

TTÜ ehituskonstruksioonide õppetool

**(Raud)betoonkonstruktsioonide üldkursus
I**

**Vello Otsmaa
Johannes Pello**

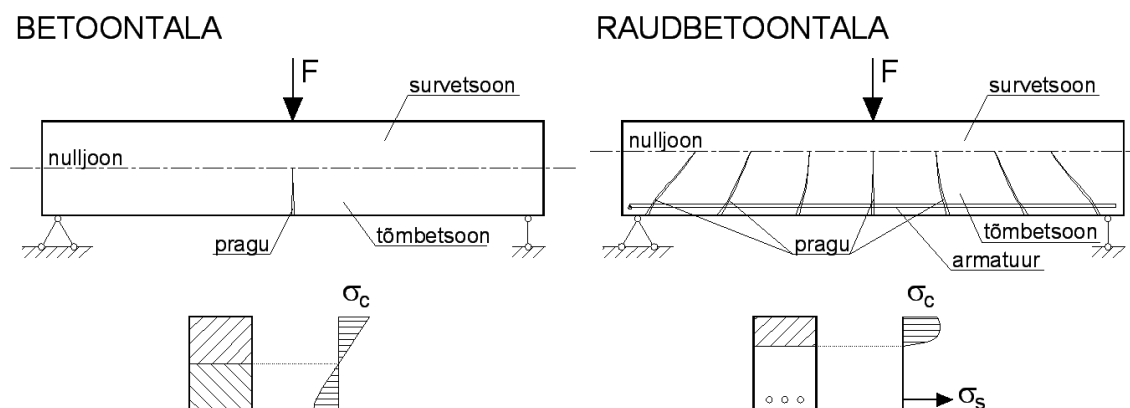
2016

SISSEJUHATUS

1 Raudbetooni olemus

Raudbetoon on liitmaterjal (komposiitmaterjal), kus koos töötavad kaks väga erinevate omadustega materjali: teras ja betoon. Neist betoon on suhteliselt odav kohalik materjal, mis töötab hästi survele, kuid üsna halvasti tõmbel (betooni tõmbetugevus on 10-15 korda väiksem survetugevusest). Teras seevastu töötab ühteviisi hästi nii survele kui ka tõmbel, kuid tema hind on küllalt kõrge. Osutub, et survejõu vastuvõtmine betooniga on kordi odavam kui terasega, tõmbejõu vastuvõtmine on kordi odavam aga terasega. Siit tulenebki raudbetooni majanduslik olemus: **võtta ühes ja samas konstruktsioonis esinevad survesisejõud vastu betooniga, tõmbesisejõud aga terasega.**

Ülaltoodu seisukohalt on iseloomulikuks raudbetoonkonstruktsiooniks painutatud raudbetoelement (tala), kus väliskoormus kutsub alati nii surve- kui ka tõmbepinged. Vaatleme betoonist ja raudbetoonist lihttala. Olgu talade mõõtmed, koormamisviis ja betooni omadused mõlemal juhul sarnased, raudbetootala on aga oodatavate tõmbepingete piirkonnas (ja suunas) tugevdatud terasest **armatuuriga** (joonis 1).



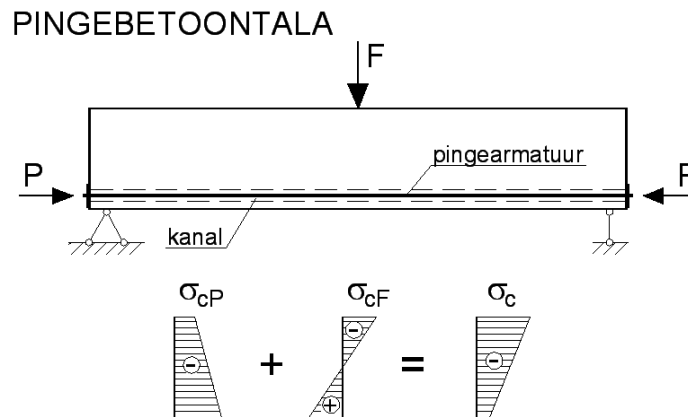
Joonis 1

Betoontala koormamisel tekivad nulljoonega teineteisest eraldatud surve- ja tõmbetsoon. Suurimad normaalpinged on mõlemas tsoonis enam-vähem võrdsed. Kui väliskoormuse suurenedes tõmbepinged suurima paindemomendiga ristlõikes (**kriitilises lõikes**) saavutavad betooni tõmbetugevuse, siis tekib selles lõikes pragu, betooni tõmbetsoon langeb tööst välja ja konstruktsioon variseb. **Seega on betoontala kandevõime määratud betooni tõmbetugevusega**, kusjuures betooni suur survetugevus jääb põhiliselt kasutamata.

Raudbetootala töötab kuni esimese prao tekkimiseni analoogiliselt betoontalaga. Prao tekkimine kriitilises lõikes ei põhjusta aga tala purunemist, vaid viib normaalpingete ümberjaotumisele praoga ristlõikes: kogu tõmbetsooni sisejõud, mis seni võeti vastu betooniga kantakse nüüd üle tõmbetsoonis olevale **pikitõmbearmatuurile**. Edasisel koormamisel tekivad praod ka teistes ristlõigetes vastavalt paindemomendi suurenemisele neis. Õigesti projekteeritud raudbetootala puruneb siis, kui kriitilises lõikes üheaegselt ammendub tala surve- ja tõmbetsooni vastupanu, s.o. kui tõmbearmatuuri pinge saavutab terase voolavustugevuse, betooni pinge survetsoonis aga betooni survetugevuse. Sõltuvalt eeskätt armatuuri hulgast võib raudbetootala kandevõime kümneid kordi ületada vastava betoontala kandevõimet. **Mõõdukalt avanenud (0,1-0,3 mm) pragude esinemine on**

raudbetoonkonstruktsiooni kasutusseisundis täiesti normaalne nähtus ega pruugi viidata konstruktsiooni ebapiisavale kandevõimele.

Siiski on teatud juhtudel praod kasutusseisundis ebasoovitavad (näiteks korrosiooni soodustava keskkonna või korrosioonitundliku armatuuri korral). Sellisel juhul võimaldab pragusid vältida pingebetooni kasutamine. **Pingebetoon** on raudbetooni eriliik, milles valmistamise ajal betoonis tekitatud survepinged vähendavad konstruktsiooni kasutusseisundis tekkivaid betooni tõmbepingeid või väldivad neid. Betooni eelpingestamiseks kasutatakse konstruktsiooni paigaldatavat kõrgtugevat pingearmatuuri.



Joonis 2

Joonisel 2 näeme pingbetootala, kus betooni eelsurvepinge saadakse betoneerimisel kanalisse jäetud pingearmatuuri pingestamisel jõuga P_0 vastu elemendi otsapindu. Eelpingestusjõu suuruse ja asukoha sobiva valikuga on võimalik saavutada, et betooni eelsurvepinge σ_{cP} ja väliskoormuse põhjustatud pinge σ_{cF} summa σ_c jääb kogu ristlõike ulatuses survepingeks, mis ühtlasi väldib ka prao tekkimise ristlõikes.

Betooni ja terasarmatuuri koostöö eelduseks on nende materjalide mõningate füüsikalismehaaniliste omaduste sobivus:

- kivistumisel betoon nakkub armatuuriga, mistõttu konstruktsioonis on mõlema materjali suhtelised deformatsioonid võrdsed;
- terase ja betooni soojuspaisumise tegurid on ligikaudu võrdsed [terasel $1,2 \times 10^{-5}$, betoonil $(1,0 \div 1,4) \times 10^{-5}$], mistõttu keskkonna temperatuuri muutumine ei kutsu konstruktsioonis esile olulisi temperatuuripingeid;
- hästitihendatud betoon kaitseb selles paiknevat armatuuri korrosiooni eest.

Sõltuvalt konstruktsiooni valmistamisest liigitatakse raudbetoon järgnevalt:

- monoliitne raudbetoon, mis valmistatakse konstruktsiooni tulevases kasutuskohas;
- monteeritav raudbetoon, mis valmistatakse tehases, polügonil või ka ehitusplatsil ja monteeritakse peale valmistamist ehitisse;
- monteeritav-monoliitne (kombineeritud) raudbetoon, mis saadakse monteeritavate elementide kasutamisel monoliitse raudbetooni koosseisus.

2 Raudbetooni kasutusala

Raudbetoon on 100 aasta vältel olnud üheks põhilisemaks ehituskonstruksiooni materjaliks. Ajalooliselt edestavad raudbetooni oma levikult kivikonstruktsioonid, millede kasutamine algas aga ka aastatuhandeid enne raudbetooni kasutuselevõttu. Viimastel aastakümnetel konkureerivad raudbetooniga edukalt ka teised, raudbetoonist vanemad, ehitusmaterjalid nagu puit ja teras, jättes siiski terve rea ehitusvaldkondi ainult raudbetooni pärusmaaks.

Lühike loetelu raudbetoonkonstruktsioonide peamistest kasutusvaldkondadest:

- hoonete (elamud, ühiskondlikud ja tööstushooned) kandekonstruktsioonid nagu postid, talad, vahelaed (valdavalt), katuslaed, vundamendid (tänapäeval peaaegu eranditult);
- insenerirajatised (silod, punkrid, estakaadid, gradiirid, korstnad, mastid jne.);
- hüdroehitised (tammid, sadamaehitised);
- teedehitised (sillad ja viaduktid, lennuvälja- ja teekatted);
- suurte seadmete ja agregaatide vundamendid (näiteks keerukad generaatorivundamendid elektrijaamades);
- Ebatraditsioonilise kasutusala võiks mainida ka laevaehitust (näiteks ujvdokid, lihtrid).

3 Raudbetooni eelised ja puudused

Ühegi konstruktsioonimaterjali puhul ei saa rääkida absoluutsest eelisest mingi teise materjali suhtes. Materjali suhtelised eelised või puudused sõltuvad alati konkreetsest konstruktsioonist, sellele esitatavatest nõuetest, mõjuvast koormusest ja konstruktsiooni töötamistingimustest. Mõningatest üldistest tendentsidest võib siiski rääkida.

Eeliseid

- Suur loomulik (s.o. odavalt saavutatav) tulekindlus võrreldes teras- ja puitkonstruktsioonidega. Teras kui eriti tuleohtliku materjali tulekindlus on saavutatav vaid konstruktsiooni katmisega soojust isoleeriva materjaliga: betooniga (aeglustab suure soojamahtuvuse tõttu terase kuumenemist) või tuldtõkestava, kuumenemisel paisuva värviga (kõrge hind). Puitkonstruktsioon nõuab spetsiaalset immutamist.
- Konstruktsiooni pikaajalisus ja väikesed hoolduskulud. Kui veel mõni aeg tagasi vaadeldi neid omadusi kui absoluutseid, siis nüüd on ilmnunud, et see kehtib siiski normaalsete (väheagressiivsete) keskkonningimuste korral. Eelis, eriti võrreldes teraskonstruktsioonidega, on siiski ilmne.
- Monoliitse raudbetooni hea vastupanuvõime dünaamilistele koormustele, monteeritava raudbetooni korral vähendab seda eelist jätkude järeleandlikkus.
- Vormitavus, mis annab suured võimalused konstruktsiooni (ehitise) arhitektuursel kujundamisel.
- Ökonoomsus, sõltuvalt muidugi konkreetsetest tingimustest.

Puudusi

- Suhteliselt suur omakaal võrreldes puit- ja teraskonstruktsioonidega.
- Pragude tekkimise võimalus (vältitav pingbetooni kasutamisega).
- Monoliitse raudbetooni korral betoonitööde kallinemine talvetingimustes (vajadus kaitsta värsket betooni läbikülmumise eest).

4 Märkusi raudbetooni arenguloost

Raudbetooni tekkimise majandulikud eeldused kujunesid välja 19. saj. keskpaigaks, kui oli küllaldaselt välja arenenud raudbetooni põhikomponentide – portlandtsemendi ja valtsterase – tootmine. Raudbetoonile eelnes sajandi esimesel poolel betooni tehnoloogia areng ja betoon-tehiskivide kasutamine.

Esimeseks teadaolevaks raudbetoonkonstruktsioonis võib lugeda 1850.a. Lambot' valmistatud paati, mis oli välja pandud 1854.a. Pariisi Maailmanäitusel. Ligikaudu samal ajal tekkis mõte siduda betoon ja teras tulekindlaks paindele töötavaks ehitusmaterjaliks (ameeriklane T. Hyatt). 1861.a. kirjeldas raudbetooni omadusi prantslane Fr. Coignet. Vaatamata raudbetooni juba küllaltki märkimisväärsele arengule võttis esimese sellealase patendi prantslasest aednik J. Monier 1867.a. ja sedagi armeeritud betoontoobrile. Esimesed raudbetooni arvutusalusused publitseeriti 1886. a. (sakslane M. Koenen). Järgnes raudbetooni teooria ja praktilise kasutamise kiire areng terves reas riikides: Saksamaal, Inglismaal, Prantsusmaal, USA-s, sajandivahetusel ka Venemaal. Suure panuse raudbetooni arengusse andis E. Mörsch, kelle teos "Raudbetoon, selle teooria ja rakendus" (1912) sai aastakümneteks raudbetooni arengu aluseks. Esimesed raudbetooni normid ilmusid 1904. a. Saksamaal ja Šveitsis. Enne I Maailmasõda leidis raudbetoon kasutamist peamiselt tööstus- ja sillaehituses, hiljem järgnes sellele laialdane kasutamine ühiskondlikes hoonetes ja elamutes.

Pingbetooni loojaks peetakse prantslast E. Freyssinet'd. Pingbetooni idee oli tuntud juba varem, kuid selle elluviimine viibis kõrgtugevusega terase puudumise taga.

Monteeritava raudbetooni levik algas käesoleva sajandi kolmekümnendail aastail ja jõudis haripunktile N. Liidus kuuekümnendail ja seitsmekümnendail aastail, kus monoliitne raudbetoon tsiviil- ja tööstusehitusest tõrjuti praktiliselt kõrvale. Praeguseks on meil normaalne suhe monoliitse ja monteeritava raudbetooni vahel jälle taastunud.

Õhukeseseinaliste suureavaliste raudbetoonkonstruktsioonide (raudbetoonkoorikute) ehitamine algas juba enne I Maailmasõda, kuid nende laiem levik on seotud vastava arvutusteooria väljatöötamisega neljakümnendail aastail ja hiljem.

Eestis algas raudbetoonkonstruktsioonide levik 20.-nda sajandi esimesel teisel aastakümnel. Euroopa ulatuses silmapaistvateks ehitisteks olid Tallinna Miinisadama koorikud avaga 35x35 m, Kasari sild (tollal Euroopa pikim raudbetoonsild), Vene-Balti tehaste monoliitsed silindrilised koorikud, Tallinna merekindluse rajatised. Projekteerima hakati Eestis raudbetoonkonstruktsioone 30-ndatel aastatel, näiteks Kadrioru staadioni tribüün (ins. Komendant), Pärnu rannahoone (ins. T. Randvee), arvukad raudbetoonsillad jne. Raudbetoonkonstruktsioonide areng pärast sõjaaegses Eestis on lahutamatu seotud inseneri, teadlase ja pedagoogi H. Lauulu nimega.

I MATERJALID

1 Betoon

1.1 Liigitus

Betoon on ehitusmaterjal, mis saadakse sideaine, vee ja täitematerjalide õigesti koostatud segu kivistumisel.

Betoone liigitatakse:

- **sideaine järgi** (tsement-, silikaat-, kips-, polümeerbetoon jt.);
- **täitematerjali järgi** (betoon tiheda või poorse täitematerjaliga, eritäitematerjaliga, näit tulekindel betoon šamotttäitematerjaliga);
- **struktuuri järgi**
 - tihebetoon, kus täiteaine terade vahe on täidetud kivistunud sideainega;
 - poorne betoon, kus täiteaine terade vahe on täidetud kivistunud sideainega ja kunstlikult tekitatud pooridega;
 - mullbetoon, betoon peeneteralise täiteaine ja kunstlikult tekitatud suletud pooridega;
 - korebetoon, betoon, kus jämedateralise täitematerjali vahele jääv ruum ei ole täielikult täidetud peene täitematerjali ja kivistunud sideainega;
- **terastikulise koostise järgi** (jämeda- ja peeneteralise täitematerjaliga betoon ja peeneteralise täitematerjaliga betoon);
- **tiheduse (mahumassi) järgi**
 - tavabetoon (normaalbetoon) , tihedus $2000 \div 2600 \text{ kg/m}^3$;
 - kergetoon, tihedus $< 2000 \text{ kg/m}^3$;
 - raskebetoon, tihedus $> 2600 \text{ kg/m}^3$;
- **kivistumistingimuste järgi**
 - normaalkivistumisega betoon;
 - atmosfääri rõhul termiliselt töödeldud betoon (aurutatud betoon);
 - autoklaavbetoon.
- **kasutusala järgi**
 - konstruktsioonibetoonid, mida kasutatakse ehitiste kandekonstruktsioonides (märkus: ehitis - kõik mida ehitatakse või mis on ehitustegevuse tulemus);
 - eribetoonid (näiteks isolatsioonimaterjalina kasutatav betoon, dekoratiivbetoon jne.);

Konstruktsioonibetonina on mõeldav kõigi eespool loetletud betooniliikide kasutamine. Käesolevas kursuses käsitletakse peamiselt **tiheda struktuuriga tavabetooni** (normaalbetooni).

1.2 Betooni struktuurist

Betooni struktuur on heterogeenne. See moodustub tsementkivist koosnevast ruumilisest karkassist, mille vahelist ruumi täidavad erineva suuruse ja kujuga täitematerjali (liiv, killustik, kruus) osad. Tsementkivis paikneb hulgaliselt kaootiliselt orienteeritud mikropoore ja kapillaare, mis sisaldavad vaba vett, veeauru ja õhku. Tsementkivi ise on samuti ebahürtlase struktuuriga, koosnedes elastsest kristallvõrest ja seda täitvast viskoosest geelist. Tsementkivis toimuvad pikaajalised protsessid, mille lõplik kustumine võib nõuda aastaid. Väheneb vaba vee hulk, geel tiheneb ja väheneb oma mahult, kristallvõre kasvab ja tugevneb. Need struktuurimuutused põhjustavad betooni mahu muutumist (mahukahanemist) ja tugevuse kasvu. Seosed betooni struktuuri, deformeeritavuse ja tugevusomaduste vahel on keerulised ja teoreetiliselt korrektsel kirjeldamata.

1.3 Betooni tugevusomadused

1.3.1 Tugevusliigid

Antud betooni tugevus sõltub deformatsiooniliigist (surve, tõmme, nihe) ja tugevuse määramise meetodikast. Erineva meetodikaga ja erinevate katsekehadega määratud tugevused võivad oluliselt erineda teineteisest ja samuti betooni tugevusest reaalses konstruktsioonis. Betooni tugevuseks, mis teatud määral iseloomustab ka teisi tugevusliike, on võetud betooni survetugevus 28 päeva vanuses.

Betooni survetugevus

Kuubikuline survetugevus $f_{c,cube}$ on põhiliseks betooni tugevusnäitajaks enamuses Euroopa maades; määratakse tavaliselt kuupidega, mille küljepikkus $a = 150$ mm (Soomes, Rootsis, Venemaal jne.).

Silindriline survetugevus f_c , põhiline betooni tugevusnäitaja USA-s, Inglismaal, ka Eurokoodeks 2-s; määratakse silindritega, mille mõõdud on $D = 150$ mm (6 tolli) ja $H = 300$ mm (12 tolli). Vastab ligikaudu betooni tugevusele surutud konstruktsioonis.

$$f_{c,cube} = (1,2 \div 1,25) f_c.$$

Prismaline survetugevus (R_b) oli kasutusel СНиП-is, määratakse ruudukujulise ristlõikega prismadega, mille kõrgus ületab vähemalt neljakordselt ristlõike küljepikkust ($150 \times 150 \times 600$). Praktiliselt võrdne silindrilise tugevusega.

Betooni tõmbetugevus f_{ct}

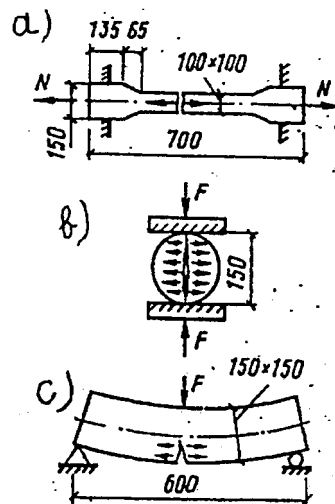
$$f_{ct} \approx 0,30 \times \sqrt[3]{f_c^2}.$$

Katseliselt määratakse tõmbetugevus

a) tsentrilise tõmbekatsesega ($f_{ct.ax} = f_{ct}$),

b) lõhestuskatsesega ($f_{ct.ax} \approx 0,9f_{ct.sp}$),

c) paindekatsesega ($f_{ct.ax} \approx 0,5f_{ct.fl}$),



Joonis 1.1

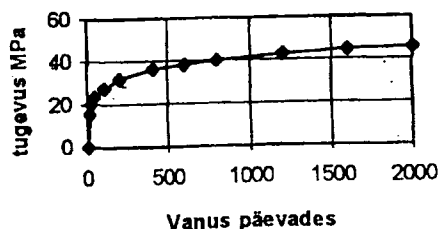
kus

$f_{ct.fl} = M_u / W$, kus M_u - katsekeha purustav paindemoment,
 W - ristlõike elastne vastupanumoment.

1.3.2 Tugevuse muutus ajas ja tugevust mõjutavad tegurid

Betooni tugevuse f_c all mõistetakse tavaliselt normaaltingimustes kivistunud betooni tugevust 28 päeva vanuses. t päeva vanuse ($t > 3$) betooni tugevust võib ligikaudu hinnata valemiga

$f_{cm}(t) = f_{cm} e^{s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)}$, kus $f_{c,m}(t)$, f_{cm} - betooni tugevus t päeva ja 28 päeva vanuses ja
 s - tsemendi aktiivsusest sõltuv tegur ($s = 0,20; 0,25; 0,38$).



Joonis 1.1 Betooni tugevuse kasv ajas

Betooni tugevuse kasvu ja tugevust mõjutavad tegurid

– Keskkonnatingimused

Tugevuse kasvu soodustab niiske keskkond. Kuivas keskkonnas võib tugevuse kasv aeglustuda umbes 1,5 korda.

– Termiline töötlemine

Kivistumise kiirendamiseks kasutatakse betooni

– eelsoojendatud täitematerjali ja vee kasutamist;

- termilist töötlemist atmosfääri rõhul (temperatuuril ligikaudu 80°C ja suhtelisel niiskusel 90 ÷ 100%;
- autoklaavimist.
- Kiireltkivinevate tsementide kasutamine tavalise portlandtsemendi asemel.
- Kivinemist kiirendavate lisandite kasutamine

Varasel läbikülmumisel betooni tugevuse kasv lakkab. Ülessulamisel see küll jätkub, kuid kui betooni survetugevus enne külmumist on vähem kui 5 MPa, siis saavutatav lõpptugevus väheneb 50...80%. Kui külmumise ajaks betoon on saavutanud survetugevuse vähemalt 5 MPa, siis pärast ülessulamist tugevuse kasv jätkub ning vahepealne külmumine lõpptugevust oluliselt ei mõjuta. Seda minimaalselt vajalikku survetugevust nimetatakse kriitiliseke külmumistugevuseks.

Betooni tugevust vähendab paljutsükliline dünaamiline koormus kuni kaks korda (sõltuvalt koormuse asümmeetriategurist $\sigma_{\min} / \sigma_{\max}$); korduv läbikülmumine ja ülessulamine kuni 30% sõltuvalt miinustemperatuurist ja betooni veesisaldusest.

1.4 Betooni klassid ja margid

Projekteerimisel etteantavaid betooni kvaliteedi põhilisi näitajaid nimetatakse betooni klassideks või markideks. Klass või mark on betooni antud kvaliteedinäitaja üks normeeritud väärtustest.

Klass määratakse selle näitaja teatud tõenäosusega (tavaliselt 95%) garanteeritud suuruse järgi, **mark** selle näitaja keskmise suuruse järgi.

Betoon- ja raudbetoonkonstruktsioonide korral on peamiseks betooni kvaliteedi näitajaks betooni **tugevusklass** (ehk lihtsalt **betooni klass**), mis väljendatakse betooni 95% tõenäosusega garanteeritud silindrilise või kuubikulise survetugevuse (s.o. vastava norm-survetugevuse) kaudu. Eurokoodeks 2-s tähistatakse klassi tähega C, näiteks klassi C25/30 korral betooni 95% tõenäosusega garanteeritud silindriline survetugevus $f_{ck} = 25$ MPa või kuubikuline survetugevus $f_{cube,k} = 30$ MPa, s.t., et 95%-l katsetatud silindritest või kuupidest ei või tugevus olla väiksem kui 25 või 30 MPa. Soome normides tähistatakse betooni klassi tähega K ja СНиП-is tähega B, mõlemad väljendatakse kuubikulise survetugevuse kaudu (MPa).

Eurokoodeks 2-s on kehtestatud järgmised betooni tugevusklassid:

C12/15, C16/20, C20/25, C25/30, C30/37, C35/45, C40/50, C45/55, C50/60, C55/67, C60/75, C70/85, C80/95, C90/105

СНиП käsitleb peale betooni klassi veel järgmisi betooni **marke**:

- a) külmakindluse mark F (F10 ÷ 500), kus arv näitab külmutus- ja sulamistsüklite arvu kuni normikohase katsekeha purunemiseni (see on 3% massikadu või 5% survetugevuse langus);
- b) veetiheduse mark W (W2 ÷ 12), kus arv näitab vee rõhku atm, millele betoon suudab normikohasel katsel vastu panna.

Järgnevalt on toodud EVS 814:2003 nõuded Eestis kasutatava betooni külmakindlusele sõltuvalt konstruktsiooni keskkonnaklassist.

Tabel 1.1 Betooni külmakindluse normväärtused (EVS 814:2003 tabel 2)

Kesk-konna klass	Külmakindluse klass	Külmakindluse vastavuskriteeriumid, kui külmutuskeskkonnaks(külmutusaineks) on	
		vesi	3 % NaCl vesilahus
XF1	KK1	$S_{56} \leq 0,50$ – koorunud(murenenu) materjali mass pärast 56 tsüklit on väiksem kui $0,50 \text{ kg/m}^2$ või $S_{56} \leq 1,00$ – koorunud(murenenu) materjali mass pärast 56 tsüklit on väiksem kui $1,00 \text{ kg/m}^2$, kui S_{56}/S_{28} on väiksem kui 2	-
XF2	KK2	-	$S_{56} \leq 0,50$ – koorunud(murenenu) materjali mass pärast 56 tsüklit on väiksem kui $0,50 \text{ kg/m}^2$ või $S_{56} \leq 1,00$ – koorunud(murenenu) materjali mass pärast 56 tsüklit on väiksem kui $1,00 \text{ kg/m}^2$, kui S_{56}/S_{28} on väiksem kui 2
XF3	KK3	$S_{56} \leq 0,20$ – koorunud(murenenu) materjali mass pärast 56 tsüklit on väiksem kui $0,20 \text{ kg/m}^2$ või $S_{56} \leq 0,50$ – koorunud(murenenu) materjali mass pärast 56 tsüklit on väiksem kui $0,50 \text{ kg/m}^2$, kui S_{56}/S_{28} on väiksem kui 2	-
XF4	KK4	-	$S_{56} \leq 0,20$ – koorunud(murenenu) materjali mass pärast 56 tsüklit on väiksem kui $0,20 \text{ kg/m}^2$ või $S_{56} \leq 0,50$ – koorunud(murenenu) materjali mass pärast 56 tsüklit on väiksem kui $0,50 \text{ kg/m}^2$, kui S_{56}/S_{28} on väiksem kui 2

1.5 Betooni deformatsioonid

1.5.1 Betooni mahukahanemine

Mahukahanemine on betooni omadus õhukeskkonnas kivistumisel oma mahus väheneda. Mahukahanemise arenemine on seotud betooni struktuuri ajaliste muutustega (kapilaarnähtused, tsementkivi väljakuivamine, geeli tihenemine ja kristallvõre tugevnemine).

Mahukahanemist soodustavad:

- suur tsemendi hulk betoonis;
- suur vesitsemnttegur;
- peene täitematerjali suhteliselt suur osakaal;
- kuiv kasutuskeskkond.

Mahukahanemist iseloomustab mahukahanemise lõppdeformatsioon $\varepsilon_{cs\infty}$.

Mahukahanemine toimub eriti intensiivselt kivistumise algperioodil ja esimese aasta jooksul, mõne aasta pärast mahukahanemise juurdekasv kustub. Tavalise betooni mahukahanemise lõppdeformatsioon on kuivas keskkonnas (relatiivne niiskus 50%) $0,5 \div 0,6$ mm/m (s.o. 0,05 \div 0,06%), niiskes keskkonnas $0,25 \div 0,35$ mm/m. Raudbetoon-konstruktsioonis võib mahukahanemine olla üle kahe korra väiksem (armatuur tõkestab deformatsiooni arenemist).

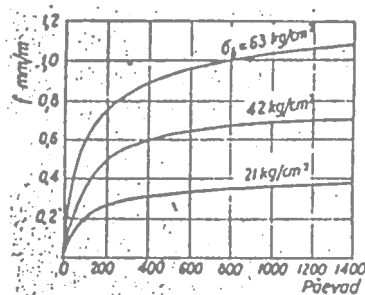
Mahukahanemine on konstruktsioonile üldiselt kahjulik, põhjustades (eriti suuremõõtmelistes konstruktsioonides) algpingeid ja -pragusid. Viimaste vältimiseks (piiramiseks) tuleb konstruktsiooni kivistumise algperioodil kaitsta ebahühtlase väljakuivamise eest. Mahukahanemispragude tekkimist soodustab ka ebahühtlane temperatuurijaotus konstruktsiooni piires betooni termilisel töötlemisel (valmistamise ajal kuumutatud konstruktsiooni ei või kiiresti maha jahutada).

Mahukahanemine suurendab täiendava hõõrdejõu arvel mõnevõrra betooni ja armatuurterase vahelist naket (ainus positiivne külg).

Mahukahanemist saab vältida spetsiaalsete mahuspaisuvate tsementide kasutamisega. Viimaste abil on võimalik saada ka mahuspaisuvaid betoone (kasutatakse veetiheduse tagamiseks ja mõningate pingbetoonkonstruktsioonide valmistamiseks).

1.5.2 Betooni roome

Roome on betooni omadus järeldeformeeruda kestva koormuse toimel pikema aja kestel. Roome sõltuvus betooni struktuurist, koostisest ja keskkonnatingimustest on analoogiline mahukahanemisega. Roomedeformatsioonid võivad mitmekordselt ületada betooni elastseid deformatsioone, suurendades nii konstruktsioonide paigutisi ja muutes isegi esialgset sisejõudude jaotust.



Joonis 1.2

Lõpliku roomedeformatsiooni vähendamiseks on võimaluse korral mõistlik vältida konstruktsiooni liig varajast koormamist. Kui betooni pinge ei ületa poolt betooni tugevusest koormamise alghetkel, siis on roomedeformatsioon ligikaudu proportsionaalne pingega (vt. joonis 1.2). Pingel σ_c vastav betooni lõplik roomedeformatsioon

$$\varepsilon_{cc\infty} = \phi(\infty, t_0) \sigma_c / E_{cm} = \phi(\infty, t_0) \varepsilon_{c,el}$$

kus E_{cm} - betooni keskmine deformatsioonimoodul;

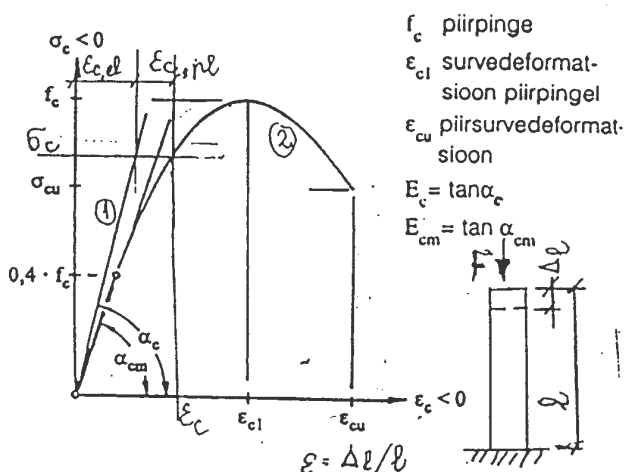
$\phi(\infty, t_0)$ - roometegur, mis sõltub betooni vanusest koormamise hetkel, keskkonna relatiivsest niiskusest ja konstruktsiooni massiivsusest (ristlõikepinna ja ümbermõõdu suhtest). Roometeguri saab leida Eurokoodeks 2 joonise 3.1 abil. Tavatingimustes ületab roomedeformatsioon elastset deformatsiooni 2÷4korda.

1.5.3 Betooni deformatsioonid ühekordsel koormamisel

Betoon on tüüpiline elasto-plastne materjal, milles esinevad samaaegselt nii elastsed kui ka plastsed deformatsioonid ja milles seetõttu pingete ja deformatsioonide seos pole lineaarne.

Betooni käitumist koormamisel iseloomustab pinge-deformatsiooni-diagramm (vt. joonis 1.3). Mingile betooni pingele σ_c vastav kogudeformatsioon koosneb elastsest ja plastsest deformatsioonist:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{c,el} + \varepsilon_{c,pl}$$



Joonis 1.3

Joonisel 1.3:

Joon 1 - σ - ε diagramm hetkelisel koormamisel ($\varepsilon_{c,pl} = 0$);

Joon 2 - σ - ε diagramm koormamisel mingi antud kiirusega;

E_{cm} - keskmine deformatsioonimoodul (määratakse pingel $0,4f_c$);

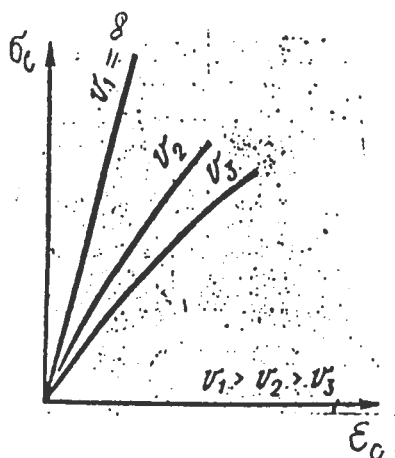
E_c - algelastusmoodul.

Betooni piirsurvedeformatsioon tsentriliselt surutud elemendis $v_\sigma = \text{const}$ korral $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{c1} \approx 0,002$ (2 mm/m), paindel või ekstsentrilisel surveel $\varepsilon_{c1} \approx 0,002$ ja $\varepsilon_{cu} \approx 0,0035$. Tõmbel piirdeformatsioon on ligikaudu 0,00015 kuni 0,0002.

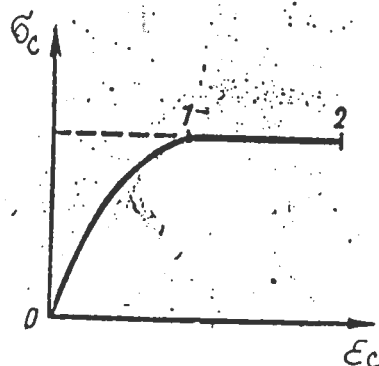
Eurokoodeks 2 annab ligikaudselt $E_{cm} = 22 \times \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}$ (GPa).

Betooni Poisson'i tegur on ligikaudu 0,2, pragudega betoonil 0.

Joonisel 1.4 on näidatud betooni σ - ε diagramm koormamisel erineva kiirusega v (MPa/min), joonisel 1.5 kestval koormamisel konstantse pingega vahemikus 1 - 2.

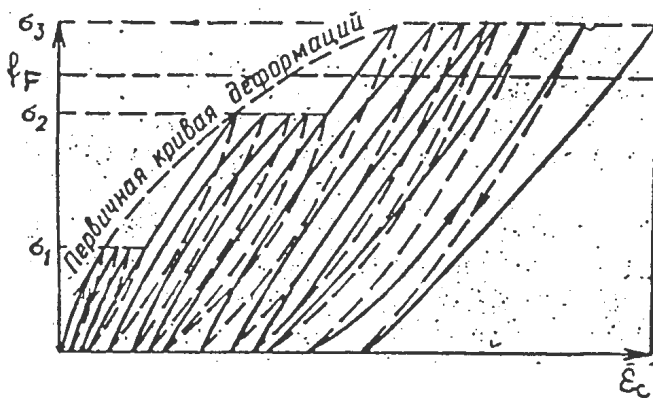


Joonis 1.4



Joonis 1.5

1.6.4 Betooni deformatsioonid paljukordsel koormamisel



Joonis 1.6

Paljutsüklilisel koormamisel (tsüklite arv suurusjärgus 10^5 või 10^6) betooni survetugevus väheneb kuni 2 korda, sõltuvalt suhtest $\sigma_{\max}/\sigma_{\min}$ (halvim olukord suhte -1 korral).

Kui pinge jääb väiksemaks väsimustugevusest f_F (joonisel 1.6 pinged σ_1 ja σ_2 , siis tsüklite arvu kasvades plastsete deformatsioonide juurdekasv sumbub ja betoon ei purune, vastasel korral (pinge σ_3 joonisel) deformatsioonide juurdekasv ei sumbu, mis viib betooni purunemisele.

Tabel 1.2 - Betooni ping- ja deformatsioonikarakteristikud (Eurokoodeks 2 tabel 3.1)

Betooni tugevusklassid															Analüütiline seos /selgitus
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	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + f_{cm}/10) > C50/60$
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$ 5% fraktil
$f_{ctk,0,95}$ (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	$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm}$ 95% fraktil
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22(f_{cm}/10)^{0,3}$ (f_{cm} on MPa)
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	vt. joonis 3.2 $\varepsilon_{c1} (\%) = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	vt. joonis 3.2, kui $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu1} (\%) = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
ε_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	vt. joonis 3.3, kui $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{c2} (\%) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
ε_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	vt. joonis 3.3, kui $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu2} (\%) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	kui $f_{ck} \geq 50$ MPa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	vt. joonis 3.4, kui $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{c3} (\%) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
ε_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	vt. joonis 3.4, kui $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu3} (\%) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

2. Armatuur

2.1. Armatuuri liigitus ja armatuurterase füüsikalised-mehaanilised omadused

Betooni armeerimiseks saab kasutada:

- kuumaltvaltsitud varrasarmatuuri;
- valtstraati;
- külmalttõmmatud traatarmatuuri.

Külmalttõmmatud traatarmatuur saadakse traadi korduval tõmbamisel läbi järjest ahenevate kalibreeritud avade, millega kaasnev terase deformeerumine tõstab materjali tugevust.

Eurokoodeks näeb ette kasutada raudbetoonkonstruktsioonides keevitatavat ribiarmatuuri.

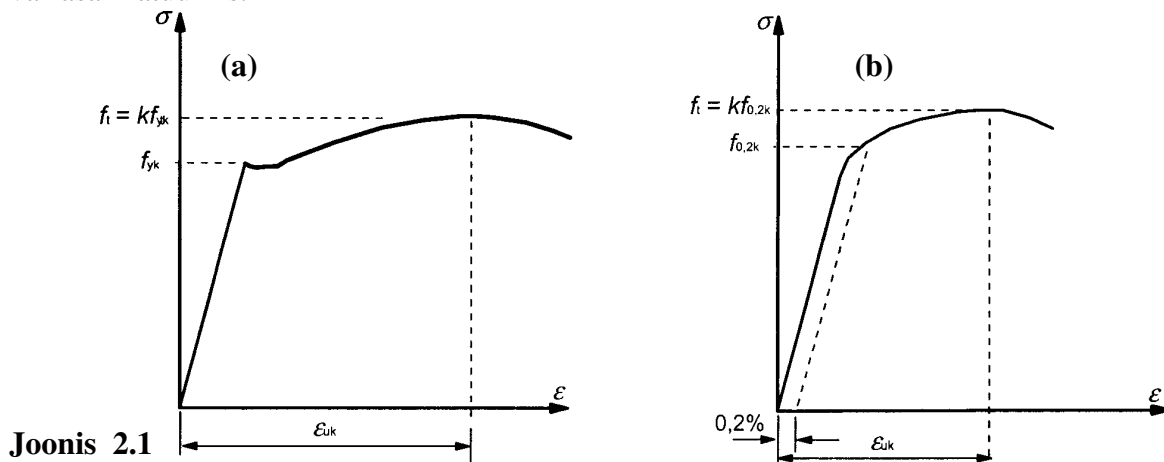
Pingbetoonkonstruktsioonides näeb Eurokoodeks pingearmatuurina ette kasutada traate, vardaid ja trosse. Tross on traatidest punutud toode.

Armatuurterase käitumine on spetsifitseeritud järgmiste omadustega:

- volavustugevus (f_{yk} või $f_{0,2k}$);
- maksimaalne tegelik volavustugevus ($f_{y,max}$);
- tõmbetugevus (f_t);
- venivus (ϵ_{uk} ja f_t/f_{yk});
- painutatavus;
- nakkekarakteristikud (f_R);
- ristlõike mõõtmed ja tolerantsid;
- väsimustugevus;
- keevitatavus;
- keevisvõrkude ja -karkasside nihke- ja keevitustugevus.

Armatuurina kasutatakse

- füüsikalist volavuspiiri omavaid väikese süsinikusaldusega teraseid ja legeeritud teraseid (“pehme” teras) varrasarmatuuriks;
- füüsikalist volavuspiiri mitteomavaid teraseid (“kõva” teras:) kõrge süsinikusaldusega terast traatarmatuuriks, termiliselt või mehaanilise ettetõmbega tugevdatud terast varrasarmatuuriks.



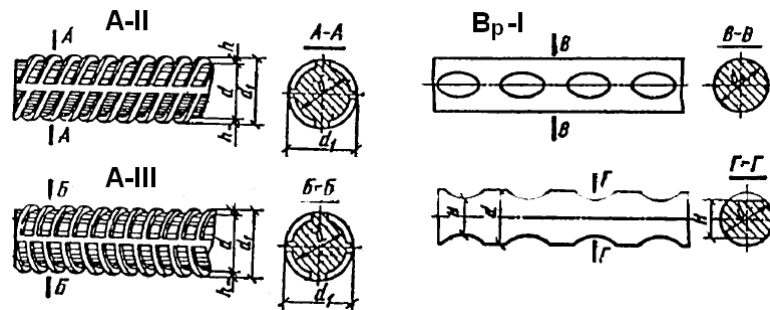
Joonis 2.1

Füüsikalist voolavuspiiri omava armatuurterase σ - ϵ diagramm on näidatud joonisel 2.1(a). Seda iseloomustavad voolavuspiir f_y , tõmbetugevus f_t ja tõmbetugevusele vastav suhteline pikenemine ϵ_u .

Füüsikalist voolavuspiiri mitteomaval terasel [joonis 2.1(b)] käsitletakse voolavuspiirina terase 0,2% kontrollpinget $f_{0,2}$, millele vastav terase plastne deformatsioon on 0,2%.

Terase kasutatavuspiiri raudbetoonkonstruktsioonis määrab ära tema voolavuspiir (voolavustugevus), sellest suurema pingega kaasneb konstruktsiooni purunemisele (või kasutuskõlbmatuks muutumisele) viiv pragude arenemine

Armatuur peab enne purunemist olema suuteline arendama küllalt suurt plastset deformatsiooni (olema küllalt veniv). See tagab armatuuri ja betooni koostöö kandepiir-seisundis ja väldib konstruktsiooni hapra purunemise (malmarmatuur puruneks niipea, kui selle pinge saavutab tõmbetugevuse, betooni survetugevus jääks seejuures lõpuni kasutamata). Venivusomadustelt eristatakse klass A ($\epsilon_u > 2,5\%$), klass B ($\epsilon_u > 5\%$), ja klass C ($\epsilon_u > 7,5\%$) armatuuri.



Joonis 2.2

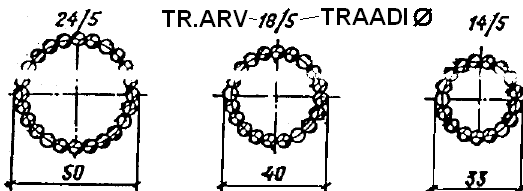
TROSS



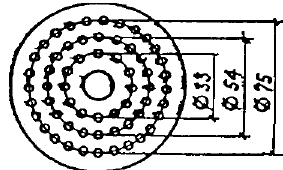
KIMP



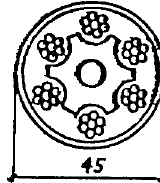
ÜHEKIHLINE KIMP



MITMEKIHLINE KIMP



TROSSI KIMP



Joonis 2.3

Terase elastsusmoodul E_s muutub piirides $(1,8 \div 2,1) \cdot 10^5$ MPa, Eurokoodeks 2 lubab kasutada suurust $E_s = 200000$ MPa.

2.2. Armatuuri nomenklatuur

Eurokoodeks näeb ette kasutada raudbetoonkonstruktsioonides armatuurterast voolavustugevuse normväärtusega 400 kuni 600 MPa.

Eurokoodeks ei määratle armatuurterase klassifikatsiooni. Projektis tuleks kasutatava armatuuri koht anda järgmised andmed:

- nimiläbimõõt,
- voolavuspiir f_{yk} (400...600 MPa),
- venivusklass (A, B või C).

Kogu kasutatav armatuur peab olema keevitav ja ribilise pinnaga.

Külla aga on kehtestatud armatuurterase klassid riikide rahvuslike standarditega ja kui nende standarditega armatuurterasele sätestatud nõuded on vastavuses Eurokoodeks 2-1-1 armatuurterasele sätestatud nõuetega, võib projektis armatuuri määratleda sellise rahvusliku standardiga.

(1) Armatuurterase nomenklatuur Vene Föderatsiooni standardite ГOCT järgi

Tähised:

- A – kuumalt valtsitud või termomehaaniliselt tugevdatud ribilise pinnaga armatuurteras;
- B – külmalt deformeeritud profiilpinnaga armatuurteras (traat);
- C – keevitav

Armatuuri nomenklatuur ja kasutusvaldkonnad on antud normides ja nende juurde kuulvas juhendis.

Tabel 2.6 Armatuuri nomenklatuur ГOCT järgi

Armatuuri klass	Standard	Normvoolavustugevus f_{yk} MPa	Nimiläbimõõt mm	Venivusklass	Armatuurterase liik
A400 (A-III) ¹⁾	ГOCT 5781-82	390	6 ... 40	B	Kuumalt valtsitud ribilise pinnaga keevitav armatuurteras
A500C	ГOCT P 52544-2006	500	6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 32, 36, 40	B	Kuumalt valtsitud või termomehaaniliselt tugevdatud ribilise pinnaga keevitav armatuurteras
B500C		500	4, 5, 6, 8, 10, 12	A ²⁾	Külmalt deformeeritud profiilpinnaga keevitav armatuurteras (traat)

¹⁾ Varem kasutati sulgudes toodud tähistust

²⁾ Üldine suhteline pikenemine enne purunemist $\delta_{max} \geq 2,5\%$, ühtlane suhteline pikenemine $\delta_p \geq 2\%$, vt standard ГOCT P 52544-2006

(2) Armatuurterase nomenklatuur Soome standardite SFS järgi

SFS 1268 tähised:

esimene B – ribilise pinnaga keevitatav armatuurteras, teine B - venivusklass

SFS 1215 ja SFS 1257 tähised:

A kuumalt valtsitud armatuurteras;

B külmalt tõmmatud armatuurteras;

H ribilise pinnaga;

W keevitatav;

K profiilpinnaga traat.

Tabel 2.7 Armatuuri nomenklatuur SFS järgi

Armatuuri klass	Standard	Normvoolavustugevus f_{yk} MPa	Nimiläbimõõt mm	Venivusklass	Armatuurterase liik
B500B	SFS 1268:2010	500	6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 28, 32, 40	B	Ribilise pinnaga keevitatav armatuurteras
A500HW	SFS 1215:1996	500	6, 8, 10, 12, 16, 20, 25, 32	B	Kuumalt valtsitud ribilise pinnaga keevitatav armatuurteras
B500K	SFS 1257:1996	500	5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12	A	Külmalt tõmmatud profiilpinnaga traat ¹⁾

¹⁾ Keevitamise korral vt standardis toodud juhiseid

(3) Armatuurterase nomenklatuur Saksamaa Liitvabariigi standardite DIN järgi

DIN 488tähised:

esimene B – ribilise pinnaga keevitatav armatuurteras;

teine B – venivusklass B;

A – venivusklass A

Tabel 2.7 Armatuuri nomenklatuur DIN 488-1:2009 järgi

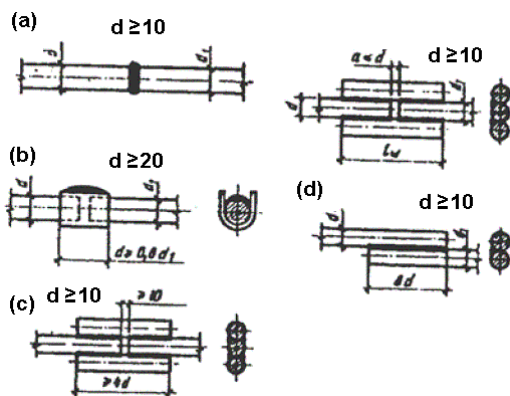
Armatuuri klass	Normvoolavustugevus f_{yk} MPa	Nimiläbimõõt mm	Venivusklass	Armatuurterase liik
B500B	500	6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 28, 32, 40	B	Ribilise pinnaga keevitatav armatuurteras
B500A	500	6, 6.5, 7, 7.5, 8, 8.5, 9, 9.5, 10, 11, 12	A	

2.3. Armatuurtooted

Armatuurtoodete all mõistame valmiskujul raketisse või vormi paigaldatavaid keevitatud või seotud võrke või karkasse. **Võrk** on tasapinnaline toode, **karkass** aga ruumiline toode, mis koostatakse võrkudest või üksikarmatuuridest ja võrkudest.

2.4. Armatuuri jätkamine

Armatuuri jätkamiseks kasutatakse **keemis-** või **ülekattejätku**.



Keemisjätku korral kasutatakse järgmisi elektrodkeevituse liike:

- põkkkeevitust [joonis 2.6(a)]:
- vannkeevitust [joonis 2.6(b)]:
- elektrodkeevitust sidevarraste kasutamiseks [(joonis 2.6(c)].
- elektrodkeevitust varraste ülekattega [joonis 2.6(d)].

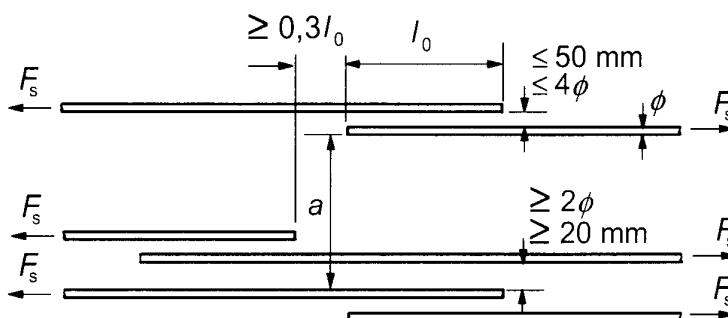
Joonis 2.6

Elektrodkeevitust ei või kasutada kaliibritud või termiliselt tugevdatud armatuuri korral (kui see pole antud armatuuri klassi puhul eraldi märgitud).

Ülekattejätku korral (joonis 2.7) paiknevad jätkatavad vardad kas vahetult teineteise kõrval (ja on fikseeritud sidumistraadiga) või kaugusel kuni 4ϕ või 50 mm teineteisest. Jõu ülekandmine ühelt armatuurilt teisele toimub läbi betooni nihkepingete abil. Ülekattejätku pikkus l_0 sõltub armatuuri vajalikust ankuruspikkusest ja on võrdne $(20 \div 50)\phi$ olenevalt armatuuri ja betooni tugevusest, jätkude paiknemisest ristlõikes ja sellest, kas jätk on tõmmatud või surutud. Kui $\phi \geq 20$ mm ja ühes lõikes jätkatakse üle 25% armatuurist, siis tuleb jätku ulatuses ette näha täiendav põikiarmatuur (vt. Eurokoodeks 2 jaotis 8.7.4).

Kõrgnakkega keemisvõrgud jätkatakse samuti ülekattega (Eurokoodeks 2 jaotis 8.7.5).

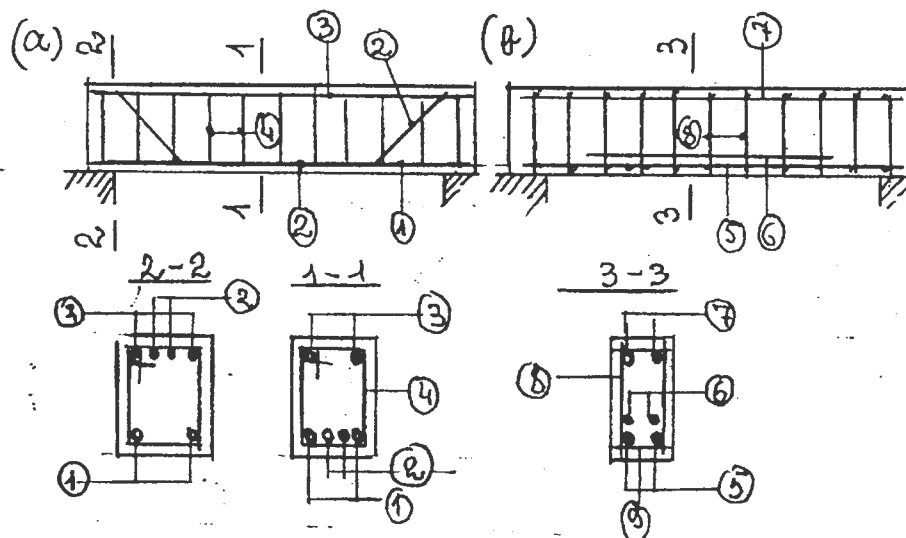
Joonis 2.7



3. Raudbetoon

3.1. Armatuuri funktsionaalne liigitus

Vaatleme kahte raudbetootala (joonis 3.1), neist üks on armeeritud seotud (a), teine keevitatud armatuurkarkassiga (b).



Joonis 3.1

Joonisel toodud armatuuri võiks liigitada järgnevalt.

1. Otstarbe järgi:

- töötav (arvutuslik) armatuur, vajalik elemendis toimivate sisejõudude vastuvõtmiseks, määratakse arvutusega;
- mittetöötav (konstruktiivne) armatuur, vajalik töötava armatuuri fikseerimiseks (karkassi moodustamiseks), kohalikuks tugevdamiseks, pragude arenemise piiramiseks või vältimiseks jne.

2. Suuna järgi:

- pikiarmatuur, pos. 1, 2 (horisontaalne osa), 3, 5, 6, 7;
- põikiarmatuur, pos. 4 (rangid), 8 ja 9 (põikivardad, laiemas tähenduses samuti rangid);
- kaldarmatuur: pos. 2 (kaldosa).

3. Armatuuri töötamise järgi:

- tõmbearmatuur, armatuur painde või normaaljõu põhjustatud tõmbe vastuvõtmiseks, pos. 1, 2 (horisontaalne osa), 5, 6;
- survearmatuur, armatuur painde või normaaljõu põhjustatud surve vastuvõtmiseks, pos. 3 ja 7 (kui nad arvutuse järgi on vajalikud);

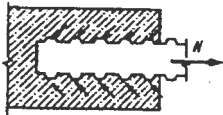
- **põikarmatuur**, armatuur põikjõu vastuvõtmiseks, pos. 2 (ülespööre), 4 ja 8 (kui nad arvutuse järgi on vajalikud).

3.2. Armatuuri nake ja ankurdus

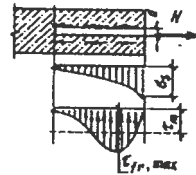
Armatuuri ja betooni koostöö tagab nendevaheline nake. Nakke loob

- betooni ankurdumine armatuuri pinna ebatasasuste taha (joonis 3.2) (peamine faktor);
- betooni mahukahanemise põhjustatud hõõre;
- tsementkivi liimiv toime (alla 10 %).

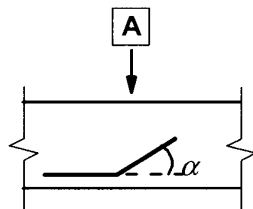
Nake sõltub betooni tugevusest, armatuuri pinna profiilist ja nakketingimustest (armatuuri asendist betoneerimise ajal). Armatuuri pinge ja nakkepinge jaotust armatuuri väljatõmbamisel betoonist näitab joonis 3.3. Nakketingimusi iseloomustab joonis 3.4.



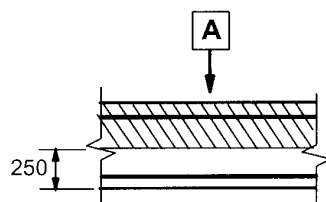
Joonis 3.2



Joonis 3.3

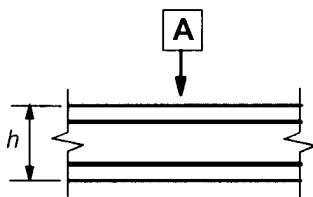


a) $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

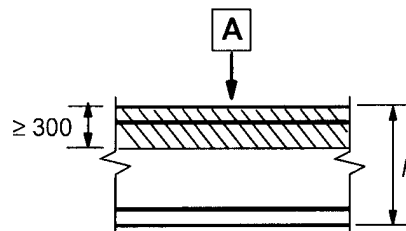


c) $h > 250 \text{ mm}$

A Betoneerimise suund



b) $h \leq 250 \text{ mm}$



d) $h > 600 \text{ mm}$

a) ja b) “head” nakketingimused
kõikidel varrastel

c) ja d) viirutamata tsoon –
“head” nakketingimused,
viirutatud tsoon –
“halvad” nakketingimused

Joonis 3.4

Nakketugevuseks loetakse suurimat nakkepinget, mille puhul armatuuri ja betooni vahel ei toimu veel olulist nihkumist. Heade nakketingimuste korral on nakketugevus ribiarmatuuril

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}, \text{ kus}$$

$\eta_1 = 1,0$ "heade" nakketingimuste korral ja

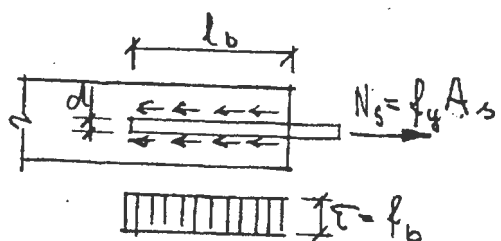
$\eta_1 = 0,7$ kõikidel muudel juhtudel;

$\eta_2 = 1,0$ kui $\varnothing \leq 32$ mm,

$\eta_2 = (132 - \varnothing) / 100$ kui $\varnothing > 32$ mm.

Baasankurduspikkus l_b on varda sirge lõigu pikkus, mis on vajalik varda piirsisejõu $A_s f_y$ ankurdamiseks konstantse nakketugevuse f_{bd} korral (joonis 3.5):

$$f_{bd} l_b \pi \phi = f_y \frac{\pi \phi^2}{4}, \text{ millest } l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_y}{f_{bd}}.$$



Joonis 3.5

Nõutav baasankurduspikkus on varda sirge lõigu pikkus, mis on vajalik tegeliku arvutusliku sisejõu $A_s \sigma_{sd}$ ankurdamiseks konstantse nakketugevuse f_{bd} korral

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}},$$

kus σ_{sd} on varda arvutuslik pinge ankurduspikkuse alguses.

Arvutuslik ankurduspikkus

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min},$$

kus $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ ja α_5 on Eurokoodeks 2 tabelis 8.2 antud tegurid, mis võtavad arvesse :

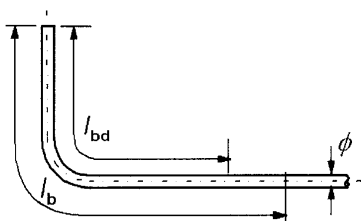
- α_1 varda kuju piisava kaitsekihi korral (standardse põlve, konksu või aasa korral $\alpha_1 = 0,7$;
- α_2 minimaalset betoonkaitsekihti;
- α_3 põikiarmatuuri põhjustatud tõkestatust;
- α_4 arvutusliku ankurduspikkuse l_{bd} ulatuses pikiarmatuurile keevitatud ühte või enam põikivarrast (joonisele 3.6 e vastava põikvarda korral $\alpha_4 = 0,7$)
- α_5 lõhestuspinnal arvutusliku ankurduspikkuse ulatuses esinevat põikisurvet.

$l_{b,min}$ on minimaalne ankurduspikkus. Kui ei ole muid piiranguid, siis

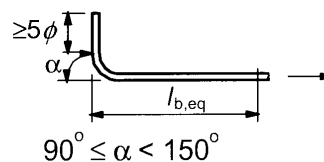
- tõmbeankurduse korral $l_{b,min} > \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\}$,
- surveankurduse korral $l_{b,min} > \max\{0,6l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\}$.

Joonisel 3.6 näidatud kindla kujuga tõmbeankurduse korral võib lihtsustatud alternatiivina eeltoodud arvutuslikule ankurduspikkusele kasutada joonisel määratletud **ekvivalentankurduspikkust** $l_{b,eq}$, milleks võib võtta

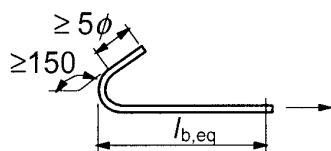
- $\alpha_1 l_{b,rqd}$ joonistel 3.6 b–d esitatud kuju korral,
- $\alpha_4 l_{b,rqd}$ joonisel 3.6 e esitatud kuju korral.



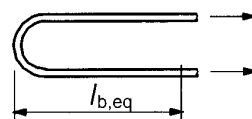
a) Baasankurduspikkus l_b mistahes kuju korral, mõõdetakse piki varda telge



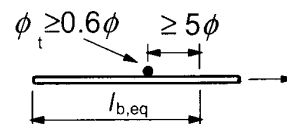
b) Ekvivalentankurduspikkus standardse põlve korral



c) Ekvivalentankurduspikkus standardse konksu korral



d) Ekvivalentankurduspikkus standardse aasa korral



e) Ekvivalentankurduspikkus keevitatud põikivarda korral

Joonis 3.6

Lubatav minimaalne painutusdiameeter $\phi_{m,min}$ peab

- vältima paindepragude tekkimise armatuuri põlves, konksus või aasas:

$$\phi_{m,min} = 4\phi \text{ kui } \phi \leq 16 \text{ mm ja } \phi_{m,min} = 7\phi \text{ kui } \phi > 16 \text{ mm};$$

- tagama betooni muljumisvastupanu kõveruse sees:

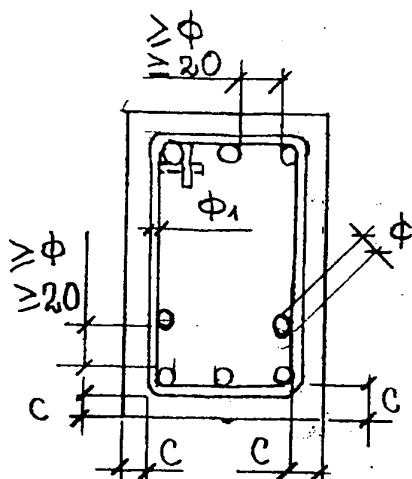
$$\phi_{m,min} \geq \frac{F_{bt}}{f_{cd}} \left(\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\phi} \right), \text{ kus}$$

F_{bt} on arvutuskooormuse põhjustatud varda või ühendatud varraste grupi tõmbejõud painutuse alguses;

a_b on antud varda (või ühendatud varraste grupi) korral pool painutuse tasapinnaga risti mõõdetud varraste (või vardagruppide) tsentrite vahekaugusest. Elemendi välispinna juures paiknevale vardale või vardagrupile tuleks a_b võtta võrdseks betoonkaitsekihile pluss $\phi/2$.

f_{cd} betooni arvutuslik survetugevus (mitte suurem, kui betoonil klass C55/67).

3.3 Varraste vahekaugused



Varraste vahekaugus peab võimaldama rahuldavat betooni paigaldamist ning tihendamist ja kindlustama küllaldase nakke betooni ja terase vahel. Varraste puhasvahe ei tohiks olla väiksem kui suurim varda läbimõõt või 20 mm. (vt. joonis 3.7). Mitmes horisontaalses kihis paiknevad vardad tuleks asetada üksteise kohale võimaldamaks sisevibraatori kasutamist. Ülekattejätku kohal võivad vardad jätku ulatuses kokku puutuda.

Joonis 3.7

3.4 Betoonkaitsekiht

Betoonkaitsekiht on kaugus armatuuri pinnast kuni betooni lähima pinnani.

Joonisel peab olema antud kaitsekihi projektnimiväärtus - nimikaitsekiht. Nimikaitsekiht on minimaalse kaitsekihi c_{\min} ja kaitsekihi lubatava hälbe Δc_{dev} summana

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} .$$

Nimikaitsekihi määramiseks tuleb nõutavat minimaalset kaitsekihti suurendada lubatud negatiivse hälbe absoluutväärtuse võrra. Soovitav Δc_{dev} väärtus on 10 mm.

Betoneerimisel vastu ebatasast pinda tuleks üldiselt nimikaitsekihti suurendada, võttes projekteerimisel arvesse suuremat hälvet. Hälbe suurenemine peaks vastama ebatasasuse määrale. Betoneerimisel ettevalmistatud pinnasele (näiteks killustikalusele) peaks kaitsekiht olema vähemalt 40 mm ja betoneerimisel otse pinnasele 75 mm. Mingi spetsiifilise pinna korral tuleks vajaduse korral pinna ebatasasuse arvessevõtmiseks suurendada armatuuri kaitsekihti (näiteks ribilise viimistluse või avatud täitematerjali korral).

Minimaalne kaitsekiht peab tagama

- nakkejõudude ülekandmise,
- terase küllaldase korrosioonikaitse ja
- piisava tulekindluse.

Nakkejõudude ohutuks ülekandmiseks ja betooni vajaliku tihendamise tagamiseks peaks minimaalne kaitsekiht olema vähemalt võrdne kaetava varda läbimõõduga ja vähemalt 10 mm.

Armatuuri korrosioonikaitse sõltub armatuuri ümbritseva püsiva leeliskeskkonna olemasolust, mis saadakse kvaliteetse betoonikihi küllaldase paksusega. Kaitsekihi vajalik paksus sõltub keskkonnatingimustest (niiskus, läbikülmumise võimalus, agressiivne keskkond, s.h. kokkupuude mereveega) ja konstruktsiooni valmistamise kvaliteedist.

Selleks, et rahuldada nii nakke- kui ka keskkonnatingimusi tuleb projekteerimisel kasutada alltoodutest suurimat c_{min} väärtust.

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

kus

$c_{min,b}$ nakketingimusest tulenev minimaalne kaitsekiht;

$c_{min,dur}$ armatuurterase kestvusest tulenev minimaalne kaitsekiht;

Armatuurterase kestvusest tulenev minimaalne kaitsekiht $c_{min,dur}$ sõltub ehitise konstruktsiooniklassist (arvestuslik kasutusiga) ja keskkonnaklassist (konstruktsioonile mõjuv keskkond).

Kui ehitise kohta pole erinõudeid, on soovitatav konstruktsiooniklass S4 – arvestuslik kasutusiga 50 aastat.

Tabel 3.1 - Armatuurterase kestvusest tulenevad minimaalse kaitsekihi $c_{min,dur}$ väärtused vastavalt standardile EN 10080

Keskkonnanõuded kaitsekihile $c_{min,dur}$ (mm)							
Konstruktsiooniklass	Keskkonnaklass vastavalt tabelile 3.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Tabel 3.2 – Keskkonnaklasside olenevus keskkonnatingimustest EN 206-1 järgi

Klassi tähis	Keskkonna kirjeldus	Keskkonnaklasside rakendamise näited
1. Korrosioonioht puudub		
X0	Betoon ei sisalda armatuuri ega tariraudu: kõik tingimused, välja arvatud need, mille puhul esineb külmumine/sulamine, kulumine või keemilised mõjurid Betoon sisaldab armatuuri või tariraudu: väga kuiv	Betoon väga kuiva õhuga siseruumides
2. Karboniseerumisest põhjustatud korrosioon		
XC1	Kuiv või püsivalt märg	Betoon madala õhuniiskusega siseruumides Pidevalt vee all olev betoon
XC2	Märg, harva kuiv	Kaua veega kontaktis olevad betooni pinnad Paljud vundamendid
XC3	Mõõdukalt niiske	Betoon mõõduka või kõrge õhuniiskusega siseruumides Vihma eest kaitstud betoon välisõhus
XC4	Vaheldumisi märg ja kuiv	Veega kokkupuutuvad pinnad, mis ei kuulu klassi XC2
3. Kloriididest põhjustatud korrosioon		
XD1	Mõõdukalt niiske	Betoonpinnad, millele langevad kloriide sisaldavad piisad
XD2	Märg, harva kuiv	Ujumisbasseinid Betoon, mis on kokkupuutes kloriide sisaldava tootmisveega
XD3	Vaheldumisi märg ja kuiv	Silla osad, millele langevad kloriide sisaldavaid piisad Sillutised Autoparklad
4. Merevee kloriididest põhjustatud korrosioon		
XS1	Sooli sisaldav õhk, kuid mitte otsene kontakt mereveega	Kaldal või selle lähedal asuvad konstruktsioonid
XS2	Vee all	Mereehitiste osad
XS3	Loodete, piisk- ja uduveevööndid	Mereehitiste osad
5 Külmumise/sulamise mõju		
XF1	Mõõdukalt veega küllastunud, ilma jäitevastase aineta	Vihma ja külma eest kaitsmata vertikaalsed betoonpinnad
XF2	Mõõdukalt veega küllastunud, jäitevastase ainega	Teekonstruktsioonide vertikaalsed betoonpinnad, mis on külmumise ja jäitevastast ainet sisaldavate udupiiskade eest kaitsmata
XF3	Tugevasti veega küllastunud, ilma jäitevastase aineta	Vihma ja külma eest kaitsmata horisontaalsed betoonpinnad

XF4	Tugevasti veega küllastunud, jäitevastase ainega või mereveega	Jäitevastaste ainete mõjule avatud tee- ja sillakatted Betonpinnad, mis on avatud jäitevastaseid aineid sisaldavatele pritsmetele ja külma mõjule Pritsmete tsoonis asuvad külma mõjule avatud mererajatised
6 Keemilised mõjurid		
XA1	Madala keemilise agressiivsusega keskkond vastavalt EN 206-1 tabelile 2	Looduslik pinnas ja pinnasevesi
XA2	Mõõduka keemilise agressiivsusega keskkond vastavalt EN 206-1 tabelile 2	Looduslik pinnas ja pinnasevesi
XA3	Kõrge keemilise agressiivsusega keskkond vastavalt EN 206-1 tabelile 2	Looduslik pinnas ja pinnasevesi

Betooni koostis mõjutab vastupanuvõimet nii armatuuri kui ka betooni kahjustustele. Tabel 3.3 annab erinevate keskkonnatingimuste jaoks betooni orienteeruvad tugevusklassid. Viimased võivad kujuneda kõrgemaks konstruktsiooniarvutusest tulenevast betooni klassist. Sellisel juhul tuleks minimaalse armatuuripinna ja prao laiuse arvutamisel lähtuda kõrgema tugevusklassiga betooni keskmisest tugevusest f_{ctm} .

Tabel 3.3 - Orienteeruvad tugevusklassid

Keskkonnaklass tabeli 3.1 järgi										
Korrosioon										
	Korrosioon karboniseerumisest				Korrosioon kloriididest			Korrosioon merevee kloriididest		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Orienteeruv tugevusklass	C20/25	C25/30	C30/37		C30/37		C35/45	C30/37	XS2	C35/45
Betooni kahjustus										
	Oht puudub	Külmumise/sulamise toime			Keemilised mõjurid					
	X0	XF1	XF2	XF3	XA1	XA2	XA3			
Orienteeruv tugevusklass	C12/15	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37			C35/45		

II RAUSBETOONELEMENTIDE ARVUTAMINE

1. Raudbetoonkonstruktsioonide arvutamise alused

1.1. Ehituskonstruktsioonide arvutamise põhimõtted

Nii ehituskonstruktsioon tervikuna (näiteks raam), kui ka iga tema element (post, riiv) peab olema

- 1) küllalt tugev, et vastu võtta temale kasutusseisundis rakenduvaid koormusi;
- 2) küllalt jäik, et tagada tema normaalset kasutamist;
- 3) küllalt vastupidav kohalikele kahjustustele (raudbetooni puhul pragude tekkimisele või ülemäärasele avanemisele).

Nende nõuete täitmise peab tagama **konstruktsiooni arvutus**.

Vaatleme näiteks konstruktsiooni tugevusarvutust. Ei saa rääkida konstruktsiooni või selle elemendi purunemisest ja arvutamisest üldse. Üks ja seesama element võib puruneda erinevatel põhjustel (näiteks normaaljõu N ja paindemomendi M põhjustatud normaalpingest σ , põikjõu V põhjustatud nihkepinge τ toimel või erinevate sisejõudude koosmõjul).

Harilikult on purunemine seotud elemendi mingi kindla piirkonna või lõikega. Seega ka elemendi tugevusarvutus tuleb teha erinevates lõigetes ja erinevate sisejõudude suhtes.

Elemendi tugevuse (**kandevõime**) määramisel tuleb arvesse võtta, et seda mõjutavad tegurid – koormus ja materjalide tugevused – on muutlikud. Seetõttu on tugevusarvutus alati seotud tagavarateguri küsimusega. Tagavarategur aga on alati mingi kompromiss ohutuse (töökindluse) ja majandusliku otstarbekuse vahel.

Seega kokkuvõttes: ehituskonstruktsiooni tugevusarvutus peab andma ökonoomseima konstruktsioonilahenduse, tagades samal ajal piisava tugevusvaru selleks, et kompenseerida materjalide tugevuse võimalikku vähenemist keskmise tugevuse suhtes ja koormuse võimalikku suurenemist normaalolukorras esineva koormuse suhtes.

1.2. Raudbetoonelementide liigitus deformatsiooniliigi järgi, purunemislõiked

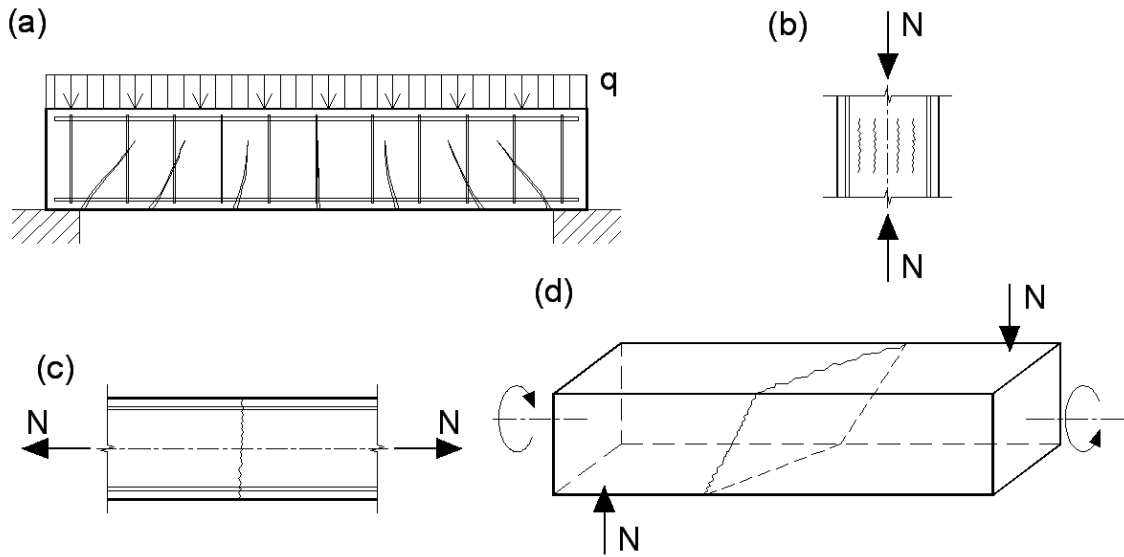
Sõltuvalt domineerivast deformatsiooniliigist võib raudbetoonelemente liigitada järgnevalt:

- **painutatud element**, kus domineerib paindemoment M , tavaliselt esineb ka põikjõud V ;
- **surutud element**, kus domineerib normaaljõud N , ekstsentriliselt surutud elemendis esineb ka M . Küllalt sageli võib esineda ka V , mille mõju harilikult ei ole eriti oluline;
- **tõmmatud element**, domineerib normaaljõud N , ekstsentriliselt tõmmatud elemendis esineb ka M .
- **väänatud elemendis** esineb kas puhas vääne (mõjub vaid väändemoment T), või vääne koos paindemomendi ja põikjõuga.

Raudbetoonelemendi purunemisele eelneb pragude tekkimine. Tavaliselt üks neist määrab ära ka **purunemislõike**.

Painutatud elemendit puruneb kas **normaallõikes** (M -i toimel) või **kaldlõikes** (V või M toimel) [vt. joonis 1.1(a)], surutud elemendi purunemine toimub normaallõikes (purunemise

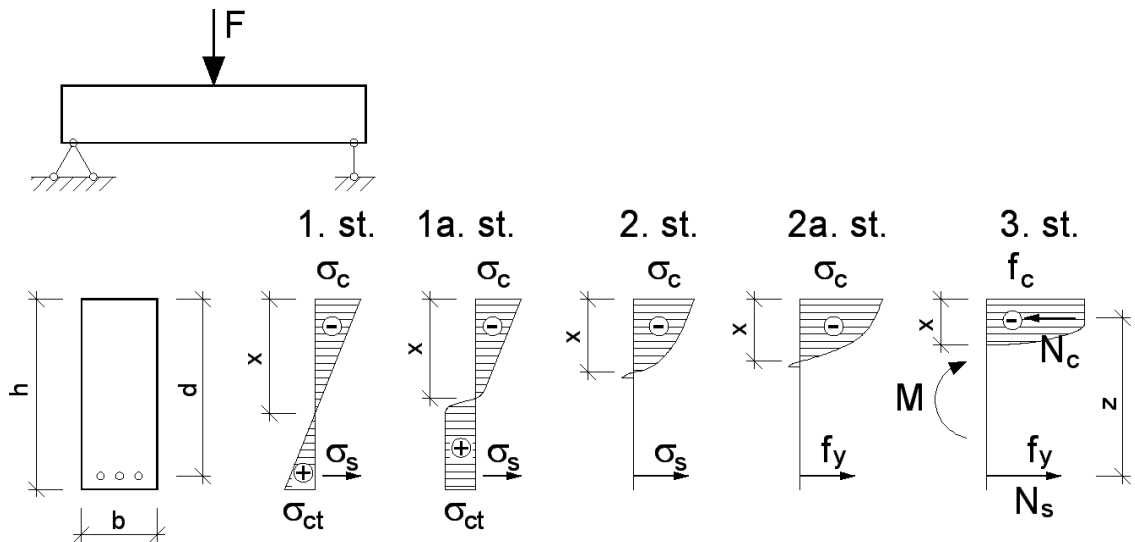
kaasnevad pikipraad) [vt. joonis 1.1(b)], tõmmatud element puruneb normaallõikes [vt. joonis 1.1(c)]. Väänatud elemendi purunemine leiab aset mingis ruumilises lõikes [vt. joonis 1.1(d)].



Joonis 1.1

1.3. Painutatud elemendi pingestaadiumid

Vaatleme painutatud ristkülikulise ristlõikega survearmatuurita lihtala. Suurima paindemomendiga ristlõige läbib koormamise algusest kuni purunemiseni rea iseloomulikke pingestaadiume (vt. joonis 1.2).



Joonis 1.2

Siin ja edaspidi kasutame järgmisi tähiseid:

b - ristkülikulise ristlõike laius;

h - ristlõike kõrgus;

d - ristlõike **kasuskõrgus** (kaugus tõmbearmatuuri raskuskeskmest kuni ristlõike surutud servani);

x - survetsooni kõrgus;

A_{s1} - tõmbearmatuuri ristlõikepind;

z - sisejõudude õlg.

1. staadium. Väikese koormuse korral tala töötab elastse kahest materjalist liitkonstruktsioonina. Pingejaotus betoonis on lineaarne. Koormuse suurenedes kasvavad nii betooni pinged σ_c kui ka armatuuri pinged σ_s , seejuures hakkavad betooni tõmbetsoonis ilmema ka plastsed deformatsioonid ja tõmbepingete jaotus muutub mittelinearseks.

1.a staadium (olukord vahetult enne prao tekkimist). Betooni plastsete deformatsioonide tõttu on pinged peaaegu kogu tõmbetsooni ulatuses saanud võrdseks betooni tõmbetugevusega f_{ct} .

Edasine koormuse (paindemomendi) suurenemine kutsub ristlõikes esile prao tekkimise. Prao tekkimisel kasvab hüppeliselt armatuuri pinge, sest varem betooni tõmbetsooniga vastu võetud tõmbejõud kandub nüüd üle armatuurile. Ristlõige läheb üle 2. pingestaadiumi.

2. staadium. Betoon tõmbetsoonis enam kaasa ei tööta. Kuigi survetsoonis hakkavad arenema plastsed deformatsioonid, võib pingejaotuse lugeda seal praktiliselt lineaarseks. 2. staadium vastab konstruktsiooni normaalsele kasutusseisundile. Koormuse suurenemisel kasvavad σ_c ja σ_s .

2.a staadium. Armatuuri pinge saavutab voolavuspiiri f_y . Armatuuri sisejõud $N_s = f_y A_s$ ja survetsooni resultantjõud N_c enam suurenda ei saa ($N_s = N_c$). Koormuse suurenemisel armatuur voolab, pragu areneb edasi, survetsooni kõrgus väheneb ja betooni pinge seal suureneb. Paindekandevõime $M = N_s z = N_c z$ suureneb mõnevõrra sisjõude õla suurenemise arvel.

3. staadium on purunemistaadium. Survetsooni pinna vähenemise tõttu on betooni pinge praktiliselt kogu survetsooni ulatuses saanud võrdseks survetugevusega f_c ja betooni pikideformatsioon piirsurveformatsiooniga ϵ_{cu} . Betooni survetsoon puruneb ja konstruktsioon variseb.

Taolise skeemi järgi purunevat ristlõiget nimetatakse **normaalarmeeritud ristlõikeks**. **Normaalarmeeritud ristlõike purunemine algab tõmbetsoonis armatuuri voolamisega ja lõpeb survetsoonis betooni purunemisega**. Purunemisele eelneb purunemislõikes oleva prao suur avanemine ja tavaliselt ka elemendi suur läbipaine.

Väga tugeva tõmbearmatuuriga ristlõikes võib survetsooni betoon puruneda enne, kui armatuuri pinge saavutab voolavuspiiri. Sellist ristlõiget nimetatakse **ülearmeeritud ristlõikeks** ja purunemist **hapraks purunemiseks**. Sellisele purunemisele ei eelne märgatavat pragude arenemist. Ülearmeeritud ristlõike kasutamine ei ole soovitatav üleliigse armatuuri kulu tõttu.

Nõrgalt armeeritud ristlõige võib puruneda juba prao tekkimisel (s.o. üleminekul 2. pingestaadiumi), kui armatuur ei suuda vastu võtta betooni tõmbetsoonist temale ülekanduvat tõmbejõudu. Sellist ristlõiget nimetatakse **alaarmeeritud ristlõikeks** ja seda tuleb arvutamise ja töötamise seisukohalt käsitleda armeerimata betoonristlõikena.

1.4. Raudbetoonelemendi arvutusmeetodid

Raudbetoonelementide tugevusarvutusel on kasutatud järgmisi meetode:

- lubatud pingete meetod (nn. klassikaline teooria);

- purustava koormuse meetod;
- arvutuslike piiriseisundite meetod.

Lubatud pingete meetodi kasutamisel loetakse kandevõime tagatuks, kui **kasutusseisundis** (2. pingestaadiumis) esinevad betooni ja armatuuri pinged σ_c ja σ_s ei ole suuremad vastavatest **lubatud pingetest** $[\sigma_c] = f_c / k_c$ ja $[\sigma_s] = f_y / k_s$, kus k_c ja k_s on betooni ja armatuuri tugevuse tagavarategurid.

Purustava koormuse meetodi korral võrreldakse kasutusseisundis esinevat sisejõudu (näitaks paindemomenti M) 3. pingestaadiumi purustava sisejõuga [paine korral purustava paindemomendiga $M_u = f(f_c \text{ ja } f_y)$]. Kandevõime on tagatud, kui $M \leq \frac{M_u}{k}$, kus k on ühtne tagavarategur.

Arvutuslike piiriseisundite meetod on sisuliselt purustava koormuse meetodi edasiarendus, kus käsitletakse mitte ainult purunemisolukorda (kandepiiriseisundit), vaid ka erinevaid kasutuspiiriseisundeid ja kus ühtne tagavarategur on asendatud diferentseeritud tagavarategurite süsteemiga.

1.5. Arvutuslike piiriseisundite meetod

1.5.1. Piiriseisundi mõiste

Piiriseisundiks nimetatakse seisundit, mille ületamisel konstruktsioon lakkab rahuldamast talle esitatud nõudeid. Eristatakse kande- ja kasutuspiiriseisundeid.

Kandepiiriseisundi ületamine põhjustab konstruktsiooni kandevõime kaotuse (purunemise, stabiilsuse kaotuse jne.).

Kasutuspiiriseisundi ületamisel ei ole enam täidetud konstruktsioonile esitatavad eksploatatsiooninõuded. Raudbetoonkonstruktsioonile võivad kasutuspiiriseisundi puhul määravaks osutada:

- läbipained ja deformatsioonid, mis kahjustavad konstruktsiooni välimust, takistavad selle normaalset kasutamist või kahjustavad konstruktsiooniga külgnevaid mittekandekonstruktsioone;
- konstruktsiooni välimust või kestvust kahjustavate pragude tekkimine;
- konstruktsiooni kestvust vähendavad surutud betooni kahjustused.

1.5.2. Norm- ja arvutuskormused

Normkoormus on koormuse etteantud või mingi tõenäosusega määratud suurus (näiteks jõud F_k , G_k , Q_k).

Arvutuskormus võtab arvesse normkoormuse võimalikku muutlikkust ebasoodsamas suunas. Ta saadakse normkoormuse korrutamisel koormuse osavaruteguriga γ_F , näiteks

$$F_d = \gamma_F F_k, G_d = \gamma_G G_k, Q_d = \gamma_Q Q_k.$$

Koormuse osavarutegur on koormuse ebasoodsa toime korral alalisele koormusele $\gamma_G = 1,2$ ja muutuvale koormusele $\gamma_Q = 1,5$.

1.5.3. Betooni ja terase norm- ja arvutustugevused

Materjali **normtugevus** f_k on mingi , tavaliselt 95%–lise tõenäosusega tagatud tugevus. Materjali **arvutustugevus** f_d saadakse normtugevuse jagamisel materjali tugevuse osavaruteguriga γ_M : $f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$, kus

Betooni normtugevused

f_{ck} - silindriline normsurvetugevus;

$f_{ctk\ 0.05}$ - alumine normtõmbetugevus (95% tõenäosusega tagatud normtugevus);

$f_{ctk\ 0.95}$ - betooni ülemine normtõmbetugevus (5% tõenäosusega tagatud normtugevus);

Betooni arvutustugevused

	<i>C20/25</i>	<i>C40/50</i>
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$,	13,3	26,7
$f_{ctd\ 0.05} = \alpha_{cc} f_{ctk\ 0.05} / \gamma_c$,	1,0	1,67
$f_{ctd\ 0.95} = \alpha_{cc} f_{ctk\ 0.95} / \gamma_c$.	1,9	3,1

α_{cc} – tegur, mis võtab arvesse koormuse kestvuse ja koormuse rakendusviisi ebasoodsat mõju survetugevusele. Eurokoodeks 2 järgi $\alpha_{cc} = 0,8 \dots 1,0$, soovitatav väärtus $\alpha_{cc} = 1,0$. Eestis kasutati varem väärtust $\alpha_{cc} = 0,85$. Kehtiva standardi EVS-EN 1992-1-1 järgi on $\alpha_{cc} = 1,0$.

Betooni tugevuse osavarutegur $\gamma_c = 1,5$.

Armatuuri normtugevused

f_{yk} - normvoolavuspiir (normvoolavustugevus);

f_{tk} - normtõmbetugevus.

Armatuuri arvutustugevused

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$.

Armatuuri tugevuse osavarutegur $\gamma_s = 1,15$.

1.5.4. Kande - ja kasutuspiirseisundi kontrolltingimused

Kandepiirseisund

Kandepiirseisundi kontroll peab vältima konstruktsiooni, elemendi või vaadeldava lõike kandevõime kaotuse. Selleks peab olema rahuldatud tugevustingimustingimus, mida üldistatult võib avaldada kujul

$$E_d(F_d, C) \leq R_d(f_{c,d}, f_{s,d}, S),$$

kus

E_d - **arvutuslik sisejõud** vaadeldavas lõikes, mis on põhjustatud arvutuskoormustest F_d ja oleneb konstruktsiooni arvutsskeemi, mõõtmeid ja muid asjaolusid arvesse võtvaist suurustest C . Arvutuslik sisejõud on koormuse ebasoodsat muutlikkust arvestav suurim selles lõikes esineda võiv sisejõud;

R_d - vaadeldava lõike **arvutuslik kandevõime**, mis oleneb betooni ja armatuuri arvutus-tugevusest $f_{c,d}$ ja $f_{s,d}$ ning lõike kuju ja mõõteid arvestavaist suurustest S . Arvutuslik kandevõime on sisejõud, mida lõige suudab vastu võtta, arvesse võttes materjali tugevuse ja muude kandevõimet mõjutavate asjaolude ebasoodsat muutlikkust.

Kasutuspiirseisundid

Kasutuspiirseisundite kontroll peab tagama konstruktsiooni normaalse eksploatatsiooni, sealhulgas ka inimeste mugavuse ja ehitise vastuvõetava välimuse säilimise.

Pragudekindluse piirseisund

Kontroll peab tagama, et prao arvutuslik laius w_k ei ületaks lubatud suurust w_{\max} : $w_k \leq w_{\max}$.

Pragu ei tohi takistada konstruktsiooni normaalset töötamist, vähendada selle kestvust (korrosioon) ega muuta vastuvõetamatuks selle välimust.

Mitteagressiivses keskkonnas (keskkonnaklassid X0 ja X1) on w_{\max} raudbetoonkonstruktsioonidele ja nakketa pingearmatuuriga konstruktsioonidele 0,4 mm, nakkega pingearmatuuriga konstruktsioonidele 0,2 mm. Raudbetooni suhtes agressiivses keskkonnas on lubatavad pragude laiused, sõltuvalt keskkonnaklassist, väiksemad, või ei lubata pragude avanemist üldse.

Läbipainde piirseisund

Elemendi või konstruktsiooni läbipaine ei tohi kahjustada selle nõuetekohast funktsioneerimist või välimust. Selleks ei tohi arvutuslik läbipaine u_k ületada lubatud suurust u_{\max} : $u_k \leq u_{\max}$.

Elemendi kasutatavuse ja välimuse seisukohalt võib lubatud läbipaindeks võtta 1/250 ava pikkusest, kui läbipaine kahjustab piirnevaid konstruktsioone või viimistlust tuleks lubatud läbipainet vähendada kuni suuruseni 1/ 500 ava pikkusest.

Pingepiirangute piirseisund

Ekspluatatsioonikoormuse põhjustatud ülemäärane betooni survepinge võib soodustada pikipragude tekkimist ja mikropragude arenemist betoonis. Selleks, et need praod ei viiks konstruktsiooni kestvuse vähenemisele, tuleks ette näha survetsooni tugevdavad abinõud (nagu armatuuri kaitsekihi suurendamine survetsoonis või survetsooni ümbritseva põikiarmatuuri kasutamine) või piirata survepinge suurust.