

UNIVERZA V LJUBLJANI
Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo
izr.prof.dr. Jože Lopatič

BETONSKE KONSTRUKCIJE I

(študijsko gradivo, UNI GR_B)

Ljubljana, 2012

VRSTE IN ZNAČILNOSTI BETONSKIH KONSTRUKCIJ

Glej zapiske s predavanj!

RAČUN OZIROMA DIMENZIONIRANJE KONSTRUKCIJ

Podlaga za projektiranje, gradnjo in vzdrževanje gradbenih konstrukcij so:

- pravni predpisi (zakoni kot sta npr. Zakon o graditvi objektov in Zakon o urejanju prostora) in
- tehnični predpisi (standardi in pravilniki). Pravilniki so v obvezni uporabi, standardi pa so v osnovi neobvezni, postanejo pa lahko obvezni v povezavi s pravilniki.

Za projektiranje gradbenih konstrukcij v RS se od 1.1.2008 uporabljajo konsistentni evropski standardi za projektiranje gradbenih konstrukcij - Evrokodi:

Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij (SIST EN 1990)

Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije:

SIST EN 1991-1-1: Splošni vplivi – Gostote, lastna teža, koristne obtežbe stavb

SIST EN 1991-1-2: Splošni vplivi – Vplivi požara na konstrukcije

SIST EN 1991-1-3: Splošni vplivi – Obtežba snega

SIST EN 1991-1-4: Splošni vplivi – Obtežbe vetra

SIST EN 1991-1-5: Splošni vplivi – Toplotni vplivi

SIST EN 1991-1-6: Splošni vplivi – Vplivi med gradnjo

SIST EN 1991-1-7: Splošni vplivi – Nezagodni vplivi

SIST EN 1991-2: Prometna obtežba mostov

Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij:

SIST EN 1992-1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe

SIST EN 1992-1-2: Splošna pravila - Projektiranje požarnovarnih konstrukcij

SIST EN 1992-2: Betonski mostovi – Projektiranje in pravila za konstruiranje

SIST EN 1992-3: Zadrževalniki tekočin

Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij

Evrokod 4: Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona

Evrokod 5: Projektiranje lesenih konstrukcij

Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij

Evrokod 7: Geotehnično projektiranje

Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij:

SIST EN 1998-1: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe

SIST EN 1998-2: Mostovi

Evrokod 9: Projektiranje konstrukcij iz aluminijevih zlitin

OSNOVE KONSTRUIRANJA PO EVROKODIH - Metoda mejnih stanj

KONSTRUKCIJA MORA BITI KONSTRUIRANA IN ZGRAJENA NA TAK NAČIN, DA:

- s primerno stopnjo zanesljivosti, prestane vse obtežbe in njihove vplive, ki lahko nastopijo v času gradnje in uporabe ter ima primerno trajnost z ozirom na stroške vzdrževanja
- je s sprejemljivo verjetnostjo sposobna za namenjeno uporabo glede na predvideno življensko dobo in ceno

MEJNA STANJA:

- Mejna stanja nosilnosti (stanja porušitve različnih vrst, ki lahko ogrozijo življenje):
 - * izguba ravnotežja konstrukcije ali dela konstrukcije kot togega telesa,
 - * pretirane deformacije, porušitev ali nestabilnost konstrukcije ali njenega dela.
- Mejna stanja uporabnosti (stanja pri katerih konstrukcija ne izpolnjuje pogojev uporabnosti)
 - * razpoke, ki zmanjšujejo trajnost konstrukcij,
 - * deformacije in pomiki, ki onemogočajo normalno uporabo in/ali poslabšajo videz konstrukcije,
 - * vibracije, ki povzročajo neugodno počutje uporabnikov in škodijo objektom.

PROJEKTNA STANJA:

- Trajna stanja - odgovarjajo času normalne uporabe
- Prehodna stanja - odgovarjajo npr. razmeram v času gradnje ali rekonstrukcije
- Nezgodna stanja
- “Potresno” stanje

VPLIVI – (POSPLOŠENA OBTEŽBA - Action - F):

- Obtežba (koncentrirana, ploskovna ali volumska) - direktna obtežba
- Vsiljene deformacije - indirektna obtežba (reologija, temperaturni vplivi in posedki)

Razdelitev vplivov glede na časovno spremenljivost:

- Stalni vplivi - G – (lastna teža, nekonstruktivni elementi, pritrjena oprema...),
P – (vpliv prednapetja)
- Spremenljivi vplivi – Q –
(predvsem koristne obtežbe in
sneg):

Npr. pri lesenih konstrukcijah:

- * dolgotrajne obtežbe (skladiščni prostori)
- * srednje-dolge obtežbe (vsiljene obtežbe) < снег!!
- * kratkotrajne obtežbe (veter in снег*)
- * trenutne obtežbe (nezgodne obtežbe)

- Nezgodni vplivi – A – (udarci vozil in plovil, eksplozije)

Razdelitev vplivov glede na prostorsko spremenljivost:

- Fiksni vplivi (lastna teža, stalna obtežba)
- Prosti vplivi (koristna obtežba, premična obtežba, veter, снег) - najbolj neugodna postavitev!

Reprezentativne vrednosti spremenljivih vplivov:

- Karakteristična vrednost Q_k je glavna reprezentativna vrednost. S pomočjo faktorjev ψ_i (glej SIST EN 1990) so določene še:
- Kombinacijska vrednost $\psi_0 Q_k$
- Pogosta vrednost $\psi_1 Q_k$
- Navidezno stalna vrednost $\psi_2 Q_k$

Projektne vrednosti vplivov - F_d :

Splošno: $F_d = \gamma_F F_k$;

$$G_d = \gamma_G G_k$$

$$Q_d = \gamma_Q Q_k \text{ ali } Q_d = \gamma_Q \psi_i Q_k$$

$$A_d = \gamma_A A_k \text{ (običajno podan že kar } A_d)$$

Geometrija konstrukcije: v splošnem $a_d = a_{nom}$ **PROJEKTNE VREDNOSTI UČINKOV VPLIVOV - E_d :**

Učinki vplivov - odziv konstrukcije: notranje sile, napetosti, deformacije, pomiki

$$E_d = E_d(F_d, a_d, X_d...)$$

KOMBINACIJE VPLIVOV (glej SIST EN 1990):**Mejna stanja nosilnosti:**

Osnovne kombinacije vplivov (trajna in prehodna stanja):

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{Q,i}$$

Nezgodne kombinacije vplivov (nezgodna stanja):

$$\sum \gamma_{GA,j} G_{k,j} + \gamma_{PA} P_k + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{Q,i} \quad \gamma_{GA,j} \text{ je običajno } 1$$

Parcialni varnostni faktorji za vplive (osnovne kombinacije):

	Stalni vplivi	Spremenljivi vplivi	
		prevladujoč	Preostali (kombinacijska vrednost)
Ugoden vpliv $\gamma_{F,inf}$	1,00*	0,00	0,00
Neugoden vpliv $\gamma_{F,sup}$	1,35*	1,50	1,50

Kdaj je nek stalni vpliv ugoden?

Stalni vplivi, katerih učinki v absolutnem smislu iskano količino-učinek povečujejo so neugodni, nasprotno pa so ugodni tisti vplivi, ki v absolutnem smislu zmanjšujejo iskano količino. Če je npr. upogibni moment zaradi stalne obtežbe v obravnavanem prerezu pozitiven, bomo pri določanju maksimalnega upogibnega momenta v tem prerezu stalno obtežbo upoštevali kot neugoden vpliv (torej $\gamma_{G,j} = \gamma_{G,j,sup}=1,35$), pri računu minimalnega upogibnega momenta pa bomo to isto stalno obtežbo upoštevali kot ugoden vpliv ($\gamma_{G,j}=\gamma_{G,j,inf}=1,00$).

* Za račun globalnega ravnotežja konstrukcij izjemoma lahko $\gamma_{G,inf}=0,90$ in $\gamma_{G,inf}=1,10$

Preverjanje statičnega ravnotežja se po **točki 2.4.4** SIST EN 1992-1-1 nanaša na projektna stanja ravnotežja – EQU kot sta sidranje in preverjanje dviganja neprekinjenih nosilcev nad ležišči. V primeru kontrole statičnega ravnotežja moramo dokazati da velja:

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

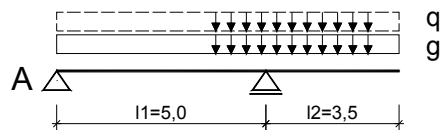
pri čemer sta

- $E_{d,dst}$ projektna vrednost učinkov, ki zmanjšujejo stabilnost
- $E_{d,stb}$ projektna vrednost učinkov, ki povečujejo stabilnost

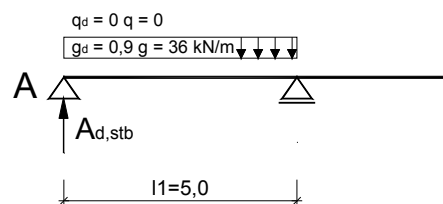
Učinek s splošno oznako E, pri kontroli statičnega ravnotežja najpogosteje predstavlja reakcija v podpori.

Računski primer: Nosilec s previsnim poljem

Preveriti je potrebno pogoj statičnega ravnotežja – EQU:

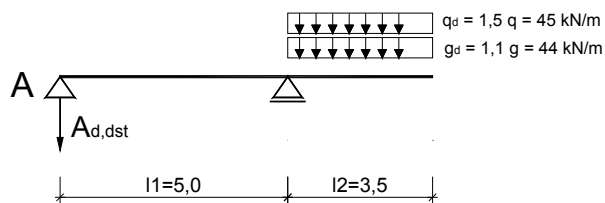
Stalna obtežba: $g = 40 \text{ kN/m}$ Spremenljiva obtežba: $q = 30 \text{ kN/m}$ 

Stabilizacijski del obtežbe:



$$A_{d, stb} = 0,9 \cdot 40 \cdot 5,0 / 2 = 90 \text{ kN}$$

Destabilizacijski del obtežbe:



$$A_{d, dst} = (1,1 \cdot 40 + 1,5 \cdot 30)(5,0 + 3,5/2) / 5,0 = 109 \text{ kN}$$

$$A_{d, dst} = 109 \text{ kN} > A_{d, stb} = 90 \text{ kN} \rightarrow \text{pogoj ni izpolnjen!}$$

$$\rightarrow \text{potrebno sidranje za silo: } \Delta A_d = A_{d, dst} - A_{d, stb} = 109 - 90 = 19 \text{ kN}$$

Mejna stanja uporabnosti:

$$\sum G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{Q,i} \quad (\text{karakteristična kombinacija vplivov})$$

$$\sum G_{k,j} + P_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{Q,i} \quad (\text{pogosta kombinacija vplivov})$$

$$\sum G_{k,j} + P_k + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{Q,i} \quad (\text{navidezno stalna kombinacija vplivov})$$

LASTNOSTI MATERIALOV -X:

Pri dimenzioniranju konstrukcij je najpomembnejša lastnost materialov njihova trdnost f (tlačna, natezna, strižna...).

Karakteristična vrednost - X_k (standardni testi, statistika-fraktila)

Projektna (računska) vrednost - X_d :

$X_d = k X_k / \gamma_M$

γ_M - materialni varnostni faktor:

Mejna stanja nosilnosti:

Osnovni obtežni primeri:

$$\gamma_M = 1,5 \quad (\text{beton})$$

$$\gamma_M = 1,15 \quad (\text{armatura in jeklo za prednapenjanje})$$

$$\gamma_M = 1,3 \quad (\text{les in nekateri materiali na osnovi lesa})$$

$$\gamma_M = 1,1 \quad (\text{jeklo})$$

Nezgodni obtežni primeri:

$$\gamma_M = 1,0$$

Mejna stanja uporabnosti:

$$\gamma_M = 1,0$$

k – korekcijski faktor:

Npr. pri betonu $k = \alpha_{cc}$ oziroma $k = \alpha_{ct}$ (s tem je lahko zajeta trajna trdnost betona oziroma vpliv trajnih visokih nivojev napetosti).

Npr. pri lesu $k = k_{\text{mod}}$ **modifikacijski faktor**, ki zajame vpliv trajanja obtežbe in vsebnosti vlage na trdnost lesa.

KONCEPT VARNOSTI KONSTRUKCIJ

Glej zapiske s predavanj!

MEHANSKE IN REOLOŠKE LASTNOSTI BETONA, MEHKE IN PREDNAPETE ARMATURE

Mehanske in reološke lastnosti betona

Beton je časovno spremenljiv kompozitni material, ki sestoji iz:

- zrn kamenega agregata,
- cementnega kamna,
- nehidratiziranega cementa,
- por in
- kemijsko nevezane vode.

Fizikalne lastnosti betona so v odločilni meri odvisne od mikrozgradbe hidratiziranega cementnega kamna. Zaradi dolgotrajnega procesa hidratacije se s staranjem (pri zmernih obremenitvah) povečujeta trdnost in elastični modul betona. Pri projektiranju betonskih konstrukcij moramo poznati številne parametre, ki opisujejo mehansko in reološko obnašanja betona.

Mehanske lastnosti opišemo z:

- vrednostmi različnih trdnosti betona,
- vrednostmi deformacijskih parametrov,
- pogosto pa moramo poznati celotne konstitutivne zakone (delovne diagrame).

Med reološke pojave betona sodita krčenje oziroma nabrekanje, ki je napetostno neodvisen časovni pojav in lezenje, ki je napetostno odvisen časovni pojav. Običajno so v sodobnih standardih specifične deformacije zaradi posameznega reološkega pojava podane v obliki produkta ustrezne nazivne končne vrednosti deformacij in funkcije, ki opisuje njihov časovni razvoj.

V standardu SIST EN 1992-1-1 je privzeto, da uporabljeni betoni glede svojih lastnosti in proizvodnje ustrezajo zahtevam standarda SIST EN 206-1.

Tlačna trdnost in razvrščanje betona v trdnostne razrede

Razvrščanje betona v trdnostne razrede v EC2 temelji na tlačni trdnosti pri enoosnem standardnem preizkusu 28 dni starega betona.

Razvrščanje v trdnostne razrede **izvedemo glede na karakteristično tlačno trdnost betona f_{ck}** , ki je pri 5% fraktili (kvantili) določena z uporabo statističnih metod na podlagi srednje oz. povprečne vrednosti tlačne trdnosti betona f_{cm} .

Karakteristična trdnost betona f_{ck} je torej v primeru EC2 tista vrednost za katero velja, da je verjetnost, da bo trdnost manjša od nje, 5 %. Pri poznanih srednji vrednosti trdnosti f_{cm} in ustrezni standardni deviaciji trdnosti σ_f ter fraktili 5% velja naslednja splošna zveza poznana iz statistike:

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,64 \cdot \sigma_f \quad (1)$$

$$\text{v EC2 pa je upoštevana poenostavitev } f_{ck} = f_{cm} - \Delta f = f_{cm} - 8 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_f = 4,9 \text{ MPa} \quad (2)$$

Posebna statistična obravnava je potrebna takrat, kadar ocenjujemo lastnosti vgrajenega betona na podlagi meritev lastnosti betona na omejenem številu preizkušancev (imamo le oceno za srednjo vrednost trdnosti in oceno za standardno deviacijo trdnosti).

Trdnostni razred betona je označen s črko **C** in dvema vrednostma (npr. C30/37), pri čemer prva vrednost (f_{ck}) pomeni karakteristično trdnost betona določeno na valjih s premerom 15 cm in višino 30 cm, druga vrednost ($f_{ck, cube}$) pa na kockah z robom 15 cm.

V SIST EN 1992-1-1 je definiranih 14 trdnostnih razredov betonov normalne teže, ki jih uporabljamo za projektiranje betonskih konstrukcij (glej *Pr. 1*). Betoni trdnostnih razredov do C50/60 sodijo med betone običajne trdnosti, betoni višjih trdnostnih razredov pa so t.i. visokotrni betoni (v nekaterih računskih postopkih se pojavijo razlike).

V *Pr. 1* so v odvisnosti od trdnostnega razreda podani tudi ostali trdnostni in deformacijski parametri, ki jih potrebujemo pri projektiranju in jih bomo podrobneje obdelali v nadaljevanju. *Pr. 1* je izdelana na podlagi preglednice 3.1. standarda SIST EN 1992-1-1, kjer so podani tudi analitični izrazi za določitev posameznih parametrov na podlagi karakteristične trdnosti betona f_{ck} .

Pr. 1: Trdnostne in deformacijske lastnosti betona normalne teže v odvisnosti od trdnostnega razreda

Lastnost	Trdnostni razredi betona													
f_{ck} [MPa]	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck, cube}$ [MPa]	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} [MPa]	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} [MPa]	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5
$f_{ctk, 0,05}$ [MPa]	1,1	1,3	1,5	1,8	2	2,2	2,5	2,7	2,9	3	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk, 0,95}$ [MPa]	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
E_{cm} [GPa]	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44
ε_{c1} [‰]	1,8	1,9	2	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8
ε_{cu1} [‰]	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8
ε_{c2} [‰]	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
ε_{cu2} [‰]	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4
ε_{c3} [‰]	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3
ε_{cu3} [‰]	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6

Natezna trdnost betona

V splošnem je natezna trdnost betona v primerjavi z njegovo tlačno trdnostjo razmeroma majhna (velikostni red 10% tlačne trdnosti) in jo pri dokazu odpornosti v mejnih stanjih nosilnosti praviloma zanemarimo, upoštevamo pa jo:

- v nekaterih dokazih mejnih stanj uporabnosti (npr. v računu širine razpok, ugotavljanje ali so prerezi razpokani ali ne za odločitev o uporabi ustreznih metod računa pomikov in napetosti),
- pri določitvi sidrnih dolžin in dolžin preklapljanja armature,
- pri določitvi minimalne potrebne armature in
- pri določitvi dolžine vnosa kabelske sile pri predhodno napetih elementih.

Natezna trdnost kaže tudi precej večji raztros vrednosti kot tlačna trdnost betona, pri tem pa pomembno vlogo igrajo oblika in tekstura zrn agregata še zlasti pa zunanji pogoji okolja v katerem se beton nahaja.

EC2 definira osnovno natezno trdnost betona kot največjo napetost doseženo pri **centričnem nateznem obremenjevanju** (glej *Pr. 1* za srednjo vrednost f_{ctm} ter spodnjo in zgornjo karakteristično vrednost $f_{ctk,0.05}$ in $f_{ctk,0.95}$), omenja pa še **cepilno natezno trdnost** $f_{ct,sp}$ (kadar določamo cepilno natezno trdnost lahko izračunamo pripadajočo osnovno vrednost z zvezo:

$f_{ct} = 0,9 f_{ct,sp}$) in **upogibno natezno trdnost** $f_{ct,fl}$ (v določenih primerih jo lahko upoštevamo v računih; določimo jo po izrazu:

$f_{ct,fl} = \max \{ (1,6 - h / 1000) f_{ct}; f_{ct} \}$ pri čemer je h višina elementa v mm).

Projektne tlačne in natezne trdnosti betona

Po EC2 z upoštevanjem priporočenih vrednosti korekcijskih koeficientov α_{cc} (sicer med 0,8 in 1,0) oziroma α_{ct} (sicer med 0,8 in 1,0) s katerima načelno zajamemo vpliv dolgotrajnih učinkov obtežbe in neugodnih učinkov načina nanosa obtežbe na tlačno oziroma natezno trdnost projektno tlačno oziroma natezno trdnost betona določimo z izrazoma:

Projektna tlačna trdnost betona:

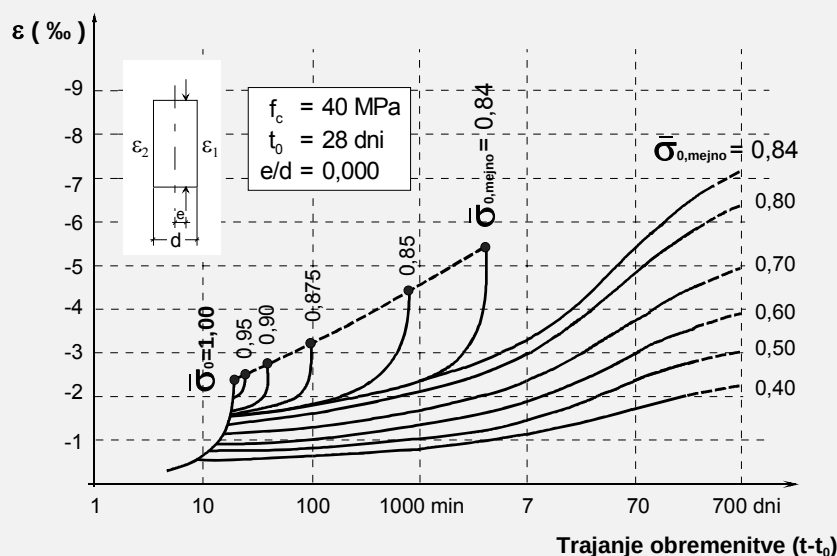
$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C \quad \text{pri stavbah} \rightarrow \boxed{f_{cd} = f_{ck} / \gamma_C}; \quad \text{pri mostovih} \rightarrow \boxed{f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_C}$$

Projektna natezna trdnost betona:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0.05} / \gamma_C \quad \text{pri stavbah in mostovih} \rightarrow \boxed{f_{ctd} = f_{ctk,0.05} / \gamma_C}$$

V primeru mostov lahko manjšo vrednost koeficienta α_{cc} pripišemo visokim napetostim oziroma visokim nivojem napetosti (mlad beton in običajno še intenzivno spreminjanje statičnih sistemov) v času gradnje v času normalne uporabe pa razmeroma visokemu deležu stalne obtežbe v celotni obtežbi.

Splošno znano je da, pri napetostih do približno 40% kratkotrajne tlačne trdnosti betona prihaja le do omejenega formiranja in širjenja mikrorazpok v stičnem območju oziroma v cementnem kamnu. Z večanjem nivoja napetosti postaja vpliv širjenja in formiranja mikrozpok, najprej v stičnem območju pozneje pa še v cementnem kamnu, vse večji. Tako se **pri napetostih med 75 in 85% kratkotrajne tlačne trdnosti** lahko zgodi, da količina sproščene deformacijske energije že **zadošča za spontano rast razpok**. Ko z napetostmi presežemo to mejo pride do **časovno odvisne porušitve** betona pri napetostih, ki so manjše od kratkotrajne trdnosti.



Sl. 1: Primeri časovnih potekov povprečnih izmerjenih deformacij ε centrično obremenjenih vzorcev ($e/d=0$) trdnosti 40 MPa v času obremenjevanja ($t_0=28$ dni), za različne nivoje napetosti

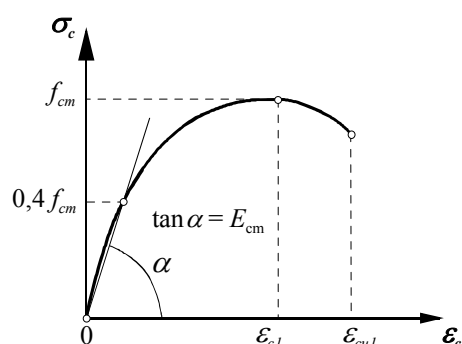
Parametri elastične deformabilnosti betona

Pri linearni elastični analizi odziva betonskih konstrukcij, ki je pri običajnem delu gradbenega konstruktorja prevladujoča metoda analize, je celotna deformabilnost opisana z modulom elastičnosti. V ojačenih betonskih konstrukcijah je prevladujoč material beton, zato v računu upoštevamo srednjo vrednost modula elastičnosti betona E_{cm} , ki je določen kot sekantni modul elastičnosti, ki pripada napetostma 0 in $0,4 f_{cm}$ (glej Sl. 2).

Vrednosti podane Pr. 1 oziroma v preglednici 3.1 SIST EN 1992-1-1 so določene z izrazom:

$$E_{cm} = 22 \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0,3}$$

Pri čemer je f_{ck} v MPa, E_{cm} pa v GPa.



Sl. 2: Definicija sekantnega modula elastičnosti E_{cm}

Osnovne vrednosti sekantnega modula elastičnosti določenega po gornjem izrazu veljajo za beton iz kremenčevega agregata. V primeru agregata iz apnenca oziroma peščenjaka je treba dobljeno vrednost zmanjšati za 10 % oziroma 30 %, v primeru bazaltne agregata pa povečati za 20 %.

Za **Poissonov količnik** se lahko upošteva 0,2 za nerazpokan beton, za razpokan beton pa 0.

Za **linearni temperaturni razteznostni koeficient** se lahko upošteva vrednost $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$.

Časovni razvoj lastnosti betona

Kadar postopek gradnje zahteva pri projektiranju določitev lastnosti betona v času posameznih faz gradnje (vnos prednapetja, razpoaženje) ali želimo ugotoviti, kdaj lahko opravimo kakšno od predvidenih faz lahko upoštevamo časovni razvoj lastnosti betona po izrazih podanih v nadaljevanju.

Srednja vrednost tlačne trdnosti »t« dni starega betona $f_{cm}(t)$ je določena z izrazom (3):

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} , \quad (3)$$

kjer je f_{cm} srednja vrednost tlačne trdnosti 28 dni starega standardno negovanega betona, $\beta_{cc}(t)$ funkcija, s katero je definirano časovno naraščanje tlačne trdnost betona (4), t starost betona v dnevih, s pa koeficient, ki je odvisen od vrste cementa in znaša:

$s = 0,25$ pri normalnih in hitrovezočih cementih (razred N),

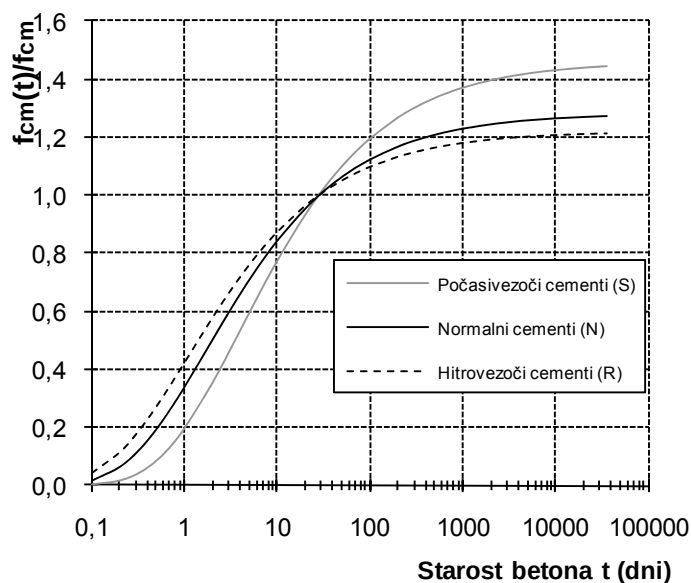
$s = 0,38$ za počasivezoče cimente (razred S) in

$s = 0,20$ za hitrovezoče cimente visokih trdnosti (razred R).

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (4)$$

Karakteristična tlačna trdnost betona »t« dni starega betona je določena z izrazoma (5):

$$\begin{aligned} f_{ck}(t) &= f_{cm}(t) - 8 \text{ MPa} && \text{za } 3 < t < 28 \text{ dni,} \\ f_{ck}(t) &= f_{ck}(28 \text{ dni}) = f_{ck} && \text{za } t \geq 28 \text{ dni.} \end{aligned} \quad (5)$$



Sl. 3: Časovni razvoj tlačne trdnosti betona

Srednja vrednost natezne trdnosti »t« dni starega betona $f_{ctm}(t)$ je določena z izrazom (6):

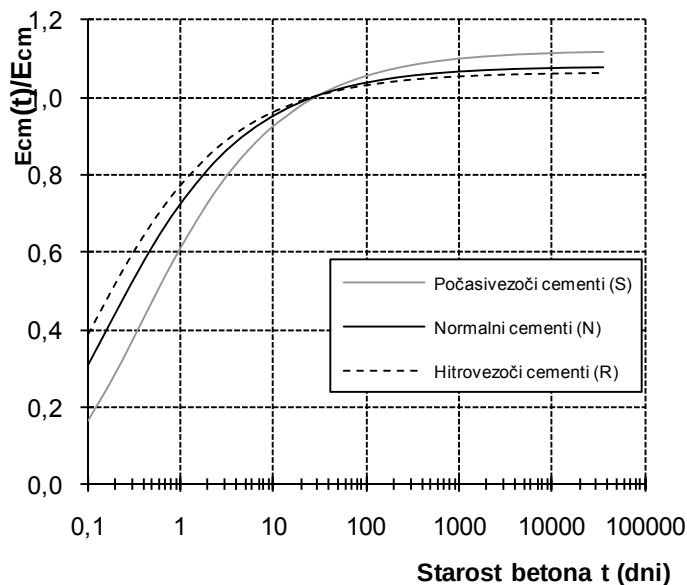
$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha f_{ctm} , \quad (6)$$

pri čemer je f_{ctm} srednja vrednost nazivne natezne trdnosti 28 dni starega standardno negovanega betona v 100 % vlagi okolja s temperaturo $T = 20^\circ\text{C}$, eksponent α za $t < 28$ dni znaša $\alpha = 1$, za $t \geq 28$ dni pa $\alpha = 2/3$.

Srednja vrednost sekantnega modula elastičnosti $E_{cm}(t) \gg t \ll$ dni starega betona je določena z izrazom:

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t)/f_{cm})^{0,3} E_{cm} = \beta_{cc}(t)^{0,3} E_{cm}, \quad (7)$$

kjer sta f_{cm} in E_{cm} tlačna trdnost in elastični modul 28 dni starega betona, t je starost betona v dnevih, $\beta_{cc}(t)$ pa funkcija določena z izrazom (4).



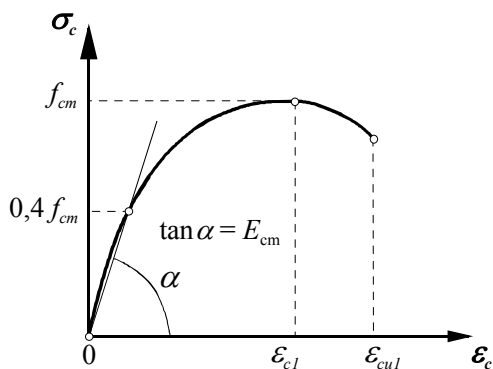
Sl. 4: Časovni razvoj tlačne sekantnega modula elastičnosti betona

Srednje vrednosti nazivnih tlačnih f_{cm} in nazivnih nateznih trdnosti betona f_{ctm} ter modulov elastičnosti za vse trdnostne razrede betona za starost 28 dni so podane v Pr. 1.

Konstitutivni zakon (delovni diagram) betona

Standard SIST EN 1992-1-1 poleg betonov običajnih trdnosti obravnava tudi betone visoke trdnosti. Za betone visoke trdnosti praviloma štejejo betoni, ki so razvrščeni v trdnostni razred C55/67 ali višje – glej Pr. 1. Pri izrazih za določanje različnih parametrov materiala pa je v standardu na določenih mestih razmejitev tudi drugačna.

Konstitutivni zakon betona za nelinearno analizo betonskih konstrukcij v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1 je določen z izrazom (8).

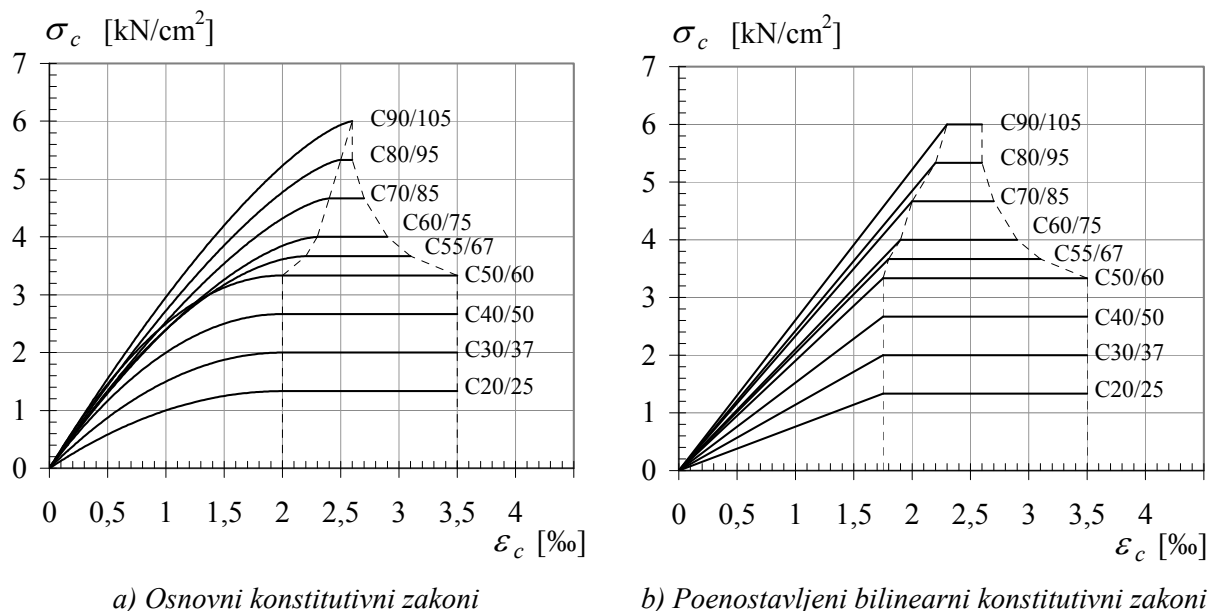


$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (8)$$

Sl. 5: Konstitutivni zakon betona za nelinearno analizo konstrukcij

Pri tem je $\eta = \epsilon_c/\epsilon_{c1}$, ϵ_{c1} je deformacija pri največji tlačni napetosti v skladu s preglednico Pr. 1, $k = 1,05 E_{cm} \cdot |\epsilon_{c1}|/f_{cm}$, f_{cm} pa je srednja tlačna trdnost betona iz Pr. 1.

trdnost f_{cd} . Pri izdelavi teh pripomočkov so bile upoštevane meje območij $\varepsilon_{c2} = 2,0\text{‰}$ in $\varepsilon_{cu2} = 3,5\text{‰}$. Ti pripomočki so še vedno uporabni za betone običajne trdnosti, pri katerih so tudi v standardu SIST EN 1992-1-1 meje območij kvadratne parabole in premice ostale enake. Uporaba teh pripomočkov tudi pri betonih visoke trdnosti pa je neprimerna in na nevarni strani ter ne nudi pravega vpogleda v deformacijsko stanje prereza.



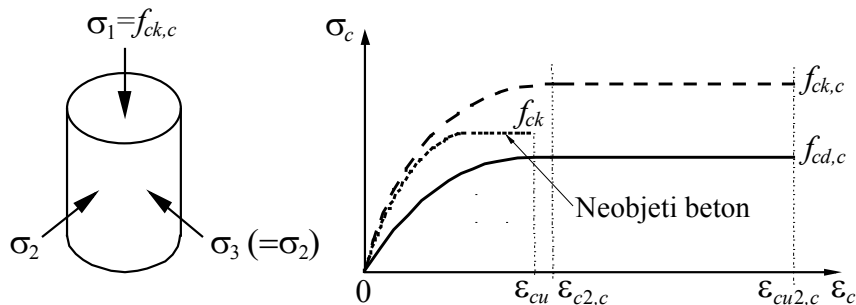
Sl. 9: Konstitutivni zakoni betona za dimenzioniranje (pri vrednostih $\gamma_C = 1,5$ in $\alpha_{cc} = 1$)

Konstitutivni zakon objetega betona

Standard SIST EN 1992-1-1 omogoča tudi upoštevanje ugodnega vpliva večsotnega napetostnega stanja v primeru objetega betona. Povečana karakteristična tlačna trdnost in povečani karakteristični deformaciji objetega betona so določene z izrazi (11):

$$\begin{aligned} f_{ck,c} &= f_{ck} (1,000 + 5,0 \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{za } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck}, & \varepsilon_{c2,c} &= \varepsilon_{c2} (f_{ck,c} / f_{ck})^2, \\ f_{ck,c} &= f_{ck} (1,125 + 2,50 \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{za } \sigma_2 > 0,05 f_{ck}, & \varepsilon_{cu2,c} &= \varepsilon_{cu2} + 0,2 \sigma_2 / f_{ck}. \end{aligned} \quad (11)$$

Pri tem je $\sigma_2 = \sigma_3$ učinkovita bočna tlačna napetost v mejnem stanju nosilnosti zaradi objetja betona, deformaciji ε_{c2} in ε_{cu2} pa sta navedeni v preglednici Pr. 1. Objetje betona je mogoče doseči z ustrezno zaprtimi stremeni ali s prečnimi vezmi, v katerih je zaradi prečnega raztezanja betona dosežena meja plastičnosti.



Sl. 10: Sovisnost med napetostjo in deformacijo objetega betona

Lezenje betona

Lezenje betona je v največji meri odvisno od:

- starosti betona ob nanosu obtežbe,
- od vlage in temperature okolja,
- od konsistence in trdnostnega razreda betona,
- od dimenzij betonskega prereza,
- od deleža cementnega kamna v betonu,
- od trajanja obtežbe in
- od velikosti napetosti.

Če je delujoča napetost betona v trenutku nanosa obremenitve t_0 manjša od $0,45 f_{ck}(t_0)$, vpliv ravni napetosti na količnik lezenja $\varphi(t, t_0)$ lahko zanemarimo. Iz enačbe (12) za končni prirastek deformacij betona zaradi lezenja $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ je razvidno, da je v tem primeru deformacija zaradi lezenja betona linearna funkcija napetosti σ_c , zato v tem primeru govorimo o linearni teoriji lezenja betona:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \sigma_c / E_c . \quad (12)$$

Kot je razvidno iz enačbe (12), je količnik lezenja $\varphi(t, t_0)$ normiran glede na tangentni modul elastičnosti betona E_c pri starosti $t = 28$ dni, ki ga lahko določimo na podlagi ustreznega sekantnega modula E_{cm} iz *Pr. 1* z naslednjim izrazom:

$$E_c = 1,05 \cdot E_{cm} . \quad (13)$$

Če je napetost betona v trenutku nanosa napetosti t_0 večja od 45 % njene karakteristične tlačne trdnosti betona ($\sigma_c > 0,45 f_{ck}(t_0)$), pa je vpliv napetosti na količnik lezenja betona $\varphi_{nl}(\infty, t_0)$ tolikšen, da ga moramo upoštevati v računu. V tem primeru je časovni prirastek deformacije betona $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$, ki je določen z enačbo (14), nelinearna funkcija napetosti betona σ_c . Količnik nelinearnega lezenja betona $\varphi_{nl}(\infty, t_0)$ je pri tem določen z izrazom (15):

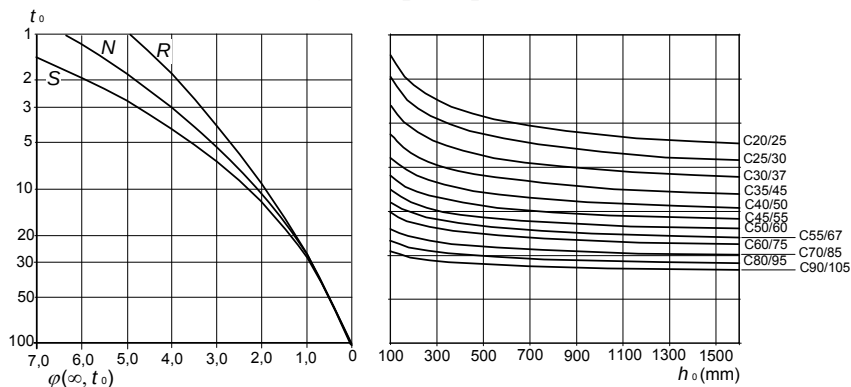
$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi_{nl}(\infty, t_0) \cdot (\sigma_c / E_c) , \quad (14)$$

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \exp(1,5(k_\sigma - 0,45)) . \quad (15)$$

V izrazu (15) je $k_\sigma = \sigma_c / f_{ck}(t_0)$ razmerje tlačnih napetosti betona in njegove karakteristične trdnosti v času t_0 ($f_{ck}(t_0)$), ki je določena z izrazoma (5). V mejnem stanju uporabnosti konstrukcij je trajna napetost betona praviloma manjša od 45 % njegove trdnosti, tako da običajno zadošča upoštevanje linearne teorije lezenja betona. V primeru večjih napetosti, ki se lahko pojavijo ob prednapenjanju ali pri nelinearni analizi konstrukcije do porušitve, pa je potrebno upoštevati nelinearno teorijo lezenja betona.

Za hitro oceno končne vrednosti količnika linearnega lezenja betona $\varphi(\infty, t_0)$ so v standardu SIST EN 1992-1-1 za primer vlage okolja $RH = 50\%$ (*Sl. 11*) in $RH = 80\%$ (*Sl. 12*) podani ustrezni pomožni diagrami. Način odbiranja vrednosti iz obeh diagramov pa je prikazan na *Sl. 13*.

RH = 50 % – konstrukcije v zaprtih prostorih



Legenda:

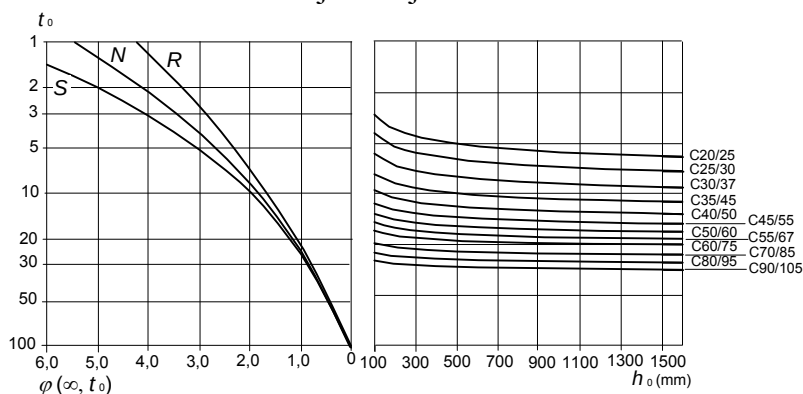
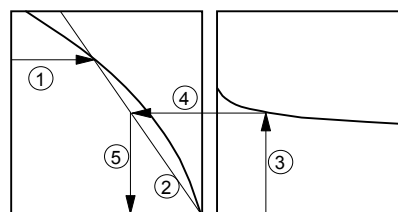
R – uporaba hitrovezočega cementa

N – uporaba normalno vezočega cementa

S – uporaba počasivezočega cementa

Sl. 11: Določitev količnika linearnega lezenja betona $\varphi(\infty, t_0)$ v okolju z relativno vlago RH = 50 % in temperaturo $T = 20^\circ\text{C}$

RH = 80 % – konstrukcije zunaj

Sl. 12: Določitev količnika linearnega lezenja betona $\varphi(\infty, t_0)$
v okolju z relativno vlago RH = 80 % in temperaturo
 $T = 20^\circ\text{C}$ Sl. 13: Navodila za hitro odbiranje
količnika lezenja iz diagramov na
slikah Sl. 11 in Sl. 12.

OPOMBA:

- presečišče med črtama 4 in 5 je lahko tudi nad točko 1,
- za $t_0 > 100$ je dovolj natančno, če se privzame, da je $t_0 = 100$ in se uporabi tangenta.

Enačbe za natančnejši račun količnika lezenja betona pa so podane v Dodatku B standarda SIST EN 1992-1-1, in sicer v točki B1.

Krčenje betona

Deformacija krčenja betona je odvisna od istih parametrov kot lezenje betona z izjemo napetosti, ki na krčenje betona ne vpliva. Celotno krčenje betona ε_{cs} je v globalu sestavljeno iz krčenja zaradi sušenja ε_{cd} in iz avtogenega krčenja ε_{ca} , ki se razvije v prvih urah oziroma dnevih po začetku vezanja cementa (16).

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (16)$$

Pr. 2: Nazivne vrednosti neoviranega krčenja betona iz cementa CEM razreda N zaradi sušenja $\varepsilon_{cd,0}$ (v ‰)

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Relativna vlažnost okolja [%]					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

Časovni razvoj deformacije krčenja betona zaradi sušenja je določen z izrazom (17):

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (17)$$

časovni razvoj deformacije zaradi avtogenega krčenja betona pa z izrazom (18):

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (18)$$

Pri tem so:

t – čas v dnevih

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{(t - t_s) - 0,04\sqrt{h_0^3}} \quad \text{– funkcija časovnega razvoja krčenja zaradi sušenja}$$

k_h – koeficient nazivne velikosti prereza $h_0 = 2A_c/u$ (glej Pr. 3)

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) \quad \text{– funkcija časovnega razvoja avtogenega krčenja}$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad \text{– končna vrednost krčenja betona}$$

Pr. 3: Koeficient nazivne velikosti prereza

h_0 [mm]	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Za natančnejšo določitev deformacije krčenja betona so v Dodatku B standarda SIST EN 1992-1-1 podani ustrezni matematični izrazi.

Dodatek B se uporablja za račun deformacije krčenja in lezenja betona v ključno z določanjem njihovega časovnega razvoja. **Eksperimentalno določene vrednosti** lahko kažejo okoli ustreznih vrednosti ocenjenih po tem dodatku raztros do $\pm 30\%$.

Kjer je zaradi velike občutljivosti konstrukcije na lezenje in krčenje **potrebna večja natančnost**, je potrebno **reološke vplive in njihov časovni razvoj določiti eksperimentalno**.

Mehanske in reološke lastnosti jekel za armiranje in prednapenjanje

Lastnosti jekla so odvisne zlasti od njegove kemijske sestave in načina obdelave. Najpomembnejša nekovinska sestavina jekla, ki ima največji vpliv na lastnosti jekel, ki jih uporabljamo za ojačevanje betonskih konstrukcij je ogljik (C). S povečevanjem vsebnosti ogljika načelno pridobivamo na trdnosti, hkrati pa se jeklu zmanjšujeta duktilnost in njegova varivost. Nizka trdnost in velika duktilnost je značilna za jekla z vsebnostjo ogljika pod 0,2%, za jekla z vsebnostjo ogljika nad 0,8% pa je značilna izredno visoka trdnost in zelo omejena duktilnost. Pri jeklih za armiranje je vsebnost ogljika navzgor omejena na približno 0,25%, pri jeklih za prednapenjanje pa znaša vsebnost ogljika običajno med 0,6 in 0,9%.

Kot nečistoče v jeklu, ki so glede vsebnosti omejene s predpisanimi zgornjimi mejnimi vrednostmi, pa se pojavljajo še žveplo (S), fosfor (P) in dušik (N).

Z legirnimi dodatki lahko jeklu do določene mere priredimo lastnosti. V splošnem se kot legirni elementi pri jeklih uporabljajo mangan (Mn), silicij (Si), krom (Cr), nikelj (Ni), molibden (Mo), baker (Cu), v manjših količinah pa tudi titan (Ti) in vanadij (V).

Običajno se za armiranje in prednapenjanje betonskih konstrukcij uporablja **nelegirana (ogljikova)** ali **nizko legirana jekla**. **Močnejše legirana jekla** za armiranje konstrukcij in prednapenjanje so smiselna predvsem za zagotavljanje korozijske odpornosti v **najbolj agresivnem okolju**, kadar s cenejšimi ukrepi le-te ni mogoče doseči. V ta namen so primerna t.i. običajna avstenitna nerjavna jekla, ki vsebujejo preko 12% kroma in preko 7% niklja. V osnovi protikorozijsko zaščito jekla zagotavlja že sama krovna plast betona, saj je beton močno alkalen material ($\text{pH} > 11$), ki na površini jeklene armature tvori stabilen tanek pasivni zaščitni film iz železovega oksida. Problem korozije se pojavi v povezavi s **karbonatizacijo** betona (reakcija med ogljikovim dioksidom iz zraka in kalcijevim hidroksidom, ki se nahaja v cementnem kamnu), pri kateri pade alkalnost betona in s tem njegova sposobnost zaščititi jeklo pred korozijo.

Jeklo za armiranje

V skladu s standardom SIST EN 1992-1-1 je za armiranje konstrukcij predvidena le uporaba varivih jeklenih proizvodov, ki imajo **rebrasto ali nazobčano površino**.

Standard SIST EN 1992-1-1 se glede:

- značilnosti varivega armaturnega jekla,
- razvrščanja,
- metod preizkušanja lastnosti za potrjevanje skladnosti,
- označevanja in
- postopkov proizvodnje

opira na standard SIST EN 10080. Ta standard sicer govori tudi o gladkih armaturnih palicah, ki pa jih po standardu SIST EN 1992-1-1 ne uporabljamo kot statično potrebno armaturo.

Za armiranje konstrukcij se lahko v skladu s SIST EN 1992-1-1 uporabi naslednje proizvode:

- **Armaturne palice**

Dobavijo se kot ravne palice, ki so povezane v snope. Običajna dolžina palic je 12 m, po naročilu so dobavljive tudi večje dolžine. V standardu EN 10080, so kot priporočeni podani naslednji nazivni premeri palic: **6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 28, 32, 40 in 50 mm**. Palice s

premerom večjim od 32 mm se obravnavajo kot palice velikih premerov so v določenih kontrolah podvržene dodatnim ali strožjim pogojem.



Sl. 14: Ravne rebraste palice

- **Armaturne palice in žice v kolutih**

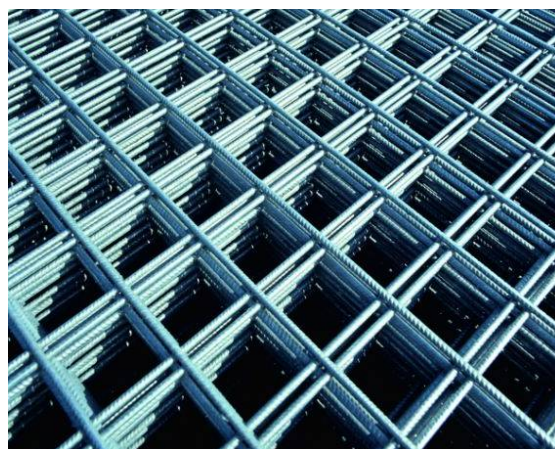
Palice in žice končnih dolžin dobavljene v navitih kolutih, ki se pred uporabo odvijajo iz le-teh. Primerne so zlasti za avtomatizirano proizvodnjo armature tipskih oblik (npr. stremena) manjših premerov. V kolutih se po standardu SIST EN 10080 dobavljajo palice in žice s premerom od **4 do 16 mm**, pri tem je korak 0,5 mm pri premerih do 10 mm in 1 mm pri večjih premerih.

- **Varjene armaturne mreže**

Varjene mreže tvorita dve plasti med seboj pravokotnih rebrastih palic, ki so v vseh križanjih strojno zvarjene po elektro uporovnem postopku. Prednost teh palic je v fiksiranih medsebojnih razmakih in zlasti v hitrem polaganju. Mreže so lahko iz tipskega programa proizvajalcev, pri nekoliko višji ceni pa je možno dobiti tudi mreže po naročilu (npr. posebne mreže za armiranje sten v območju stika s stropovi). Na tržišču obstajajo mreže, ki imajo večji prerez (na enoto dolžine) v eni smeri (R mreže) in mreže z enakim prerezom v obeh smereh (Q mreže). Za izdelavo varjenih mrež se po standardu SIST EN 10080 uporabljajo palice s premerom od **5 do 16 mm**, pri tem je korak 0,5 mm pri premerih do 10 mm in 1 mm pri večjih premerih.



Sl. 15: Rebraste palice v kolutu



Sl. 16: Varjene armaturne mreže (Q) iz rebrastih palic

Pr. 4: TIPIZIRANE ARMATURNE MREŽE KOVINAR JESENICE (marec 2011)
Nosilne v eni smeri

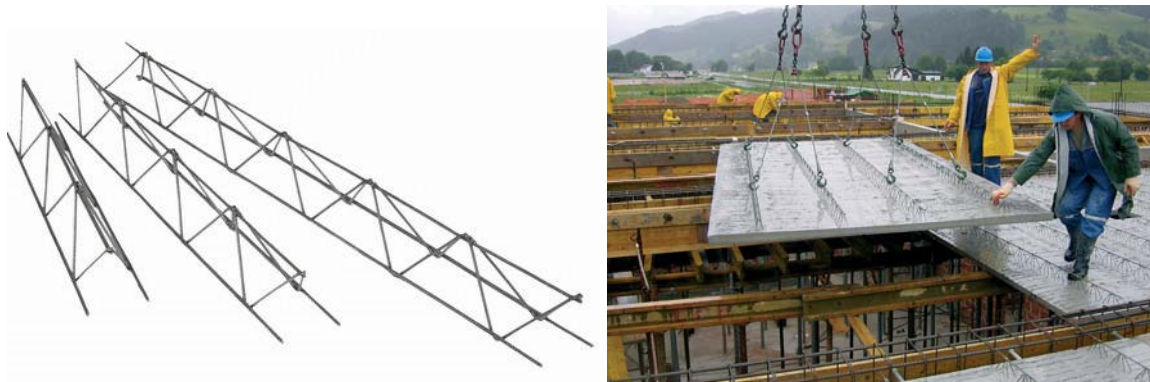
Tip	Masa (kg)	Površina	Razmak palic		Premer palic		Dolžina L (mm)	Širina B (mm)
			P _L (mm)	P _C (mm)	d _L (mm)	d _C (mm)		
<i>R92</i>	<i>13,00</i>	<i>gladka</i>	<i>150</i>	<i>250</i>	<i>4,20</i>	<i>4,20</i>	<i>5000</i>	<i>2200</i>
<i>R 139</i>	<i>16,80</i>	<i>gladka</i>	<i>100</i>	<i>250</i>	<i>4,20</i>	<i>4,20</i>	<i>5000</i>	<i>2200</i>
R 131	22,00	rebrasta	150	250	5,00	5,00	6000	2200
R 189	28,10	rebrasta	150	250	6,00	5,00	6000	2200
R 196	28,50	rebrasta	100	250	5,00	5,00	6000	2200
R 283	37,40	rebrasta	100	250	6,00	5,00	6000	2200
R 335	43,70	rebrasta	150	250	8,00	5,00	6000	2200
R 385	48,00	rebrasta	100	250	7,00	5,00	6000	2200
R 424	56,60	rebrasta	150	250	9,00	6,00	6000	2200
R 503	60,30	rebrasta	100	250	8,00	5,00	6000	2200
R 524	67,30	rebrasta	150	250	10,00	6,00	6000	2200
R 636	77,60	rebrasta	100	250	9,00	6,00	6000	2200
R 785	97,40	rebrasta	100	250	10,00	7,00	6000	2200

Pr. 5: TIPIZIRANE ARMATURNE MREŽE KOVINAR JESENICE (marec 2011)
Nosilne v dveh smereh

Tip	Masa (kg)	Površina	Razmak palic		Premer palic		Dolžina L (mm)	Širina B (mm)
			P _L (mm)	P _C (mm)	d _L (mm)	d _C (mm)		
<i>Q 139</i>	<i>24,00</i>	<i>gladka</i>	<i>100</i>	<i>100</i>	<i>4,20</i>	<i>4,20</i>	<i>5000</i>	<i>2200</i>
Q 131	27,40	rebrasta	150	150	5,00	5,00	6000	2200
Q 189	39,50	rebrasta	150	150	6,00	6,00	6000	2200
Q 196	40,70	rebrasta	100	100	5,00	5,00	6000	2200
Q 226	47,40	rebrasta	125	125	6,00	6,00	6000	2200
Q 257	53,80	rebrasta	150	150	7,00	7,00	6000	2200
Q 283	58,60	rebrasta	100	100	6,00	6,00	6000	2200
Q 308	64,50	rebrasta	125	125	7,00	7,00	6000	2200
Q 335	70,30	rebrasta	150	150	8,00	8,00	6000	2200
Q 385	79,70	rebrasta	100	100	7,00	7,00	6000	2200
Q 424	88,80	rebrasta	150	150	9,00	9,00	6000	2200
Q 503	104,30	rebrasta	100	100	8,00	8,00	6000	2200
Q 524	109,80	rebrasta	150	150	10,00	10,00	6000	2200
Q 636	131,70	rebrasta	100	100	9,00	9,00	6000	2200
Q 785	162,90	rebrasta	100	100	10,00	10,00	6000	2200

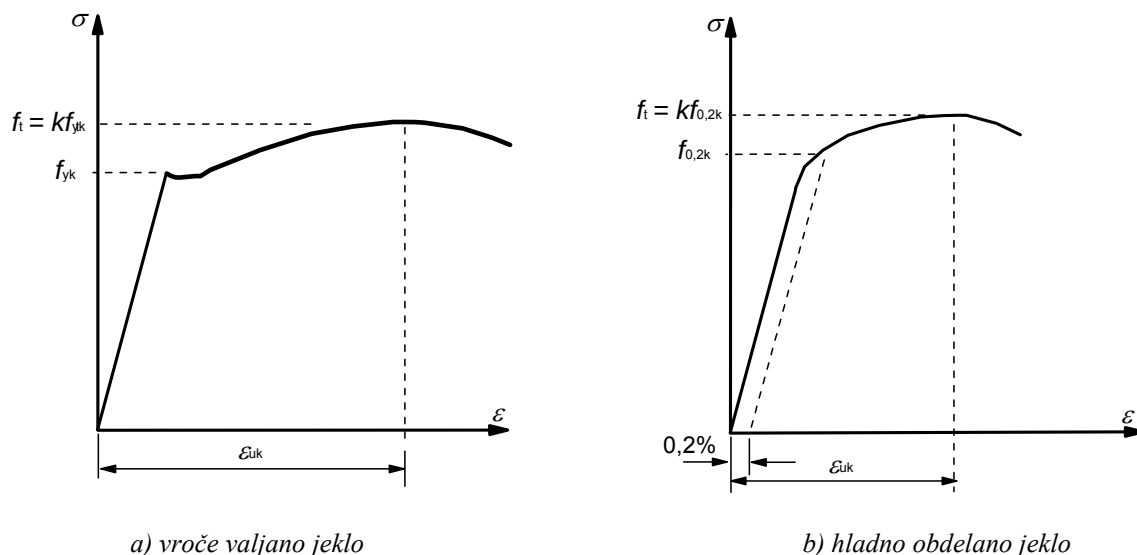
- **Varjene armaturne lestve in nosilci**

Pod varjenimi armaturnimi lestvami in nosilci razumemo dvo ali tri dimenzionalne sestave iz zgornjega pasu (palice), enega ali več spodnjih pasov (palic) in kontinuirnih ali posamičnih diagonal. Lestve se uporabljajo za prečno armiranje elementov (prevzem prečne sile), podpiranje zgornje armature plošč ali za vzdrževanje razmaka med bočnima armaturama ob površinah stene. Za izdelavo teh elementov se po standardu SIST EN 10080 uporabljajo palice in žice s premerom od **4 do 16 mm**, pri tem je korak 0,5 mm pri premerih do 10 mm in 1 mm pri večjih premerih.



Sl. 17: Varjeni armaturni nosilci in desno primer uporabe (»Filigran« plošče - Nivo Celje)

Trdnost in delovni diagram (konstitutivni zakon) jekla sta močno odvisna od postopkov obdelave. Delovni diagram vroče valjanega jekla ima na meji elastičnosti izrazit raven del oziroma plato, pri hladno obdelanih jeklih pa tega horizontalnega dela delovnega diagrama ni. Meja elastičnosti vroče valjanega jekla je določena z napetostjo pri horizontalnem delu diagrama, pri hladno obdelanem jeklu pa z dogovorno napetostjo, pri kateri po razbremenitvi ostane 0,2 % nepovratne plastične deformacije (glej Sl. 18).



Sl. 18: Delovna diagrama tipičnih jekel za armiranje konstrukcij (velja za nateg in tlak)

Karakteristična meja elastičnosti f_{yk} oziroma karakteristična konvencionalna (dogovorna) meja elastičnosti $f_{0,2k}$ se nanaša na nazivni prečni prerez proizvoda. To je najpomembnejša lastnost na podlagi katere se tudi označuje armaturna jekla, po standardu SIST EN 1992-1-1 pa naj bi znašala med 400 in 600 MPa. Najpogosteje se danes za armiranje uporablja jeklo z oznako S500, kar pomeni da je meja elastičnosti oziroma konvencionalna meja elastičnosti 500 MPa.

Projektna vrednost meje elastičnosti znaša: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$ oziroma $f_{yd} = f_{0,2k} / \gamma_S$.

Varnostni faktor za jeklo znaša pri osnovnih in prehodnih situacijah: $\gamma_S = 1,15$.

Projektna deformacija na meji elastičnosti pa je določena kot: $\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_S$,

pri čemer se za modul elastičnosti armaturnega jekla upošteva $E_S = 200$ GPa.

Duktilnost armature je določena z raztezkom pri največji sili ε_{uk} in z razmerjem med natezno trdnostjo in napetostjo na meji elastičnosti $(f_t / f_y)_k$. Duktilnost jekla je obratno proporcionalna njegovi meji elastičnosti. V primerih, ko je duktilnost ključna lastnost (npr. pri potresno varnem projektiranju) je zelo pomembno, da dejanska meja elastičnosti v večjem obsegu ne preseže karakteristične meje elastičnosti (omejitev v dodatku C SIST EN 1992-1-1: $f_{y,max} \leq 1,3 f_{yk}$).

V dodatku C standarda SIST EN 1992-1-1 so predvideni trije razredi duktilnosti s podanimi zahtevami. Omejitve glede vrednosti razmerja $k = (f_t / f_y)_k$ in glede deformacije ε_{uk} , povzete po preglednici C.1 standarda SIST EN 1992-1-1, so podane v Pr. 6.

Ostale minimalne zahteve glede lastnosti jeklene armature, ki se v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1 lahko uporablja za armirane in prednapete betonske konstrukcije, so podane v Dodatku C standarda, ki je edini izmed vseh 10 dodatkov k standardu normativnega značaja (obvezen za uporabo), ostali dodatki so le informativnega značaja.

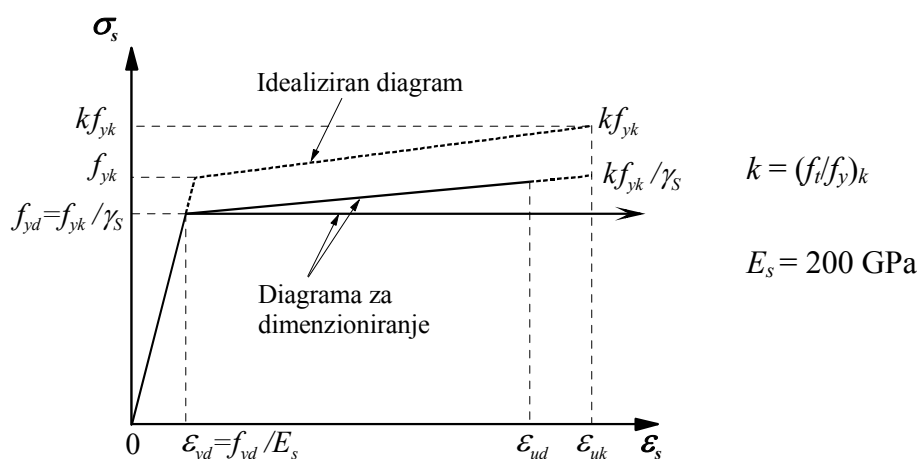
Pr. 6: Zahtevane lastnosti armature

Lastnost	Razred duktilnosti armature		
	A	B	C
Karakteristična meja elastičnosti f_{yk} ali $f_{0,2k}$ [MPa]	400 do 600		
Najmanjša vrednost $k = (f_t / f_y)_k$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$
Karakteristična deformacija pri največji sili, ε_{uk} [%]	≥ 25	≥ 50	≥ 75

Pri računu odpornosti prereзов lahko upoštevamo:

- Poenostavljen bilinearni delovni diagram jekla brez utrditve, to je s horizontalno zgornjo vejo delovnega diagrama. V tem primeru mejna deformacija ε_{ud} ni omejena.
- Lahko pa upoštevamo tudi delovni diagram jekla z utrditvijo po linearnem zakonu (*Sl. 19*), to je z nagnjeno zgornjo vejo diagrama po izrazu (19). Pri diagramu z nagnjeno zgornjo vejo se za mejno deformacijo jekla ε_{ud} upošteva priporočeno vrednost, ki znaša $\varepsilon_{ud} = 0,9 \cdot \varepsilon_{uk}$.

$$\begin{aligned}
 0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{yd} : \quad \sigma_s &= E_s \varepsilon_s \\
 \varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{ud} : \quad \sigma_s &= f_{yd} && \text{– če ne upoštevamo utrditve} \\
 \sigma_s &= f_{yd} \left[1 + (k-1) \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{yd}} \right] && \text{– če upoštevamo utrditev}
 \end{aligned} \tag{19}$$



Sl. 19: Delovna diagrama armature za dimenzioniranje

Parametri računskega delovnega diagrama armaturnega jekla z utrditvijo za armaturo S500 z duktilnostjo razredov A in B, ki so določeni z upoštevanjem najmanjših dovoljenih vrednosti za k in ε_{uk} iz Pr. 6, so podani v preglednici Pr. 7.

Pr. 7: Parametri konstitutivnega zakona z utrditvijo za armaturo S500, ki ustreza razredom duktilnosti A oziroma B

Armatura	E_s [kN/cm ²]	f_{yk} [kN/cm ²]	f_{yd} [kN/cm ²]	$\sigma_s (\varepsilon_s = \varepsilon_{ud})$ [kN/cm ²]	ε_{ud} [‰]	$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$ [‰]
S 500-A	20.000	50	43,5	45,4	22,5	2,17
S 500-B	20.000	50	43,5	46,6	45,0	2,17

Jeklo za prednapenjanje

Standard SIST EN 1992-1-1 se glede lastnosti in zahtev za jekla za prednapenjanje opira na standard SIST EN 10138.

Za prednapenjanje konstrukcij po tem standardu uporabljamo:

- **palice** (vroče valjane in obdelane palice trdnostnih razredov 1030, 1100 in 1230 MPa),
- **žice** (kaljena žica trdnostnega razreda 1570 MPa v kolobarjih, in hladno vlečene MPa in hladno vlečene žice trdnostnih razredov 1570, 1670, 1870 in 1860 MPa)

- **vrvi** (stabilizirana pramena iz žic, trdnostnih razredov 1860, 1960 in 2060 MPa za vrvi iz po treh žic ter trdnostnih razredov 1770, 1860, 1960 in 2060 MPa za vrvi iz sedmih žic).



Sl. 20: Vrvi iz sedmih žic

Jeklo za prednapenjanje se razvrsti glede na:

- trdnost, označeno z vrednostjo 0,1-odstotne dogovorne napetosti ($f_{p0,1k}$), vrednostjo razmerja med natezno trdnostjo in dogovorno napetostjo ($f_{pk}/f_{p0,1k}$) in raztežkom pri največji obremenitvi (ε_{uk})
- razred relaksacije
- dimenzijo in
- lastnosti površine.

Delovni diagram jekel za prednapenjanje na meji elastičnosti pred utrditvijo nima horizontalnega dela. Meja elastičnosti teh jekel je določena z dogovorno napetostjo, pri kateri ob razbremenitvi ostane 0,1 % nepovratne plastične deformacije (Sl. 21).

Pri računu odpornosti prereza lahko upoštevamo:

- ali delovni diagram brez utrditve in neomejeno mejno deformacijo ($\varepsilon_{ud} \rightarrow \infty$)
- ali pa delovni diagram z linearno utrditvijo in omejeno mejno deformacijo ε_{ud} (Sl. 22). Splošno priporočilo standarda SIST EN 1992-1-1 za projektno mejno deformacijo ε_{ud} je:

$$\varepsilon_{ud} = 0,9 \cdot \varepsilon_{uk},$$

če pa ni poznanih dovolj podatkov, se upošteva priporočeni vrednosti:

$$\varepsilon_{ud} = 0,02 \text{ in } f_{p0,1k}/f_{pk} = 0,9.$$

Za projektno vrednost trdnosti jekla f_{pd} se privzame: $f_{pd} = f_{p0,1k}/\gamma_s$.

Varnostni faktor za prednapeto jeklo znaša pri osnovnih in prehodnih situacijah: $\gamma_s = 1,15$.

Delovni diagram jekla za prednapenjanje, ki se uporablja za dimenzioniranje, je določen z izrazi (2-20).

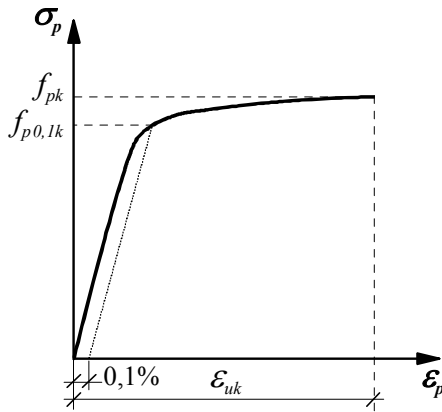
$$0 \leq \varepsilon_p < \varepsilon_{pyd} : \sigma_p = E_p \varepsilon_p$$

$$\varepsilon_{pyd} \leq \varepsilon_p \leq \varepsilon_{ud} : \sigma_p = f_{pd}$$

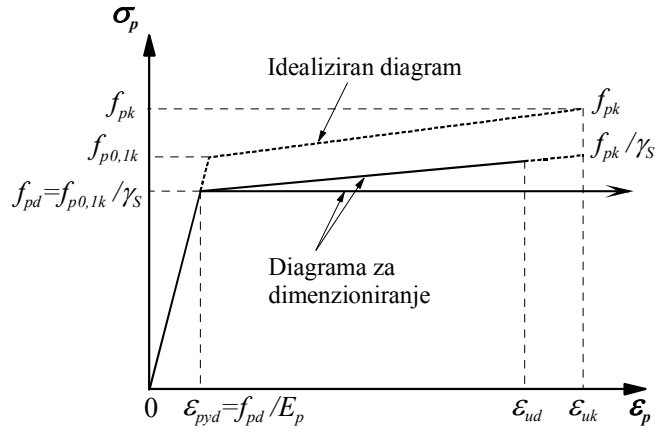
– brez utrditve

(2-20)

$$\sigma_p = f_{pd} + \left(\frac{f_{pk} - f_{p0,1k}}{\gamma_s} \right) \frac{\varepsilon_p - \varepsilon_{pd}}{\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{pyd}} \quad \text{– z utrditvijo}$$



Sl. 21: Dejanski delovni diagram jekla za prednapenjanje



Sl. 22: Delovni diagram jekla za prednapenjanje za projektiranje (dimenzioniranje)

Relaksacija jekla za prednapenjanje

Padec prednapetja zaradi relaksacije se lahko dobi iz **certifikatov proizvajalcev**, ki temeljijo na kontroli proizvodnje ali pa se ga kot razmerje med padcem napetosti $\Delta\sigma_{pr}$ in začetno napetostjo prednapetja σ_{pi} v odstotkih določi z uporabo ustreznih **matematičnih izrazov**.

V standardu SIST EN 1992-1-1 so v ta namen podani izrazi (3.28) do (3.30). Relaksacija določena po teh izrazih je približno za polovico manjša od vrednosti relaksacije, ki so bile v grafični obliki podane v predstandardu ENV 1992-1-1 in v modelu predpisov CEB–FIP Model Code 1990.

Prvotnim vrednostim relaksacije se v primeru uporabe enakih matematičnih nastavkov bistveno bolje približamo če namesto izrazov podanih v standardu uporabimo ustreznega izmed spodnjih izrazov (22) do (24), ki so dobljeni z optimizacijo parametrov a in b v izrazu (21) po metodi najmanjše vsote kvadratov odstopanj.

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = a \cdot \rho_{1000} e^{b \cdot \mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (21)$$

Izraz (22) velja za žice ali vrvi z normalno relaksacijo, izraz (23) za kable za prednapenjanje z nizko relaksacijo, izraz (24) pa za vroče valjane in poboljšane palice.

$$\text{Razred 1: } \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 37,23 \rho_{1000} e^{4,63\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad \text{za žice in vrvi za prednapenjanje,} \quad (22)$$

$$\text{Razred 2: } \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 8,26 \rho_{1000} e^{6,74\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad \text{za kable za prednapenjanje z nizko relaksacijo,} \quad (23)$$

Razred 3: $\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 8,37\rho_{1000}e^{6,70\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)}10^{-5}$ za vroče valjane in obdelane palice, (24)

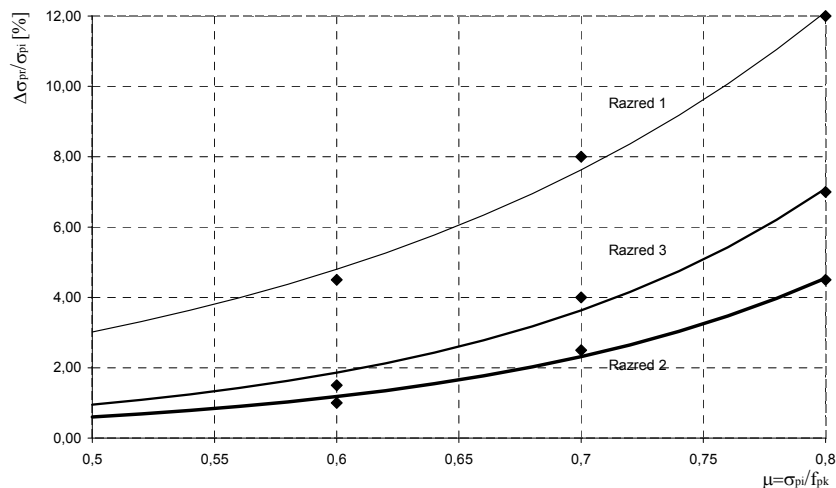
Pri tem so:

t čas v urah,

$\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$ raven začetne napetosti,

ρ_{1000} pa je delež padca napetosti zaradi relaksacije v prvih 1000 urah pri temperaturi $T = 20^\circ\text{C}$ (v %). Za vrednost relaksacije ρ_{1000} se lahko privzame da je:

- 8 % za razred 1,
- 2,5 % za razred 2 in
- 4 % za razred 3 ali
- pa se vzame vrednost iz certifikata.



Sl. 23: Primerjava posameznih vrednosti relaksacije iz slike 4.8 predstandarda ENV 1992-1-1 in s pomočjo izrazov (22) do (24) izračunanih vrednosti relaksacije jekla v času 1000 ur po napeňanju v odvisnosti od začetnega nivoja napetosti