Q = 1,5$. Izraza (2.5a) in (2.5b) dajeta nekoliko višje vrednosti. Priporočene vrednosti delnih varnostnih faktorjev so navedene v ustreznih nacionalnih dodatkih standarda EN 1990.

OPOMBA 2: Kot poenostavitev se lahko uporabi priporočena vrednost $\eta_{fi} = 0,7$.



Slika 2.1: Spreminjanje redukcijskega faktorja η_{fi} v odvisnosti od razmerja $Q_{k,1}/G_k$

- (4) Upoštevati je treba le učinke toplotnih deformacij, ki izvirajo iz temperaturnih gradientov po prečnem prerezu. Učinki zaradi enakomernih vzdolžnih toplotnih deformacij se lahko zanemarijo.
- (5) Za robne pogoje ob podporah in na koncih elementov, ki veljajo v času $t = 0$, se lahko predpostavi, da ostanejo v času izpostavljenosti požaru nespremenjeni.
- (6) Tabelirani podatki ter poenostavljene oziroma splošne računske metode, podane v 5, 4.2 oziroma 4.3, so primerni za dokaz posameznih elementov v pogojih požara.

2.4.3 Analiza delov konstrukcije

- (1) Velja 2.4.2(1).
- (2) Alternativno se reakcije v podporah in notranje sile na meji dela konstrukcije namesto z globalno analizo konstrukcije pri požarnem projektnem stanju v času $t = 0$ lahko določijo z analizo konstrukcije pri običajni temperaturi, kot je podano v 2.4.2.
- (3) Del konstrukcije, ki se analizira ločeno, se določi na podlagi pričakovanih toplotnih raztezkov in deformacij tako, da se lahko v času izpostavljenosti požaru interakcija z ostalimi deli konstrukcije zajame s časovno neodvisnimi robnimi pogoji in podporami.
- (4)P Znotraj ločeno analiziranega dela konstrukcije je treba upoštevati ustrezen način porušitve med izpostavljenostjo požaru, temperaturno odvisne lastnosti materiala in togosti elementa ter učinke toplotnih raztezkov in deformacij (posredni vplivi požara).
- (5) Za robne pogoje v podporah in notranje sile na robovih dela konstrukcije, določene v času $t = 0$, se lahko predpostavi, da ostanejo med izpostavljenostjo požaru nespremenjeni.

2.4.4 Globalna analiza konstrukcije

- (1)P Kadar se za požarno projektno stanje izvede globalna analiza konstrukcije, je treba upoštevati ustrezne načine porušitve med izpostavljenostjo požaru, temperaturno odvisne lastnosti materiala in togosti elementov ter učinke toplotnih raztezkov in deformacij (posredni vplivi požara).

3 Lastnosti materiala

3.1 Splošno

- (1)P Vrednosti lastnosti materialov, podane v tem poglavju, je treba obravnavati kot karakteristične (glej 2.3(1)P).
- (2) Te vrednosti se lahko uporabijo pri poenostavljeni (glej 4.2) in pri napredni računski metodi (glej 4.3).

Uporabijo se lahko alternativni konstitutivni zakoni materiala, če se nahajajo znotraj eksperimentalno ugotovljenega območja.

OPOMBA: V tem evrokodu lastnosti materiala za beton iz lahkega agregata niso podane.

- (3)P Mehanske lastnosti betona, jekla za armiranje in jekla za prednapenjanje pri običajni temperaturi (20 °C) je treba vzeti takšne, kot so podane v EN 1992-1-1 za projektiranje pri običajni temperaturi.

3.2 Trdnost in deformacijske lastnosti materiala pri povišanih temperaturah

3.2.1 Splošno

- (1)P Številčne vrednosti za trdnostne in deformacijske lastnosti materiala, podane v tem poglavju, temeljijo na rezultatih preskusov v stacionarnih in tudi v prehodnih stanjih, včasih pa tudi v kombinaciji obeh stanj. Ker učinki lezenja niso eksplicitno upoštevani, so modeli materiala v tem evrokodu primerni za hitrosti segrevanja med 2 in 50 K/min. Za hitrosti segrevanja zunaj tega območja je treba zanesljivost trdnosti in deformacijskih lastnosti dokazati posebej.

3.2.2 Beton

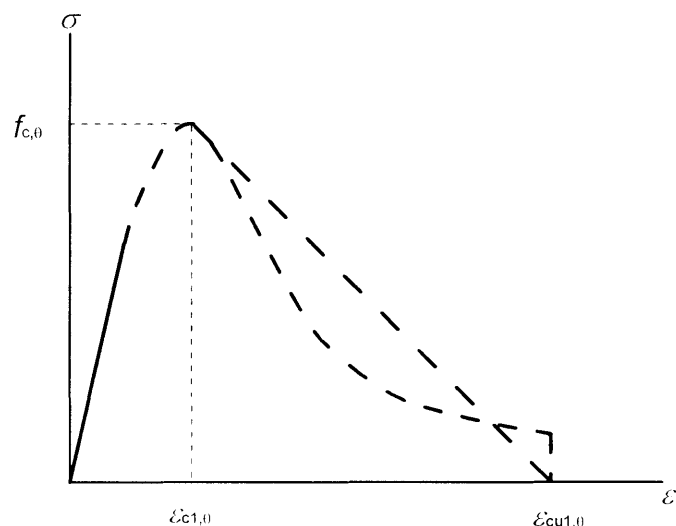
3.2.2.1 Tlačno obremenjen beton

- (1)P Trdnost in deformacijske lastnosti enosno obremenjenega betona pri povišani temperaturi je treba določiti iz zvez med napetostjo in deformacijo, podanih na sliki 3.1.
- (2) Zveze med napetostjo in deformacijo, podane na sliki 3.1. so določene z dvema parametroma:
- tlačno trdnostjo $f_{c,\theta}$ in
 - deformacijo $\varepsilon_{c1,\theta}$, ki ustreza trdnosti $f_{c,\theta}$.
- (3) Vrednosti obeh parametrov so v odvisnosti od temperature betona podane v preglednici 3.1. Za določitev parametrov pri vmesnih vrednostih temperature se lahko uporabi linearna interpolacija.
- (4) Parametri, navedeni v preglednici 3.1. se lahko uporabijo za beton z običajno težo s kremenastim ali apnenčevim (vsaj 80 % teže agregata je apnenčevega) agregatom.
- (5) Vrednosti $\varepsilon_{cu1,\theta}$, ki določajo območje padajoče veje konstitutivnega zakona, se lahko vzamejo za beton z običajno težo iz kremenastega agregata iz 4. stolpca, za beton z običajno težo iz apnenčevega agregata pa iz 7. stolpca preglednice 3.1.

Preglednica 3.1: Vrednosti glavnih parametrov zveze med napetostjo in deformacijo betona z običajno težo s kremenastim in apnenčevim agregatom pri povišanih temperaturah

Temperatura betona θ [°C]	Kremenast agregat			Apnenčev agregat		
	$f_{c,\theta} / f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c,\theta} / f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1200	0,00	-	-	0,00	-	-

- (6) Pri upoštevanju toplotnih vplivov v skladu s poglavjem 3 standarda EN 1991-1-2 (simulacija naravnega požara), še posebej kadar se upošteva padajoča veja temperature, se matematični model sovsnosti med napetostjo in deformacijo betona, ki je podana na sliki 3.1, ustrezno spremeni.
- (7) Možno povečanje trdnosti betona v fazi ohlajanja se ne upošteva.



Območje deformacij	Napetost $\sigma(\theta)$
$\epsilon \leq \epsilon_{c1,\theta}$	$\frac{3\epsilon f_{c,\theta}}{\epsilon_{c1,\theta} \left(2 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)}$
$\epsilon_{c1,\theta} < \epsilon < \epsilon_{cu1,\theta}$	Za numerične potrebe se privzame padajoča veja. Sprejemljiv je linearen ali nelinearen model.

Slika 3.1: Matematični model sovisnosti med napetostjo in deformacijo betona pod vplivom tlačnih napetosti pri povišanih temperaturah

3.2.2.2 Natezna trdnost

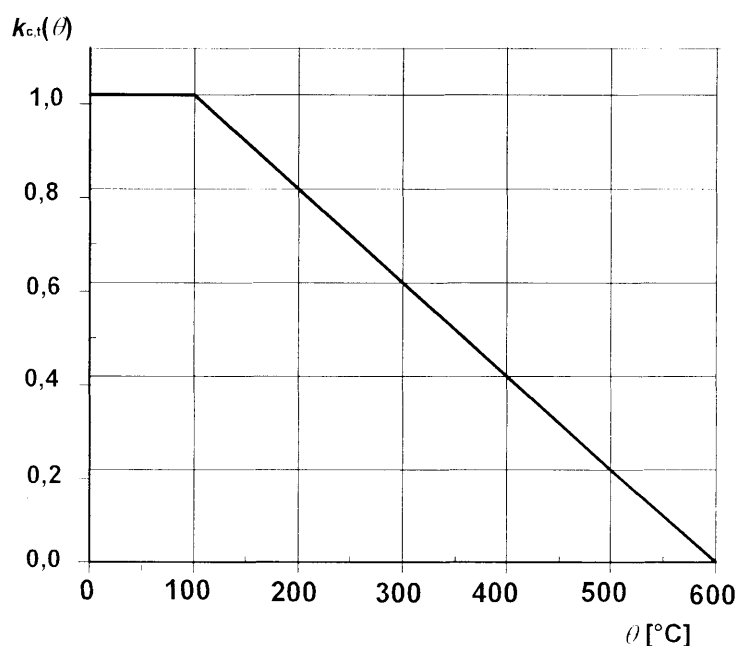
- (1) Natezna trdnost betona se ponavadi zanemari (konzervativno). Kadar jo je pri uporabi poenostavljene oziroma napredne računske metode treba upoštevati, se lahko upošteva v skladu s tem poglavjem.
- (2) Zmanjšanje karakteristične trdnosti betona se upošteva s koeficientom $k_{c,t}(\theta)$, kot je podano z izrazom (3.1):

$$f_{ck,t}(\theta) = k_{c,t}(\theta) f_{ck,t} \quad (3.1)$$

- (3) Če točnejših podatkov ni na voljo, se za $k_{c,t}(\theta)$ lahko uporabijo naslednje vrednosti (glej sliko 3.2):

$$k_{c,t}(\theta) = 1,0 \quad \text{za } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C}$$

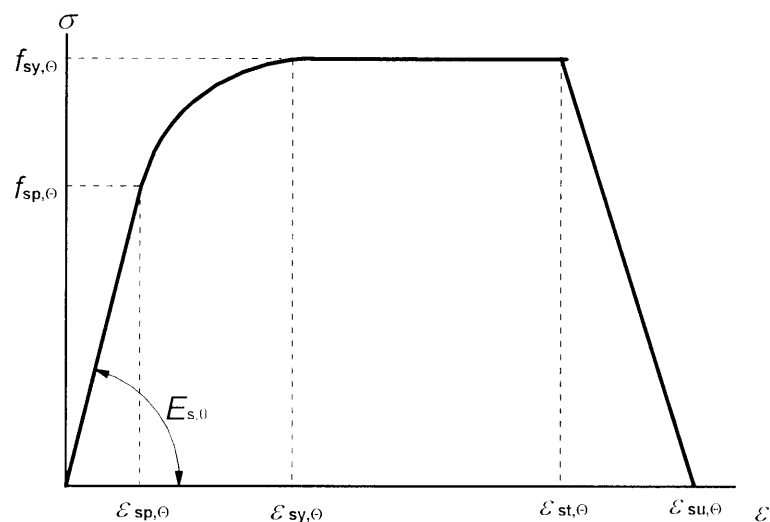
$$k_{c,t}(\theta) = 1,0 - 1,0 (\theta - 100)/500 \quad \text{za } 100^\circ\text{C} < \theta \leq 600^\circ\text{C}$$



Slika 3.2: Koeficient $k_{c,t}(\theta)$ za upoštevanje zmanjšanja natezne trdnosti betona ($f_{ck,t}$) pri povišanih temperaturah

3.2.3 Jeklo za armiranje

- (1)P Trdnost in deformacijske lastnosti jekla za armiranje pri povišanih temperaturah je treba upoštevati v skladu s sovisnostmi med napetostjo in deformacijo, ki so podane na sliki 3.3 in v preglednici 3.2 (a oziroma b). Preglednica 3.2b se lahko uporabi le, če je trdnost jekla pri povišani temperaturi preskušena.
- (2) Sovisnosti med napetostjo in deformacijo, podane na sliki 3.3, so določene s tremi parametri:
 - naklonom linearnega elastičnega območja $E_{s,\theta}$,
 - mejo proporcionalnosti $f_{sp,\theta}$,
 - največjo napetostjo $f_{sy,\theta}$.
- (3) Vrednosti parametrov iz (2) za vroče valjano in hladno obdelano jeklo za armiranje pri povišanih temperaturah so podane v preglednici 3.2. Pri vmesnih temperaturah se lahko ustrezne vrednosti parametrov določijo z linearno interpolacijo.
- (4) Iste sovisnosti med napetostjo in deformacijo se lahko uporabljajo tudi za tlačno obremenjeno jeklo za armiranje.
- (5) Pri upoštevanju toplotnih vplivov v skladu s poglavjem 3 standarda EN 1991-1-2 (simulacija naravnega požara), še posebej kadar se upošteva padajoča veja temperature, se vrednosti za sovisnosti med napetostjo in deformacijo jekla za armiranje, navedene v preglednici 3.2, lahko uporabijo kot ustrezen približek.



Območje deformacij	Napetost $\sigma(\theta)$	Tangentni modul elastičnosti
$\varepsilon_{sp,\theta}$	$\varepsilon E_{s,\theta}$	$E_{s,\theta}$
$\varepsilon_{sp,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{sy,\theta}$	$f_{sp,\theta} - c + (b/a) [a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}$	$\frac{b(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)}{a[a^2 - (\varepsilon - \varepsilon_{sy,\theta})^2]^{0,5}}$
$\varepsilon_{sy,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{st,\theta}$	$f_{sy,\theta}$	0
$\varepsilon_{st,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{su,\theta}$	$f_{sy,\theta} [1 - (\varepsilon - \varepsilon_{st,\theta}) / (\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta})]$	-
$\varepsilon = \varepsilon_{su,\theta}$	0,00	-
Parameter ^{*)}	$\varepsilon_{sp,\theta} = f_{sp,\theta} / E_{s,\theta} \quad \varepsilon_{sy,\theta} = 0,02 \quad \varepsilon_{st,\theta} = 0,15 \quad \varepsilon_{su,\theta} = 0,20$ Armatura razreda A: $\varepsilon_{st,\theta} = 0,05 \quad \varepsilon_{su,\theta} = 0,10$	
Pomožne vrednosti	$a^2 = (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + c/E_{s,\theta})$ $b^2 = c (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) E_{s,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}$	

^{*)} Pri jeklu za prednapenjanje se vrednosti parametrov $\varepsilon_{st,\theta}$ in $\varepsilon_{su,\theta}$ lahko vzameta iz preglednice 3.3. Razred A armature je določen v dodatku C standarda EN 1992-1-1.

Slika 3.3: Matematični model sovisnosti med napetostjo in deformacijo jekla za armiranje in jekla za prednapenjanje pri povišanih temperaturah (pri jeklu za prednapenjanje se namesto oznake "s" uporabi oznaka "p")

Preglednica 3.2a: Vrednosti parametrov sovisnosti med napetostjo in deformacijo vroče valjanega in hladno obdelanega jekla za armiranje (razred N) pri povišanih temperaturah

Temperatura jekla θ [°C]	$f_{sy,\theta} / f_{yk}$		$f_{sp,\theta} / f_{yk}$		$E_{s,\theta} / E_s$	
	Vroče valjano	Hladno obdelano	Vroče valjano	Hladno obdelano	Vroče valjano	Hladno obdelano
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,81	0,92	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,61	0,81	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,42	0,63	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,36	0,44	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,05	0,06	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,04	0,05	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Preglednica 3.2b: Vrednosti parametrov sovisnosti med napetostjo in deformacijo vroče valjanega in hladno obdelanega jekla za armiranje (razred X) pri povišanih temperaturah

Temperatura jekla θ [°C]	$f_{sy,\theta} / f_{yk}$	$f_{sp,\theta} / f_{yk}$	$E_{s,\theta} / E_s$
	Vroče valjano in hladno obdelano	Vroče valjano in hladno obdelano	Vroče valjano in hladno obdelano
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00
200	1,00	0,87	0,95
300	1,00	0,74	0,90
400	0,90	0,70	0,75
500	0,70	0,51	0,60
600	0,47	0,18	0,31
700	0,23	0,07	0,13
800	0,11	0,05	0,09
900	0,06	0,04	0,07
1000	0,04	0,02	0,04
1100	0,02	0,01	0,02

OPOMBA: Izbira razreda N (preglednica 3.2a) oziroma X (preglednica 3.2b), ki se uporablja v posamezni državi, je lahko navedena v nacionalnem dodatku. V splošnem je priporočen razred N. Razred X je priporočen le, kadar so vrednosti parametrov eksperimentalno potrjene.

3.2.4 Jeklo za prednapenjanje

- (1) Trdnost in deformacijske lastnosti jekla za prednapenjanje pri povišani temperaturi se lahko dobijo iz matematičnega modela kot za jeklo za armiranje, ki je predstavljen v 3.2.3.
- (2) Vrednosti parametrov za hladno obdelano (žice in vrvi) in poboljšano (palice) jeklo za prednapenjanje pri povišani temperaturi so podane s $f_{py,\theta} / (\beta f_{pk})$, $f_{pp,\theta} / (\beta f_{pk})$, $E_{p,\theta} / E_p$, $\epsilon_{pt,\theta}$ [-], $\epsilon_{pu,\theta}$ [-]. Vrednost β je določena z izbiro razreda A oziroma razreda B.

Za razred A je β podan z izrazom (3.2) (glej preglednico 3.3):

$$\beta = \left[\frac{\epsilon_{ud} - f_{p0,1k} / E_p}{\epsilon_{uk} - f_{p0,1k} / E_p} \times \left| \frac{f_{pk} - f_{p0,1k}}{f_{pk}} \right| + \frac{f_{p0,1k}}{f_{pk}} \right] \quad (3.2)$$

Pri tem so definicije in vrednosti ϵ_{ud} , ϵ_{uk} , $f_{p0,1k}$, f_{pk} in E_p pri običajni temperaturi podane v poglavju 3.3 standarda EN 1992-1-1.

Za razred B β znaša 0,9 (glej preglednico 3.3).

OPOMBA: Izbiro razreda A oziroma razreda B za uporabo v posamezni državi je lahko navedena v nacionalnem dodatku.

Preglednica 3.3: Vrednosti parametrov sovisnosti med napetostjo in deformacijo hladno obdelanega (cw) (žice in vrvi) in poboljšanega (q & t) (palice) jekla za prednapenjanje pri povišanih temperaturah

Temperatura jekla θ [°C]	$f_{py,\theta} / (\beta f_{pk})$			$f_{pp,\theta} / (\beta f_{pk})$		$E_{p,\theta} / E_p$		$\epsilon_{pt,\theta}$ [-]	$\epsilon_{pu,\theta}$ [-]
	cw		q & t	cw		cw	q & t	cw, q&t	cw, q&t
	Razred A	Razred B							
1	2a	2b	3	4	5	6	7	8	9
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,050	0,100
100	1,00	0,99	0,98	0,68	0,77	0,98	0,76	0,050	0,100
200	0,87	0,87	0,92	0,51	0,62	0,95	0,61	0,050	0,100
300	0,70	0,72	0,86	0,32	0,58	0,88	0,52	0,055	0,105
400	0,50	0,46	0,69	0,13	0,52	0,81	0,41	0,060	0,110
500	0,30	0,22	0,26	0,07	0,14	0,54	0,20	0,065	0,115
600	0,14	0,10	0,21	0,05	0,11	0,41	0,15	0,070	0,120
700	0,06	0,08	0,15	0,03	0,09	0,10	0,10	0,075	0,125
800	0,04	0,05	0,09	0,02	0,06	0,07	0,06	0,080	0,130
900	0,02	0,03	0,04	0,01	0,03	0,03	0,03	0,085	0,135
1000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,090	0,140
1100	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,095	0,145
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,100	0,150

OPOMBA: Pri vmesnih temperaturah se lahko parametri določijo z linearno interpolacijo.

- (3) Pri upoštevanju toplotnih vplivov v skladu s poglavjem 3 standarda EN 1991-1-2 (simulacija naravnega požara), še posebej kadar se upošteva padajoča veja temperature, se vrednosti za sovisnosti med napetostjo in deformacijo jekla za prednapenjanje, določene v (2), lahko uporabijo kot dovolj natančen približek.

3.3 Toplotne in fizikalne lastnosti betona iz kremenastega in apnenčastega agregata

3.3.1 Temperaturni raztezek

- (1) Temperaturna deformacija betona $\varepsilon_c(\theta)$ glede na dolžino pri 20 °C se lahko določi na naslednji način:

Kremenasti agregati:

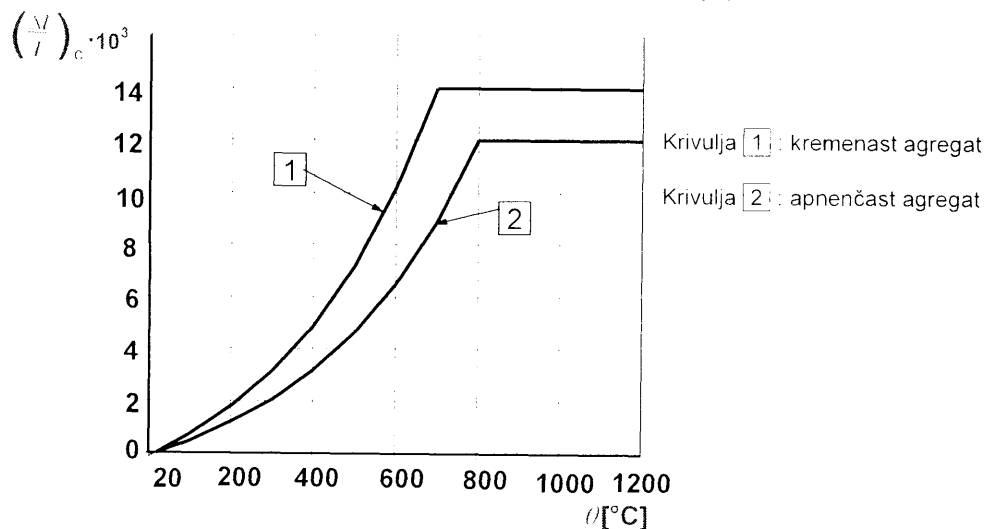
$$\begin{aligned}\varepsilon_c(\theta) &= -1,8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6} \theta + 2,3 \times 10^{-11} \theta^3 & \text{za } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 700 \text{ °C} \\ \varepsilon_c(\theta) &= 14 \times 10^{-3} & \text{za } 700 \text{ °C} < \theta < 1200 \text{ °C}\end{aligned}$$

Apnenčasti agregati:

$$\begin{aligned}\varepsilon_c(\theta) &= -1,2 \times 10^{-4} + 6 \times 10^{-6} \theta + 1,4 \times 10^{-11} \theta^3 & \text{za } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 805 \text{ °C} \\ \varepsilon_c(\theta) &= 12 \times 10^{-3} & \text{za } 805 \text{ °C} < \theta < 1200 \text{ °C}\end{aligned}$$

kjer je θ temperatura betona [°C].

- (2) Spreminjanje temperaturnega raztezka v odvisnosti od temperature je prikazano na sliki 3.5.



Slika 3.5: Celotni temperaturni raztezek betona

3.3.2 Specifična toplota

- (1) Specifična toplota $c_p(\theta)$ suhega betona ($u = 0 \%$) se lahko določi na naslednji način:

Kremenasti in apnenčasti agregati:

$$\begin{aligned}c_p(\theta) &= 900 \text{ (J/kg K)} & \text{za } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 100 \text{ °C} \\ c_p(\theta) &= 900 + (\theta - 100) \text{ (J/kg K)} & \text{za } 100 \text{ °C} < \theta \leq 200 \text{ °C} \\ c_p(\theta) &= 1000 + (\theta - 200)/2 \text{ (J/kg K)} & \text{za } 200 \text{ °C} < \theta < 400 \text{ °C} \\ c_p(\theta) &= 1100 \text{ (J/kg K)} & \text{za } 400 \text{ °C} < \theta \leq 1200 \text{ °C}\end{aligned}$$

kjer je θ temperatura betona [°C]. $c_p(\theta)$ (kJ /kg K) prikazuje slika 3.6a.

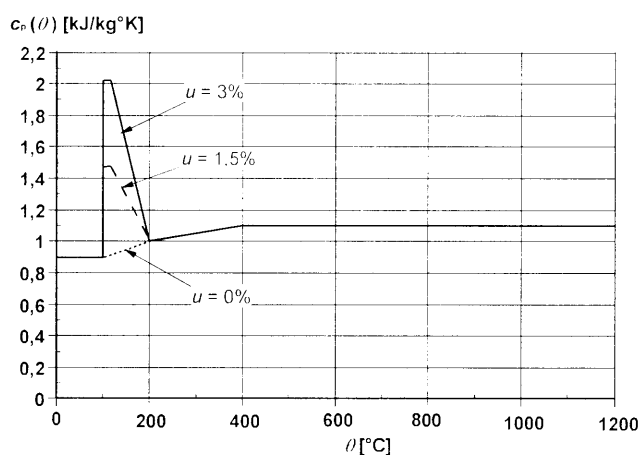
- (2) Kadar v računskih metodah vsebnost vlage ni eksplicitno upoštevana, se funkcija specifične toplote betona iz kremenastega ali apnenčastega agregata lahko modelira s konstantno vrednostjo, $c_{p,peak}$, med 100 °C in 115 °C

$c_{p,peak} = 900 \text{ J/kg K}$ za vsebnost vlage 0 % teže betona

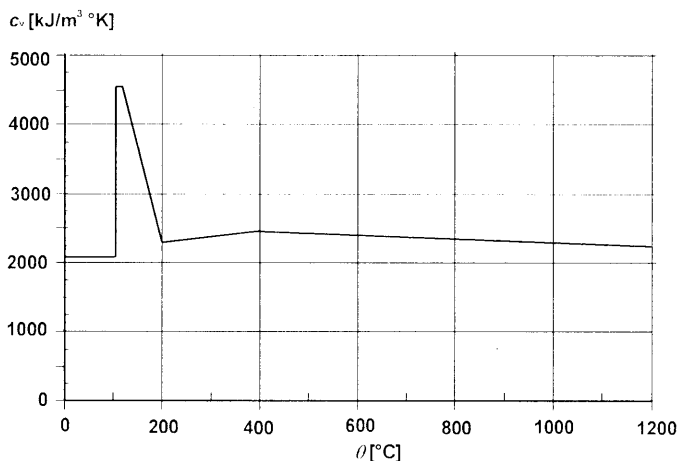
$c_{p,peak} = 1470 \text{ J/kg K}$ za vsebnost vlage 1,5 % teže betona

$c_{p,peak} = 2020 \text{ J/kg K}$ za vsebnost vlage 3,0 % teže betona

in linearno sovisnostjo med (115 °C, $c_{p,peak}$) in (200 °C, 1 kJ/kg K). Pri drugih vsebnostih vlage se $c_{p,peak}$ lahko določi z linearno interpolacijo. Največje vrednosti specifične toplote so prikazane na sliki 3.6a.



a) Specifična toplota betona iz kremenastega agregata v odvisnosti od temperature pri treh različnih vsebnostih vlage, in sicer 0 %, 1,5 % in 3 % teže betona



b) Prostorninska specifična toplota $c_v(\theta)$ betona iz kremenastega agregata gostote 2.300 kg/m^3 v odvisnosti od temperature pri vsebnosti vlage $u = 3 \%$ teže betona

Slika 3.6: Specifična toplota in prostorninska specifična toplota

- (3) Spreminjanje gostote betona v odvisnosti od temperature, ki je posledica izparevanja vode, je določeno na naslednji način:

$$\begin{aligned}\rho(\theta) &= \rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) && \text{za } 20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 115\text{ }^{\circ}\text{C} \\ \rho(\theta) &= \rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \cdot (1 - 0,02(\theta - 115)/85) && \text{za } 115\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 200\text{ }^{\circ}\text{C} \\ \rho(\theta) &= \rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \cdot (0,98 - 0,03(\theta - 200)/200) && \text{za } 200\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 400\text{ }^{\circ}\text{C} \\ \rho(\theta) &= \rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \cdot (0,95 - 0,07(\theta - 400)/800) && \text{za } 400\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C}\end{aligned}$$

- (4) Spreminjanje prostorninske specifične toplote betona $c_v(\theta)$ (ki je zmnožek $\rho(\theta)$ in $c_p(\theta)$) v odvisnosti od temperature je za beton z gostoto 2300 kg/m^3 in vsebnostjo vlage 3 % teže betona prikazano na sliki 3.6b.

3.3.3 Toplotna prevodnost

- (1) Toplotna prevodnost betona λ_c se lahko določi med zgornjo in spodnjo mejno vrednostjo, ki sta podani v (2) spodaj.

OPOMBA 1: Vrednost toplotne prevodnosti se lahko znotraj območja med zgornjo in spodnjo mejo predpiše v nacionalnem dodatku.

OPOMBA 2: Dodatek A ustreza spodnji meji. Preostali razdelki tega 1-2. dela so neodvisni od izbire toplotne prevodnosti. Za beton z visoko trdnostjo glej 6.3.

- (2) Zgornja meja toplotne prevodnosti λ_c betona z normalno težo se lahko določi z izrazom:

$$\lambda_c = 2 - 0,2451 (\theta/100) + 0,0107 (\theta/100)^2 \text{ W/m K} \quad \text{za } 20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C}$$

kjer je θ temperatura betona.

Spodnja meja toplotne prevodnosti λ_c betona z normalno težo se lahko določi z izrazom:

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136 (\theta/100) + 0,0057 (\theta/100)^2 \text{ W/m K} \quad \text{za } 20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C}$$

kjer je θ temperatura betona.

- (3) Odvisnost zgornje in spodnje meje toplotne prevodnosti betona od temperature je prikazana na sliki 3.7.

3.4 Temperaturni raztezek jekla za armiranje in jekla za prednapenjanje

- (1) Temperaturna deformacija jekla $\epsilon_s(\theta)$ glede na dolžino pri $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ se lahko določi z naslednjimi izrazi:

Jeklo za armiranje:

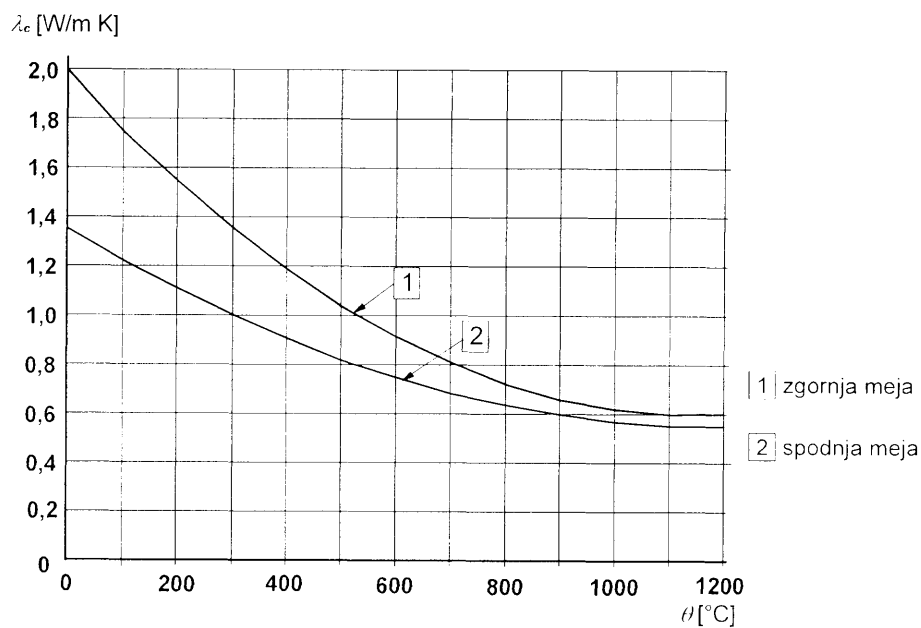
$$\begin{aligned}\epsilon_s(\theta) &= -2,416 \times 10^{-4} + 1,2 \times 10^{-5} \theta + 0,4 \times 10^{-8} \theta^2 && \text{za } 20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 750\text{ }^{\circ}\text{C} \\ \epsilon_s(\theta) &= 11 \times 10^{-3} && \text{za } 750\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 860\text{ }^{\circ}\text{C} \\ \epsilon_s(\theta) &= -6,2 \times 10^{-3} + 2 \times 10^{-5} \theta && \text{za } 860\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C}\end{aligned}$$

Jeklo za prednapenjanje:

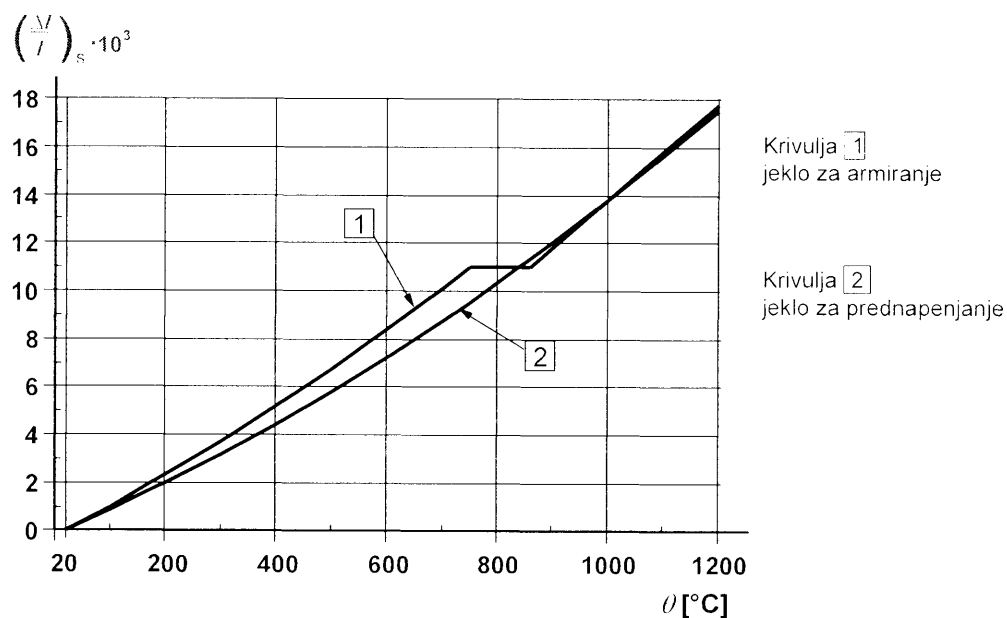
$$\epsilon_p(\theta) = -2,016 \times 10^{-4} + 10^{-5} \theta + 0,4 \times 10^{-8} \theta^2 \quad \text{za } 20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C}$$

kjer je θ temperatura jekla [$^{\circ}\text{C}$].

- (2) Spreminjanje temperaturnega raztezka jekla v odvisnosti od temperature je prikazano na sliki 3.8.



Slika 3.7: Toplotna prevodnost betona



Slika 3.8: Celoten temperaturni raztezek jekla

4 Postopki projektiranja

4.1 Splošno

(1)P Za zadovoljitev zahtev iz 2.4.1(2)P so dovoljene naslednje metode projektiranja:

- detajliranje v skladu s priznanimi projektnimi rešitvami (tabelirani podatki oziroma preskušanje), glej poglavje 5.
- poenostavljene računske metode za določene vrste konstrukcijskih elementov, glej 4.2.
- napredne računske metode za simulacijo obnašanja konstrukcijskih elementov, delov konstrukcij ali celotnih konstrukcij, glej 4.3.

OPOMBA 1: Pri uporabi računskih metod je treba zagotoviti funkcijo celovitosti (E) v skladu s 4.6.

OPOMBA 2: Za funkcijo izolativnosti (I) se ponavadi privzame, da je okoliška temperatura 20 °C.

OPOMBA 3: Odločitev glede uporabe naprednih računskih metod v posamezni državi je lahko navedena v njenem nacionalnem dodatku.

(2)P Luščenje betona je treba preprečiti z ustreznimi ukrepi ali pa je treba upoštevati vpliv luščenja na obnašanje glede zahtev (R in/ali EI), glej 4.5.

(3) Pri prednapetih elementih z nepovezanimi kabli je treba preprečiti hipno porušitev zaradi čezmerne deformacije jekla, ki je posledica segrevanja.

4.2 Poenostavljene računske metode

4.2.1 Splošno

(1) Poenostavljene računske metode analize prečnega prereza se lahko uporabijo za določitev mejne nosilnosti prereza pri povišani temperaturi in za primerjavo le-te z ustrezno kombinacijo vplivov, glej 2.4.2.

OPOMBA 1: Informativni dodatek B za račun upogibno osne odpornosti prečnega prereza podaja dve alternativni metodi, B.1 "metodo izoterme 500 °C" in B.2 "metodo območij". Učinki teorije drugega reda se lahko vključijo pri obeh metodah. Obe metodi sta uporabni za konstrukcije, ki so izpostavljene standardnemu požaru. Metoda B.1 se lahko uporablja v povezavi s standardnimi in parametričnimi požari. Metoda B.2 se priporoča za uporabo pri majhnih prerezih in vitkih stebrih, velja pa le za standardne požare.

OPOMBA 2: Informativni dodatek C podaja metodo območij za analizo prerezov stebrov, pri kateri so učinki teorije drugega reda pomembni.

(2) Za strig, torzijo in sidranje armature glej 4.4.

OPOMBA: Informativni dodatek D podaja poenostavljeno računsko metodo za strig, torzijo in sidranje armature.

(3) Za projektiranje nosilcev in plošč se lahko uporabijo poenostavljene metode, če je obtežba pretežno enakomerno razporejena in njihovo projektiranje pri običajni temperaturi temelji na linearni analizi.

OPOMBA: Informativni dodatek E podaja poenostavljeno računsko metodo za projektiranje nosilcev in plošč.

4.2.2 Temperaturni profili

(1) Temperature v požaru izpostavljeni betonski konstrukciji se lahko določijo na podlagi preskusov ali računsko.

OPOMBA: Pri prerezih iz betona s kremenastim agregatom, ki so izpostavljeni standardnemu požaru, se za določitev temperatur v času do največje temperature plina lahko uporabijo temperaturni profili, ki so podani v dodatku A. Ti profili so za večino drugih agregatov konzervativni.

4.2.3 Zmanjšan prečni prerez

- (1) Uporabijo se lahko poenostavljene metode z upoštevanjem zmanjšane prečnega prereza.

OPOMBA: V informativnem dodatku B sta podani dve metodi z uporabo zmanjšane prečnega prereza.

Metoda, ki je opisana v dodatku B.1, temelji na predpostavki, da se del betona s temperaturo 500 °C ali več pri računu nosilnosti zanemari, medtem ko beton s temperaturo pod 500 °C ohrani polno trdnost. Ta metoda je uporabna za armirane in prednapete betonske prereze pri osni, upogibni in kombinirani osno upogibni obremenitvi.

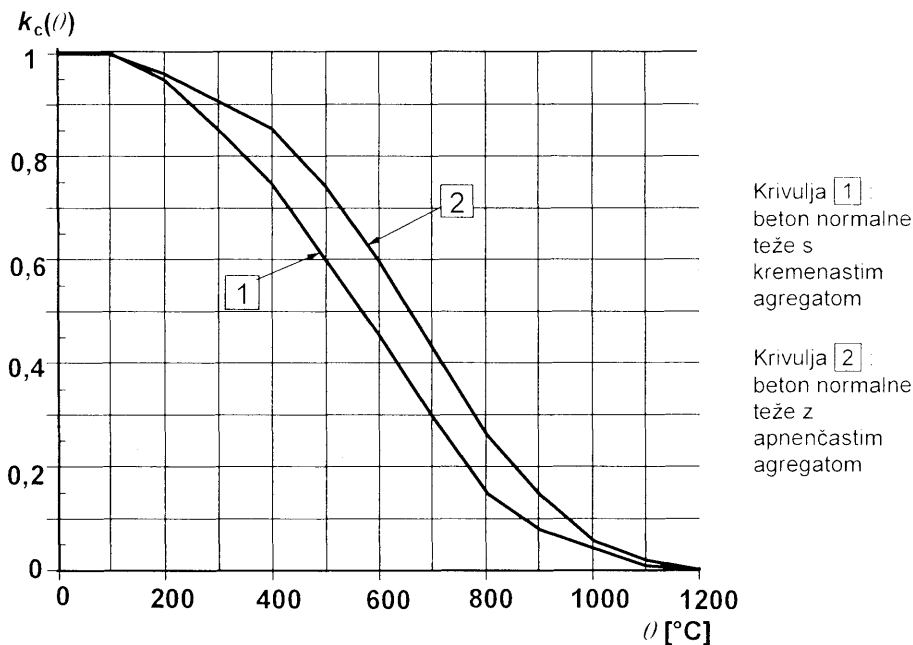
Metoda, ki je opisana v dodatku B.2, temelji na načelu, da se pri požaru poškodovan prerez zmanjša tako, da se zanemarijo poškodovana območja ob površinah, izpostavljenih požaru. Račun poteka po določenem postopku. Metoda je uporabna za armirane in prednapete betonske prereze pri osni, upogibni in kombinirani osno upogibni obremenitvi.

4.2.4 Zmanjšanje trdnosti

4.2.4.1 Splošno

- (1) V tem poglavju so podane vrednosti redukcijskih faktorjev za karakteristično tlačno trdnost betona, karakteristično trdnost jekla za armiranje in karakteristično trdnost jekla za prednapenjanje. Uporabljajo se lahko pri poenostavljenih računskih metodah za prečni prerez, opisanih v 4.2.3.
- (2) Redukcijske vrednosti za trdnosti, podane v 4.2.4.2 in 4.2.4.3, se uporabljajo samo za hitrosti segrevanja, podobne tistim, ki se do časa, ko plini dosežejo najvišjo temperaturo, pojavijo pri izpostavitvi standardnemu požaru.
- (3) Uporabijo se lahko alternativni konstitutivni zakoni materiala, če se nahajajo znotraj eksperimentalno ugotovljenega območja.

4.2.4.2 Beton



Slika 4.1: Koeficient $k_c(\theta)$ za zmanjšanje karakteristične trdnosti betona (f_{ck})

- (1) Za zmanjšanje karakteristične tlačne trdnosti betona v odvisnosti od temperature θ se lahko uporabijo redukcijski koeficienti iz preglednice 3.1, ki so za kremenaste agregate podani v stolpcu 2, za apnenčaste agregate pa v stolpcu 5 (glej sliko 4.1).

4.2.4.3 Jeklo

- (1) Zmanjšanje karakteristične trdnosti natezne armature v odvisnosti od temperature θ je podano v preglednici 3.2a. Za natezno armaturo nosilcev in plošč, pri katerih je $\varepsilon_{s,fi} \geq 2 \%$, se za zmanjšanje trdnosti pri jeklu razreda N lahko uporabi preglednica 3.2a, in sicer stolpec 2 velja za vroče valjana jekla, stolpec 3 pa za hladno obdelana jekla za armiranje (glej sliko 4.2a, krivulji 1 in 2). Za zmanjšanje trdnosti pri jeklu razreda X se lahko uporabi preglednica 3.2b za vroče valjana in hladno obdelana jekla za armiranja (glej sliko 4.2b, krivulja 1).

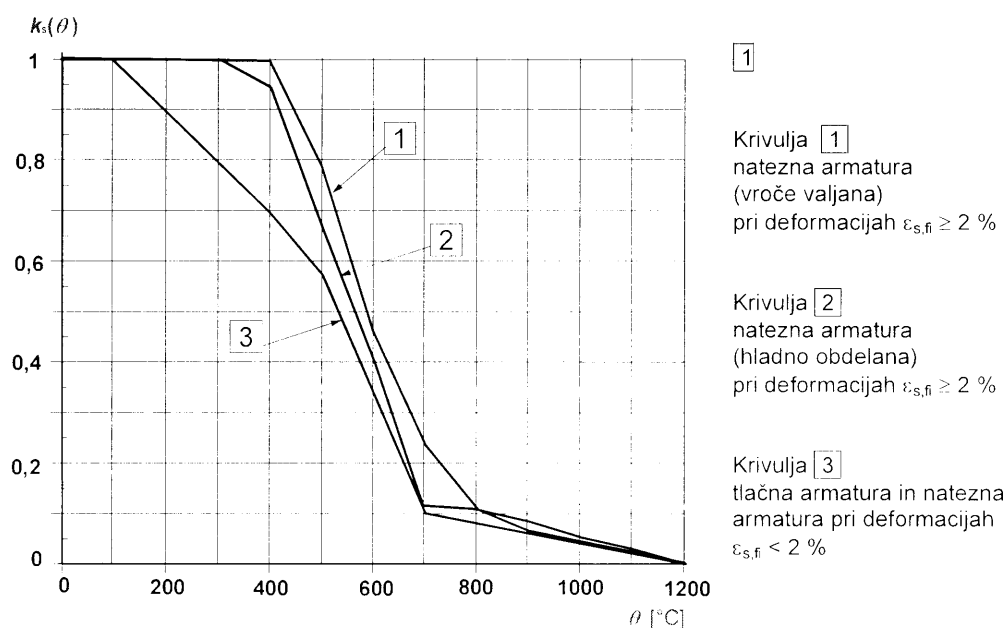
Za tlačno armaturo stebrov in tlačno armaturo nosilcev in plošč se zmanjšanje trdnosti (napetosti pri 0,2 % nepovratne deformacije) pri jeklu razreda N upošteva na spodaj naveden način. Pri uporabi poenostavljenih računskih metod za prečni prerez to zmanjšanje trdnosti velja tudi za natezno armaturo, kadar je $\varepsilon_{s,fi} < 2 \%$ (glej sliko 4.2a, krivulja 3):

$k_s(\theta) = 1,0$	za $20\text{ °C} \leq \theta \leq 100\text{ °C}$
$k_s(\theta) = 0,7 - 0,3 (\theta - 400)/300$	za $100\text{ °C} < \theta \leq 400\text{ °C}$
$k_s(\theta) = 0,57 - 0,13 (\theta - 500)/100$	za $400\text{ °C} < \theta \leq 500\text{ °C}$
$k_s(\theta) = 0,1 - 0,47 (\theta - 700)/200$	za $500\text{ °C} < \theta \leq 700\text{ °C}$
$k_s(\theta) = 0,1 (1200 - \theta)/500$	za $700\text{ °C} < \theta \leq 1200\text{ °C}$

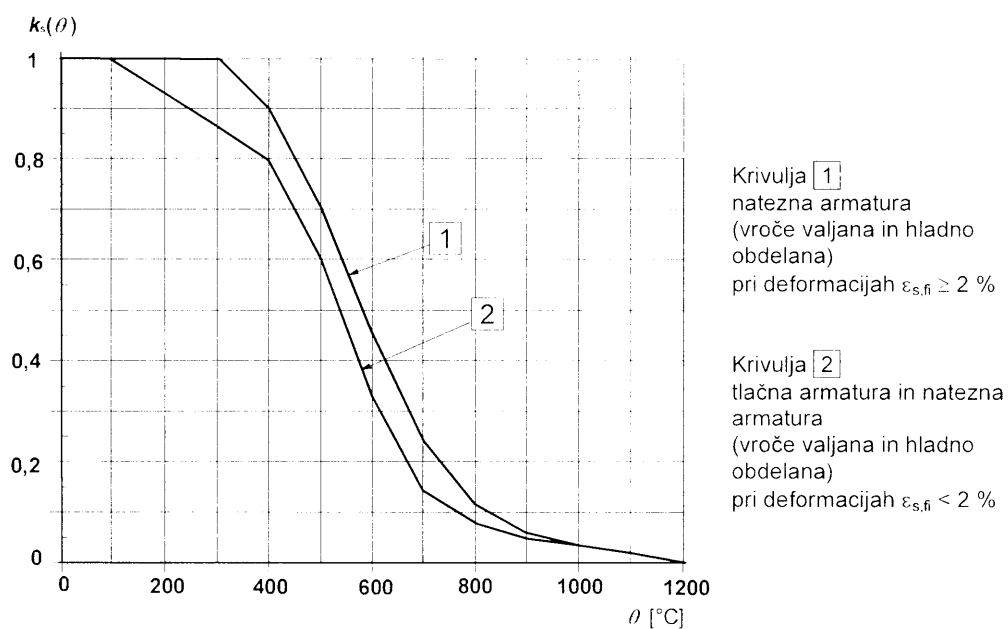
Podobno se zmanjšanje trdnosti (napetosti pri 0,2 % nepovratne deformacije) za jeklo razreda X lahko upošteva na spodaj podani način. To zmanjšanje trdnosti velja tudi za natezno armaturo, kadar je $\varepsilon_{s,fi} < 2 \%$ (glej sliko 4.2b, krivulja 2).

$k_s(\theta) = 1,0$	za $20\text{ °C} \leq \theta \leq 100\text{ °C}$
$k_s(\theta) = 0,8 - 0,2 (\theta - 400)/300$	za $100\text{ °C} < \theta < 400\text{ °C}$
$k_s(\theta) = 0,6 - 0,2 (\theta - 500)/100$	za $400\text{ °C} < \theta \leq 500\text{ °C}$
$k_s(\theta) = 0,33 - 0,27 (\theta - 600)/100$	za $500\text{ °C} < \theta < 600\text{ °C}$
$k_s(\theta) = 0,15 - 0,18 (\theta - 700)/100$	za $600\text{ °C} < \theta \leq 700\text{ °C}$
$k_s(\theta) = 0,08 - 0,07 (\theta - 800)/100$	za $700\text{ °C} < \theta \leq 800\text{ °C}$
$k_s(\theta) = 0,05 - 0,03 (\theta - 900)/100$	za $800\text{ °C} < \theta \leq 900\text{ °C}$
$k_s(\theta) = 0,04 - 0,01 (\theta - 1000)/100$	za $900\text{ °C} < \theta < 1000\text{ °C}$
$k_s(\theta) = 0,04 (1200 - \theta)/200$	za $1000\text{ °C} < \theta \leq 1200\text{ °C}$

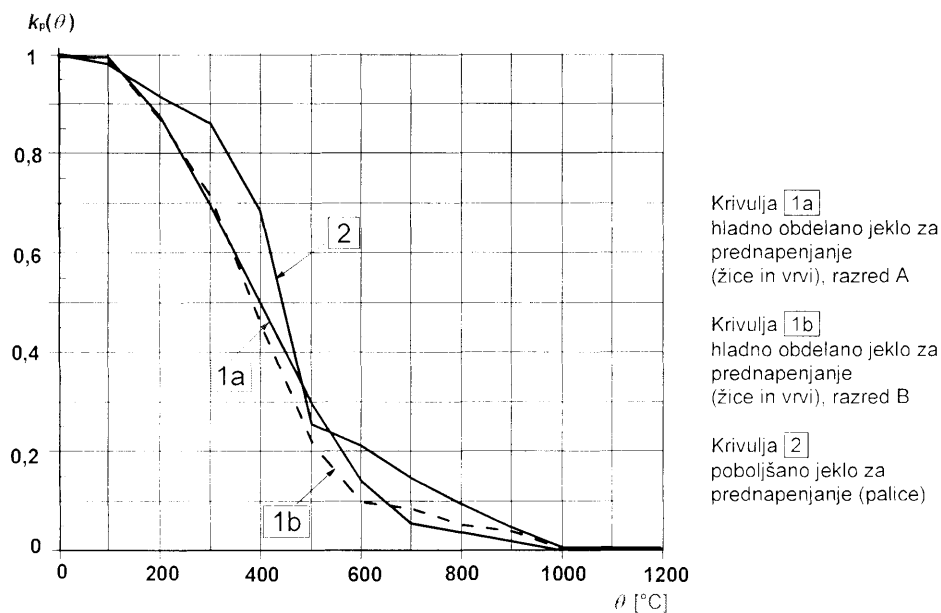
- (2) Zmanjšanje karakteristične trdnosti jekla za prednapenjanje v odvisnosti od temperature θ mora biti v skladu s 3.2.4(2). Vrednosti se lahko vzamejo iz preglednice 3.3, in sicer za hladno obdelana jekla iz stolpca 2.a oziroma 2.b, za poboljšana jekla za prednapenjanje pa iz stolpca 3 (glej sliko 4.3).



Slika 4.2a: Koeficient $k_s(\theta)$ za zmanjšanje karakteristične trdnosti (f_{yk}) natezne in tlačne armature (razred N)



Slika 4.2b: Koeficient $k_s(\theta)$ za zmanjšanje karakteristične trdnosti (f_{yk}) natezne in tlačne armature (razred X)



Slika 4.3: Koeficient $k_p(\theta)$ za zmanjšanje karakteristične trdnosti (βf_{pk}) jekla za prednapenjanje

4.3 Napredne računske metode

4.3.1 Splošno

- (1)P Napredne računske metode morajo zagotoviti realistično analizo požaru izpostavljenih konstrukcij. Osnovane so na temeljnem fizikalnem obnašanju, ki vodi do zanesljive aproksimacije pričakovanega obnašanja merodajnih konstrukcijskih sestavnih delov v pogojih požara.
- (2)P Vsak način porušitve, ki z napredno računsko metodo ni zajet (npr. nezadostna rotacijska kapaciteta, luščenje, lokalni uklon tlačne armature, strižna porušitev in porušitev sidranja, poškodbe sidrišč), je treba preprečiti z ustreznimi ukrepi.
- (3) Napredne računske metode vključujejo računske modele za določitev:
 - razvoja in razporeditve temperature znotraj konstrukcijskih elementov (model za določitev toplotnega odziva);
 - mehanskega obnašanja konstrukcije oziroma kateregakoli njenega dela (model za določitev mehanskega odziva).
- (4) Napredne računske metode se lahko uporabljajo v povezavi s katerokoli krivuljo segrevanja, s tem da so poznane lastnosti materiala za merodajno območje temperature in merodajno hitrost segrevanja.
- (5) Napredne računske metode se lahko uporabijo pri vseh vrstah prečnih prereзов.

4.3.2 Toplotni odziv

- (1)P Napredne računske metode za določitev toplotnega odziva morajo temeljiti na priznanih načelih in predpostavkah teorije prenosa toplote.

- (2)P Model za določitev toplotnega odziva mora upoštevati:
- a) merodajne toplotne vplive, podane v EN 1991-1-2;
 - b) temperaturno odvisne toplotne lastnosti materialov.
- (3) Vpliv vsebnosti vlage in gibanja vlage znotraj betona oziroma zaščitnih slojev, če ti obstajajo, se lahko zanemari, kar je konzervativno.
- (4) Pri oceni temperaturnega profila v armiranobetonskem elementu se lahko prisotnost armature zanemari.
- (5) Kjer je smiselno, se lahko vključijo učinki neenakomerne toplotne izpostavljenosti in prenosa toplote na sosednje dele zgradbe.

4.3.3 Mehanski odziv

- (1)P Napredne računske metode za določitev mehanskega odziva morajo temeljiti na priznanih načelih in predpostavkah teorije mehanike konstrukcij ter na upoštevanju temperaturno odvisnega spreminjanja mehanskih lastnosti materialov.
- (2)P Upoštevani morajo biti učinki temperaturnih deformacij in napetosti zaradi povečanja temperature in zaradi temperaturnih razlik.
- (3)P Deformacije v mejnem stanju nosilnosti, dobljene z računsko metodo, morajo biti omejene tako, da je ohranjena kompatibilnost med vsemi deli konstrukcije.
- (4)P Kadar je to pomembno, mora računski model za določitev mehanskega odziva upoštevati tudi učinke geometrijske nelinearnosti.
- (5) Za celotno deformacijo ε se lahko predpostavi, da je:

$$\varepsilon = \varepsilon_{th} + \varepsilon_{\sigma} + \varepsilon_{creep} + \varepsilon_{tr} \quad (4.15)$$

kjer so:

ε_{th} temperaturna deformacija

ε_{σ} začetna napetostno odvisna deformacija

ε_{creep} deformacija zaradi lezenja

ε_{tr} deformacija v prehodnem stanju

- (6) Nosilnost elementov, podkonstrukcij oziroma celotnih konstrukcij, izpostavljenih požaru, se lahko oceni s plastično analizo (glej EN 1992-1-1, poglavje 5).
- (7) Sposobnost plastične rotacije armiranobetonskih prerezov se oceni z upoštevanjem povečanih mejnih deformacij ε_{cu} in ε_{su} v pogojih požara. Na ε_{cu} vpliva tudi armatura za zagotavljanje objeta betona.
- (8) Tlačne cone prerezov, še posebej če so neposredno izpostavljene požaru (npr. v območju negativnih momentov neprekinjenih nosilcev), se preverijo in detajlirajo glede na nevarnost cepljenja in odpadanja krovnega sloja betona.
- (9) Pri analizi posameznih elementov oziroma podkonstrukcij je treba robne pogoje preveriti in konstruktivno obdelati tako, da je preprečena porušitev zaradi izgube ustreznega podpiranja elementov.

4.3.4 Presoja naprednih računskih metod

- (1)P Natančnost računskih modelov je treba preveriti na podlagi rezultatov ustreznih preskusov.
- (2) Rezultati računa se lahko nanašajo na temperature, deformacije in čase požarne odpornosti.
- (3)P Kritične parametre je treba preveriti z analizo občutljivosti in zagotoviti, da je model skladen s smiselnimi inženirskimi načeli.
- (4) Kritični parametri se lahko nanašajo npr. na uklonsko dolžino, velikost elementa in raven obtežbe.

4.4 Strig, torzija in sidranje armature

- (1) Kadar se upoštevajo najmanjše dimenzije iz tabeliranih podatkov, dodatne kontrole striga, torzije in sidranja armature niso potrebne.
- (2) Računske metode za strig, torzijo in sidranje armature se lahko uporabijo, če so podprte z rezultati požarnih preskusov.

OPOMBA: Informativni dodatek D podaja poenostavljene računske metode za strig, torzijo in sidranje armature

4.5 Luščenje

4.5.1 Eksplozivno luščenje

- (1)P Eksplozivno luščenje je treba preprečiti ali pa je treba upoštevati njegov vpliv na obnašanje glede zahtev (R in/ali EI).
- (2) Če je vsebnost vlage betona manjša od k % njegove teže, je malo verjetno, da bo prišlo do eksplozivnega luščenja. Pri vsebnosti vlage betona, večji od k %, se upošteva natančnejša ocena vplivov vsebnosti vlage, vrste agregata, prepustnosti betona in hitrosti segrevanja.

OPOMBA: Vrednost k za uporabo v posamezni državi je lahko navedena v njenem nacionalnem dodatku. Priporočena vrednost je 3.

- (3) Kadar so elementi projektirani za razred izpostavljenosti X0 ali XC1 (glej EN 1992-1-1), se lahko privzame, da je vsebnost vlage teh elementov manjša od k % njihove teže, pri čemer je $2,5 \leq k \leq 3,0$.
- (4) Kadar se za beton z normalno težo uporabljajo tabelirane vrednosti, dodatne kontrole niso potrebne. Točka 4.5.2(2) je uporabna, kadar je osna oddaljenost, a , 70 mm ali več.
- (5) Če je pri nosilcih, ploščah in nateznih elementih vsebnost vlage betona večja od k % teže, se vpliv eksplozivnega luščenja na funkcijo nosilnosti R lahko oceni tako, da se privzame lokalni izpad krovnega sloja ene palice ali skupine palic v prečnem prerezu in določi zmanjšana nosilnost prereza. Pri tem dokazu se lahko predpostavi, da je temperatura ostalih palic takšna kot v nepoškodovanem prerezu. Za vse konstrukcijske elemente, za katere je bilo glede eksplozivnega luščenja z eksperimenti ugotovljeno ustrezno obnašanje ali pa je uporabljena ustrezna eksperimentalno preverjena zaščita, pa ta dokaz ni potreben.

OPOMBA: Kjer je število palic dovolj veliko, se lahko privzame, da je možna sprejemljiva prerazporeditev napetosti brez izgube stabilnosti (R). To velja za:

- polne plošče z enakomerno razporejenimi palicami,
- nosilce, ki so širši od 400 mm in imajo več kot 8 palic armature v natezni coni.

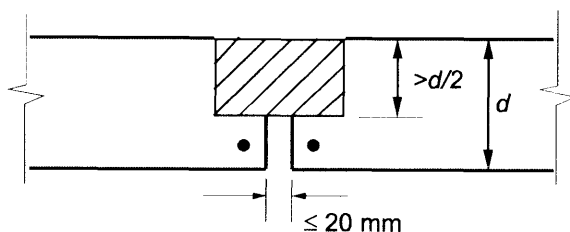
4.5.2 Odpadanje betona

- (1)P Odpadanje betona v zadnji fazi izpostavljenosti požaru je treba preprečiti ali pa ga je treba upoštevati pri oceni obnašanja glede zahtev (R in/ali EI).

- (2) Kadar je oddaljenost osi armaturne palice od površine elementa 70 mm ali več in s preskusi ni dokazano, da ne pride do odpadanja betona, je treba namestiti površinsko armaturo. Medsebojna oddaljenost palic mreže površinske armature ne sme biti večja od 100 mm, premer palic pa ne manjši od 4 mm.

4.6 Stiki

- (1)P Projektiranje stikov mora temeljiti na celoviti oceni obnašanja konstrukcije v požaru.
- (2)P Stiki morajo biti konstruirani tako, da ustrezajo kriterijem R in EI, ki so zahtevani za spojene konstrukcijske elemente in zagotavljajo ustrezno stabilnost celotne konstrukcije.
- (3) Deli stikov iz konstrukcijskega jekla morajo biti glede požarne odpornosti projektirani v skladu z EN 1993-1-2.
- (4) Glede na kriterij I širine rež v stikih ne smejo biti večje od 20 mm in ne globlje od polovice najmanjše debeline d (glej 4.2) ločenih elementov, glej sliko 4.4.



OPOMBA: Palic v območjih vogalov ob režah pri uporabi tabeliranih vrednosti ni treba obravnavati kot vogalne palice.

Slika 4.4: Dimenzije reže v stikih

Pri režah z večjo globino in z dodatnim tesnilom je treba požarno odpornost dokumentirati na podlagi primernih postopkov preskušanja, če je le-to potrebno.

4.7 Zaščitne plasti

- (1) Zahtevana požarna odpornost se lahko doseže tudi z uporabo zaščitnih plasti.
- (2) Lastnosti in obnašanje materiala za zaščitne plasti se ocenijo z uporabo primernih postopkov preskušanja.

5 Tabelirane vrednosti

5.1 Področje uporabe

- (1) To poglavje podaja priznane projektne rešitve za izpostavljenost standardnemu požaru do 240 minut (glej 4.1). Pravila se nanašajo na analizo elementov v skladu z 2.4.2.

OPOMBA: Preglednice so bile razvite na empirični podlagi, potrjene pa z izkušnjami in teoretično ovrednotenimi preskusi. Za več običajnih konstrukcijskih elementov so podatki dobjeni iz približnih konzervativnih predpostavk in veljajo za celotno območje toplotne prevodnosti iz 3.3. Za posebne vrste betonskih proizvodov se lahko natančnejše tabelirane vrednosti najdejo v standardih za te proizvode ali pa se razvijejo po računskih metodah v skladu s podpoglavji 4.2, 4.3 in 4.4.

- (2) V preglednicah podane vrednosti veljajo za normalno težke betone (gostote 2000 do 2600 kg/m³, glej EN 206-1) iz kremenastega agregata.

Če so uporabljeni apnenčasti ali lahki agregati, se lahko najmanjše dimenzije prečnih prereзов nosilcev in plošč zmanjšajo za 10 %.

- (3) Pri uporabi tabeliranih vrednosti dodatno preverjanje glede strižne in torzijske odpornosti ter sidranja armature ni potrebno (glej 4.4).
- (4) Kadar se uporabljajo tabelirane vrednosti, preverjanje v zvezi z luščenjem, z izjemo površinske armature (glej 4.5.1(4)), ni potrebno.

5.2 Splošna pravila za projektiranje

- (1) Kadar je najmanjša debelina sten oziroma plošč v skladu s preglednico 5.3, se lahko šteje, da so zahteve glede funkcije ločevanja (kriterija E in I (glej 2.1.2)) izpolnjene. Glede stikov je treba upoštevati točko 4.6.
- (2) Najmanjše zahteve po velikosti prereza in osnih oddaljenostih armature glede na funkcijo nosilnosti (kriterij R), ki so podane v preglednicah, sledijo iz:

$$E_{d,fi}/R_{d,fi} \leq 1,0 \quad (5.1)$$

kjer sta:

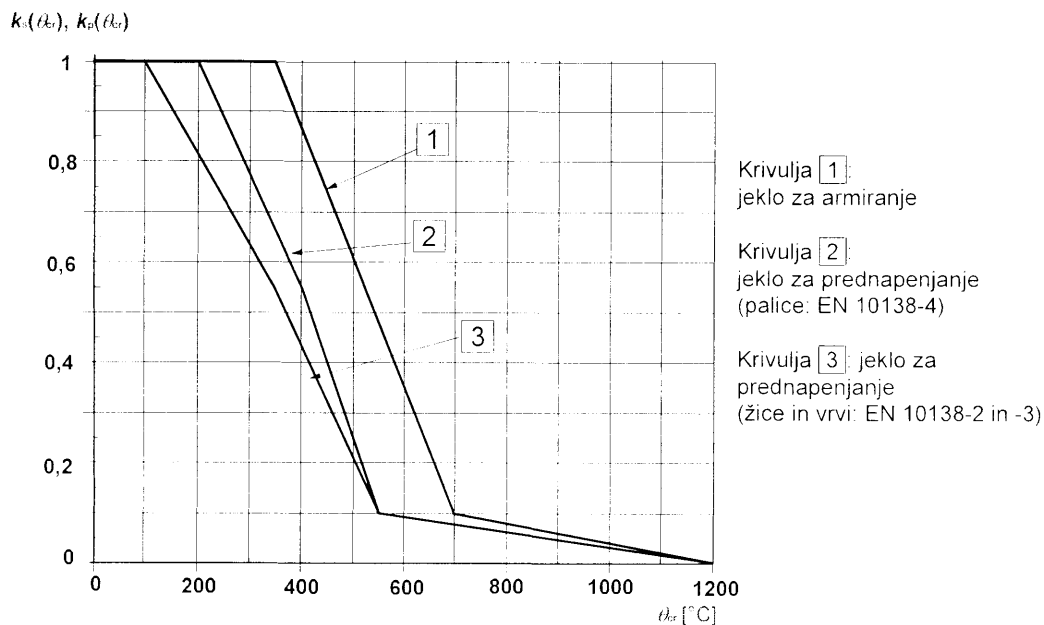
$E_{d,fi}$ projektni učinek vpliva pri požaru

$R_{d,fi}$ projektna nosilnost (odpornost) pri požaru

- (3) Tabelirane vrednosti iz tega poglavja temeljijo na ravni obtežbe $\eta_{fi} = 0,7$, razen kadar je v ustreznih členih določeno drugače.

OPOMBA: Kadar delni varnostni faktorji, določeni v nacionalnih dodatkih k EN 1990, odstopajo od navedenih v 2.4.2, lahko gornja vrednost $\gamma_k = 0,7$ ne velja. V takšnih okoliščinah je vrednost γ_k za uporabo v posamezni državi lahko navedena v njenem nacionalnem dodatku.

- (4) Da se zagotovi potrebna osna oddaljenost palic armature v nateznih conah prostoležečih nosilcev in plošč, preglednice 5.5, 5.6 in 5.8, stolpec 3 (za plošče, nosilne v eni smeri), temeljijo na kritični temperaturi jekla $\theta_{cr} = 500$ °C. Ta predpostavka približno ustreza $E_{d,fi} = 0,7E_d$ in $\gamma_s = 1,15$ (raven napetosti $\sigma_{s,fi}/f_{yk} = 0,60$, glej izraz (5.2)), kjer E_d predstavlja projektni učinek vplivov v skladu z EN 1992-1-1.
- (5) Pri kablji za prednapenjanje je za palice privzeta kritična temperatura 400 °C, za vrvi in žice pa 350 °C. Ta predpostavka približno ustreza $E_{d,fi} = 0,7 E_d$, $f_{p0,1k}/f_{pk} = 0,9$ in $\gamma_s = 1,15$ (raven napetosti $\sigma_{s,fi}/f_{p0,1k} = 0,55$). Če pri prednapetih nateznih elementih, nosilcih in ploščah ni izveden poseben dokaz v skladu s (7), se zahtevane osne oddaljenosti armature povečajo za:
 - 10 mm pri palicah za prednapenjanje, ustrezno $\theta_{cr} = 400$ °C,
 - 15 mm pri žicah in vrveh za prednapenjanje, ustrezno $\theta_{cr} = 350$ °C.
- (6) Zmanjšanje karakteristične trdnosti jekla za armiranje in prednapenjanje v odvisnosti od temperature θ , ki se uporablja s preglednicami v tem poglavju, je z ustreznimi krivuljami prikazano na sliki 5.1.



Slika 5.1: Krivulje kritične temperature jekla za armiranje in jekla za prednapenjanje θ_{cr} , ki ustrezajo redukcijskemu faktorju $k_s(\theta_{cr}) = \sigma_{s,fi}/f_{yk}(20^{\circ}\text{C})$ oziroma $k_p(\theta_{cr}) = \sigma_{p,fi}/f_{pk}(20^{\circ}\text{C})$

Krivulje so določene na naslednji način:

- i) jeklo za armiranje (vroče valjano ali hladno obdelano: EN 10080)

$$\begin{aligned} k_s(\theta) &= 1,0 & \text{za } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 350^{\circ}\text{C} \\ k_s(\theta) &= 1,0 - 0,4 \cdot (\theta - 350)/150 & \text{za } 350^{\circ}\text{C} < \theta \leq 500^{\circ}\text{C} \\ k_s(\theta) &= 0,61 - 0,5 \cdot (\theta - 500)/200 & \text{za } 500^{\circ}\text{C} < \theta \leq 700^{\circ}\text{C} \\ k_s(\theta) &= 0,1 - 0,1 \cdot (\theta - 700)/500 & \text{za } 700^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200^{\circ}\text{C} \end{aligned}$$

- ii) jeklo za prednapenjanje (palice: EN 10138-4)

$$\begin{aligned} k_p(\theta) &= 1,0 & \text{za } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 200^{\circ}\text{C} \\ k_p(\theta) &= 1,0 - 0,45 \cdot (\theta - 200)/200 & \text{za } 200^{\circ}\text{C} < \theta \leq 400^{\circ}\text{C} \\ k_p(\theta) &= 0,55 - 0,45 \cdot (\theta - 400)/150 & \text{za } 400^{\circ}\text{C} < \theta \leq 550^{\circ}\text{C} \\ k_p(\theta) &= 0,1 - 0,1 \cdot (\theta - 550)/650 & \text{za } 550^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200^{\circ}\text{C} \end{aligned}$$

- iii) jeklo za prednapenjanje (žice in vrvi: EN 10138-2 in -3)

$$\begin{aligned} k_p(\theta) &= 1,0 & \text{za } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 100^{\circ}\text{C} \\ k_p(\theta) &= 1,0 - 0,45 \cdot (\theta - 100)/250 & \text{za } 100^{\circ}\text{C} < \theta \leq 350^{\circ}\text{C} \\ k_p(\theta) &= 0,55 - 0,45 \cdot (\theta - 350)/200 & \text{za } 350^{\circ}\text{C} < \theta \leq 550^{\circ}\text{C} \\ k_p(\theta) &= 0,1 - 0,1 \cdot (\theta - 550)/650 & \text{za } 550^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200^{\circ}\text{C} \end{aligned}$$

- (7) Za natezne in prostoležeče upogibne elemente (z izjemo tistih z nepovezanimi kabli), v katerih je kritična temperatura različna od 500 °C, se lahko osne oddaljenosti, podane v 5.5, 5.6 in 5.9, spremenijo na naslednji način:

a) določitev napetosti jekla $\sigma_{s,fi}$ za vplive v stanju požara ($E_{d,fi}$) z uporabo izraza (5.2):

$$\sigma_{s,fi} = \frac{E_{d,fi}}{E_d} \times \frac{f_{yk}(20^\circ\text{C})}{\gamma_s} \times \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \quad (5.2)$$

kjer so:

γ_s delni varnostni faktor jekla za armiranje (glej poglavje 2 standarda EN 1992-1-1)

$A_{s,req}$ ploščina prečnega prereza potrebne armature v mejnem stanju nosilnosti v skladu z EN 1992-1-1

$A_{s,prov}$ ploščina prečnega prereza izbrane armature

$E_{d,fi}/E_d$ se lahko oceni v skladu z 2.4.2.

b) določitev kritične temperature jekla θ_{cr} s pomočjo krivulj na sliki 5.1. Kritična temperatura pri jeklu za armiranje ustreza redukcijskemu faktorju $k_s(\theta_{cr}) = \sigma_{s,fi}/f_{yk}(20^\circ\text{C})$ (krivulja 1), pri jeklu za prednapenjanje pa redukcijskemu faktorju $k_p(\theta_{cr}) = \sigma_{s,fi}/f_{pk}(20^\circ\text{C})$ (krivulja 2 oziroma 3);

c) prireditev najmanjših osnih oddaljenosti, ki so podane v preglednicah, novi kritični temperaturi θ_{cr} z uporabo približne enačbe (5.3). Pri tem je Δa sprememba osne oddaljenosti v milimetrih:

$$\Delta a = 0,1 (500 - \theta_{cr}) \text{ (mm)} \quad (5.3)$$

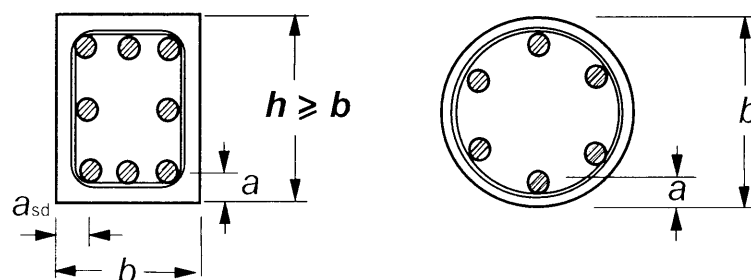
- (8) Zgornji približek velja za območje 350 °C < θ_{cr} < 700 °C in le za prireditev osnih oddaljenosti, ki so podane v preglednicah. Za temperature zunaj podanih mej ali za natančnejše rezultate je treba uporabiti temperaturne profile. Pri jeklu za prednapenjanje se lahko izraz 5.2 uporablja analogno.
- (9) Pri kablji se kritična temperatura, višja od 350 °C, uporablja le, kadar so učinki povosov določeni z natančnejšimi metodami, glej 4.1 (3).
- (10) Kadar je pri dimenzioniranju nateznih elementov in nosilcev zahtevana kritična temperatura θ_{cr} manjša od 400 °C, se dimenzije prečnega prereza povečajo s povečanjem najmanjše širine nateznega elementa oziroma natezne cone nosilca v skladu z izrazom (5.4):

$$b_{mod} \geq b_{min} + 0,8 (400 - \theta_{cr}) \text{ (mm)} \quad (5.4)$$

Pri tem je b_{min} najmanjša dimenzija b , ki je v odvisnosti od zahtevane standardne požarne odpornosti podana v preglednicah.

Namesto povečanja širine v skladu z izrazom (5.4) se zahtevana temperatura za dejansko napetost lahko doseže z ustrezno prireditvijo osne oddaljenosti armature. To zahteva uporabo natančnejšega postopka, npr. takšnega, kot je podan v dodatku A.

- (11) Vrednosti, ki so podane v preglednicah, skupaj s pravili za konstruiranje iz standarda EN 1992-1-1 določajo najmanjše dimenzije, ki zagotavljajo požarno odpornost. Nekatere vrednosti osnih oddaljenosti jekla, ki so uporabljene v preglednicah, so manjše od zahtevanih v EN 1992-1-1 in se upoštevajo le za interpolacijo.
- (12) Vmesne vrednosti med podanimi vrednostmi v preglednicah se lahko določijo z linearno interpolacijo.
- (13) Simboli, ki so uporabljeni v preglednicah, so definirani na sliki 5.2.



Slika 5.2: Prerezi konstrukcijskih elementov s prikazanimi nazivnimi osnimi oddaljenostmi a

- (14) Osne oddaljenosti a palic, žic oziroma kablov so nazivne vrednosti. Dodatno upoštevanje toleranc ni potrebno.
- (15) Če je armatura razporejena v več slojih, kot je prikazano na sliki 5.3, in kadar sestoji samo iz jekla za armiranje z enako karakteristično trdnostjo f_{yk} oziroma samo iz jekla za prednapenjanje z enako karakteristično trdnostjo f_{pk} , srednja osna oddaljenost a_m ne sme biti manjša od osne oddaljenosti a , podane v preglednicah. Srednja osna oddaljenost se lahko določi z izrazom (5.5).

$$a_m = \frac{A_{s1}a_1 + A_{s2}a_2 + \dots + A_{sn}a_n}{A_{s1} + A_{s2} + \dots + A_{sn}} = \frac{\sum A_{si}a_i}{\sum A_{si}} \quad (5.5)$$

kjer sta:

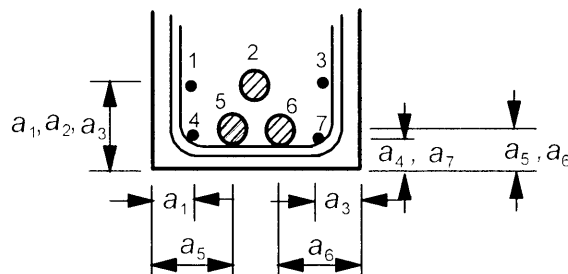
A_{si} ploščina prečnega prereza jeklene palice (kabla, žice) "i"

a_i osna oddaljenost jeklene palice (kabla, žice) "i" od najbližje izpostavljene površine

Če je armatura iz jekel z različnimi karakterističnimi trdnostmi, se A_{si} v izrazu (5.5) nadomesti z $A_{si} f_{yki}$ (ali $A_{si} f_{pki}$).

- (16) Kadar sta hkrati uporabljeni jeklo za armiranje in jeklo za prednapenjanje (na primer pri delno prednapetih elementih), se osni oddaljenosti jekla za armiranje in jekla za prednapenjanje določita ločeno.

OPOMBA: Priporočena je uporaba temperaturnih profilov in približnih računskih metod.



Slika 5.3: Dimenzije, ki se uporabljajo pri računu srednje osne oddaljenosti a_m

- (17) Najmanjša osna oddaljenost posamezne palice ne sme biti manjša od tiste, ki je za razred R30 zahtevana za palice, če je armatura v enem sloju, oziroma ne manjša od polovice srednje osne oddaljenosti, če so palice v več slojih (glej izraz (5.5)).

5.3 Stebri

5.3.1 Splošno

- (1) Za oceno požarne odpornosti stebrov sta na voljo metoda A in metoda B.

OPOMBA: Tabelirane vrednosti veljajo samo za zavarovane konstrukcije. Tabelirane vrednosti za nezavarovane konstrukcije so lahko navedene v nacionalnih dodatkih posameznih držav.

5.3.2 Metoda A

- (1) Požarna odpornost armiranih in prednapetih, pretežno tlačno obremenjenih betonskih stebrov zavarovanih konstrukcij se lahko šteje za ustrezno, če so uporabljene vrednosti iz preglednice 5.2 skupaj z naslednjimi pravili.
- (2) Vrednosti za najmanjše dimenzije stebrov b_{\min} in osne oddaljenosti vzdolžne armature a , ki so podane v preglednici 5.2a, veljajo le, kadar je:
- uklonska dolžina stebra (za definicije glej EN 1992-1-1, poglavje 5) v pogojih požara: $l_{0,fi} \leq 3 m$,
 - ekscentričnost prvega reda v pogojih požara: $e = M_{0Ed,fi} / N_{0Ed,fi} \leq e_{\max}$ in
 - količina armature: $A_s < 0,04 A_c$.

OPOMBA 1: Vrednost za e_{\max} znotraj mej $0,15h$ (ali b) $> e_{\max} < 0,4h$ (ali b) za uporabo v posamezni državi je lahko navedena v njenem nacionalnem dodatku. Priporočena vrednost je $0,15h$ (ali b).

OPOMBA 2: Za uklonsko dolžino stebra v pogojih požara $l_{0,fi}$ se v vseh primerih lahko privzame, da je enaka uklonski dolžini l_0 pri normalni temperaturi. Pri zavarovanih konstrukcijah stavb, pri katerih se pri izpostavljenosti standardnemu požaru zahteva požarna odpornost, večja od 30 minut, se za uklonsko dolžino $l_{0,fi}$ v vmesnih etažah lahko upošteva $0,5 l$ v vrhni etaži pa $0,5 l < l_{0,fi} < 0,7 l$, pri čemer je l dejanska dolžina stebra (med srednjima ravninama stropov).

OPOMBA 3: Za ekscentričnost prvega reda v pogojih požara se lahko privzame, da je enaka ekscentričnosti, ki se upošteva pri projektiranju v pogojih normalne temperature.

- (3) Za raven obremenitve v projektnem stanju požara je vpeljan redukcijski faktor μ_{fi} , ki zajema kombinacije obtežbe, tlačno trdnost stebra in upogib vključno z učinki teorije drugega reda.

$$\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd} \quad (5.6)$$

kjer sta:

$N_{Ed,fi}$ projektna osna sila v projektnem stanju požara

N_{Rd} projektna odpornost stebra v pogojih normalne temperature

N_{Rd} se izračuna v skladu z EN 1992-1-1 z upoštevanjem γ_m za normalno temperaturo in z upoštevanjem učinkov teorije drugega reda ter začetne ekscentričnosti, enake ekscentričnosti sile $N_{Ed,fi}$.

OPOMBA 1: Za projektno raven obremenitve (glej 2.4.2) se lahko namesto μ_{fi} uporabi redukcijski faktor η_{fi} . Ta poenostavitev je na varni strani, ker je z η_{fi} predpostavljeno, da je stebel pri projektiranju za normalno temperaturo polno obremenjen.

Preglednica 5.2a: Najmanjše dimenzije stebrov in osne oddaljenosti armature za stebre s pravokotnim in okroglim prečnim prerezom

Standardna požarna odpornost	Najmanjše dimenzije (mm) Širina stebra b_{min} /osna oddaljenost palic			
	Steber, izpostavljen požaru na več straneh			Izpostavljen na eni strani
	$\mu_{fi} = 0,2$	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
1	2	3	4	5
R 30	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

** Najmanj 8 palic.
Pri prednapetih stebrih se upošteva povečanje osne oddaljenosti v skladu s 4.2.2 (4).

OPOMBA: Preglednica 5.2a temelji na priporočeni vrednosti $\mu_{cc} = 1,0$.

- (4) Druge tabelirane vrednosti se lahko ocenijo z uporabo enačbe (5.7):

$$R = 120 ((R_{\eta fi} + R_a + R_l + R_b + R_n) / 120)^{1,8} \quad (5.7)$$

kjer so:

$$R_{\eta fi} = 83 \left[1,00 - \mu_{fi} \frac{(1 + \omega)}{(0,85 / \alpha_{cc}) + \omega} \right]$$

$$R_a = 1,60 (a - 30)$$

$$R_l = 9,60 (5 - l_{0,fi})$$

$$R_b = 0,09 b'$$

$$R_n = 0 \quad \text{za } n = 4 \text{ (samo vogalne palice)}$$

$$= 12 \quad \text{za } n > 4$$

a osna oddaljenost vzdolžnih armaturnih palic [mm]; $25 \text{ mm} \leq a \leq 80 \text{ mm}$

$l_{0,fi}$ uklonska dolžina stebra v pogojih požara; $2 \text{ m} \leq l_{0,fi} < 6 \text{ m}$,
vrednost $l_{0,fi} = 2 \text{ m}$ daje pri stebrih z $l_{0,fi} < 2 \text{ m}$ rezultate, ki so na varni strani

b' = $2A_c / (b+h)$ pri pravokotnih oziroma premer pri okroglih prečnih prerezih
 $200 \text{ mm} \leq b' \leq 450 \text{ mm}$; $h \leq 1,5 b$

ω mehanska stopnja armiranja v pogojih normalne temperature:

$$\omega = \frac{A_{s,fd}}{A_c f_{cd}}$$

α_{cc} redukcijski koeficient za tlačno trdnost betona (glej EN 1992-1-1)

Za ekscentričnost prvega reda v pogojih požara se upoštevajo meje veljavnosti, ki so podane v 5.3.2(2).

5.3.3 Metoda B

- (1) Požarna odpornost armiranih betonskih stebrov se lahko zagotovi z uporabo preglednice 5.2b in upoštevanjem naslednjih pravil. Dodatne informacije so podane v dodatku C.

- (2) Preglednica 5.2b velja samo za stebre zavarovanih konstrukcij, pri katerih je:

raven obremenitve, n , pri pogojih normalne temperature (glej EN 1992-1-1, 5.8) podana z

$$n = N_{0,Ed,fi} / (0,7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd})) \quad (5.8a)$$

ekscentričnost prvega reda v pogojih požara, e , podana z

$$e = M_{0,Ed,fi} / (N_{0,Ed,fi}) \quad (5.8b)$$

razmerje $e/b \leq 0,25$ in $e_{max} = 100$ mm

vitkost stebra v pogojih požara, λ_{fi} , je podana z

$$\lambda_{fi} = l_{0,fi} / i \quad (5.8c)$$

$\lambda_{fi} \leq 30$, kar je izpolnjeno pri večini stebrov normalnih stavb

kjer so:

$l_{0,fi}$ uklonska dolžina stebra v pogojih požara

b najmanjša dimenzija pravokotnega prečnega prereza oziroma premer prečnega prereza okroglega stebra

$N_{0,Ed,fi}$, $M_{0,Ed,fi}$ osna sila in upogibni moment prvega reda v pogojih požara

ω mehanska stopnja armiranja v pogojih normalne temperature:

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$

i najmanjši vztrajnostni polmer

- (3) V preglednici 5.2b sta bila osna sila in upogibni moment prvega reda (glej EN 1992-1-1, podpoglavje 5.8) uvedena z uporabo izrazov za nivo obremenitve stebra pri normalni temperaturi (5.8a) in (5.8b). Upoštevani so bili tudi učinki teorije drugega reda.

OPOMBA 1: Če se η_{fi} ne določi s posebnim računom, se lahko za $N_{0,Ed,fi}$ vzame $0,7 N_{0,Ed}$ ($\eta_{fi} = 0,7$, glej 2.4.2).

OPOMBA 2: Za vitkost λ_{fi} v pogojih požara se lahko v vseh primerih privzame, da je enaka vitkosti λ pri normalni temperaturi. Pri zavarovanih konstrukcijah stavb, pri katerih se pri izpostavljenosti standardnemu požaru zahteva požarna odpornost, večja od 30 minut, se za uklonsko dolžino $l_{0,fi}$ v vmesnih etažah lahko upošteva $0,5 l$, v vrhnji etaži pa $0,5 l < l_{0,fi} < 0,7 l$, pri čemer je l dejanska dolžina stebra (med srednjima ravninama stropov).

Preglednica 5.2b: Najmanjše dimenzije stebra in osne oddaljenosti armature armiranobetonskih stebrov s pravokotnim in okroglim prečnim prerezo

Standardna požarna odpornost	Mehanska stopnja armiranja ρ	Najmanjše dimenzije [mm]. Širina stebra b_{min} /osna oddaljenost a			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	0,100	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	300/30:350/25*
	0,500	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	1,000	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:300/25*
R 60	0,100	150/30:200/25*	200/40:300/25*	300/40:500/25*	500/25*
	0,500	150/25*	150/35:200/25*	250/35:350/25*	350/40:550/25*
	1,000	150/25*	150/30:200/25*	200/40:400/25*	300/50:600/30
R 90	0,100	200/40:250/25*	300/40:400/25*	500/50:550/25*	550/40:600/25*
	0,500	150/35:200/25*	200/45:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/40
	1,000	200/25*	200/40:300/25*	250/40:550/25*	500/50:600/45
R 120	0,100	250/50:350/25*	400/50:550/25*	550/25*	550/60:600/45
	0,500	200/45:300/25*	300/45:550/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50
	1,000	200/40:250/25*	250/50:400/25*	450/45:600/30	600/60
R 180	0,100	400/50:500/25*	500/60:550/25*	550/60:600/30	(1)
	0,500	300/45:450/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50	600/75
	1,000	300/35:400/25*	450/50:550/25*	500/60:600/45	(1)
R 240	0,100	500/60:550/25*	550/40:600/25*	600/75	(1)
	0,500	450/45:500/25*	550/55:600/25*	600/70	(1)
	1,000	400/45:500/25*	500/40:600/30	600/60	(1)

* Ponavadi je merodajen krovni sloj betona, ki je zahtevan v EN 1992-1-1.
 (1) Zahtevane so širine, večje od 600 mm. Potrebna je natančnejša ocena uklona.

- (4) V stebrih z $A_s \geq 0,02 A_c$ se za požarno odpornost, večjo od 90 minut, zahteva enakomerna porazdelitev armaturnih palic vzdolž stranic prečnega prereza.

5.4 Stene

5.4.1 Nenosilne stene (predelne stene)

- (1) Če se požarna odpornost predelne stene zahteva samo za izpolnitev kriterija toplotne izolacije I in kriterija celovitosti E, najmanjša debelina stene ne sme biti manjša od vrednosti, podanih v preglednici 5.3. Zahtev za osno oddaljenost armature v takih primerih ni.
- (2) Pri uporabi apnenčastih agregatov se najmanjše debeline stene, ki so podane v preglednici 5.3, lahko zmanjšajo za 10 %.
- (3) Da se preprečijo pretirane toplotne deformacije in posledično porušitev povezave med steno in ploščo, razmerje med svetlo višino in debelino stene ne sme biti večje od 40.

Preglednica 5.3: Najmanjše debeline nenosilnih (predelnih) sten

Standardna požarna odpornost	Najmanjša debelina stene [mm]
1	2
EI 30	60
EI 60	80
EI 90	100
EI 120	120
EI 180	150
EI 240	175

5.4.2 Nosilne polne stene

- (1) Za požarno odpornost nosilnih armiranih betonskih sten se lahko privzame, da je ustrezna, če so upoštevani podatki iz preglednice 5.4 in naslednja pravila.
- (2) Vrednosti za najmanjše debeline sten, podane v preglednici 5.4, se lahko uporabijo tudi za nearmirane betonske stene (glej EN 1992-1-1, poglavje 12).
- (3) Odstavka 5.4.1(2) in (3) veljata tudi za nosilne polne stene.

Preglednica 5.4: Najmanjše dimenzije sten in osne oddaljenosti armature za nosilne armirane betonske stene

Standardna požarna odpornost	Najmanjše dimenzije [mm]			
	Debelina stene/osne oddaljenost za			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	Stena, izpostavljena na eni strani	Stena, izpostavljena na dveh straneh	Stena, izpostavljena na eni strani	Stena, izpostavljena na dveh straneh
1	2	3	4	5
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
* Ponavadi je merodajen krovni sloj betona, ki je zahtevan v EN 1992-1-1. OPOMBA: Za definicijo μ_{fi} glej 5.3.2(3).				

5.4.3 Požarne stene

- (1) Kadar mora požarna stena poleg zahtev 5.4.1 oziroma 5.4.2 izpolnjevati tudi zahteve glede odpornosti proti udarni obremenitvi (kriterij M, glej 2.1.2(6)), najmanjša debelina stene iz normalno težkega betona ne sme biti manjša od:
- 200 mm za nearmirane stene,
 - 140 mm za nosilne armirane stene,
 - 120 mm za nenosilne armirane stene,
- osna oddaljenost armature pri nosilnih stenah pa ne sme biti manjša od 25 mm.

5.5 Natezni elementi

- (1) Za požarno odpornost armiranih oziroma prednapetih nateznih betonskih elementov se lahko privzame, da je ustrezna, če so upoštevane vrednosti iz preglednice 5.5 in naslednja pravila.
- (2) Kadar pretiran raztezek nateznega elementa vpliva na nosilnost konstrukcije, je lahko potrebno temperaturo armature nateznega elementa omejiti na 400 °C. V takih primerih se osne oddaljenosti armature, podane v preglednici 5.5, povečajo za vrednost, ki je določena z izrazom (5.3) iz točke 5.2(7). Za oceno zmanjšane raztezke se uporabijo lastnosti materiala iz poglavja 3.
- (3) Prečni prerez nateznih elementov ne sme biti manjši od $2b_{min}^2$, pri čemer je b_{min} najmanjša širina elementa, podana v preglednici 5.5.

5.6 Nosilci

5.6.1 Splošno

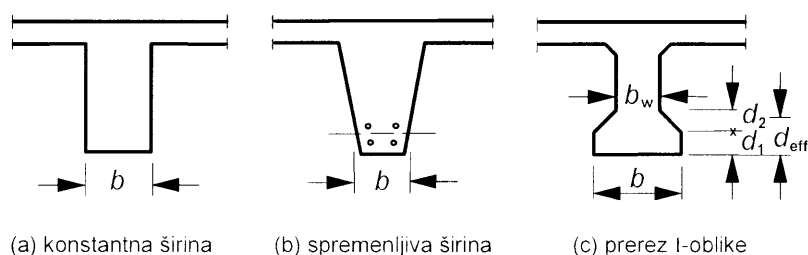
- (1) Za požarno odpornost armiranih oziroma prednapetih betonskih nosilcev se lahko privzame, da je ustrezna, če so upoštevane vrednosti iz preglednic 5.5 do 5.7 in naslednja pravila. Debelina stojine je podana z razredi WA, WB oziroma WC.

OPOMBA: Odločitev glede razreda WA, WB oziroma WC, ki se uporablja v posamezni državi, je lahko navedena v njenem nacionalnem dodatku.

- (2) Preglednice veljajo za nosilce, ki so požaru lahko izpostavljeni na treh straneh. To pomeni, da je zgornja stran nosilca izolirana s ploščami ali drugimi elementi, ki funkcijo izolativnosti ohranijo v celotnem času zahtevane požarne odpornosti. Pri nosilcih, ki so požaru izpostavljeni z vseh strani, je treba upoštevati točko 5.6.4.
- (3) Vrednosti iz preglednic veljajo za prečne prereze, ki so prikazani na sliki 5.4. Pravila za uporabo 5.6.1(5) do (8) zagotavljajo ustrezne dimenzije prečnih prerezov, ki so potrebne za zaščito armature.
- (4) Pri nosilcih s spremenljivo širino (slika 5.4b) se najmanjša vrednost širine b nanaša na težišče natezne armature.
- (5) Nadomestna višina, d_{eff} , spodnje pasnice nosilcev I-oblike s spremenljivo stojino (slika 5.4c) ne sme biti manjša od:

$$d_{eff} = d_1 + 0,5 d_2 \geq b_{min} \quad (5.9)$$

kjer je b_{min} najmanjša vrednost širine nosilca v skladu s preglednico 5.7



Slika 5.4: Definicije dimenzij pri različnih vrstah prečnih prereзов nosilcev

To pravilo ne velja, če se v dejanski prečni prereз lahko vriše navidezni prečni prereз [C] na sliki 5.5), ki izpolnjuje najmanjše zahteve glede požarne odpornosti in vključuje vso armaturo.

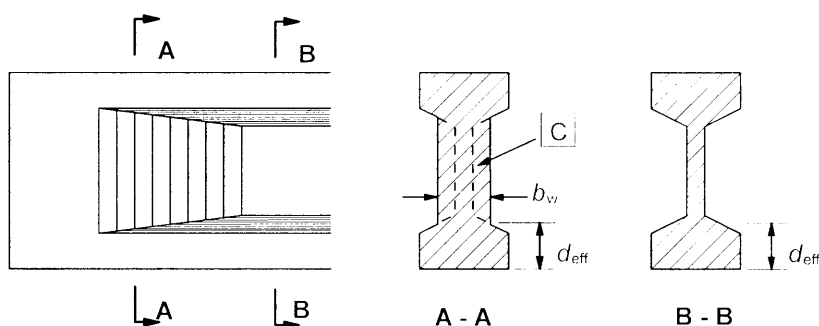
- (6) Kadar je dejanska širina spodnje pasnice b večja od $1,4 b_w$ (b_w predstavlja dejansko širino stojine, glej sliko 5.4(c)) in velja $b \cdot d_{eff} < 2b_{min}^2$, se osna oddaljenost jekla za armiranje oziroma prednapenjanje poveča na:

$$a_{eff} = a \left(1,85 - \frac{d_{eff}}{b_{min}} \sqrt{\frac{b_w}{b}} \right) \geq a \quad (5.10)$$

kjer sta:

d_{eff} nadomestna višina, podana z izrazom (5.9)

b_{min} najmanjša širina nosilca iz preglednice 5.5



[C] navidezni prečni prereз

Slika 5.5: Nosilec s prečnim prereзом I-oblike s spremenljivo širino stojine b_w , ki izpolnjuje zahteve za navidezni prečni prereз

- (7) Luknje v stojini nosilcev ne vplivajo na požarno odpornost, če je zagotovljeno, da preostali del prečnega prereза elementa v natezni coni ni manjši od $A_c = 2b_{min}^2$, pri čemer je b_{min} podan v preglednici 5.5.
- (8) V spodnjih vogalih nosilcev se pojavijo temperaturne konice. Iz tega razloga je v primeru, da je armatura v enem sloju, treba stranske osne oddaljenosti armature a_{sd} (glej sliko 5.2) spodnje vogalne armature palice (kabela oziroma žice) povečati za 10 mm. To velja le za širine nosilcev, ki so manjše ali enake vrednostim, ki so za ustrezne standardne požarne odpornosti za prostoležeče nosilce podane v stolpcu 4 preglednice 5.5, za neprekinjene nosilce preko več polj pa v stolpcu 3 preglednice 5.6.

5.6.2 Prostoležeči nosilci

- (1) Preglednica 5.5 podaja najmanjše vrednosti osnih oddaljenosti armature od spodnje in stranskih površin prostoležečih nosilcev skupaj z najmanjšimi vrednostmi širin nosilcev za standardne požarne odpornosti od R 30 do R 240.

5.6.3 Neprekinjeni nosilci

- (1) Preglednica 5.6 podaja najmanjše vrednosti osnih oddaljenosti armature od spodnje in stranskih površin neprekinjenih nosilcev skupaj z najmanjšimi vrednostmi širin nosilcev za standardne požarne odpornosti od R 30 do R 240.
- (2) Vrednosti v preglednici 5.6 veljajo le, če a) so upoštevana podana pravila za konstruiranje in b) prerazporeditev upogibnih momentov pri dimenzioniranju za normalne temperature ne presega 15 %. V nasprotnem primeru se nosilci obravnavajo kot prostoležeči.

OPOMBA: Preglednica 5.6 se lahko uporablja za neprekinjene nosilce, pri katerih je prerazporeditev momentov večja od 15 % in je pri zahtevanih pogojih požarne izpostavljenosti zagotovljena zadostna rotacijska kapaciteta nad podporami. Natančnejši računi za določitev vrednosti osne oddaljenosti in sidrne dolžine zgornje in spodnje armature, če je to primerno, lahko temeljijo na poenostavljenih računskih metodah (kot npr. dodatek E).

- (3) Za standardno požarno odpornost R90 ali višjo prerez zgornje armature nad vsako vmesno podporo do oddaljenosti $0,3 l_{eff}$ (kot je definirana v poglavju 5 standarda EN 1992-1-1) od osi podpore ne sme biti manjši kot (glej sliko 5.6):

$$A_{s,req}(x) = A_{s,req}(0) \cdot (1 - 2,5x / l_{eff}) \quad (5.11)$$

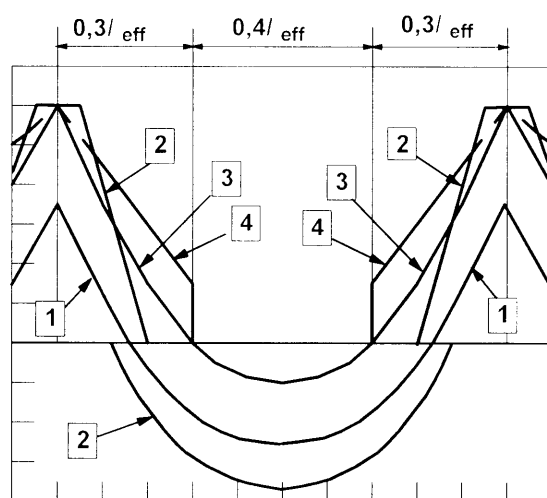
kjer so:

x oddaljenost obravnavanega prereza od osi podpore, pri čemer je $x \leq 0,3 l_{eff}$

$A_{s,req}(0)$ potreben prerez zgornje armature nad podporo v skladu z EN 1992-1-1

$A_{s,req}(x)$ najmanjši potreben prerez zgornje armature v obravnavanem prerezu na oddaljenosti (x) od osi podpore, vendar ne manj od zahtevanega prereza armature $A_s(x)$ po standardu EN 1992-1-1

l_{eff} učinkovita razpetina. Če sta razpetini sosednjih polj različni, se upošteva večja izmed obeh vrednosti



Legenda:

- 1 diagram upogibnih momentov za vplive v stanju požara pri času $t = 0$
- 2 ovojnica upogibnih momentov, ki jih prevzame natezna armatura, določena po EN 1992-1-1
- 3 diagram upogibnih momentov v pogojih požara
- 4 ovojnica upogibne odpornosti, ustrezna izrazu (5.11)

Slika 5.6: Ovojnica upogibne odpornosti nad podporami v pogojih požara

Preglednica 5.5: Najmanjše dimenzije in osne oddaljenosti armature prostoležečih armiranih oziroma prednapetih betonskih nosilcev

Standardna požarna odpornost	Najmanjše dimenzije [mm]						
	Možne kombinacije a in b_{min} , kjer sta a povprečna osna oddaljenost armature in b_{min} širina nosilca				Debelina stojine b_w		
					Razred WA	Razred WB	Razred WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	$b_{min} = 80$ $a = 25$	120 20	160 15*	200 15*	80	80	80
R 60	$b_{min} = 120$ $a = 40$	160 35	200 30	300 25	100	80	100
R 90	$b_{min} = 150$ $a = 55$	200 45	300 40	400 35	110	100	100
R 120	$b_{min} = 200$ $a = 65$	240 60	300 55	500 50	130	120	120
R 180	$b_{min} = 240$ $a = 80$	300 70	400 65	600 60	150	150	140
R 240	$b_{min} = 280$ $a = 90$	350 80	500 75	700 70	170	170	160
$a_{sd} = a + 10 \text{ mm}$ (glej opombo spodaj).							
Pri prednapetih nosilcih se upošteva povečanje osne oddaljenosti armature v skladu s 5.2(5). a_{sd} stranska osna oddaljenost vogalnih palic (oziroma kabla ali vrvi) pri nosilcih z enim samim slojem armature. Za vrednosti b_{min} , večje od vrednosti, podanih v stolpcu 4, povečanje ni potrebno.							
* Ponavadi je merodajen krovni sloj betona, ki je zahtevan v EN 1992-1-1.							

Preglednica 5.6: Najmanjše dimenzije in osne oddaljenosti armature neprekinjenih armiranih oziroma prednapetih betonskih nosilcev (glej tudi preglednico 5.7)

Standardna požarna odpornost	Najmanjše dimenzije [mm]						
	Možne kombinacije a in b_{min} , kjer sta a povprečna osna oddaljenost armature in b_{min} širina nosilca				Debelina stojine b_w		
					Razred WA	Razred WB	Razred WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	$b_{min} = 80$ $a = 15^*$	160 12*			80	80	80
R 60	$b_{min} = 120$ $a = 25$	200 12*			100	80	100
R 90	$b_{min} = 150$ $a = 35$	250 25			110	100	100
R 120	$b_{min} = 200$ $a = 45$	300 35	450 35	500 30	130	120	120
R 180	$b_{min} = 240$ $a = 60$	400 50	550 50	600 40	150	150	140
R 240	$b_{min} = 280$ $a = 75$	500 60	650 60	700 50	170	170	160
$a_{sd} = a + 10 \text{ mm}$ (glej opombo spodaj).							
Pri prednapetih nosilcih se upošteva povečanje osne oddaljenosti armature v skladu s 5.2(5).							
a_{sj} stranska osna oddaljenost vogalnih palic (oziroma kabla ali vrvi) pri nosilcih z enim samim slojem armature. Za vrednosti b_{min} , večje od vrednosti, podanih v stolpcu 3, povečanje ni potrebno.							
* Ponavadi je merodajen krovni sloj betona, ki je zahtevan v EN 1992-1-1							

- (4) Preglednica 5.6 velja za neprekinjene nosilce z nepovezanimi kabli le, kadar je potrebna odpornost za prevzem celotnega povečanega momenta nad vmesnimi podporami zagotovljena s povezano armaturo.
- (5) Pri neprekinjenih nosilcih s prečnim prerezom I-oblike na oddaljenosti $2h$ od vmesne podpore debelina stojine b_w (glej sliko 5.4c) ne sme biti manjša od najmanjše vrednosti b_{min} iz 2. stolpca preglednice 5.6, razen če se lahko dokaže, da se eksplozivno luščenje ne bo pojavilo (glej 4.5).
- (6) Zaradi preprečitve tlačne oziroma strižne porušitve betona ob prvi vmesni podpori neprekinjenih nosilcev je treba pri standardnih požarnih odpornostih R120–R240 širino nosilca in debelino stojine povečati v skladu s preglednico 5.7, če hkrati obstajata naslednja pogoja:
- ob končni podpori zaradi priključka ali odpornosti nosilca ni upogibne vpetosti (v smislu tega člena točka 9.2.1.2(1) standarda EN 1992-1-1 zagotavlja upogibno odpornost nosilca, kadar je le-ta priključen v spoju, ki lahko prenaša upogibni moment), in
 - $V_{Ed} > 2/3 V_{Rd,max}$ ob prvi vmesni podpori, kjer sta V_{Ed} projektna prečna sila pri običajni temperaturi, $V_{Rd,max}$ pa projektna strižna odpornost glede na tlačne razpore v skladu s poglavjem 6 standarda EN 1992-1-1.

Preglednica 5.7: Neprekinjeni armirani oziroma prednapeti betonski nosilci s prečnim prerezom I-oblike; povečani širina nosilca in debelina stojine pri pogojih iz 5.6.3(6)

Standardna požarna odpornost	Najmanjši širina nosilca b_{\min} [mm] in debelina stojine b_w [mm]
1	2
R 120	220
R 180	380
R 240	480

5.6.4 Nosilci, izpostavljeni požaru na vseh straneh

- (1) Uporabijo se lahko preglednice 5.5, 5.6 in 5.7, vendar:
- višina nosilca ne sme biti manjša od zahtevane najmanjše širine za posamezne čase požarne odpornosti,
 - ploščina prečnega prereza nosilca ne sme biti manjša kot

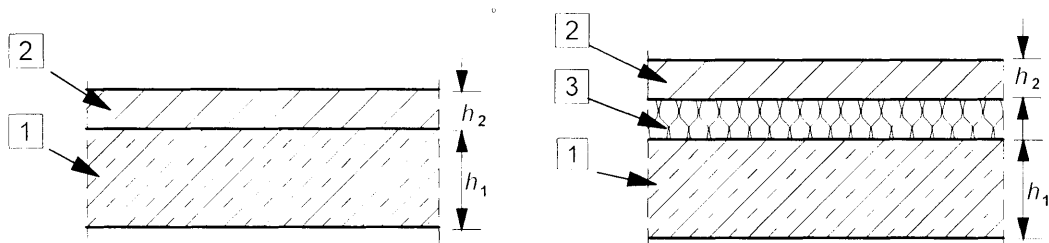
$$A_c = 2b_{\min}^2 \quad (5.12)$$

kjer je b_{\min} podan v preglednicah 5.5 do 5.7.

5.7 Plošče

5.7.1 Splošno

- (1) Za požarno odpornost armiranih oziroma prednapetih betonskih plošč se lahko privzame, da je ustrezna, če so upoštewane vrednosti iz preglednice 5.8 in naslednja pravila.
- (2) Najmanjša debelina plošče, podana v preglednici 5.8, zagotavlja ustrezno ločilno funkcijo (kriterija E in I). Zaključni sloji prispevajo k ločilni funkciji proporcionalno z njihovo debelino (glej sliko 5.7). Če je zahtevana samo funkcija nosilnosti (kriterij R), se potrebna debelina, privzeta za dimenzioniranje, lahko vzame po EN 1992-1-1.
- (3) Pravila, podana v 5.7.2 in 5.7.3, veljajo tudi za pasnice nosilcev s prerezom oblike T oziroma TT.



[1] betonska plošča [2] talna obloga (negorljiva) [3] zvočna izolacija (morda gorljiva)

$$h_s = h_1 + h_2 \text{ (preglednica 5.9)}$$

Slika 5.7: Betonska plošča z zaključnimi sloji

5.7.2 Prostoležeče polne plošče

- (1) Preglednica podaja najmanjše vrednosti osnih oddaljenosti armature od spodnje površine prostoležečih plošč za standardne požarne odpornosti od R 30 do R 240.
- (2) Pri ploščah, ki so nosilne v dveh smereh, a pomeni osno oddaljenost spodnje plasti armature.

Preglednica 5.8: Najmanjše dimenzije in osne oddaljenosti armature armiranih oziroma prednapetih prostoležečih betonskih plošč, nosilnih v eni ali dveh smereh

Standardna požarna odpornost	Najmanjše dimenzije [mm]			
	Debelina plošče h_s [mm]	Osna oddaljenost armature a		
		Plošče, nosilne v eni smeri	Plošče, nosilne v dveh smereh	
1	2	3	$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

l_x in l_y sta razpetini plošče, nosilne v dveh smereh (smeri sta med seboj pravokotni), pri tem je l_y večja razpetina.

Pri prednapetih ploščah se upošteva povečanje osne oddaljenosti v skladu s 5.2(5).

Oсна oddaljenost armature a v stolpcih 4 in 5, ki veljata za plošče, nosilne v dveh smereh, se nanaša na plošče, podprte na vseh štirih robovih. V nasprotnem primeru se plošče obravnavajo kot nosilne v eni smeri.

* Ponavadi je merodajen krovni sloj betona, ki je zahtevan v EN 1992-1-1.

5.7.3 Neprekinjene polne plošče

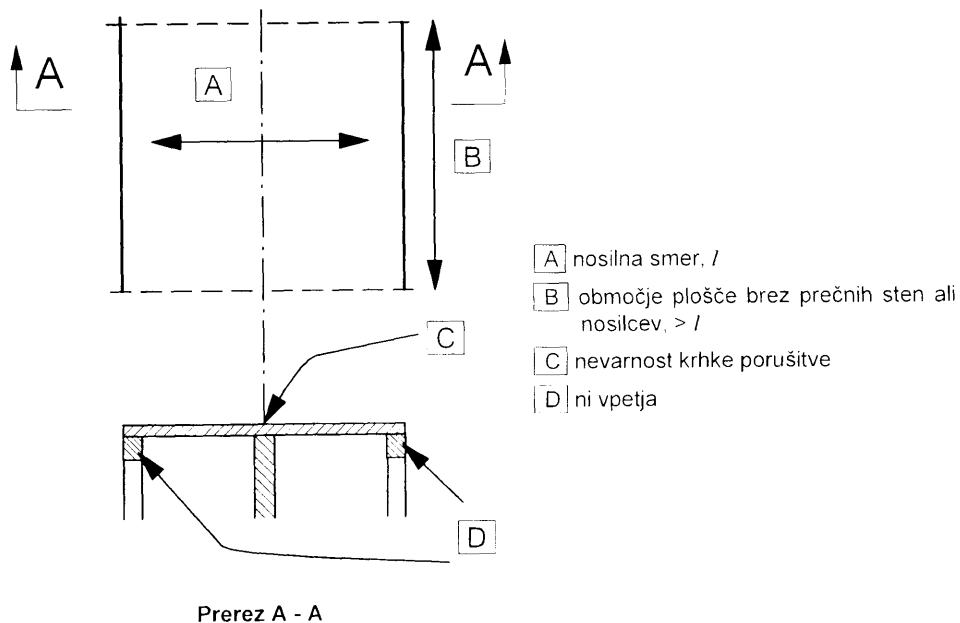
- (1) Vrednosti, ki so podane v preglednici 5.8 (stolpca 2 in 4), veljajo tudi za neprekinjene plošče, nosilne v eni ali v dveh smereh.
- (2) Preglednica 5.8 in naslednja pravila veljajo za plošče, pri katerih vzdolžna prerazporeditev upogibnih momentov za dimenzioniranje pri normalni temperaturi ne presega 15 %. Kadar ni točnejšega računa in je prerazporeditev upogibnih momentov večja od 15 % ali pa niso upoštevana pravila za konstruiranje iz tega dela standarda (1-2), se vsako polje neprekinjene plošče obravnava kot prostoležeča plošča z uporabo preglednice 5.8 (stolpci 2, 3, 4 oziroma 5).

Pravila iz 5.6.3(3) za neprekinjene nosilce veljajo tudi za neprekinjene plošče. Če ta pravila niso upoštevana, se vsako polje neprekinjene plošče obravnava kot prostoležeča plošča (glej zgoraj).

OPOMBA: Dodatna pravila glede rotacijske kapacitete nad podporami so lahko podana v nacionalnem dodatku.

- (3) Če je izpolnjen katerikoli od navedenih pogojev, je treba nad vmesno podporo zagotoviti najmanjši prerez negativne armature $A_s \geq 0,005 A_c$:
 - a) uporabljena je hladno obdelana armatura;
 - b) ob končnih podporah neprekinjenih plošč preko dveh polj na podlagi zahtev za dimenzioniranje v EN 1992-1-1 in/ali z ustreznim konstruiranjem armature (glej na primer poglavje 9 standarda EN 1992-1-1) ni zagotovljena upogibna vpetost;

- c) prerazporeditev učinkov obtežbe prečno na nosilno smer, do katere lahko pride npr. zaradi vmesnih sten ali drugih podpor v nosilni smeri plošče, ki pri dimensioniranju niso bile upoštevane, ni mogoča (glej sliko 5.8).



Slika 5.8: Statični sistem plošče, pri kateri je treba zagotoviti najmanjši prerez armature v skladu s 5.7.3(3)

5.7.4 Gladke plošče na stebrih

- (1) Naslednja pravila veljajo za gladke plošče, podprte s stebri, pri katerih prerazporeditev upogibnih momentov v skladu s poglavjem 2 standarda EN 1992-1-1 ne presega 15 %. V nasprotnem primeru se osne oddaljenosti armature vzamejo kot pri ploščah, nosilnih v eni smeri (stolpec 3 v preglednici 5.8), najmanjša debelina pa iz preglednice 5.9.
- (2) Za razrede požarne odpornosti REI 90 ali višje je v vsaki smeri vsaj 20 % celotne zgornje armature nad vmesnimi podporami, določene po EN 1992-1-1, treba voditi preko cele razpetine. Ta armatura se namesti v pasu plošče nad stebri.
- (3) Najmanjše debeline plošče (npr. zaradi upoštevanja zaključnih slojev) ni dovoljeno zmanjšati.
- (4) Osna oddaljenost a pomeni osno oddaljenost spodnje plasti armature.

Preglednica 5.9: Najmanjše dimenzije in osne oddaljenosti armature armiranih oziroma prednapetih polnih gladkih betonskih plošč na stebrih

Standardna požarna odpornost	Najmanjše dimenzije [mm]	
	Debelina plošče h_s	Oсна oddaljenost armature a
1	2	3
REI 30	150	10*
REI 60	180	15*
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 180	200	45
REI 240	200	50

* Ponavadi je merodajen krovni sloj betona, ki je zahtevan v EN 1992-1-1.

5.7.5 Rebraste plošče

- (1) Za oceno požarne odpornosti armiranih oziroma prednapetih rebrastih plošč, nosilnih v eni smeri, veljata glede reber podpoglavji 5.6.2 in 5.6.3, glede pasnic oziroma plošče pa podpoglavje 5.7.3 ter stolpca 2 in 5 iz preglednice 5.8.
- (2) Za požarno odpornost armiranih oziroma prednapetih rebrastih plošč, nosilnih v dveh smereh, se lahko privzame, da je ustrezna, če so upoštevane vrednosti iz preglednic 5.10 in 5.11 ter naslednja pravila.
- (3) Vrednosti v preglednicah 5.10 in 5.11 veljajo za rebraste plošče s pretežno enakomerno porazdeljeno obtežbo.
- (4) Pri rebrastih ploščah z armaturo v več plasteh velja 5.2(15).
- (5) V neprekinjenih rebrastih ploščah se zgornja armatura namesti v zgornji polovici pasnice oziroma plošče.
- (6) Preglednica 5.10 velja za prostoležeče rebraste plošče, nosilne v dveh smereh. Kadar je standardna požarna odpornost nižja od REI 180, pa preglednica 5.10 velja tudi za rebraste plošče, nosilne v dveh smereh, z vsaj enim vpetim robom, pri katerih zgornja armatura ni konstruirana v skladu z zahtevami podpoglavja 5.6.3(3).
- (7) Preglednica 5.11 velja za rebraste plošče, nosilne v dveh smereh, z vsaj enim vpetim robom. Pri konstruiranju zgornje armature se za vse standardne požarne odpornosti upošteva podpoglavje 5.6.3(3).

Preglednica 5.10: Najmanjše dimenzije in osna oddaljenost armature armiranih oziroma prednapetih prostoležečih rebrastih plošč, nosilnih v dveh smereh

Standardna požarna odpornost	Najmanjše dimenzije [mm]			
	Možne kombinacije širin reber b_{min} in osnih oddaljenosti armature a			Debelina plošče h_s in osna oddaljenost armature a v pasnici oziroma plošči
1	2	3	4	5
REI 30	$b_{min} = 80$ $a = 15^*$			$h_s = 80$ $a = 10^*$
REI 60	$b_{min} = 100$ $a = 35$	120 25	>200 15*	$h_s = 80$ $a = 10^*$
REI 90	$b_{min} = 120$ $a = 45$	160 40	>250 30	$h_s = 100$ $a = 15^*$
REI 120	$b_{min} = 160$ $a = 60$	190 55	>300 40	$h_s = 120$ $a = 20$
REI 180	$b_{min} = 220$ $a = 75$	260 70	>410 60	$h_s = 150$ $a = 30$
REI 240	$b_{min} = 280$ $a = 90$	350 75	>500 70	$h_s = 175$ $a = 40$
$a_{sd} = a + 10$				
<p>Pri prednapetih rebrastih ploščah se upošteva povečanje osne oddaljenosti v skladu s 5.2(5).</p> <p>a_{sd} pomeni oddaljenost med osjo armature in stransko ploskvijo požaru izpostavljenega rebra.</p> <p>* Ponavadi je merodajen krojni sloj betona, ki je zahtevan v EN 1992-1-1</p>				

Preglednica 5.11: Najmanjše dimenzije in osne oddaljenosti armature armiranih oziroma prednapetih prostoležerih rebrastih plošč, nosilnih v dveh smereh, pri katerih je vsaj en rob vpet

Standardna požarna odpornost	Najmanjše dimenzije [mm]			
	Možne kombinacije širin reber b_{min} in osnih oddaljenosti armature a		Debelina plošče h_s in osna oddaljenost armature a v pasnici oziroma plošči	
1	2	1	2	1
REI 30	$b_{min} = 80$ $a = 10^*$			$h_s = 80$ $a = 10^*$
REI 60	$b_{min} = 100$ $a = 25$	120 15*	>200 10*	$h_s = 80$ $a = 10^*$
REI 90	$b_{min} = 120$ $a = 35$	160 25	>250 15*	$h_s = 100$ $a = 15^*$
REI 120	$b_{min} = 160$ $a = 45$	190 40	>300 30	$h_s = 120$ $a = 20$
REI 180	$b_{min} = 310$ $a = 60$	600 50		$h_s = 150$ $a = 30$
REI 240	$b_{min} = 450$ $a = 70$	700 60		$h_s = 175$ $a = 40$
$a_{sd} = a + 10$				
Pri prednapetih rebrastih ploščah se upošteva povečanje osne oddaljenosti v skladu s 5.2.(5).				
$a_{s,1}$ pomeni oddaljenost med osjo armature in stransko ploskvijo požaru izpostavljenega rebra.				
* Ponavadi je merodajen krovni sloj betona, ki je zahtevan v EN 1992-1-1.				

6 Beton visoke trdnosti

6.1 Splošno

- (1)P To poglavje podaja dodatna pravila za beton visoke trdnosti (high strength concrete – HSC).
- (2)P Konstrukcijske elemente pri povišani temperaturi je treba projektirati z upoštevanjem lastnosti te vrste betona in nevarnosti luščenja.
- (3) Trdnostne lastnosti so podane za tri razrede, priporočila za preprečitev luščenja pa so podana za dve območji betonov visoke trdnosti

OPOMBA: Kadar se lahko pričakuje, da bo dejanska karakteristična trdnost betona ustrezala višjemu razredu od določenega pri dimenzioniranju, se za projektiranje v stanju požara uporabi relativno zmanjšanje trdnosti za višji razred.
- (4) Lastnosti in priporočila so podani le za izpostavljenost požaru, ki odgovarja standardni požarni krivulji temperatura-čas.
- (5) Pri povišani temperaturi je treba trdnost zmanjšati ($f_{c,t}/f_{ck}$).

OPOMBA: Vrednosti $f_{c,t}$ / f_{ck} za uporabo v posamezni državi so lahko navedene v njenem nacionalnem dodatku. V preglednici 6.1N so podani trije razredi. Podane vrednosti za vsak razred se opirajo na omejeno število rezultatov preiskav. Izbiira in meje uporabe teh razredov za določen trdnostni razred oziroma vrsto betona za uporabo v posamezni državi so lahko navedene v njenem nacionalnem dodatku. Priporočen razred za betona C 55/67 in C 60/75 je razred 1. za betona C 70/85 in C80/95 razred 2. za beton C90/105 pa razred 3. Glej tudi opombi k podpoglavljema 6.4.2.1(3) in 6.4.2.2(2).

Preglednica 6.1N: Zmanjšanje trdnosti pri povišani temperaturi

Temperatura betona $\theta^{\circ}\text{C}$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$		
	Razred 1	Razred 2	Razred 3
20	1.00	1.0	1.0
50	1.00	1.0	1.0
100	0.90	0.75	0.75
200			0.70
250	0.90		
300	0.85		0.65
400	0.75	0.75	0.45
500			0.30
600			0.25
700			
800	0.15	0.15	0.15
900	0.08		0.08
1000	0.04		0.04
1100	0.01		0.01
1200	0.00	0.00	0.00

6.2 Luščenje

- (1) Za razrede betona C 55/67 do C 80/95 veljajo pravila, podana v 4.5, če je zagotovljeno, da je vsebnost mikro silike manjša od 6 % teže cementa. Za večje vsebnosti mikro silike pa veljajo pravila, podana v (2).
- (2) Pri razredih betona $80/95 < C \leq 90/105$ se lahko luščenje požaru neposredno izpostavljenega betona pojavi v vsakem primeru in je treba ukrepati po vsaj eni izmed naslednjih metod:

Metoda A: Namestitev armaturne mreže z nazivnim krovnim slojem debeline 15 mm. Palice mreže morajo imeti premer ≥ 2 mm, okna pa morajo biti $\leq 50 \times 50$ mm. Debelina nazivnega krovnega sloja betona glavne armature mora biti ≥ 40 mm.

Metoda B: Uporaba take vrste betona, za katero je bilo dokazano (z izkušnjami ali preskusi), da pri izpostavljenosti požaru ne pride do luščenja betona.

Metoda C: Namestitev zaščitnih plasti, za katere je dokazano, da pri njihovi uporabi v primeru požara ne pride do luščenja betona.

Metoda D: Dodatek mešanici betona vsaj 2 kg/m^3 posamičnih propilenskih vlaken.

OPOMBA: Izbira metod, ki se uporabljajo v posamezni državi, je lahko navedena v njenem nacionalnem dodatku.

6.3 Toplotne lastnosti

- (1) Vrednosti, podane v podpoglavju 3.3, se lahko uporabijo tudi za beton visoke trdnosti.

OPOMBA 1: Toplotna prevodnost betona visoke trdnosti za uporabo v posamezni državi je lahko znotraj določenega območja med zgornjo in spodnjo mejo iz podpoglavja 3.3.3, podana v njenem nacionalnem dodatku.

OPOMBA 2: Toplotna prevodnost betona visoke trdnosti je lahko višja kot pri betonu normalne trdnosti.

6.4 Dimenzioniranje konstrukcij

6.4.1 Račun nosilnosti

- (1)P Pri določitvi nosilnosti v požarnem projektnem stanju je treba upoštevati:
- toplotno izpostavljenost in posledično temperaturno polje v elementu,
 - zmanjšanje trdnosti materiala zaradi povišane temperature,
 - učinke vsiljenih sil, ki se pojavijo zaradi toplotnih raztezkov,
 - učinke teorije drugega reda.
- (2) To je mogoče doseči z globalno analizo konstrukcije ali pa s poenostavljenim računom posameznih elementov. Globalna analiza konstrukcije temelji na preverjenih podatkih. Poenostavljene računske metode za stebre, stene, nosilce in plošče so opisane v nadaljevanju.

6.4.2 Poenostavljene računske metode

- (1)P Za beton visoke trdnosti veljajo poenostavljene računske metode, ki so podane v dodatku B.

6.4.2.1 Stebri in stene

- (1) Nosilnost stebrov in sten v projektnem stanju požara se lahko preveri s pomočjo zmanjšane prečnega prereza po postopkih, ki veljajo za dimenzioniranje pri normalni temperaturi, npr. dodatek B.1.
- (2) Zmanjšani prerez se lahko določi na podlagi poenostavljene metode iz dodatka B, vendar z upoštevanjem povečanega odbitka v požaru poškodovanega betona zaradi učinkov teorije drugega reda.
- (3) Pri določitvi učinkovitega prečnega prereza se debelina sloja zmanjšanja betona izračuna iz globine izoterme 500 °C, a_{500} , povečane s faktorjem k . Za določitev zmanjšane prereza stebrov in sten se torej uporabi izraz (6.4).

$$a_z = k \cdot a_{z, 500} \quad (6.4)$$

OPOMBA: Faktor k omogoča pretvorbo med globino izoterme 500 °C in globino izoterme 460 °C za razred 1 iz preglednice 6.1N oziroma med globino izoterme 500 °C in globino izoterme 400 °C za razred 2 iz preglednice 6.1N. Vrednost faktorja k , ki se uporablja v posamezni državi, je lahko navedena v njenem nacionalnem dodatku. Priporočena vrednost za razred 1 je 1,1, za razred 2 pa 1,3. Za razred 3 se priporoča uporaba natančnejših metod.

- (4) Upogibna nosilnost prečnih prerezov, obremenjenih z upogibom in osno silo, se lahko določi z uporabo metode območij, dodatek B.2, z upoštevanjem $E_{c,fi}(\theta) = k_c^2(\theta) \cdot E_c$, če je potrebno.
- (5) Časovni razvoj temperatur, ki ni skladen s pogoji za uporabo poenostavljene metode, zahteva posebno obsežnejšo analizo, ki upošteva relativno trdnost betona kot funkcijo temperature.

6.4.2.2 Nosilci in plošče

- (1) Upogibna nosilnost nosilcev in plošč v projektnem stanju požara se lahko izračuna na podlagi učinkovitega prečnega prereza, kot je določeno v dodatku B.1, po postopkih, ki veljajo za dimenzioniranje pri normalni temperaturi.
- (2) Dodatno zmanjšanje izračunane upogibne nosilnosti se izvede z izrazom:

$$M_{d,fi} = M_{500} \cdot k_m \quad (6.5)$$

kjer so:

$M_{d,fi}$ projektna upogibna nosilnost v stanju požara

M_{500} izračunana upogibna nosilnost, ki temelji na učinkovitem prečnem prerezu, določenem z izotermo 500 °C

k_m redukcijski faktor

OPOMBA: Vrednost k_m , odvisna od zmanjšanja trdnosti, podane v preglednici 6.1N, ki se uporablja v posamezni državi, je lahko navedena v njenem nacionalnem dodatku. Priporočena vrednost je podana v preglednici 6.2N. Za razred 3 se priporoča uporaba natančnejših metod.

Preglednica 6.2N: Faktor zmanjšanja upogibne nosilnosti nosilcev in plošč

Konstrukcijski element	k_m	
	Razred 1	Razred 2
Nosilci	0.98	0.95
Plošče, izpostavljene požaru na tlačni strani	0.98	0.95
Plošče, izpostavljene požaru na natezni strani, $h_1 > 120$ mm	0.98	0.95
Plošče, izpostavljene požaru na natezni strani, $h_1 = 50$ mm kjer je h_1 debelina betonske plošče (glej sliko 5.7)	0.95	0.85

- (3) Za plošče z debelino med 50 in 120 mm, ki so izpostavljene požaru na natezni strani, se faktor zmanjšanja upogibne nosilnosti lahko določi z linearno interpolacijo.
- (4) Časovni razvoj temperature, ki ni skladen s pogoji za uporabo poenostavljene metode, mora biti podprt s posebno obsežnejšo analizo, ki upošteva relativno trdnost betona kot funkcijo temperature.

6.4.3 Tabelirani podatki

- (1) Metoda z uporabo tabeliranih vrednosti, podana v poglavju 5, se lahko uporablja tudi za beton visoke trdnosti, če se najmanjše dimenzije prečnega prereza povečajo za:
- $(k - 1)a$ pri stenah in ploščah, izpostavljenih požaru le z ene strani.
 - $2(k - 1)a$ za vse druge konstrukcijske elemente, osna oddaljenost armature pa se pomnoži s faktorjem k .

Pri tem sta:

k faktor, podan v 6.4.2.1(3)

a osna oddaljenost armature, zahtevana v poglavju 5.

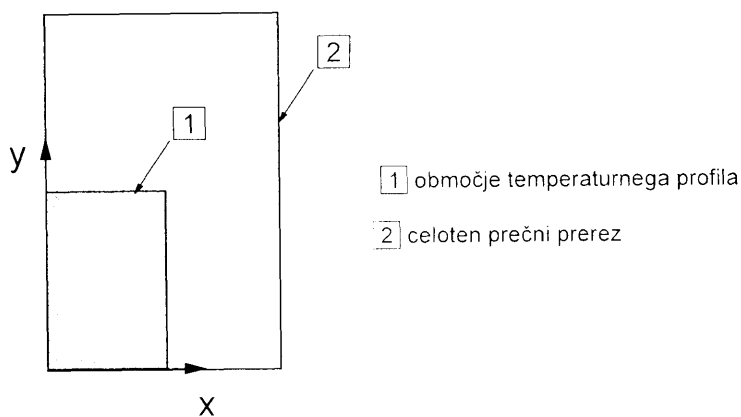
OPOMBA: Stopnja izkoriščenosti stebrov v projektnem stanju požara μ_s oziroma raven obtežbe stebra pri pogojih normalne temperature n se določi pred povečanjem dimenzij prečnega prereza za $2(k - 1)a$.

Dodatek A

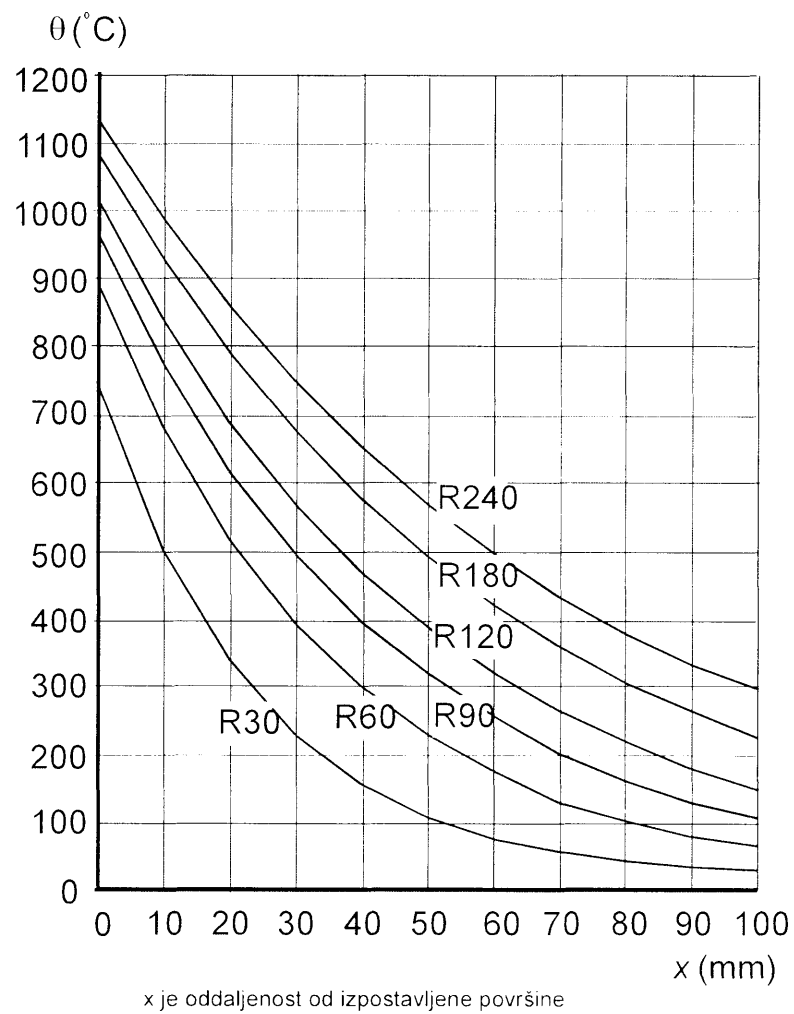
(informativni)

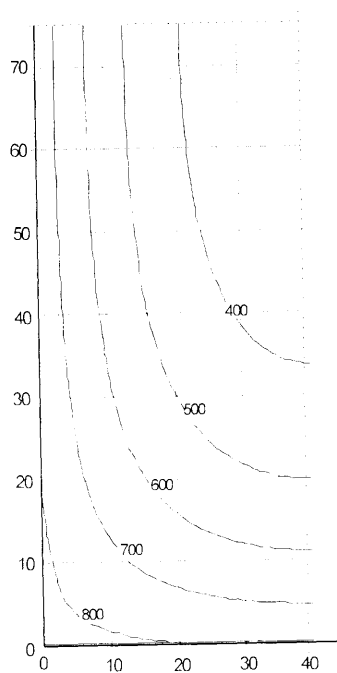
Temperaturni profili

- (1) Ta dodatek podaja izračunane temperaturne profile za plošče (slika A.2), nosilce (slike A.3–A.10) in stebre (slike A.11–A.20). Slika A.2, ki velja za plošče, velja tudi za stene, izpostavljene požaru na eni strani.
- (2) Slike temeljijo na naslednjih vrednostih:
- Specifična toplota je upoštevana tako, kot je podana v 3.3.2 za vsebnost vlage 1,5 %. Za vsebnosti vlage, večje od 1,5 %, so temperaturne krivulje konzervativne.
 - Spodnja meja toplotne prevodnosti je upoštevana tako, kot je podana v 3.3.3.
- OPOMBA: Spodnja meja toplotne prevodnosti je določena s pomočjo primerjav izmerjenih temperatur pri požarnih preskusih različnih vrst betonskih konstrukcij. Spodnja meja toplotne prevodnosti daje za betonske konstrukcije bolj realistične temperature kot zgornja meja, ki je bila določena iz preskusov kompozitnih konstrukcij iz jekla in betona.
- Vrednost emisivnosti betonske površine 0,7 je taka, kot je podana v 2.2.
 - Faktor konvekcije je 25.
- (3) Slika A.1 prikazuje, kako temperaturni profili ob upoštevanju simetrije predstavljajo temperaturo v prečnem prerezu nosilcev in stebrov.

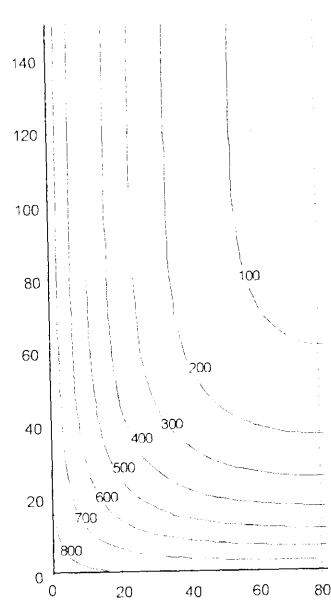


Slika A.1: Območje prečnega prereza, za katerega so prikazani temperaturni profili

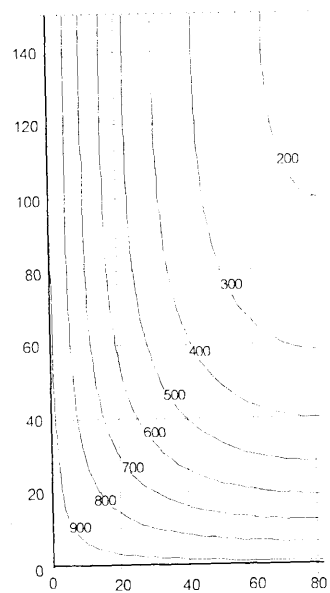
Slika A.2: Temperaturni profili za plošče (debelina $h = 200$) za R60–R240



Slika A.3: Temperaturni profili (°C) za nosilec, $h \times b = 150 \times 80 - R30$

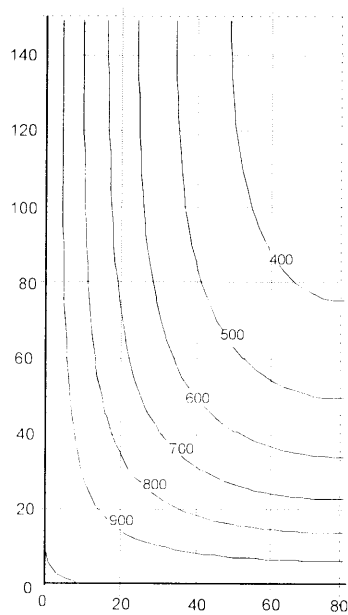


a) R30

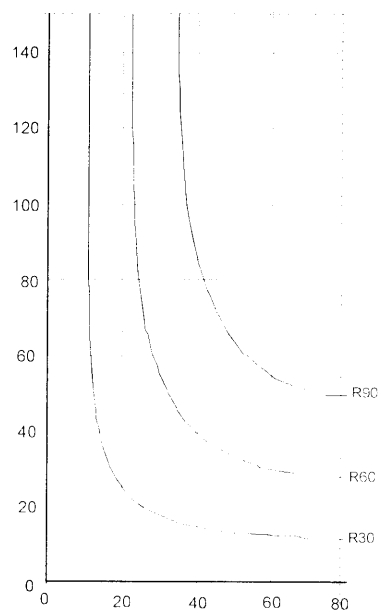


b) R60

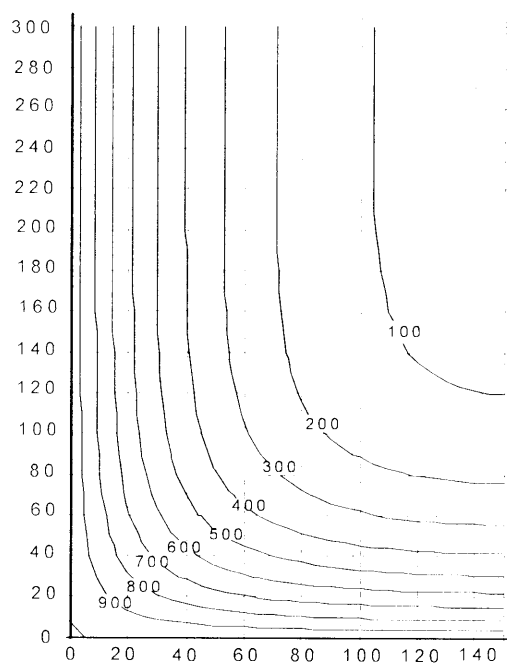
Slika A.4: Temperaturni profili (°C) za nosilec, $h \times b = 300 \times 160$



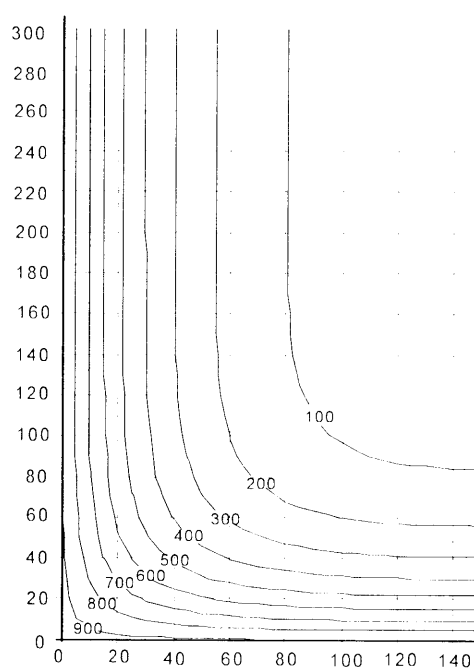
Slika A.5: Temperaturni profili (°C) za nosilec,
 $h \times b = 300 \times 160$ – R90



Slika A.6: Izoterme 500 °C za nosilec,
 $h \times b = 300 \times 160$

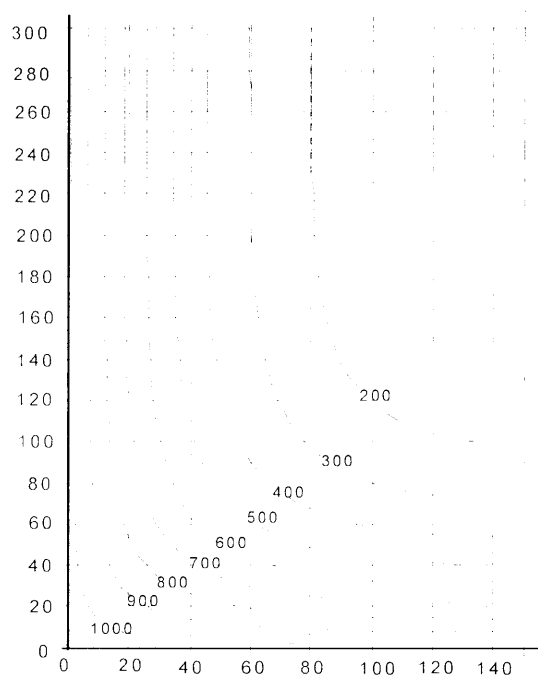


a) R60

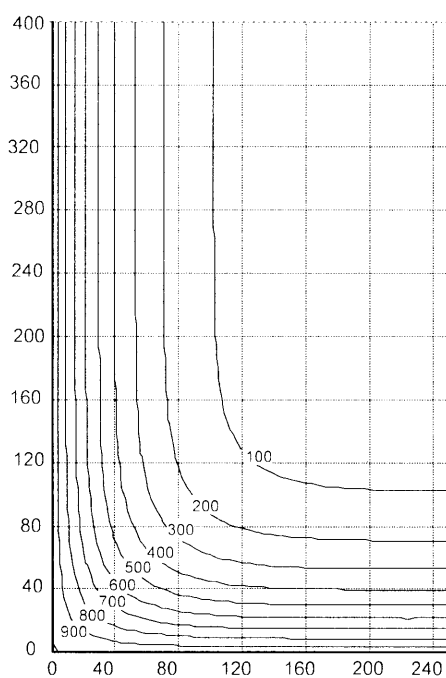


b) R90

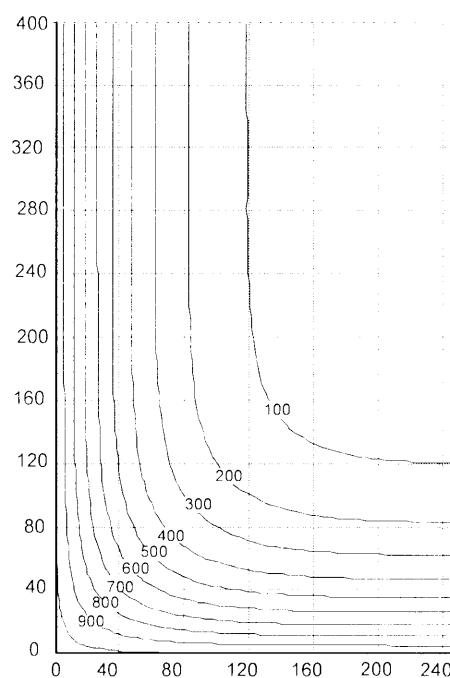
Slika A.7: Temperaturni profili (°C) za nosilec, $h \times b = 600 \times 300$



Slika A.8: Temperaturni profili (°C) za nosilec, $h \times b = 600 \times 300$ – R120

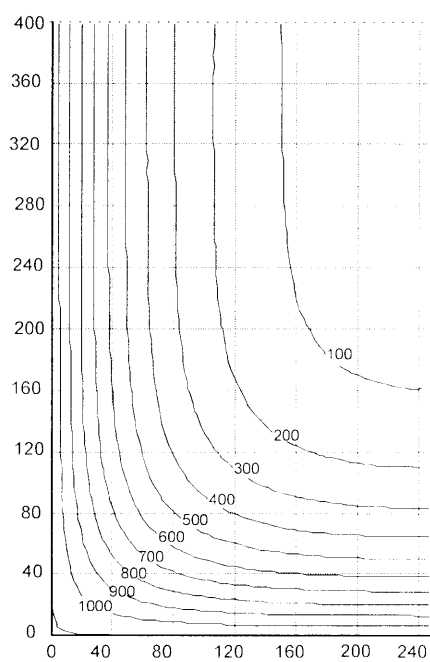


a) R90

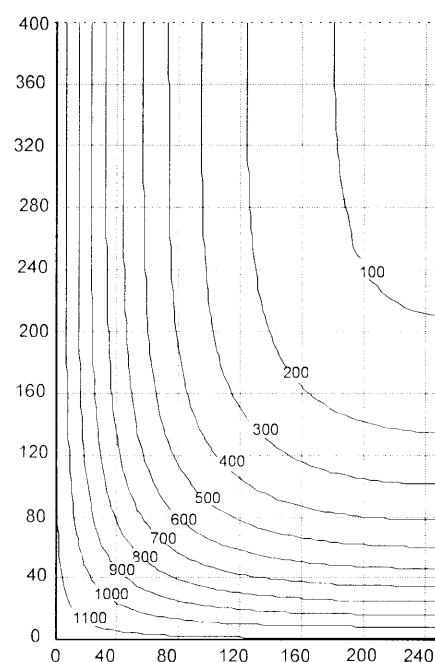


b) R120

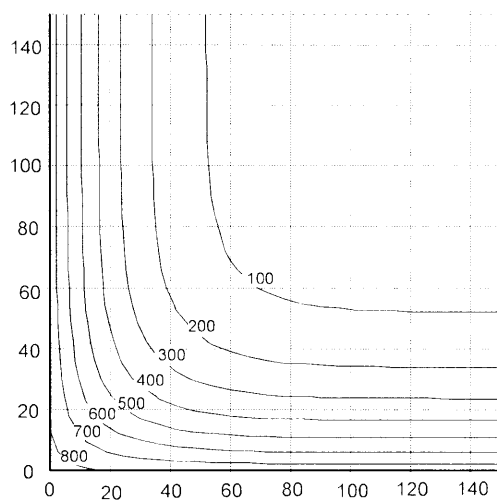
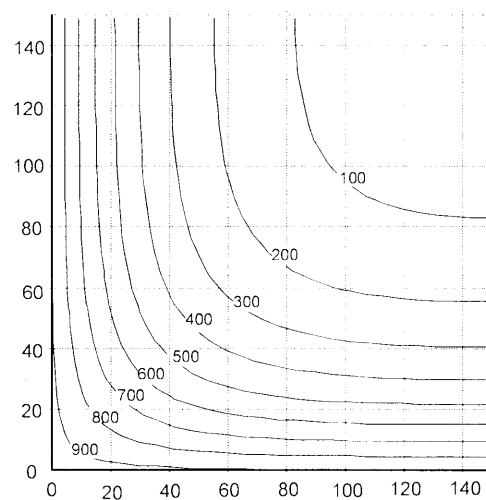
Slika A.9: Temperaturni profili (°C) za nosilec, $h \times b = 800 \times 500$

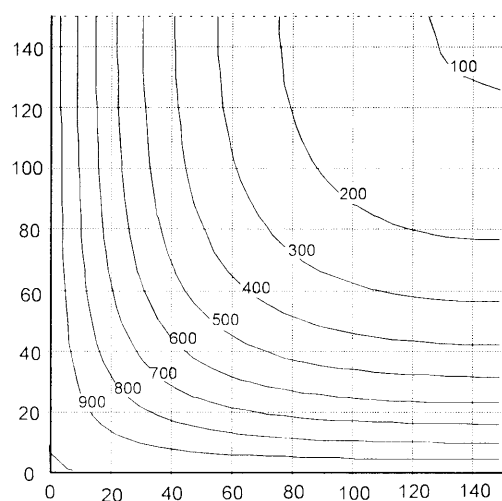


a) R180

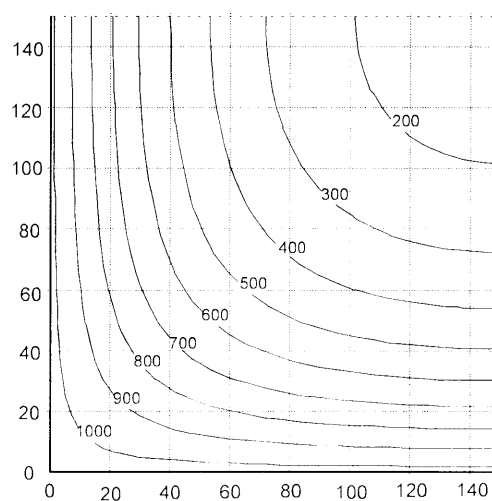


b) R240

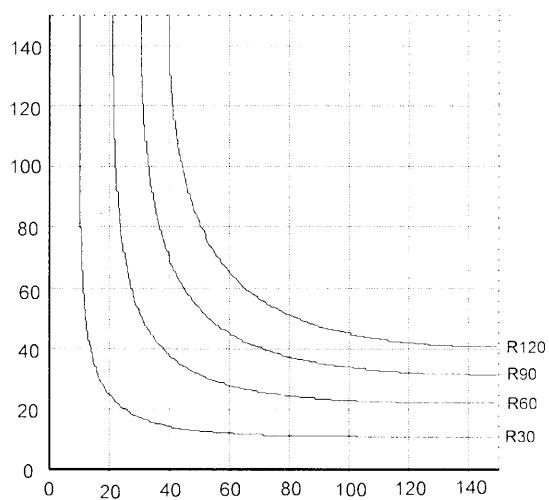
Slika A.10: Temperaturni profili (°C) za nosilec, $h \times b = 800 \times 500$ Slika A.11: Temperaturni profili (°C) za steber,
 $h \times b = 300 \times 300 - R30$ Slika A.12: Temperaturni profili (°C) za steber,
 $h \times b = 300 \times 300 - R60$



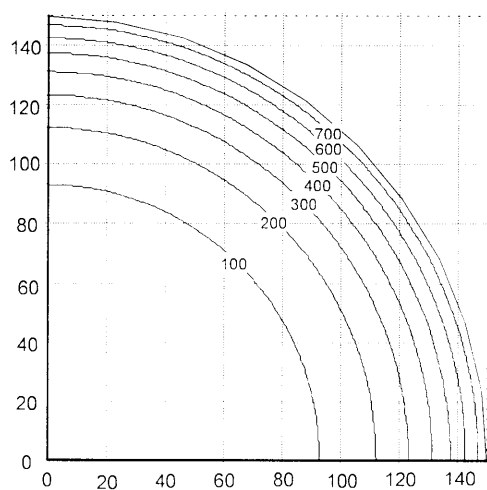
Slika A.13: Temperaturni profili (°C) za steber,
 $h \times b = 300 \times 300 - R90$



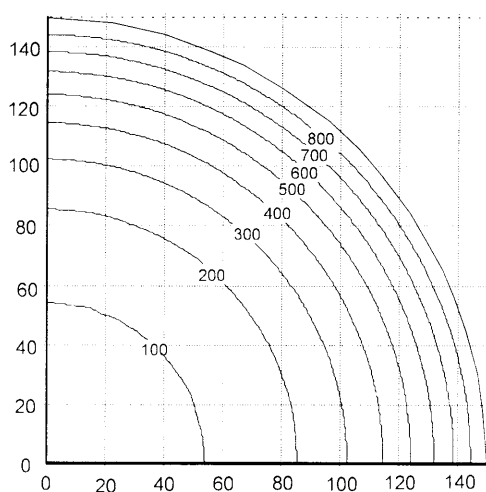
Slika A.14: Temperaturni profili (°C) za steber,
 $h \times b = 300 \times 300 - R120$



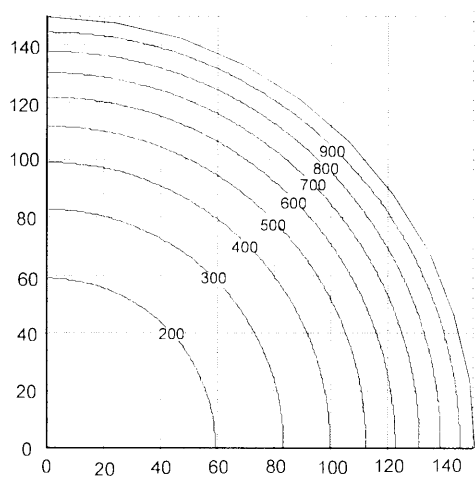
Slika A.15: Izoterme 500 °C za steber,
 $h \times b = 300 \times 300$



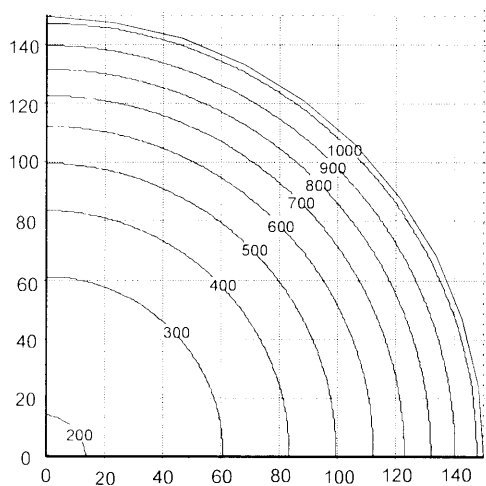
Slika A.16: Temperaturni pofili (°C) za steber z okroglim prerezom premera 300 mm – R30



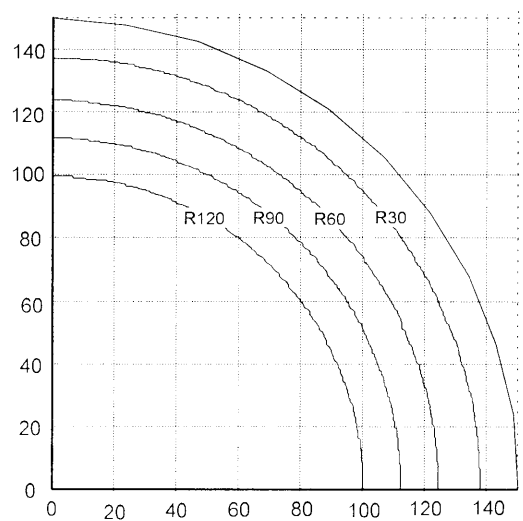
Slika A.17: Temperaturni pofili (°C) za steber z okroglim prerezom premera 300 mm – R60



Slika A.18: Temperaturni pofili (°C) za steber z okroglim prerezom premera 300 mm – R90



Slika A.19: Temperaturni pofili (°C) za steber z okroglim prerezom premera 300 mm – R120



Slika A.20: Izoterme 500 °C za steber z okroglim prerezom premera 300 mm

Dodatek B

(informativni)

Poenostavljene računske metode

B.1 Metoda izoterme 500 °C

B.1.1 Načela in področje uporabe

- (1) Ta metoda je uporabna pri standardni izpostavljenosti požaru in pri takšnih drugih načinih segrevanja, ki povzročajo podobna temperaturna polja kot pri elementih, izpostavljenih požaru. Pri načinih segrevanja, ki ne ustrezajo tem kriterijem, je treba izvesti ločeno natančnejšo analizo z upoštevanjem relativne trdnosti betona v odvisnosti od temperature.
- (2) Ta metoda velja pri najmanjši širini prečnega prereza, podani v preglednici B1:
 - a) pri izpostavljenosti standardnemu požaru v odvisnosti od požarne odpornosti,
 - b) pri izpostavljenosti parametričnemu požaru s faktorjem odprtini $O \geq 0,14 \text{ m}^{1/2}$ (glej EN 1991-1-2, dodatek A).

Preglednica B1: Najmanjša širina prečnega prereza v odvisnosti od požarne odpornosti (za izpostavljenost standardnemu požaru) in gostote požarne obtežbe (za izpostavljenost parametričnemu požaru)

a) Požarna odpornost

Požarna odpornost	R 60	R 90	R120	R180	R240
Najmanjša debelina prečnega prereza [mm]	90	120	160	200	280

b) Gostota požarne obtežbe

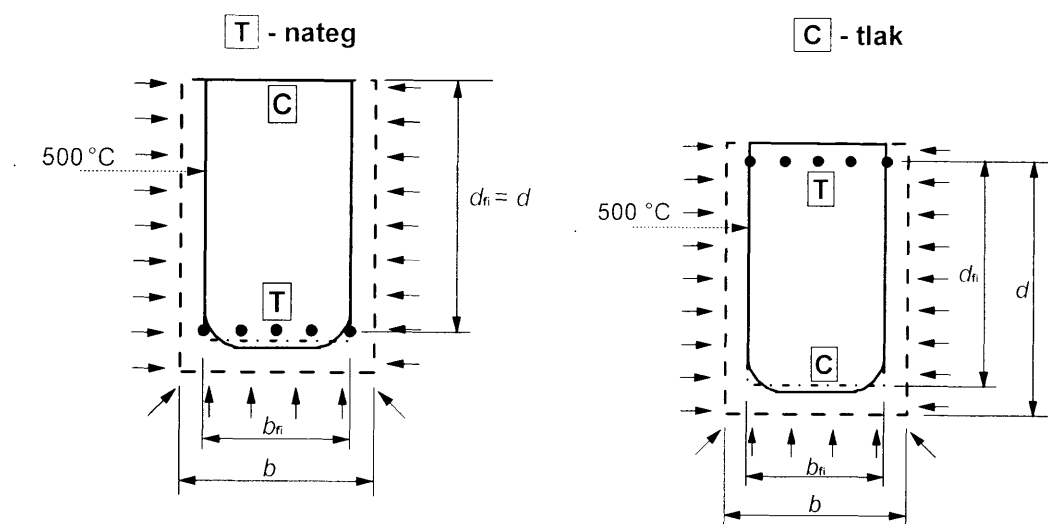
Gostota požarne obtežbe [MJ/m ²]	200	300	400	600	800
Najmanjša debelina prečnega prereza [mm]	100	140	160	200	240

- (3) Poenostavljena računska metoda vključuje splošno zmanjšanje velikosti prečnega prereza zaradi v požaru poškodovanega območja ob površini betona. Za debelino poškodovanega sloja betona, a_{500} , se vzame, da je enaka srednji globini izoterme 500 °C v tlačni coni prečnega prereza.
- (4) Za poškodovan beton, to je beton s temperaturo, višjo od 500 °C, se privzame, da ne prispeva k nosilnosti elementa, medtem ko preostali del betonskega prečnega prereza ohrani začetno trdnost in začetni modul elastičnosti.
- (5) Pri nosilcu s pravokotnim prečnim prerezom, ki je izpostavljen požaru s treh strani, sodelujoči prečni prerezi v pogojih požara ustrezajo sliki B1.

B.1.2 Postopek dimenzioniranja armiranobetonskega prečnega prereza, izpostavljenega upogibnemu momentu in osni sili

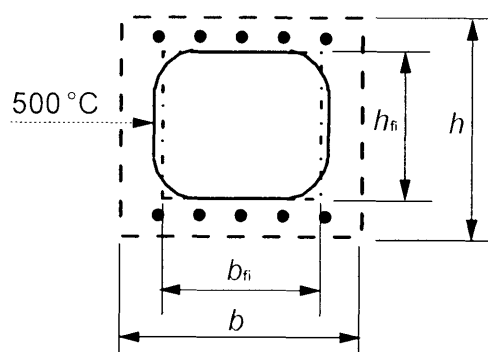
- (1) Na podlagi predhodnega postopka zmanjšanja prečnega prereza se lahko račun odpornosti armiranobetonskega prereza v pogojih požara izvede na naslednji način:

- (a) z določitvijo izoterme $500\text{ }^{\circ}\text{C}$ za določeno požarno izpostavljenost, standardni požar oziroma parametrični požar;
- (b) z določitvijo nove širine b_{fi} in nove statične višine d_{fi} prečnega prereza z izključitvijo betona izven izoterme $500\text{ }^{\circ}\text{C}$ (glej sliko B.1). Zaokrožitev vogalov izoterm se lahko približno upošteva z nadomestnim pravokotnikom oziroma kvadratom, kot je prikazano na sliki B.1;



a) Izpostavljenost požaru s treh strani z izpostavljeno natezno cono

b) Izpostavljenost požaru s treh strani z izpostavljeno tlačno cono

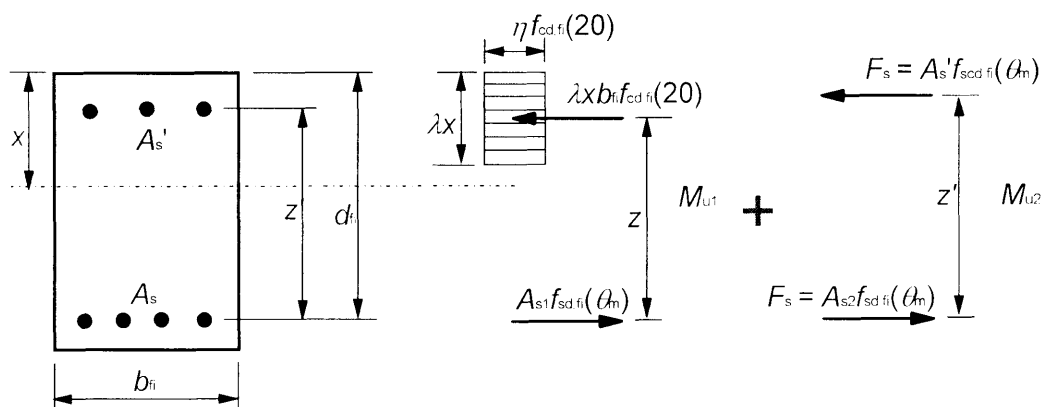


c) Izpostavljenost požaru s štirih strani (nosilec ali steber)

Slika B.1: Zmanjšan prečni prerez armiranobetonskega nosilca in stebra

- (c) z določitvijo temperature armaturnih palic v natezni in tlačni coni. Temperatura v težišču palice, ki se upošteva kot temperatura posamezne armaturne palice, se lahko določi iz temperaturnih profilov v dodatku A oziroma iz priročnikov. Nekatere armaturne palice, kot je prikazano na sliki B.1, lahko ležijo zunaj zmanjšane prečnega prereza. Kljub temu se lahko tudi te palice upoštevajo pri računu mejne nosilnosti prečnega prereza, izpostavljenega požaru;
- (d) z določitvijo zmanjšane trdnosti armature v odvisnosti od temperature v skladu s 4.2.4.3;

- (e) z določitvijo mejne nosilnosti prečnega prereza z uporabo običajnih računskih metod ob upoštevanju zmanjšane prečnega prereza in zmanjšanih trdnosti armaturnih palic, določenih v točki (d), in
- (f) s primerjavo mejne nosilnosti s projektnimi učinki obtežbe oziroma alternativno s primerjavo ocenjene požarne odpornosti z zahtevano požarno odpornostjo.
- (2) Slika B.2 prikazuje račun nosilnosti prečnega prereza z natezno in tlačno armaturo.



kjer so:

- b_{fi} širina učinkovitega prečnega prereza
- d_{fi} statična višina učinkovitega prečnega prereza
- z ročica med natezno armaturo in rezultanto tlačnih napetosti betona
- z' ročica med natezno in tlačno armaturo
- A_s prerez natezne armature
- A_{s1} del prereza natezne armature, ki je v ravnotežju s tlačno cono betona
- A_{s2} del prereza natezne armature, ki je v ravnotežju s tlačno armaturo
- $A_{s'}$ prerez tlačne armature
- $f_{cd,fi}(20)$ projektna vrednost tlačne trdnosti betona v pogojih požara pri normalni temperaturi
 $f_{cd,fi}(20) = f_{ck} / \gamma_{c,fi}$
- $f_{sd,fi}(\theta_m)$ projektna vrednost trdnosti natezne armature v pogojih požara pri srednji temperaturi θ_m v tem sloju
- $f_{scd,fi}(\theta_m)$ projektna vrednost trdnosti tlačne armature v pogojih požara pri srednji temperaturi θ_m v tem sloju
- OPOMBA: $f_{sct,fi}(\theta_m)$ in $f_{scd,fi}(\theta_m)$ imata lahko različni vrednosti (glej 4.2.4.3)
- F celotna sila v tlačni armaturi v pogojih požara, ki je enaka delu celotne sile v natezni armaturi

λ, η in x so določeni v EN 1992-1-1

Slika B.2. Potek napetosti v mejnem stanju nosilnosti pri pravokotnem prečnem prerezu s tlačno armaturo

- (3) Če so vse palice razporejene v enem sloju in imajo enak prerez, se lahko za račun osne oddaljenosti armature a (glej sliko B.2) uporabijo naslednji izrazi.

Srednja zmanjšana trdnost sloja armature pri povišani temperaturi se izračuna z izrazom (B.1).

$$k_v(\theta) = \frac{\Sigma k(\theta_i)}{n_v} \quad (\text{B.1})$$

kjer so:

θ_i temperatura armaturne palice i

$k(\theta_i)$ zmanjšanje trdnosti armaturne palice i zaradi temperature θ_i , dobljeno iz slike 4.2a oziroma 4.2b

$k_v(\theta)$ srednje zmanjšanje trdnosti v sloju armature v

n_v število armaturnih palic v sloju v

- (4) Oсна oddaljenost, a , težišča slojev armature od spodnje površine učinkovitega prečnega prereza betona se lahko izračuna z uporabo izraza (B.2).

$$a = \frac{\Sigma a_v k_v(\theta)}{\Sigma k_v(\theta)} \quad (\text{B.2})$$

kjer je:

a_v osna oddaljenost sloja armature v od spodnje površine učinkovitega prečnega prereza betona

- (5) Če sta samo dva sloja armature, se osna oddaljenost lahko izračuna z uporabo izraza (B.3)

$$a = \sqrt{a_1 a_2} \quad (\text{B.3})$$

- (6) Če imajo armaturne palice različne prereze in so razporejene poljubno, je treba uporabiti naslednji postopek.

Srednja trdnost jekla skupine armaturnih palic, $k(\varphi) f_{sd,fi}$, pri povišanih temperaturah se lahko izračuna z uporabo izraza (B.4)

$$k(\varphi) f_{sd,fi} = \frac{\Sigma [k_s(\theta_i) f_{sd,i} A_i]}{\Sigma A_i} \quad (\text{B.4})$$

kjer so:

$k_s(\theta_i)$ zmanjšanje trdnosti armaturne palice i

$f_{sd,i}$ projektna trdnost armaturne palice i

A_i prerez armaturne palice i

Oсна oddaljenost, a (glej sliko B.2), težišča skupine armaturnih palic od površine učinkovitega prečnega prereza se izračuna z izrazom (B.5).

$$a = \frac{\Sigma [a_i k_s(\theta_i) f_{sd,i} A_i]}{\Sigma [k_s(\theta_i) f_{sd,i} A_i]} \quad (\text{B.5})$$

kjer je:

a_i osna oddaljenost armaturne palice i od površine učinkovitega prečnega prereza

- (7) Račun upogibnega momenta prečnega prereza je prikazan v nadaljevanju:

$$M_{u1} = A_{s1} f_{sd,fi}(\theta_m) z \quad (B.6)$$

$$\omega_k = \frac{A_{s1} f_{sd,fi}(\theta_m)}{b_{fi} d_{fi} f_{cd,fi}(20)} \quad (B.7)$$

$$M_{u2} = A_{s2} f_{scd,fi}(\theta_m) \cdot z' \quad (B.8)$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad (B.9)$$

kjer so:

A_s	celoten prerez natezne armature
$f_{sd,fi}$	projektna natezna trdnost armature pri požaru
$f_{scd,fi}$	projektna trdnost tlačne armature pri požaru
ω_k	projektna vrednost mehanske stopnje armiranja prečnega prereza, izpostavljenega požaru
b_{fi}	širina učinkovitega prečnega prereza, izpostavljenega požaru
d_{fi}	statična višina učinkovitega prečnega prereza, izpostavljenega požaru
$f_{cd,fi}(20)$	projektna tlačna trdnost betona v pogojih požara (pri normalni temperaturi)
z	ročica med natezno armaturo in rezultanto tlačnih napetosti betona
z'	ročica med natezno in tlačno armaturo
θ_m	srednja temperatura sloja armature

Če sta prispevka upogibnega momenta ocenjena na predhodno naveden način, je celoten upogibni moment prereza določen z naslednjim izrazom:

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} \quad (B.10)$$

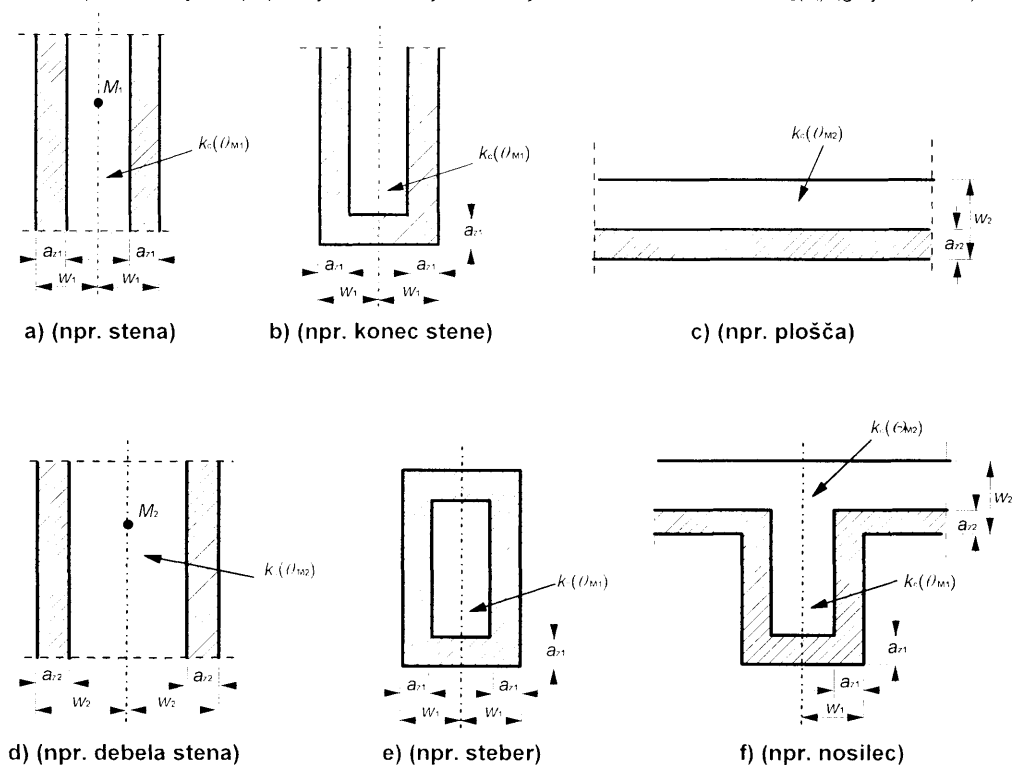
B.2 Metoda območij

- (1) V nadaljevanju je opisana metoda z razdelitvijo prečnega prereza na več območij. Ta metoda, ki sicer zahteva več dela, je natančnejša od metode izoterme 500 °C, kar še posebej velja za stebre. Metoda je uporabna samo za standardne krivulje temperatura-čas.
- (2) Prečni prerez je razdeljen na n ($n \geq 3$) vzporednih območij enakih debelin (pravokotni elementi), za katere se ocenijo srednja temperatura, pripadajoča srednja tlačna trdnost $f_{cd}(\theta)$ in po potrebi še modul elastičnosti.
- (3) Pri požaru poškodovan prečni prerez predstavlja zmanjšan prečni prerez, dobljen z zanemaritvijo poškodovanih območij z debelino a_z ob požaru izpostavljenih straneh, kot je prikazano na sliki B.3. Gre za povezavo z ekvivalentno steno (glej sliko B.3(a) in (d)). Zmanjšana tlačna trdnost celotnega zmanjšane prečnega prereza je določena s trdnostjo v poljubni točki M, ki leži na težiščni liniji ekvivalentne stene. Če sta požaru izpostavljeni dve nasprotni strani, se privzame, da širina znaša $2w$ (glej sliko B.3(a)). Pri pravokotnem prečnem prerezu, ki je požaru izpostavljen samo na eni strani, se privzame, da širina znaša w (glej sliko B.3(c)). Tak prerez je mogoče opisati s steno z debelino, enako $2w$ (glej sliko B.3(d)). Pasnica prereza na sliki B.3(f) ustreza ekvivalentni steni na sliki B.3(d), stojina pa ekvivalentni steni na sliki B.3(a).

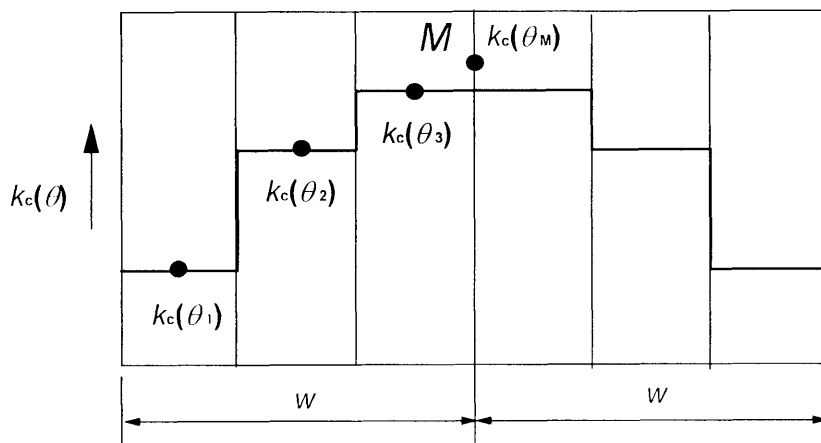
- (4) Pri požaru izpostavljenih elementih s pravokotnim prerezom, pri katerih je širina prečnega prereza manjša od njegove višine, se privzame, da je vrednost a_z spodaj in na koncih enaka izračunanim vrednostim ob straneh, slika B.3(b), (e), (f).

Zmanjšanje prečnega prereza temelji na poškodovanem območju z debelino a_z ob požaru izpostavljenih površinah, ki se izračuna na naslednji način:

- (5) Debelina poškodovanega območja, a_z , se oceni kot za ekvivalentno steno, ki je požaru izpostavljena na obeh straneh:
- Polovična debelina stene se razdeli na n vzporednih območij z enako debelino, pri čemer je $n \geq 3$ (glej sliko B.4).
 - Temperatura se izračuna v sredini vsakega območja.
 - Določijo se pripadajoči redukcijski faktorji tlačne trdnosti betona, $k_c(\theta)$ (glej sliko B.5).



Slika B.3: Zmanjšanje trdnosti in prečnega prereza, izpostavljenega požaru



Slika B.4: Razdelitev stene, izpostavljene požaru na obeh straneh, na območja za račun zmanjšanja trdnosti in vrednosti a_z

- (6) Srednji redukcijski koeficient posameznega območja, ki vključuje faktor $(1 - 0,2/n)$, s katerim je zajeta sprememba temperature znotraj vsakega območja, se lahko izračuna z izrazom (B.11)

$$k_{c,m} = \frac{(1 - 0,2/n)}{n} \sum_{i=1}^n k_c(\theta_i) \quad (\text{B.11})$$

kjer so:

- n število vzporednih območij na širini w
 w polovica celotne širine
 m številka območja

- (7) Širina poškodovanega območja pri nosilcih, ploščah ali elementih, ki so strižno obremenjeni v ravnini, se lahko določi z uporabo naslednjega izraza

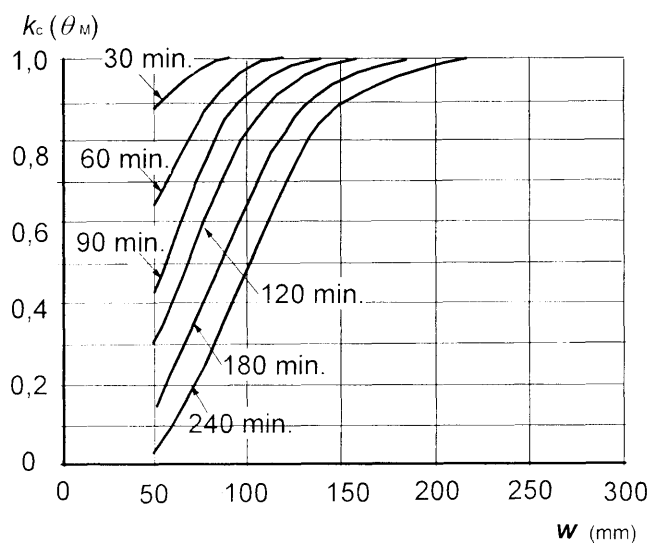
$$a_z = w \left[1 - \frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)} \right] \quad (\text{B.12})$$

kjer je $k_c(\theta_M)$ redukcijski koeficient trdnosti betona v točki M

- (8) Pri stebrih, stenah in drugih konstrukcijah, pri katerih je treba upoštevati učinke teorije drugega reda, se lahko širina poškodovanega območja izračuna z izrazom (B.13).

$$a_z = w \left[1 - \left(\frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)} \right)^{1,3} \right] \quad (\text{B.13})$$

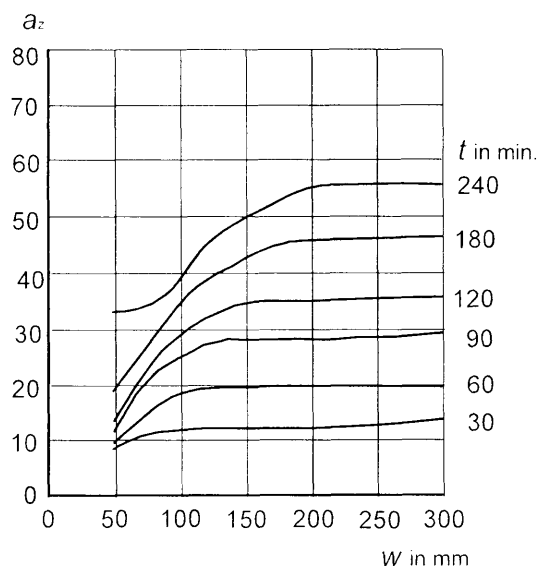
- (9) Potem ko se za požarno projektno stanje ugotovi zmanjšan prečni prerez in določita trdnost in modul elastičnosti, požarno projektiranje poteka po postopku za projektiranje pri normalni temperaturi z upoštevanjem vrednosti $\gamma_{M,fi}$ – podobno postopku, ki je prikazan na sliki B.2.



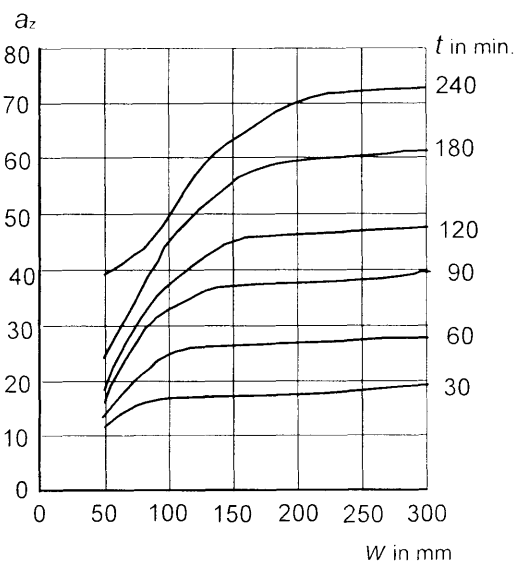
Za w se upoštevajo:

- debelina plošče,
- debelina stene oziroma stebra pri izpostavljenosti požaru z ene strani,
- polovica debeline stojine nosilca,
- polovica debeline stene oziroma stebra pri dvostranski izpostavljenosti požaru ali
- polovica manjše dimenzije pri stebrih, izpostavljenih požaru s štirih strani.

a) Zmanjšanje tlačne trdnosti betona s kremenastim agregatom za zmanjšan prečni prerez



b) Zmanjšanje prečnega prereza a_z pri nosilcih oziroma ploščah iz betona s kremenastim agregatom



c) Zmanjšanje prečnega prereza a_z pri stebrih oziroma stenah iz betona s kremenastim agregatom

OPOMBA. Vrednosti za betone z apnenčastim agregatom so za večino ostalih agregatov konzervativne.

Slika B.5: Zmanjšanje prečnega prereza in trdnosti betona za primer standardne krivulje temperatura-čas

B.3 Presoja armiranobetonskih prečnih prerezov, obremenjenih z upogibnim momentom in osno silo, z metodo na podlagi ocene ukrivljenosti

B.3.1 Uklon stebrov v pogojih požara

- (1) To podpoglavje obravnava stebre, pri katerih učinki teorije drugega reda v pogojih požara pomembno vplivajo na obnašanje konstrukcij.
- (2) V pogojih požara poškodbe zunanjih plasti zaradi visokih temperatur skupaj z zmanjšanjem modula elastičnosti v notranjih plasteh povzročijo padec togosti konstrukcijskega elementa. Zato so v pogojih požara lahko učinki teorije drugega reda pri stebrih pomembni, čeprav so ti učinki pri normalni temperaturi zanemarljivi.
- (3) Za oceno stebrov kot izoliranih elementov v pogojih požara se lahko uporabi metoda, ki temelji na oceni ukrivljenosti (glej poglavje 5 standarda EN 1992-1-1), če so upoštevana naslednja pravila.
- (4) Posrednih vplivov požara pri zavarovanih konstrukcijah stavb ni treba upoštevati, če zmanjšanje upogibnih momentov po teoriji prvega reda zaradi zmanjšanja togosti stebra ni upoštevano.
- (5) Uklonska dolžina v pogojih požara, $l_{0,f}$, se lahko vzame enaka uklonski dolžini l_0 pri normalni temperaturi kot varna poenostavitev. Za natančnejšo oceno se lahko upošteva povečanje reakcij na koncih stebra zaradi zmanjšanja togosti. V ta namen se lahko uporabi zmanjšan prečni prerez stebra, ki je podan v B.2. V tem primeru je ekvivalentna togost zmanjšane betonskega prereza podana kot:

$$(EI)_z = [k_c(\theta_M)]^2 \cdot E_c \cdot I_z$$

kjer so:

$k_c(\theta_M)$ koeficient zmanjšanja trdnosti betona v točki M (glej B.2)

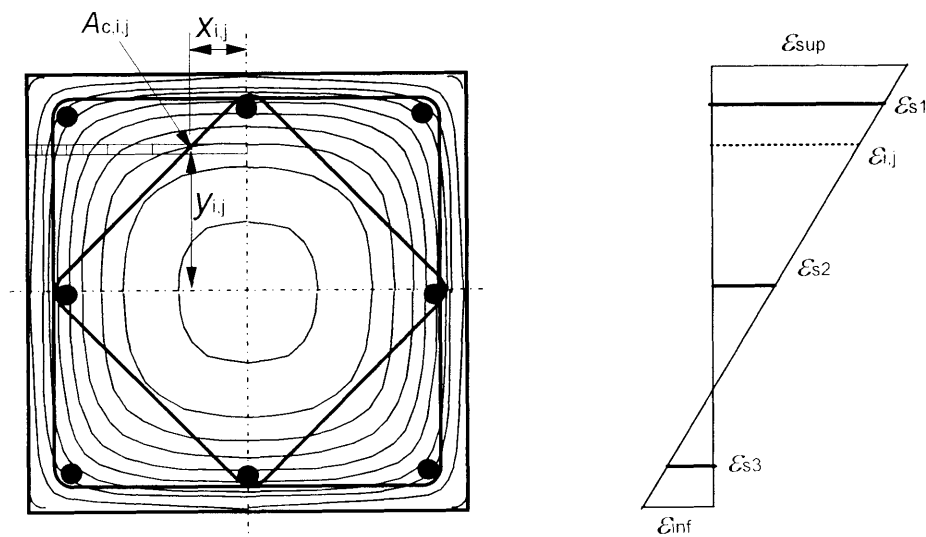
E_c modul elastičnosti betona pri normalni temperaturi

I_z vztrajnostni moment zmanjšane prečnega prereza

Modul elastičnosti armature je označen z $E_{s,fi}$ (glej preglednico 3.2).

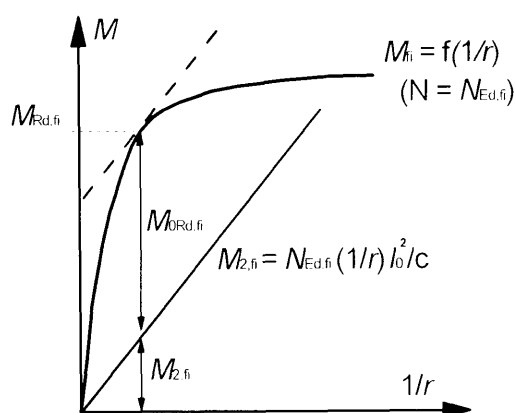
B.3.2 Postopek ocene požarne odpornosti prečnih prerezov stebra

- (1) Ta metoda velja le za oceno stebrov v zavarovanih konstrukcijah.
- (2) Določitev izoterm za določeno požarno izpostavljenost, standardni požar oziroma parametrični požar.
- (3) Razdelitev prečnega prereza na območja s približno srednjo temperaturo 20 °C, 100 °C, 200 °C, 300 °C ... do 1100 °C (glej sliko B6).
- (4) Določitev širine w_{ij} , ploščine A_{cij} ter koordinat x_{ij} in y_{ij} središča vsakega območja.
- (5) Določitev temperature armaturnih palic. Temperatura v težišču palice, upoštevana kot temperatura posamezne armaturne palice, se lahko določi iz temperaturnih profilov v dodatku A oziroma iz priročnikov.



Slika B.6: Razdelitev prečnega prereza stebra na območja s približno enako temperaturo

- (6) Določitev diagramov moment-ukrivljenost pri osni sili $N_{Ed,fi}$ z uporabo ustreznih zvez med napetostjo in deformacijo za vsako armaturno palico in vsako območje betona v skladu s 3.2.2.1 (slika 3.1 in preglednica 3.1), 3.2.3 (slika 3.3 in preglednica 3.2), in kadar je ustrezno, s 3.2.4 (preglednica 3.3) in 3.2.2.2.
- (7) Določitev mejne upogibne nosilnosti $M_{Rd,fi}$ pri osni sili $N_{Ed,fi}$ in nazivnega upogibnega momenta po teoriji drugega reda, $M_{2,fi}$, pri ustrezni ukrivljenosti po običajnih računskih metodah.
- (8) Določitev preostale upogibne nosilnosti po teoriji prvega reda, $M_{0Rd,fi}$, za določeno požarno obremenitev in osno silo $N_{Ed,fi}$, ki se izračuna kot razlika med mejno upogibno nosilnostjo, $M_{Rd,fi}$, in nazivnim momentom po teoriji drugega reda, $M_{2,fi}$. Glej sliko B7.
- (9) Primerjava mejne upogibne nosilnosti po teoriji prvega reda, $M_{0Rd,fi}$, s projektnim upogibnim momentom po teoriji prvega reda v pogojih požara $M_{0Ed,fi}$.



Kjer je faktor c (≈ 10) odvisen od poteka ukrivljenosti (glej EN 1992-1-1, podpoglavje 5.8).

$$M_{0Rd,fi} \geq M_{0Ed,fi}$$

Slika B.7: Določitev mejne upogibne nosilnosti ($M_{Rd,fi}$), upogibnega momenta po teoriji drugega reda ($M_{2,fi}$) in mejne upogibne nosilnosti po teoriji prvega reda ($M_{0Rd,fi}$)

Dodatek C
(informativni)

Uklon stebrov v pogojih požara

- (1) Preglednice C.1 do C.9 podajajo informacije za oceno stebrov uklonsko zavarovanih konstrukcij z debelino do 600 mm in vitkostjo do $\lambda = 80$ pri izpostavljenosti standardnemu požaru. Preglednice temeljijo na metodi, ki je podana v B.3. Oznake so podane v 5.3.3. Glej tudi opombi 1 in 2 v 5.3.3(3).
- (2) Dovoljena je linearna interpolacija med posameznimi preglednicami za stebre v tem dodatku.

Preglednica C.1: Najmanjše dimenzije in osne oddaljenosti armature za armiranobetonske stebre s pravokotnim in okroglim prečnim prerezom. Mehanična stopnja armiranja $\omega = 0,1$. Majhen upogibni moment prvega reda: $e = 0,025b$ z $e \geq 10$ mm

Standardna požarna odpornost	λ	Najmanjše dimenzije [mm]. Širina stebra b_{\min} / osna oddaljenost a			
		Steber, izpostavljen na več kot eni strani			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	30	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	40	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	50	150/25*	150/25*	150/25*	200/25*
	60	150/25*	150/25*	200/25*	250/25*
	70	150/25*	150/25*	250/25*	300/25*
	80	150/25*	200/25*	250/30:300/25*	350/25*
R 60	30	150/25*	150/25*	200/25*	200/30:250/25*
	40	150/25*	150/25*	200/25*	250/25*
	50	150/25*	200/25*	250/25*	300/25
	60	150/25*	200/40:250/25*	250/40:300/25*	350/30:400/25*
	70	200/25*	250/30:300/25*	300/40:350/25*	450/35:550/25*
	80	200/30:250/25*	250/40:300/25*	400/30:450/25*	550/60:600/35
R 90	30	150/25*	200/25*	200/50:250/25*	250/30:300/25*
	40	150/35:200/25*	200/30:250/25*	250/25*	300/25
	50	200/25*	250/25*	300/25*	350/50:400/25*
	60	200/35:250/25*	250/40:300/25*	350/35:400/25*	450/50:550/25*
	70	250/25*	300/35:350/25*	400/45:550/25*	600/40
	80	250/30:300/25*	350/35:400/25*	550/40:600/25*	(1)
R 120	30	200/25*	250/25*	250/25*	300/45:350/25
	40	250/25*	250/25*	300/25*	400/25*
	50	250/25*	300/25*	350/50:400/25*	450/50:500/25*
	60	250/25*	350/25*	450/400:500/25*	550/50
	70	250/50:300/25*	400/25*	500/60:550/25*	(1)
	80	300/25*	450/40:500/25*	600/45	(1)
R 180	30	250/25*	250/25*	350/25*	400/50:450/25*
	40	250/25*	300/30:350/25*	400/25*	450/50:500/25*
	50	250/50:300/25*	350/50:400/25*	450/40:500/25*	550/60:600/35
	60	300/40:350/25*	450/25*	550/40:600/25	(1)
	70	350/30:400/25*	500/25*	600/80	(1)
	80	400/30:450/25*	550/45:600/25*	(1)	(1)
R 240	30	250/25*	350/25*	450/25*	500/40:550/25*
	40	300/25*	400/25*	500/25*	600/25*
	50	350/25*	450/25*	550/50:600/25*	(1)
	60	400/25*	500/60:550/25*	600/80	(1)
	70	450/25*	600/25*	(1)	(1)
	80	500/25*	600/80	(1)	(1)

* Ponavadi je merodajen krovni sloj, ki je zahtevan v EN 1992-1-1.

(1) Potrebna širina mora biti večja od 600 mm. Zahtevana je posebna ocena uklona.

Preglednica C.2: Najmanjše dimenzije in osne oddaljenosti armature za armiranobetonske stebre s pravokotnim in okroglim prečnim prerezom. Mehanična stopnja armiranja $\omega = 0,1$. Zmeren upogibni moment prvega reda: $e = 0,25b$ z $e \leq 100$ mm.

Standardna požarna odpornost	λ	Najmanjše dimenzije [mm]. Širina stebra b_{min} / osna oddaljenost a			
		Steber, izpostavljen na več kot eni strani			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	30	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	300/30:350/25*
	40	150/25*	150/30:200/25*	300/25*	500/40:550/25*
	50	150/25	200/40:250/25*	350/40:500/25*	550/25*
	60	150/25*	300/25*	550/25*	600/30
	70	200/25*	350/40:500/25*	550/30:600/25*	(1)
	80	250/25*	550/25*	(1)	(1)
R 60	30	150/30:200/25*	200/40:300/25*	300/40:500/25*	500/25*
	40	200/30:250/25*	300/35:350/25*	450/50:550/25*	550/40:600/25*
	50	200/40:300/25*	350/45:550/25*	550/30:600/30	600/55
	60	250/35:400/25*	450/50:550/25*	600/35	(1)
	70	300/40:500/25*	550/30:600/25*	600/80	(1)
	80	400/40:550/25*	600/30	(1)	(1)
R 90	30	200/40:250/25*	300/40:400/25*	500/50:550/25*	550/40:600/25*
	40	250/40:350/25*	350/50:550/25*	550/35:600/25*	600/50
	50	300/40:500/25*	500/60:550/25*	600/40	(1)
	60	300/50:550/25*	550/45:600/25*	(1)	(1)
	70	400/50:550/25*	600/45	(1)	(1)
	80	500/60:600/25*	(1)	(1)	(1)
R 120	30	250/50:350/25*	400/50:550/25*	550/25*	550/60:600/45
	40	300/50:500/25*	500/50:550/25*	550/50:600/25	(1)
	50	400/50:550/25*	550/50:600/25*	600/60	(1)
	60	500/50:550/25*	550/55:600/50	(1)	(1)
	70	500/60:600/25*	600/60	(1)	(1)
	80	550/50:600/25*	(1)	(1)	(1)
R 180	30	400/50:500/25*	500/60:550/25*	550/60:600/30	(1)
	40	500/50:550/25*	550/50:600/25*	600/80	(1)
	50	550/25*	600/60	(1)	(1)
	60	550/50:600/25*	600/80	(1)	(1)
	70	600/55	(1)	(1)	(1)
	80	600/70	(1)	(1)	(1)
R 240	30	500/60:550/25*	550/40:600/25*	600/75	(1)
	40	550/25*	600/60	(1)	(1)
	50	550/60:600/25*	600/80	(1)	(1)
	60	600/60	(1)	(1)	(1)
	70	600/80	(1)	(1)	(1)
	80	(1)	(1)	(1)	(1)

* Ponavadi je merodajen krovni sloj, ki je zahtevan v EN 1992-1-1.
 (1) Potrebna širina mora biti večja od 600 mm. Zahtevana je posebna ocena uklona.

Preglednica C.3: Najmanjše dimenzije in osne oddaljenosti armature za armiranobetonske stebre s pravokotnim in okroglim prečnim prerezom. Mehanična stopnja armiranja $\omega = 0,1$. Velik upogibni moment prvega reda: $e = 0,5b$ z $e \leq 200$ mm.

Standardna požarna odpornost	λ	Najmanjše dimenzije [mm]. Širina stebra b_{\min} / osna oddaljenost a			
		Steber, izpostavljen na več kot eni strani			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	30	150/25*	400/40:550/25*	550/25*	(1)
	40	200/25*	550/25*	550/35:600/30	(1)
	50	250/30:300/25*	550/30:600/25*	(1)	(1)
	60	300/40:550/25*	600/50	(1)	(1)
	70	400/40:550/25*	(1)	(1)	(1)
	80	550/25	(1)	(1)	(1)
R 60	30	300/35:500/25*	500/50:550/25*	550/50:600/40	(1)
	40	350/40:550/25*	550/40:600/30	(1)	(1)
	50	450/50:550/25*	550/50:600/40	(1)	(1)
	60	550/30	600/80	(1)	(1)
	70	550/35	(1)	(1)	(1)
	80	550/40	(1)	(1)	(1)
R 90	30	350/50:550/25*	550/45:600/40	600/80	(1)
	40	500/60:600/30	550/60:600/50	(1)	(1)
	50	550/40	600/80	(1)	(1)
	60	550/50:600/45	(1)	(1)	(1)
	70	550/60:600/50	(1)	(1)	(1)
	80	600/70	(1)	(1)	(1)
R 120	30	550/40:600/30	550/50	(1)	(1)
	40	550/50:600/45	600/70	(1)	(1)
	50	550/55:600/50	(1)	(1)	(1)
	60	550/60:600/50	(1)	(1)	(1)
	70	600/70	(1)	(1)	(1)
	80	(1)	(1)	(1)	(1)
R 180	30	550/50	600/80	(1)	(1)
	40	550/60	(1)	(1)	(1)
	50	600/70	(1)	(1)	(1)
	60	(1)	(1)	(1)	(1)
	70	(1)	(1)	(1)	(1)
	80	(1)	(1)	(1)	(1)
R 240	30	600/70	(1)	(1)	(1)
	40	(1)	(1)	(1)	(1)
	50	(1)	(1)	(1)	(1)
	60	(1)	(1)	(1)	(1)
	70	(1)	(1)	(1)	(1)
	80	(1)	(1)	(1)	(1)

* Ponavadi je merodajen krovni sloj, ki je zahtevan v EN 1992-1-1.
 (1) Potrebna širina mora biti večja od 600 mm. Zahtevana je posebna ocena uklona.

**Preglednica C.4: Najmanjše dimenzije in osne oddaljenosti armature za armiranobetonske stebre s pravokotnim in okroglim prečnim prerezom. Mehanična stopnja armiranja $\omega = 0,500$.
Majhen upogibni moment prvega reda: $e = 0,025b$ z $e \geq 10$ mm**

Standardna požarna odpornost	λ	Najmanjše dimenzije [mm]. Širina stebra b_{\min} / osna oddaljenost a			
		Steber, izpostavljen na več kot eni strani			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	30	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	40	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	50	150/25*	150/25*	150/25*	200/25*
	60	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	70	150/25*	150/25*	200/25*	250/25*
	80	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	300/25*
R 60	30	150/25*	150/25*	150/30:200/25*	200/35:250/25*
	40	150/25*	150/25*	200/25*	250/30:300/25*
	50	150/25*	150/35:200/25*	200/40:250/25*	250/40:350/25*
	60	150/25*	200/30:250/25*	250/30:300/25*	300/40:450/25*
	70	150/25*	200/35:250/25*	250/40:350/25*	350/45:600/25*
	80	150/35:200/25*	250/30:300/25*	300/40:500/25*	450/50:600/35
R 90	30	150/25*	150/40:200/25*	200/40:250/25*	250/40:300/25*
	40	150/25*	200/35:250/25*	250/30:300/25*	300/40:400/25*
	50	150/40:200/25*	200/45:250/25*	250/45:350/25*	350/45:550/25*
	60	200/25*	250/35:300/25*	300/45:400/25*	400/50:600/35
	70	200/35:250/25*	250/45:350/25*	350/45:600/25*	550/50:600/45
	80	200/45:250/25*	250/50:400/25*	400/50:600/35	600/60
R 120	30	150/35:200/25*	200/40:250/25*	250/45:300/25*	350/45:500/25*
	40	200/25*	250/25*	300/45:350/25*	400/50:550/25*
	50	200/40:250/25*	250/45:300/25*	350/45:450/25*	450/50:600/25*
	60	200/50:250/25*	300/45:350/25*	400/50:550/25*	500/60:600/35
	70	250/35:300/25*	350/45:450/25*	500/50:600/40	600/45
	80	250/45:300/25*	400/50:550/25	500/60:600/45	600/60
R 180	30	200/45:250/25*	250/35:300/25*	350/45:400/25*	450/45:500/25*
	40	250/25*	300/45:350/25*	450/25*	500/55:600/50
	50	250/35:300/25*	350/45:400/25*	500/40:550/25	600/65
	60	300/40:350/25*	450/25*	500/60:600/55	600/80
	70	350/25*	500/40:550/25*	600/65	(1)
	80	400/30:450/25*	500/55:600/45	600/80	(1)
R 240	30	250/25*	350/25*	450/45:500/25*	550/65:600/50
	40	250/40:300/25*	400/45:450/25*	500/60:550/25*	600/75
	50	350/30:400/25*	450/50:500/25*	550/70:600/55	(1)
	60	400/35:450/25*	500/50:600/25*	600/75	(1)
	70	450/30:500/25*	550/75:600/50	(1)	(1)
	80	500/40:550/25*	600/70	(1)	(1)

* Ponavadi je merodajen krovni sloj, ki je zahtevan v EN 1992-1-1.
(1) Potrebna širina mora biti večja od 600 mm. Zahtevana je posebna ocena uklona.

Preglednica C.5: Najmanjše dimenzije in osne oddaljenosti armature za armiranobetonske stebre s pravokotnim in okroglim prečnim prerezom. Mehanična stopnja armiranja $\omega = 0,500$. Zmeren upogibni moment prvega reda: $e = 0,25b$ z $e \leq 100$ mm.

Standardna požarna odpornost	λ	Najmanjše dimenzije [mm]. Širina stebra b_{\min} / osna oddaljenost a			
		Steber, izpostavljen na več kot eni strani			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	30	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	40	150/25*	150/25*	150/25*	300/45:350/25*
	50	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	350/40:450/25*
	60	150/25*	150/25*	250/30:300/25*	500/30:550/25*
	70	150/25*	150/35:200/25*	350/30:400/25	550/35:600/30
	80	150/25*	200/30:250/25*	400/40:500/25	600/50
R 60	30	150/25*	150/35:200/25*	250/35:350/25*	350/40:550/25
	40	150/25*	200/30:300/25*	300/35:500/25*	450/50:600/30
	50	150/30:200/25*	200/40:350/25*	300/45:550/25*	500/50:600/35
	60	150/35:200/25*	250/40:500/25*	400/45:600/30	600/45
	70	200/30:300/25*	300/40:500/25*	500/40:600/35	600/80
	80	200/35:300/25*	350/40:600/25*	550/55:600/40	(1)
R 90	30	150/35:200/25*	200/45:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/40
	40	200/35:250/25*	250/45:500/25*	350/50:600/25*	550/50:600/45
	50	200/40:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/35	600/55
	60	200/50:400/25	350/50:600/25*	550/50:600/45	(1)
	70	300/35:500/25*	400/50:600/35	600/50	(1)
	80	300/40:600/25*	500/55:600/40	600/80	(1)
R 120	30	200/45:300/25*	300/45:550/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50
	40	200/50:350/25*	350/50:550/25*	500/50:600/40	600/55
	50	250/45:450/25*	450/50:600/25*	500/55:550/45	600/80
	60	300/50:500/25*	500/45:600/40	550/60:600/60	(1)
	70	350/50:550/25*	500/50:550/45	600/75	(1)
	80	400/50:600/25*	500/55:550/50	(1)	(1)
R 180	30	300/45:450/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50	600/75
	40	350/50:500/25*	500/50:600/25*	600/60	(1)
	50	450/50:500/25*	500/60:600/50	600/70	(1)
	60	500/50:600/25*	550/60:600/55	(1)	(1)
	70	500/55:600/35	600/65	(1)	(1)
	80	500/60:600/55	600/75	(1)	(1)
R 240	30	450/45:500/25*	550/55:600/25	600/70	(1)
	40	450/50:550/25*	600/50	600/80	(1)
	50	500/55:600/25*	600/65	(1)	(1)
	60	550/55:600/40	600/75	(1)	(1)
	70	600/60	(1)	(1)	(1)
	80	600/70	(1)	(1)	(1)

* Ponavadi je merodajen krovni sloj, ki je zahtevan v EN 1992-1-1.
 (1) Potrebna širina mora biti večja od 600 mm. Zahtevana je posebna ocena uklona.

Preglednica C.4: Najmanjše dimenzije in osne oddaljenosti armature za armiranobetonske stebre s pravokotnim in okroglim prečnim prerezom. Mehanična stopnja armiranja $\omega = 0,500$. Velik upogibni moment prvega reda $e = 0,5b$ z $e \leq 200$ mm.

Standardna požarna odpornost	λ	Najmanjše dimenzije [mm]. Širina stebra b_{min} / osna oddaljenost a			
		Steber, izpostavljen na več kot eni strani			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	30	150/25*	150/25*	250/35:300/25*	500/40:550/25*
	40	150/25*	150/30:200/25*	300/35:450/25*	550/30
	50	150/25*	200/30:250/25*	400/40:500/25*	550/50:600/40
	60	150/25*	200/35:300/25*	450/50:550/25*	(1)
	70	150/25*	250/40:400/25*	500/40:600/30	(1)
	80	150/25*	300/40:500/25*	550/50:600/40	(1)
R 60	30	150/30:200/25*	200/40:450/25*	450/50:550/30	550/50:600/40
	40	150/35:250/25*	250/40:500/25*	500/40:550/35	600/60
	50	200/35:300/25*	300/45:550/25*	500/55:550/40	(1)
	60	200/40:500/25*	400/40:600/30	550/50:600/45	(1)
	70	200/40:550/25*	500/40:550/35	600/60	(1)
	80	250/40:600/25*	500/45:600/35	(1)	(1)
R 90	30	250/40:450/25*	300/50:500/25*	500/55:600/40	600/80
	40	200/50:500/25*	350/50:550/35	550/60:600/50	(1)
	50	250/45:550/25*	500/45:550/40	600/60	(1)
	60	250/50:550/30	500/50:550/45	600/80	(1)
	70	300/50:550/35	550/50:600/45	(1)	(1)
	80	350/50:600/35	550/60:600/50	(1)	(1)
R 120	30	250/50:550/25*	500/50:550/40	550/50	(1)
	40	300/50:600/25*	500/55:550/45	550/60:600/55	(1)
	50	400/50:550/35	500/60:600/45	600/80	(1)
	60	450/50:600/40	550/50	(1)	(1)
	70	500/50:550/45	550/60:600/55	(1)	(1)
	80	550/50:600/45	600/70	(1)	(1)
R 180	30	500/45:550/30	550/55	600/75	(1)
	40	500/50:600/40	550/60	(1)	(1)
	50	500/60:550/50	600/70	(1)	(1)
	60	550/55	600/75	(1)	(1)
	70	550/60	(1)	(1)	(1)
	80	600/60	(1)	(1)	(1)
R 240	30	550/50:600/45	600/70	(1)	(1)
	40	550/60:600/55	600/75	(1)	(1)
	50	600/65	(1)	(1)	(1)
	60	600/70	(1)	(1)	(1)
	70	600/75	(1)	(1)	(1)
	80	600/80	(1)	(1)	(1)

* Ponavadi je merodajen krovni sloj, ki je zahtevan v EN 1992-1-1.
 (1) Potrebna širina mora biti večja od 600 mm. Zahtevana je posebna ocena uklona.

Preglednica C.7: Najmanjše dimenzije in osne oddaljenosti za armiranobetonske stebre s pravokotnim in okroglim prečnim prerezom. Mehanična stopnja armiranja $\omega = 1,0$. Majhen upogibni moment prvega reda: $e = 0,025b$ z $e \geq 10$ mm

Standardna požarna odpornost	λ	Najmanjše dimenzije [mm]. Širina stebra b_{\min} / osna oddaljenost a			
		Steber, izpostavljen na več kot eni strani			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	30	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	40	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	50	150/25*	150/25*	150/25*	150/30:200/25*
	60	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	70	150/25*	150/25*	150/30:200/25*	250/25*
	80	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	250/30:300/25*
R 60	30	150/25*	150/25*	150/25*	200/40:300/25*
	40	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	250/35:350/25*
	50	150/25*	150/30:200/25*	200/40:250/25*	250/40:350/25*
	60	150/25*	150/40:250/25*	250/35:300/25*	300/40:600/25*
	70	150/25*	200/35:250/25*	250/40:400/25*	350/40:450/35
	80	150/30:200/25*	200/40:300/25*	300/40:550/25*	350/45:450/40
R 90	30	150/25*	200/25*	200/40:250/25*	250/45:600/25*
	40	150/25*	200/35:250/25*	250/35:350/25*	300/45:600/30
	50	150/35:200/25*	200/40:250/25*	250/45:400/25*	350/45:600/35
	60	150/40:250/25*	250/55:300/25*	300/45:550/25*	400/50:600/40
	70	200/35:250/25*	300/35:350/25*	350/45:600/35	550/50:600/45
	80	200/40:250/25*	300/40:500/25	350/50:600/40	550/65:600/55
R 120	30	150/40:200/25*	200/45:250/25*	250/40:400/25*	400/40:600/25*
	40	200/30:250/25*	250/25*	300/45:400/25*	400/50:600/30
	50	200/40:250/25*	250/35:300/25*	350/40:550/25*	550/45:600/40
	60	200/45:250/25*	250/45:400/25*	400/50:600/25*	550/60:600/50
	70	250/25*	350/35:450/25*	550/40:600/35	600/70
	80	250/35:300/25*	350/40:550/25*	550/50:600/45	(1)
R 180	30	200/50:250/25*	300/25*	350/45:450/25*	500/50:600/45
	40	250/25*	300/45:350/25*	450/45:550/25*	550/60:600/55
	50	250/30:300/25*	350/40:450/25*	450/50:600/40	600/70
	60	250/40:350/25*	350/50:500/25*	550/55:600/50	600/80
	70	300/45:400/25*	450/45:600/35	550/70:600/65	(1)
	80	350/40:450/25*	550/50:600/40	600/75	(1)
R 240	30	250/25*	350/40:400/25*	500/40:600/25*	550/70:600/60
	40	250/40:350/25*	400/50:450/25*	500/60:600/40	600/75
	50	350/30:400/25*	450/45:550/25*	550/55:600/50	(1)
	60	350/45:450/25*	500/50:600/35	600/70	(1)
	70	400/50:500/25*	500/60:600/45	(1)	(1)
	80	450/45:550/25*	550/60:600/50	(1)	(1)

* Ponavadi je merodajen krovni sloj, ki je zahtevan v EN 1992-1-1.
 (1) Potrebna širina mora biti večja od 600 mm. Zahtevana je posebna ocena uklona

Preglednica C.8: Najmanjše dimenzije in osne oddaljenosti armature za armiranobetonske stebre s pravokotnim in okroglim prečnim prerezom. Mehanična stopnja armiranja $\omega = 1,0$. Zmeren upogibni moment prvega reda: $e = 0,25b$ z $e \leq 100$ mm.

Standardna požarna odpornost	λ	Najmanjše dimenzije [mm]. Širina stebra b_{\min} / osna oddaljeost a			
		Steber, izpostavljen na več kot eni strani			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	30	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:300/25
	40	150/25*	150/25*	150/25*	250/30:450/25*
	50	150/25*	150/25*	200/25*	300/35:500/25*
	60	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	400/40:550/25*
	70	150/25*	150/25*	250/35:300/25*	500/35:600/30
	80	150/25*	150/30:250/25*	300/35:500/25*	500/60:600/35
R 60	30	150/25*	150/30:200/25*	200/40:400/25*	300/50:600/30
	40	150/25*	150/40:250/25*	250/40:500/25*	400/50:600/35
	50	150/25*	200/35:400/25*	300/40:600/25*	500/45:600/40
	60	150/30:200/25*	200/40:450/25*	400/40:600/30	550/40:600/40
	70	150/35:200/25*	240/40:550/25*	450/45:500/35	600/60
	80	200/30:250/25	300/40:550/25	500/50:600/40	600/80
R 90	30	200/25*	200/40:300/25*	250/40:550/25*	500/50:600/45
	40	200/30:250/25*	200/50:400/25*	300/50:600/35	500/60:600/50
	50	200/35:300/25*	250/50:550/25*	400/50:600/40	600/55
	60	200/40:400/25	300/45:600/25*	500/50:600/45	600/70
	70	200/45:450/25*	300/50:600/35	550/55:600/50	(1)
	80	200/50:500/25*	400/50:600/35	600/55	(1)
R 120	30	200/40:250/25	250/50:400/25*	450/45:600/30	600/60
	40	200/45:300/25*	300/40:500/25*	500/50:600/35	(1)
	50	250/40:400/25*	400/40:550/25*	550/50:600/45	(1)
	60	250/50:450/25*	400/50:500/35	600/55	(1)
	70	300/40:500/25*	500/45:600/35	(1)	(1)
	80	300/50:550/25*	500/60:600/40	(1)	(1)
R 180	30	300/35:400/25*	450/50:550/25*	500/60:600/45	(1)
	40	300/40:450/25*	500/40:600/30	550/65:600/60	(1)
	50	400/40:500/25*	500/45:600/35	600/75	(1)
	60	400/45:550/25*	500/55:600/45	(1)	(1)
	70	400/50:600/30	500/65:600/50	(1)	(1)
	80	500/45:600/35	600/70	(1)	(1)
R 240	30	400/45:500/25*	500/40:600/30	600/60	(1)
	40	450/45:550/25*	500/55:600/40	600/80	(1)
	50	450/50:600/25*	500/65:600/45	(1)	(1)
	60	500/45:600/35	550/70:600/55	(1)	(1)
	70	500/50:600/40	600/75	(1)	(1)
	80	500/60:600/45	(1)	(1)	(1)

* Ponavadi je merodajen krovni sloj, ki je zahtevan v EN 1992-1-1.
 (1) Potrebna širina mora biti večja od 600 mm. Zahtevana je posebna ocena uklona.

Preglednica C.9: Najmanjše dimenzije in osne oddaljenosti armature za armiranobetonske stebre s pravokotnim in okroglim prečnim prerezom. Mehanična stopnja armiranja $\omega = 1,0$. Velik upogibni moment prvega reda: $e = 0,5b$ z $e \leq 200$ mm.

Standardna požarna odpornost	λ	Najmanjše dimenzije [mm]. Širina stebra b_{min} / osna oddaljenost a			
		Steber, izpostavljen na več kot eni strani			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	30	150/25*	150/25*	200/30:300/25*	500/30:550/25
	40	150/25*	150/25*	250/30:450/25*	500/40:600/30
	50	150/25*	150/30:200/25*	300/35:500/25*	550/35
	60	150/25*	200/30:250/25*	350/40:500/25*	550/50
	70	150/25*	200/30:300/25*	450/50:550/25*	(1)
	80	150/25*	250/30:350/25*	500/35:600/30	(1)
R 60	30	150/25*	200/35:450/25*	350/40:600/30	550/45:600/40
	40	150/30:200/25*	200/40:500/25*	450/50:500/35	600/60
	50	150/35:250/25*	250/40:550/25*	500/40:600/35	600/80
	60	200/30:350/25*	300/40:600/25*	500/50:600/40	(1)
	70	250/30:450/25*	350/40:600/30	550/50:600/45	(1)
	80	250/55:500/25*	450/40:500/35	600/70	(1)
R 90	30	200/35:300/25*	250/50:550/25*	500/50:600/40	600/70
	40	200/40:450/25*	300/50:600/30	500/55:600/45	(1)
	50	200/45:500/25*	350/50:600/35	550/50	(1)
	60	200/50:550/25*	450/50:600/40	600/60	(1)
	70	250/45:600/30	500/50:600/45	600/80	(1)
	80	250/50:500/35	500/55:600/45	(1)	(1)
R 120	30	200/50:450/25*	450/45:600/25*	550/55:600/50	(1)
	40	250/50:500/25*	500/40:600/30	600/65	(1)
	50	300/40:550/25*	500/50:600/35	(1)	(1)
	60	350/45:550/25*	500/60:600/40	(1)	(1)
	70	450/40:600/30	550/60:600/50	(1)	(1)
	80	450/45:600/30	600/65	(1)	(1)
R 180	30	350/45:550/25*	500/45:600/40	600/80	(1)
	40	450/45:600/30	500/60:600/45	(1)	(1)
	50	450/50:600/35	500/70:600/55	(1)	(1)
	60	500/45:600/40	550/70:600/65	(1)	(1)
	70	500/50:600/40	600/75	(1)	(1)
	80	500/55:600/45	(1)	(1)	(1)
R 240	30	500/40:600/35	550/55:600/50	(1)	(1)
	40	500/50:600/40	550/65:600/55	(1)	(1)
	50	500/55:600/45	600/70	(1)	(1)
	60	500/60:600/45	(1)	(1)	(1)
	70	500/70:600/50	(1)	(1)	(1)
	80	550/60:600/55	(1)	(1)	(1)

* Ponavadi je merodajen krovni sloj, ki je zahtevan v EN 1992-1-1.
 (1) Potrebna širina mora biti večja od 600 mm. Zahtevana je posebna ocena uklona.

Dodatek D

(informativni)

Računske metode za strig, torzijo in sidranje armature

OPOMBA: Strižne porušitve zaradi požara so zelo redke. Vendar računske metode, podane v tem dodatku, niso povsem preverjene.

D.1 Splošna pravila

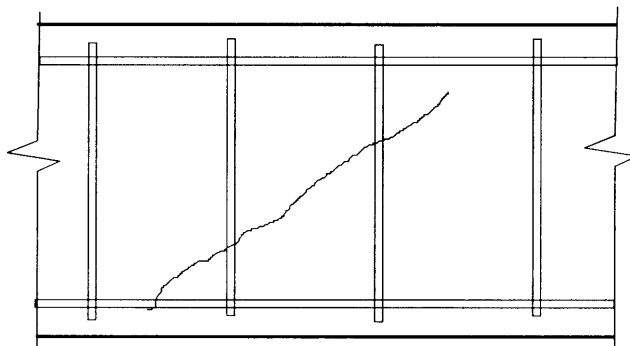
- (1) Strižna in torzijska nosilnost ter sposobnost sidranja se lahko računajo v skladu z metodami, podanimi v EN 1992-1-1, ter z upoštevanjem zmanjšanih lastnosti materiala in zmanjšanega prednapetja za vsak del prečnega prereza.
- (2) Kadar se uporabljajo poenostavljene računske metode po 4.2, se EN 1992-1-1 lahko uporabi neposredno na zmanjšanem prečnem prerezu.
- (3) Kadar se uporabljajo poenostavljene računske metode po 4.2 in ni strižne armature ali pa strižna nosilnost v glavnem izvira iz zmanjšane natezne trdnosti betona, je treba upoštevati obnašanje betona pri povišani temperaturi.

Če ni natančnejših podatkov glede zmanjšanja natezne trdnosti betona, se lahko uporabijo vrednosti $k_{ct}(\theta)$, podane na sliki 3.2.

- (4) Kadar se poenostavljene računske metode po 4.2 uporabljajo za elemente, pri katerih je strižna nosilnost odvisna od natezne trdnosti, je treba posebej pozorno obravnavati mesta, kjer so natezne napetosti posledica nelinearne razporeditve temperature (npr. votle plošče, debeli nosilci itd.). Zmanjšanje strižne trdnosti se izvede v skladu s temi povečanimi nateznimi napetostmi.

D.2 Strižna in torzijska armatura

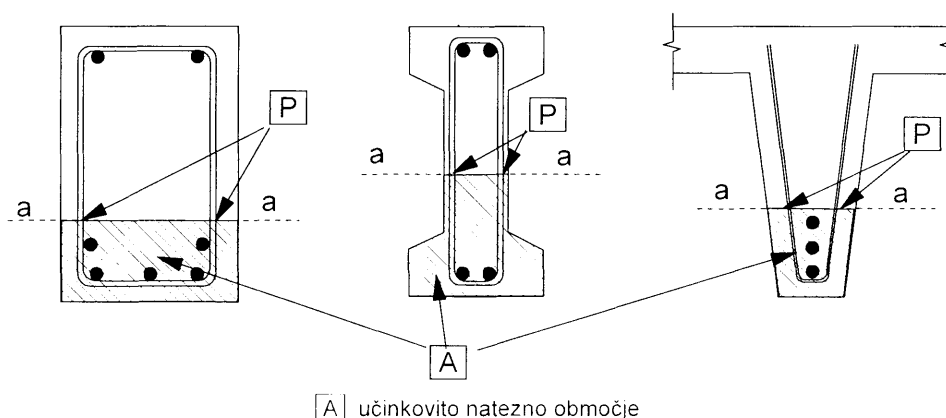
- (1) Za oceno osno-upogibne odpornosti se temperaturni profil lahko določi brez upoštevanja jekla s tem, da se za temperaturo jekla privzame temperatura betona v isti točki.
- (2) Ta približek je sprejemljiv za vzdolžno armaturo, ni pa povsem točen za stremena (glej sliko D.1). Stremena potekajo skozi območja z različnimi temperaturami (v splošnem so vogali in spodnji deli nosilca toplejši kot zgornji deli) in prenašajo toploto iz toplejših območij v hladnejša. Temperatura stremena je torej nižja od (najvišje) temperature okoljnega betona in teži k izenačenju po vsej dolžini.
- (3) Tudi če se ta majhen ugoden učinek zanemari, streme ni enakomerno obremenjeno po vsej dolžini, saj se dejansko največja napetost pojavi blizu strižne oziroma torzijske razpoke. Zaradi tega je treba definirati referenčno temperaturo, ki je določena na značilnem mestu prečnega prereza.
- (4) Na podlagi te referenčne temperature se strižna oziroma torzijska odpornost pri požaru določi, kot sledi v nadaljevanju.



Slika D.1: Strižne razpoke sekajo stremena pri različnih višinah nad upogibno armaturo

D.3 Računski postopek za določitev strižne odpornosti armiranega betonskega prereza

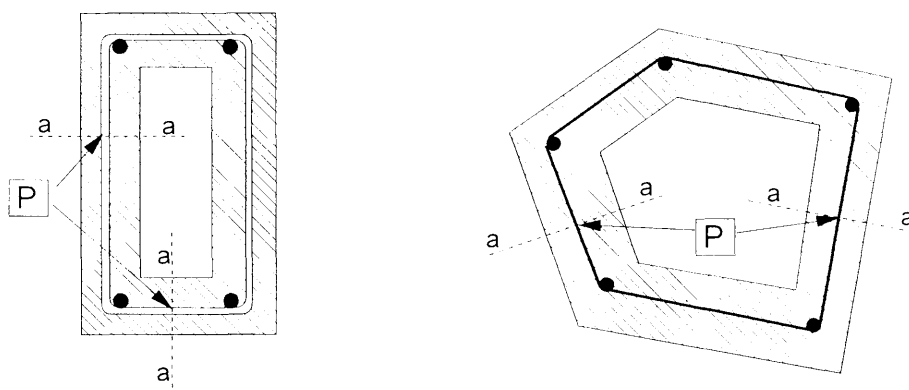
- (1) Račun zmanjšane prečne prereza kot v dodatku B.1 oziroma B.2.
- (2) Določitev preostale tlačne trdnosti betona kot v dodatku B.1 oziroma B.2 (polna trdnost $f_{cd,fi} = f_{cd,fi}(20)$ znotraj izoterme 500 °C, kadar se uporablja metoda izoterme 500 °C, oziroma zmanjšana trdnost $f_{cd,fi} = k_c(\theta_M) \cdot f_{cd,fi}(20)$, kadar se uporablja metoda območij).
- (3) Določitev preostale natezne trdnosti betona kot v dodatku B.1 oziroma B.2 (polna trdnost $f_{ctd,fi} = f_{ctd,fi}(20)$ znotraj izoterme 500 °C, kadar se uporablja metoda izoterme 500 °C, oziroma zmanjšana trdnost $f_{ctd,fi} = k_{ct}(\theta_M) \cdot f_{ctd,fi}(20)$, kadar se uporablja metoda območij). Vrednosti $k_{ct}(\theta)$ se lahko najdejo na sliki 3.2.
- (4) Določitev učinkovitega nateznega območja (glej EN 1992-1-1, poglavje 7), ki ga zgoraj omejuje prerez a-a (slika D.2).
- (5) Določitev referenčne temperature, θ_P , v stremenih kot temperature v točki P (presečišče prereza a-a s stremenom), ki je prikazana na sliki D.2. Temperatura jekla se lahko izračuna s pomočjo računalniškega programa ali z uporabo temperaturnih profilov (kot je podano v dodatku A).
- (6) Upošteva se zmanjšanje projektne trdnosti jekla stremen glede na referenčno temperaturo $f_{sd,fi} = k_s(\theta) \cdot f_{sd}(20)$.
- (7) Za projektiranje in oceno striga se za zmanjšani prečni prerez lahko neposredno uporabljajo takšne računske metode, kot so podane v EN 1992-1-1, ob upoštevanju zgoraj navedenih zmanjšanih trdnosti jekla in betona.



Slika D.2: Za račun strižne odpornosti se referenčna temperatura θ_p določi v točkah [P] vzdolž črte "a-a". Učinkovito natezno območje se lahko dobi iz EN 1992-1-1 (mejno stanje razpok)

D.4 Računski postopek za določitev torzijske odpornosti armiranega betonskega prereza

- (1) Izvesti pravila (1) do (3) iz D.3.
- (2) Določitev referenčne temperature, θ_p , v stremenih kot temperature v točki P (presečišče odseka a-a s stremenom), ki je prikazana na sliki D.3. Temperatura jekla se lahko izračuna s pomočjo računalniškega programa ali z uporabo temperaturnih profilov (kot je podano v dodatku A).
- (3) Upošteva se zmanjšanje projektne trdnosti jekla stremen glede na referenčno temperaturo $f_{sd,\theta} = k_s(\theta) f_{sd}(20)$.
- (4) Za dimenzioniranje in oceno glede torzije se za zmanjšani prečni prerez lahko neposredno uporabljajo takšne računske metode, kot so podane v EN 1992-1-1, ob upoštevanju predhodno navedenih zmanjšanih trdnosti jekla in betona.



Slika D.3: Za račun torzijske odpornosti se referenčna temperatura θ_p določi v točkah [P] vzdolž črte "a-a"

Dodatek E

(informativni)

Poenostavljene računske metode za nosilce in plošče

E.1 Splošno

- (1) Ta poenostavljena metoda velja le, kadar je obtežba enakomerno porazdeljena in je projektiranje pri normalni temperaturi temeljilo na linearni analizi oziroma linearni analizi z omejeno prerazporeditvijo notranjih sil, kot je opisano v poglavju 5 standarda EN 1992-1-1.

OPOMBA: Metoda se lahko uporabi za neprekinjene nosilce ali plošče, pri katerih je prerazporeditev upogibnih momentov večja od 15 %, če je pri zahtevanih pogojih požarne izpostavljenosti ob podporah zagotovljena zadostna rotacijska kapaciteta.

- (2) Ta poenostavljena metoda predstavlja razširitev metode z uporabo tabeliranih vrednosti za nosilce, izpostavljene požaru na treh straneh, oziroma plošče (preglednice 5.5 do 5.11). Z metodo je določen vpliv osne oddaljenosti spodnje armature, a , kadar je le-ta manjša od zahtevane v preglednicah, na upogibno odpornost.

Najmanjše dimenzije prečnega prereza (b_{\min} , b_w , h_s), podane v preglednicah 5.5 do 5.11, se ne zmanjšajo.

Pri tej metodi se uporabljajo redukcijski faktorji trdnosti, ki temeljijo na sliki 5.1.

- (3) Ta poenostavljena metoda se lahko uporabi za opravičenje zmanjšanja osne oddaljenosti armature a ob upoštevanju pravil, podanih v 5.6 in 5.7. Metoda ne velja za neprekinjene nosilce, pri katerih je v območju negativnih momentov širina, b_{\min} ali b_w , manjša od 200 mm in višina, h_s , manjša od $2b$, pri čemer je b_{\min} vrednost, podana v stolpcu 5 preglednice 5.5.

E.2 Prostoležeči nosilci in plošče

- (1) Dokazati je treba, da velja:

$$M_{Ed,fi} \leq M_{Rd,fi} \quad (E.1)$$

- (2) Obtežba v pogojih požara se določi po EN 1991-1-2.

- (3) Največji upogibni moment v projektnem stanju požara $M_{Ed,fi}$ se za pretežno enakomerno porazdeljeno obtežbo lahko izračuna z uporabo izraza (E.2).

$$M_{Ed,fi} = w_{Ed,fi} l_{eff}^2 / 8 \quad (E.2)$$

kjer sta:

$w_{Ed,fi}$ enakomerno porazdeljena obtežba (kN/m) v pogojih požara

l_{eff} učinkovita razpetina nosilca oziroma plošče

- (4) Upogibna odpornost $M_{Rd,fi}$ v projektnem stanju požara se lahko izračuna z uporabo izraza (E.3).

$$M_{Rd,fi} = (\gamma_s / \gamma_{s,fi}) \times k_s(\theta) \times M_{Ed} (A_{s,prov} / A_{s,req}) \quad (E.3)$$

kjer so:

- γ_s delni varnostni faktor jekla po EN 1992-1-1
 $\gamma_{s,fi}$ delni varnostni faktor jekla v pogojih požara
 $k_s(\theta)$ faktor zmanjšanja trdnosti jekla za podano temperaturo θ pri zahtevani požarni odpornosti. θ se v odvisnosti od izbrane osne oddaljenosti lahko vzame iz dodatka A
 M_{Ed} merodajni upogibni moment za projektiranje pri normalni temperaturi po standardu EN 1992-1-1
 $A_{s,prov}$ prerez razpoložljive natezne armature
 $A_{s,req}$ potrebni prerez natezne armature iz projektiranja pri normalni temperaturi po standardu EN 1992-1-1
 $A_{s,prov} / A_{s,req}$ se upošteva največ 1.3.

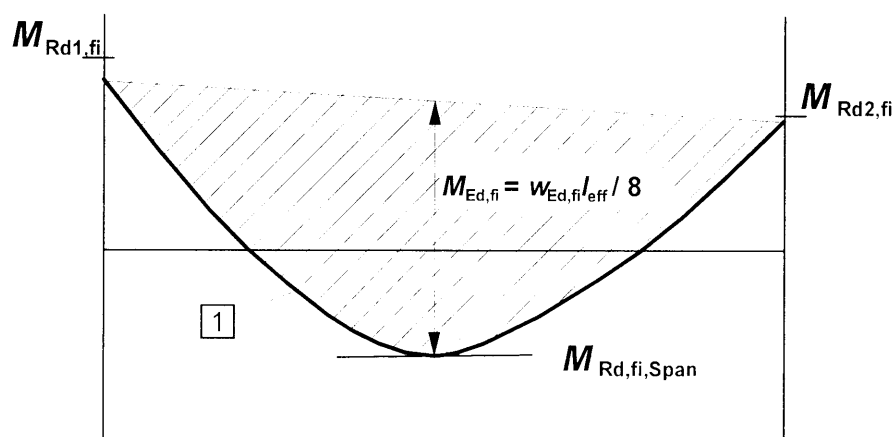
E.3 Neprekinjeni nosilci in plošče

- (1) V pogojih požara mora biti statično ravnotežje upogibnih momentov in prečnih sil zagotovljeno na vsej dolžini neprekinjenih nosilcev in plošč.
- (2) Za zagotovitev ravnotežja pri požarnem projektiranju je dovoljena prerazporeditev upogibnih momentov iz polja nad podpore, kadar je nad podporami zagotovljene dovolj armature za prevzem obtežbe v stanju požara. Ta armatura mora segati dovolj daleč v polje, da zagotovi varno pokrivanje ovojnice upogibnih momentov.
- (3) Upogibna odpornost $M_{Rd,fi,Span}$ prereza na mestu največjega upogibnega momenta v polju se v pogojih požara izračuna v skladu z E.2(4). Največji upogibni moment, ki odgovarja upogibnemu momentu prostoležečega nosilca pri enakomerni obtežbi v pogojih požara, $M_{Ed,fi} = w_{Ed,fi} l_{eff}^2 / 8$, se priredi tej upogibni odpornosti tako, da upogibna momenta nad podporama $M_{Rd1,fi}$ in $M_{Rd2,fi}$ zagotavljata ravnotežje, kot je prikazano na sliki E.1. To se lahko doseže tako, da se na enem koncu izbere moment, ki je enak ali manjši od upogibne odpornosti nad to podporo (ki je izračunana z uporabo izraza (E.4)), nato pa se določi potreben upogibni moment nad drugo podporo.
- (4) Če ni natančnejših izračunov, se upogibna odpornost ob podporah za projektiranje v stanju požara lahko izračuna z uporabo izraza (E.4).

$$M_{Rd,fi} = (\gamma_s / \gamma_{s,fi}) M_{Ed} (A_{s,prov} / A_{s,req}) (d-a) / d \quad (E.4)$$

kjer so:

- γ_s , $\gamma_{s,fi}$, M_{Ed} , $A_{s,prov}$, $A_{s,req}$, definirani v E.2
 a zahtevana povprečna spodnja osna oddaljenost armature, ki je za nosilce podana v stolpcu 5 preglednice 5.5, za plošče pa v stolpcu 3 preglednice 5.8
 d statična višina prereza
 $A_{s,prov} / A_{s,req}$ se upošteva največ 1.3



1 moment, ki odgovarja upogibnemu momentu prostoležečega nosilca pri enakomerni obtežbi v pogojih požara

Slika E.1: Prireditev diagrama upogibnih momentov prostoležečega nosilca $M_{Ed,fi}$ za zagotovitev ravnotežja

- (5) Izraz (E.4) velja, kadar temperatura jekla palic zgornje armature nad podporami ne preseže 350 °C, pri prednapetih kablji pa ne preseže 100 °C.

Za višje temperature se $M_{Rd,fi}$ zmanjša s $k_s(\theta_{cr})$ oziroma $k_p(\theta_{cr})$ v skladu s sliko 5.1.

- (6) Sidrno dolžino je treba preveriti glede na zahtevano sidrno dolžino v pogojih požara $l_{bd,fi}$. Le-ta se lahko izračuna z uporabo izraza (E.5).

$$l_{bd,fi} = (\gamma_s / \gamma_{s,fi}) (\gamma_{c,fi} / \gamma_c) \cdot l_{bd} \quad (E.5)$$

kjer je l_{bd} dolžina, podana v poglavju 8 standarda EN 1992-1-1.

Palice armature nad podporami morajo preko podpore segati do oddaljenosti merodajne momentne ničelne točke, kot je določena v E.3(3), povečane za dolžino enako $l_{bd,fi}$.