

Betoontala põikjõukindluse määramine eurokoodeksi järgi

Betoonelementide põikjõukindluse määramiseks on erinevates riikides kasutatud ja kasutatakse jätkuvalt erinevaid arvutusmeetodeid. Eurokoodeksi kasutuselevõtmine on samm arvutuseeskirjade ühtlustamise suunas Euroopa mandril. Aga kas mõistame kõiki selle arvutusmetoodika tagamaid? Mina enda kohta seda väita ei julge, kuid mõningaid mõtteid on.

RIHO ORAS

Conviso OÜ vanemkonsultant

Ehituskonstruksioonide projekteerimisega seotud inseneribürood kasutavad laialdaselt tarkvara, mis lisaks sisejõudude leidmisele kas automaatselt kavandab betoonkonstruktsiooni lahenduse või kontrollib ette antud lahenduse vastavust teatud normide nõuetele. Selle artikli kaudu teen ettepaneku vaadata, "mis nende arvutus algoritmide sees on". "Sissevaatamiseks" esitan ühe arvutusnäite, mille vastavust palun praktiseerivatel konstruktoritel kontrollida ja soovi korral tulemustest autorile teada anda. Seejuures viitan, et igapäevatoos ma ise selliste arvutusprogrammide kasutaja ei ole, vaid olen enda tööks välja arendanud Exceli-põhised algoritmid erinevate ülesannete lahendamiseks.

Tuleb tunnistada, et ehituskonstruksioone käsitlevad täiendkoolitused küll toimuvad, kuid laialdane seminarilaadne koostöö ehituskonstruktorite vahel pole levinud, mis iseenesest on turumajanduse tingimustes ka loomulik. Kui see artikkel oleks käivitajaks konstruktorite koostöömõtlemisele kitsas spetsialistide ringis, oleks ütle mata tore, kuna see aitaks kaasa meie kõigi erialaste teadmiste ja arusaamiste taseme tõstmisele.

Terminoloogia – mõiste "betoonkonstruktsioon"

Lähtudes põhimõttest, et kordamine on tarkuse ema, ja soovist selgitada artikli pealkirja sisule vastavust, toon esile "betoonkonstruktsiooni" mõiste tagamaad. Seda kasutades lähtume me täna ingliskeelse termini "concrete structure" sisust, mis on üldine mõiste ning mis haarab nii armeerimata (ja alaarmeeritud) betoonist, tavapärase armeeringuga raudbetoon- kui ka pingebetoonkonstruktsioone. Pikema insenerikogemusega konstruktorid mäletavad, et SNiP-i normistiku raames kasutati üldistatud mõistena "raudbetoonkonstruktsiooni" ja betoonkonstruktsiooni all mõeldi tänast armeerimata elementi.

Põikjõu arvutusmudel

Praegu kehtiv standard EVS-EN 1992-1-1:2007 Eurokoodeks 2: "Betonkonstruktsioonide projekteerimine". Osa 1-1:

"Üldreeglid ja reeglid hoonetele" (edaspidi [1]) kasutab betoonelementide põikjõukindluse määramiseks sõrestik-analoogiat. Täpsemalt tuleks öelda, et kasutatakse kallutatud survevarda meetodit (ingl *inclined strut method*). Selle meetodi aluseks on plaststust arvestavad betooni ja terase kande võimed, mis piirulukorras peavad rahuldama tasakaalutingimusi. Eurokoodeksi 2 arvutusmudel koosneb betoonist survevarrastest ning põik- ja pikiarmatuuri koondavatest tõmbevarrastest, tugevuskontrollil muudetakse survevarraste kaldenurka ning leitakse piirpõikjõud, lähtudes betooni peasuurvepingetest ja põikarmatuuri vastupanust.

Varrasmudeli koostamisel on soovitatav arvestada, et varrasskeemide sõlmed asuksid koondatud jõudude rakenduskohtades.

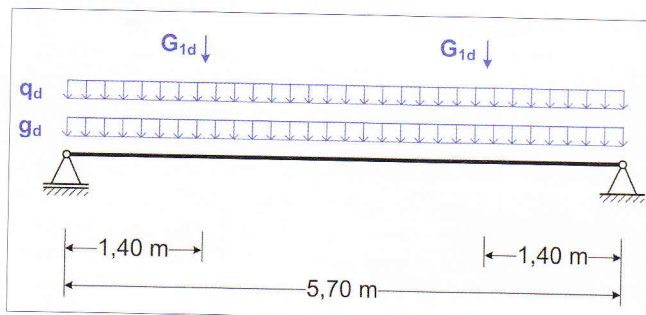
SNiP-i normistiku järgi kasutati tala tugevusarvutustes ohtlike lõigete meetodit. Tala toe piirkonnas leiti nõrgemad kaldlõiked, millede väikseim tugevus määraski tala põikarmatuuri võimsuse. Siinkohal rõhutan mitmuse kasutamist kaldlõigetest rääkides: nimelt tuli kontrollida kaldlõike tugevust nii põikjõu kui ka paindemomendi toimele. Seejuures need lõiked reeglina kokku ei langenud (see juhtus vaid oluliste koondatud jõudude mõjumisel tala toepiirkonnas). Eurokoodeksis kasutatava sõrestikskeemi puhul leitakse aga tugevaim sõrestiku skeem, mis on võimeline rahuldama toepiirkonna tugevust ning sel viisil kontrollitakse nii põikarmatuuri võimsust kui ka pikiarmatuuri toel ankurdamise piisavust.

Arvutuslikku põikarmatuuri vajavate elementide arvutamist on käsitletud [1] alajaotises 6.2.3. Antud artiklis pole selgitatud üksikute avaldiste sisu ja lõpliku kuju saamise matemaatilisi teid, vaid on ühe arvutusnäite põhjal antud mõningaid soovitusi praktiliseks projekteerimiseks.

Arvutusnäide

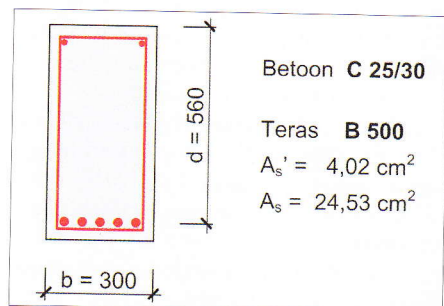
Vaatleme lihttala, mille arvutuslik ava $L_{eff} = 5,70$ m.

Talale mõjub sümmeetriline ühtlaselt jaotatud arvutuslik koormus $q_d = 60,0$ kN/m ja $q_d = 40,0$ kN/m; mõlema toe reaktsiooni rakenduskohast $x_0 + x_1 = 1,40$ m kaugusel mõjub koondatud jõud $G_{1d} = 70$ kN (vt joonis 1).

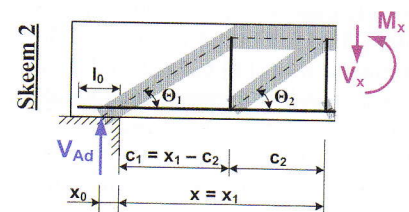
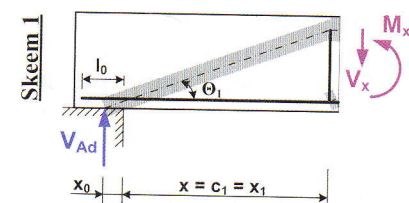
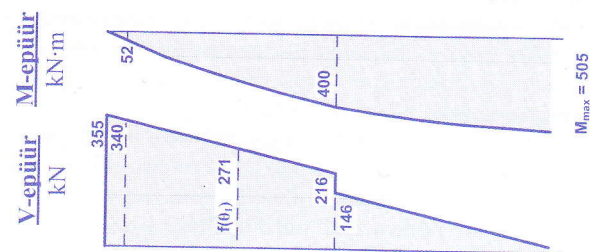
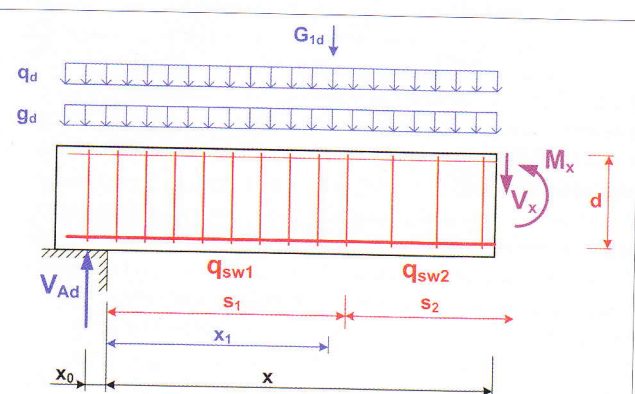


Joonis 1. Tala arvutuskeem.

Tala ristlõige on esitatud joonisel 2. Toereaktsiooni raken-duskoha kaugus toe siseservast $x_0 = 0,15$ m. Toepiirkonnas mõjuvad jõud ja sisejõudude epiürid on esitatud joonisel 3.



Joonis 2. Tala ristlõige.



Joonis 3. Sise-jõudude epiürid ja võimalikud arvutuskeemid põikjõukindluse kontrolliiks.

Antud arvutusnäites on enamikul juhtudel kasutatud [1] alajaotisega 6.2.3 samu tähiseid.

Vertikaalse põikarmatuuriga elemendi põikjõukande-võime V_{Rd} on väiksem väärtustest:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta = q_{sw} \cdot z \cdot \cot \theta \quad ([1] 6.8)$$

ja

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad ([1] 6.9)$$

Avaldises [1] 6.8 – mille abil tinglikult kontrollitakse sõrestiku vertikaalvarda tugevust, sisuliselt aga põikarma-tuuri piisavust – tuleks f_{ywd} väärtust vähendada suuruseni $0,8 \cdot f_{ywk}$, kui v_1 määramiseks kasutatakse valemit [1] (6.10), mida antud näite puhul on ka rakendatud. Selle avaldise matemaatiline olemus osutab, et soodsaim oleks valida või-malikult suur $\cot \theta$ ehk võimalikult väike nurk θ betoonist kaldvarda ja tala pikitelje vahel. [1] järgi on rakendatud arvutusmodeli jaoks piirid

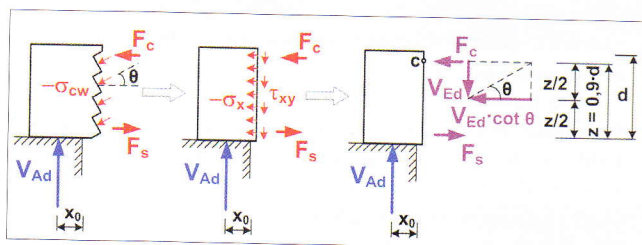
$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad ([1] 6.7N)$$

$$\text{ehk } 45^\circ \geq \theta \geq 21,8^\circ.$$

Selle piirangu kohta võib kommentaarina lisada, et vähim kaldenurk $\theta_{min} = 21,8^\circ$ tuleneb kaldpragude avanemise laiuse piiramisest (katsete alusel), s.t kasutuspiiriseisundist.

Sellele “soodsa kalde” põhimõttele vastab sõrestiku skeem 1 joonisel 3. Valides $\theta \geq 21,8^\circ$, tähendab seda, et sõrestiku kaldvarras lõpeb praktiliselt koondatud jõu all kaugusel $x = x_1 = 1,25$ m. Põikjõud sõrestiku esimese paneeli lõpus $V_{E,x=1,25} = 216$ kN. Kaldse betoonploki kandevõimet iseloo-mustav $V_{Rd,max} = 512$ kN ületab talale mõjuvat põikjõudu, mis siinkohal osutab tuntud tõele, et riskikülkulist talade puhul kaldse betoonploki kandevõime määravaks ei saa. Rangide kandevõimet määravast avaldisest ([1] 6.8) aval-dub nõutav rangide võimsus toeäärses osas $q_{sw1} = 170$ kN/m (näiteks 208 s = 225 mm).

Tala terviklikkust silmas pidades tuleb tinglikult betoonist kaldvardalt toesõlmes edastatav jõud tõmbearmatuurile üle kanda ankurdusega tala toel. [1] jaotises 6.2.3 esitatud arvu-tuseeskiri on tuletatud, lähtudes tala teljega risti oleval pin-nal mõjuvatest pingetest (vt joonis 4).



Joonis 4. Peasurvepingete jagunemine täiendavateks elemendi pikisuunalisteks komponentideks.

Lõikepinnal mõjuvate jõudude tasakaalutingimustest tuleneb, et põikjõud põhjustab täiendava tõmbejõu pikiar-matuuri:

$$\Delta F_{td} = 0,5 \cdot V_{Ed} \cdot \cot \theta. \quad ([1] 6.18)$$

Kui vaatleme olukorda lõikes $x = 0$, peab toele viidud pikiar-matuur võtma toe siseservas vastu jõu

$$F_t = M_{Ed,x=0} / z + \Delta F_{td}.$$

Antud näites skeemi 1 järgi on nõutud tõmbejõu suuruseks

$$F_t = M_{Ed,x=0} / z + \Delta F_{td} = 52 / (0,9 \cdot 0,56) + 0,5 \cdot 340 \cdot 2,5 = 103 + 425 = 528 \text{ kN}.$$

Eeldame, et pikkusega $l_0 = 0,27$ m on toele viidud kõik viis

maksimaalse paindemomendi vastuvõtmiseks vajalikku pikivarrast lähimõõduga $d = 25$ mm. Süvenemata arvutusliku ankurduspikkuse l_{bd} määramise üksikasjadesse, võttes $l_{bd} = 0,85$ m, saame pikiarmatuuri poolt vastuvõetavaks jõuks toe siseservas

$$F_{Rd,anch} = \frac{l_0}{l_{bd}} \cdot A_{s0} \cdot f_{yd} =$$

$$= (0,27 / 0,85) \cdot 2453 \cdot 435 \cdot 10^{-3} = 340 \text{ kN},$$

mis on väiksem nõutust. Üheks lahenduseks oleks täiendavate meetmete rakendamine ankurduse tagamiseks, näiteks täiendavate L-kujuliste varraste lisamine või pikivarrastele horisontaalsete põikvarraste keevitamine.

Järgnevalt uurime, milliseid tulemusi annab joonisel 3 kujutatud sõrestiku skeem 2. Selle skeemi puhul otsitakse selliseid sõrestiku diagonaalide kaldeid, mis annavad teatud tingimustele sobivaid lahendusi. Antud juhul läheme tegelikult uurima, kas ja millistel tingimustel on võimalik pikiarmatuuri ankurdamise tugevdamisest loobuda. Järgnevalt on esitatud arvutused sõrestiku jaoks, kus $\theta_1 = 36^\circ$, $c_1 = 0,69$ m ja $\theta_2 = 42^\circ$, $c_2 = 0,56$ m.

Selle järgi on vajalik rangide võimsus toeäärses osas $q_{sw1} = 390 \text{ kN/m}$ (näiteks $2\text{Ø}10$ s = 150 mm), kuid $M_{Ed,x=0} / z + \Delta F_{ld} = 52 / (0,9 \cdot 0,56) + 0,5 \cdot 340 \cdot 1,38 = 103 + 234 = 337 \text{ kN} < F_{Rd,anch} = 340 \text{ kN}$, mis osutab, et selle skeemi puhul on pikiarmatuuri ankurdus piisav, seda võimsama põikarmatuuri tõttu.

Siin on konstruktoril otsustamiskoht, millise lahendusega edasi minna. Ise pean praktilisemaks teist varianti.

Sõrestikanalooogia ja ohtlike kaldlõigete meetodite võrdlus

Järgnevalt on uuritud, milliseid tulemusi annaks tala toe- piirkonna kavandamine SNiP 2.03.01-84* järgi. (Siinjuures tuleb rõhutada, et antud artikli kirjutamise raames pole uuritud Venemaa viimastes betooninormides tehtud muudatuste mõju.)

Nagu eespool öeldud, tuleb kontrollida kaldlõike põikjõu ja paindemomendi vastupanu, kusjuures need lõiked reeglina ei ole samased. Veel paar täpsustust-meeldetuletust, mis on selle meetodi puhul iseloomulikku.

- 1 Kaldlõike paindemomendi vastupanu hindamisel on pikiarmatuuri pinged piirilukorras võrdsed f_{yd} ja põikjõu vastupanu hindamisel $0,8 \cdot f_{yk}$.
- 2 Kaldlõike põikjõukindluse hindamisel leitakse põikjõud kaldlõike lõpus arvestusega, et muutuv koormus kaldlõike kohal võib olla reaalselt ebasoodsalt jaotunud; seega põikjõudu kaldlõike lõpus suurendatakse tagavara suunas.

Võrdlusarvutuste puhul on pikiarmatuuri ankurduspikkus ja betooni tugevusnäitajad leitud Eurokoodeksi 2 järgi.

Põikjõukindluse määramisel on määrav lõige, mis lõpeb koondatud jõu kohal, s.t kaldlõike projektsiooni pikkus $c = 1,25$ m. Arvutusliku kaldprao pikkuseks kujuneb $c_{sw} = 1,12$ m. Tugevustingimusest tuleneb, et on vajalik sisuliselt minimaalne rangide võimsus $q_{sw1} = 110 \text{ kN/m}$ (näiteks $2\text{Ø}8$ s = 300 mm).

Toelähedase kaldlõike paindemomendikindluse kontrollil, mis sisuliselt tähendab pikiarmatuuri piisava ankurduse kontrollimist, osutus kõige ohtlikuma kaldlõike projektsiooni pikkuseks $c = 0,7$ m. See kontroll on olemuselt sama sõrestiku alumise sõlme terviklikkuse, s.t ankurdusjõu vastuvõtmise, kontrolliga eurokoodeksi meetoodika järgi. Kaldlõike paindemomendi tasakaalutingimusest tuleneb, et ebapiisavat pikiarmatuuri ankurdust toel tuleb kompenseerida rangidega $2\text{Ø}10$ s = 175 mm, mis on lähedane sõrestiku

skeemi 2 järgi arvutatuga.

Antud näite puhul saame öelda, et tavapärase toetuspikkuse korral ja erilisi pikiarmatuuri ankurdusmeetodeid rakendamata on mõlema arvutusmeetoodika puhul lähedane põikarmatuuri lahendus. Kui pikiarmatuur on toel täielikult ankurdatud, siis eurokoodeksi sõrestikanalooogia meetod nõuab SNiP-i kaldlõigete meetodiga võrreldes võimsama põikarmatuuri kasutamist. Ega see tõdemus uute hoonete projekteerimisel mõju avalda, küll aga võib sellega arvestada vanemate hoonete betoonkonstruktsioonide rekonstrueerimisel.

Kommentaariid

Betoontala toe piirkonna purunemisel arenevad esmalt välja paindemomendist põhjustatud normaalpraod, misjärel tekivad kaldpraod ja toimub purunemine põikjõu toimel. Tala äärmiste tugevate puhul võib öelda, et paindepragude olemasolu ei mõjuta äärmiste tugevate põikjõukandevõimet. Jätakuva tala vahetugedel on olukord komplitseeritum, kuid see temaatika antud artiklisse ei mahu – ehk edaspidi.

Enamiku arvutusmodelite puhul koosneb tala põikjõukandevõime betooni ja põikarmatuuri (mõnel juhul arvestatakse ka pikiarmatuuri lõiketugevusega, kuigi selle mõju esmajoonel kaldprao konarustes ülekantava nihkepingete tõttu pole oluline) kandevõime osadest. Seejuures võetakse appi katsetest tuletatud parameetrilised seosed, eriti betooni kandevõime hindamisel. Eurokoodeksi aluseks oleva arvutusmodeli puhul, mis koosneb betoonist survevarrastest ja põikarmatuuri koondavatest tõmbevarrastest, muudetakse survevarraste kaldenurga ning leitakse piirpõikjõud läheduses betooni peasurvepingetest ja põikarmatuuri vastupanust. Tegelikult määrab tala nihkepurunemise mehhanismi kaldlõike pikkuse (või betoonist survevarda horisontaalprojektsiooni pikkuse) ja ristlõike kasuskõrguse suhe c/d . Ideaaljuhul tala põikjõukandevõime ammendub, kui rauged nii betoonist kaldvarda kui ka põikarmatuuri kandevõime. Väikese põikarmatuuri võimsuse korral, mis on arvutuslikult saavutatav väikese kaldenurga θ puhul, saab tegelikult määravaks kaldprao ülemäärane avanemine ja reaalselt saavutab piirilukorra ainult tõmbearmatuur. Nagu arvutusnäite puhul võisime tõdeda, sõltub eurokoodeksi järgi arvutades tala põikjõuvastupanu ainult põikarmatuuri võimsusest, aga üldse mitte betooni tugevusparameetritest. See osutab, et varrasskeemiga betoontala toe piirkonna kandevõime selgitamine on seotud oluliste lihtsustustega.

Veel tuleb lisada, et eurokoodeksi meetoodika järgi piirilukorra reaalne saavutamine eeldab põikarmatuuri head venivust, et oleks põhjendatud eeldus, et kõik sõrestikupaneeli ulatusse jäävad põikvardad piirilukorras voolaksid. Seda eriti väikese θ korral. Seega peaksime põikarmatuurina kasutama B- või C-klassi terast. Kuigi [1]-s pole vastavaid ettekirjutusi, kehtib mõnedes maades A-klassi terase puhul piirang $\cot \theta \leq 1$, s.t $\theta = 45^\circ$. Muuseas, sisuliselt samal põhjusel, et piirilukorras pole kaldpraos paiknevad põikvardad ühtlaselt koormatud, võeti SNiP-is põikarmatuuri arvutuslikuks voolupiiriks $f_{ywd} = 0,8 \cdot f_{yk}$.

Eurokoodeksis puudub kaldlõike tugevuskontroll paindemomendikindluse seisukohast. Kuigi pikitõmbe-armatuuri katkestamise kontrollil ([1] p.9.2.1.3) ja vundamentide pikiarmatuuri tõmbejõu määramisel ([1] p.9.8.2.2) ilmutamata kujul selle küsimusega tegeldakse, soovitan seda kaldlõigete tugevuskontrolli meetoodikast tuntud võtet siiski betoontala kavandamisel kasutada. Eriti vajalik on see minu arvates toe piirkonnas järsult muutuva kõrgusega elementide projekteerimisel. ■