

**Mitmekorruselise hoone projekteerimine
columbiakivist**



Tallinn 2002

AS Columbia - Kivi

Käesolev abimaterjal kasutab ametlikku normatiivset materjali EPN – ENV 6.1.1 kuni 5- korruselise hoone projekteerimisel. Sellise korruste arvu juures ei ole vaja reeglina teha põikseinte tugevusarvutusi tuulekoormusele. Hoone põikjäikus kindlustatakse konstruktiivsete abinõudega.

Võrreldes eelmise väljaandega on selles vihikus tehtud mõningaid parandusi.

Koostas : V. Voltri

Sisukord

1 Üldiselt	4
2 Koormused	4
3 Seinte tugevusarvutused.....	8
3.1 Pikivälisseina tugevusarvutus	8
3.1.1 Müüritise tugevus.....	8
3.1.2 Aknavaheposti tugevus	10
3.1.2.1 Aknavahepost II korrusel	10
3.1.2.2 Aknavahepost I korrusel.....	14
3.1.3 Aknasillused.....	15
3.1.4 Katuse toetus müürile.....	19
3.1.4.1 Üldiselt	19
3.1.4.2 Müüri tugevuse kontroll pööningul.....	21
3.1.5 Keldrisein	24
3.2 Pikisiseseina tugevusarvutus	28
4 Hoone stabiilsus	35
4.1 Üldiselt	35
4.2 Põikseinte konstruktsioon	35
4.3 Vahelaekonstruktsioon	38
5 Konstruktiivsed nõuded.....	40
Kasutatud kirjandus.....	46

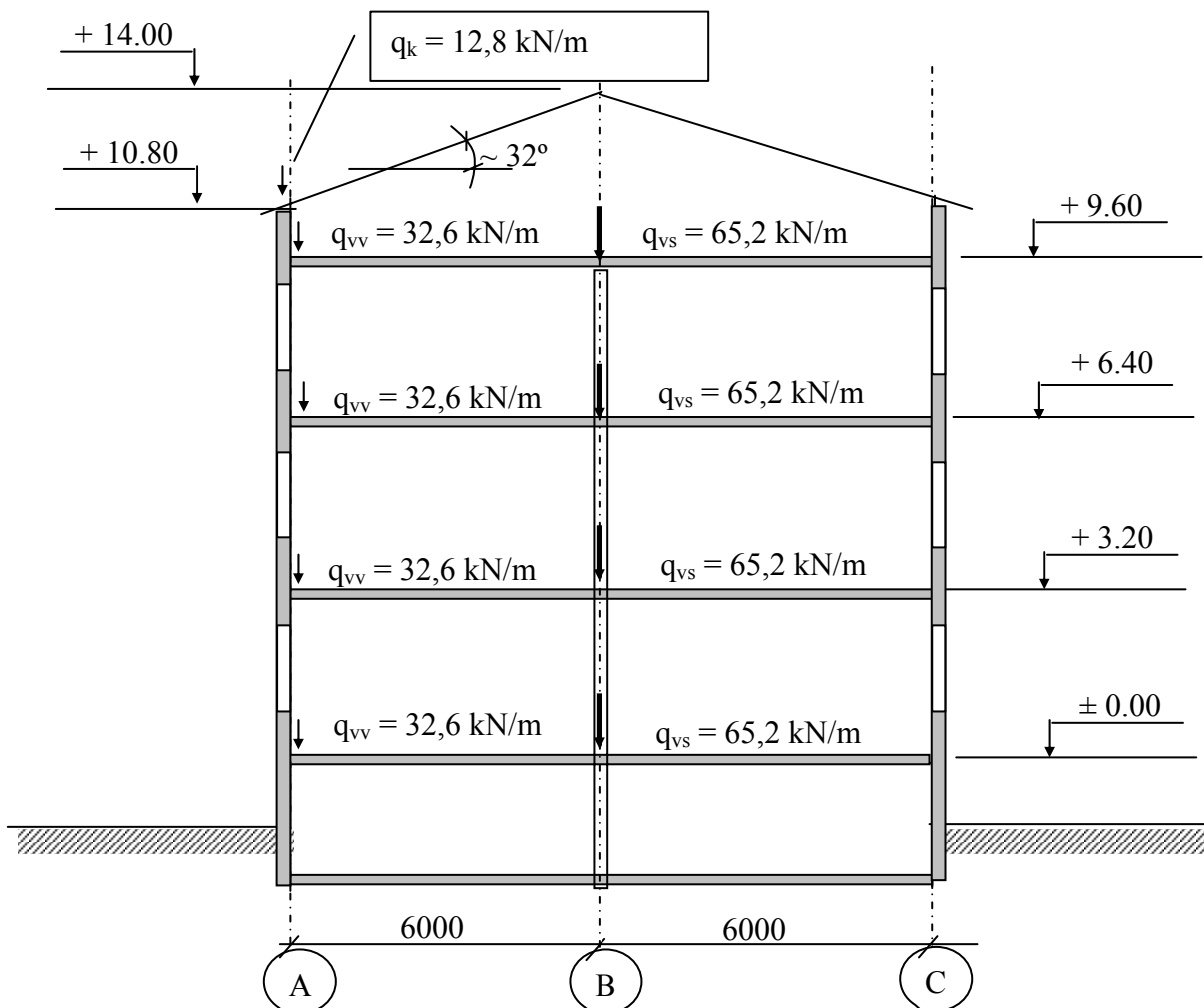
Hoone projekteerimise seletuskiri

1 Üldiselt

Antud vihikus käiakse samm-sammult läbi mitmekorruselise tsiviilhoone konstruktiivne projekteerimine. Vajalikkudes kohtades on toodud viited algmaterjalile ja antakse seletavaid juhi-seid.

Käesolevas näites vaadeldakse 3-kordse tsiviilhoone (+ pööningukorrus) konstrueerimist. Hoone sise- ja välisseintena kasutatakse columbiakiviplokke. Vahelaed on raudbetoonpanee-lidest, katus puittoolvärgiga – plekist. Kõik konstruktsioonide arvutused tehakse vastavalt EPN – ENV 6.1.1-le (vt ka Columbiakivi projekteerimisjuhend, 3. vihik). Hoone plaaniline lahendus (tinglik) on esitatud skeemil 2. Hoone asukoht on Tallinnas.

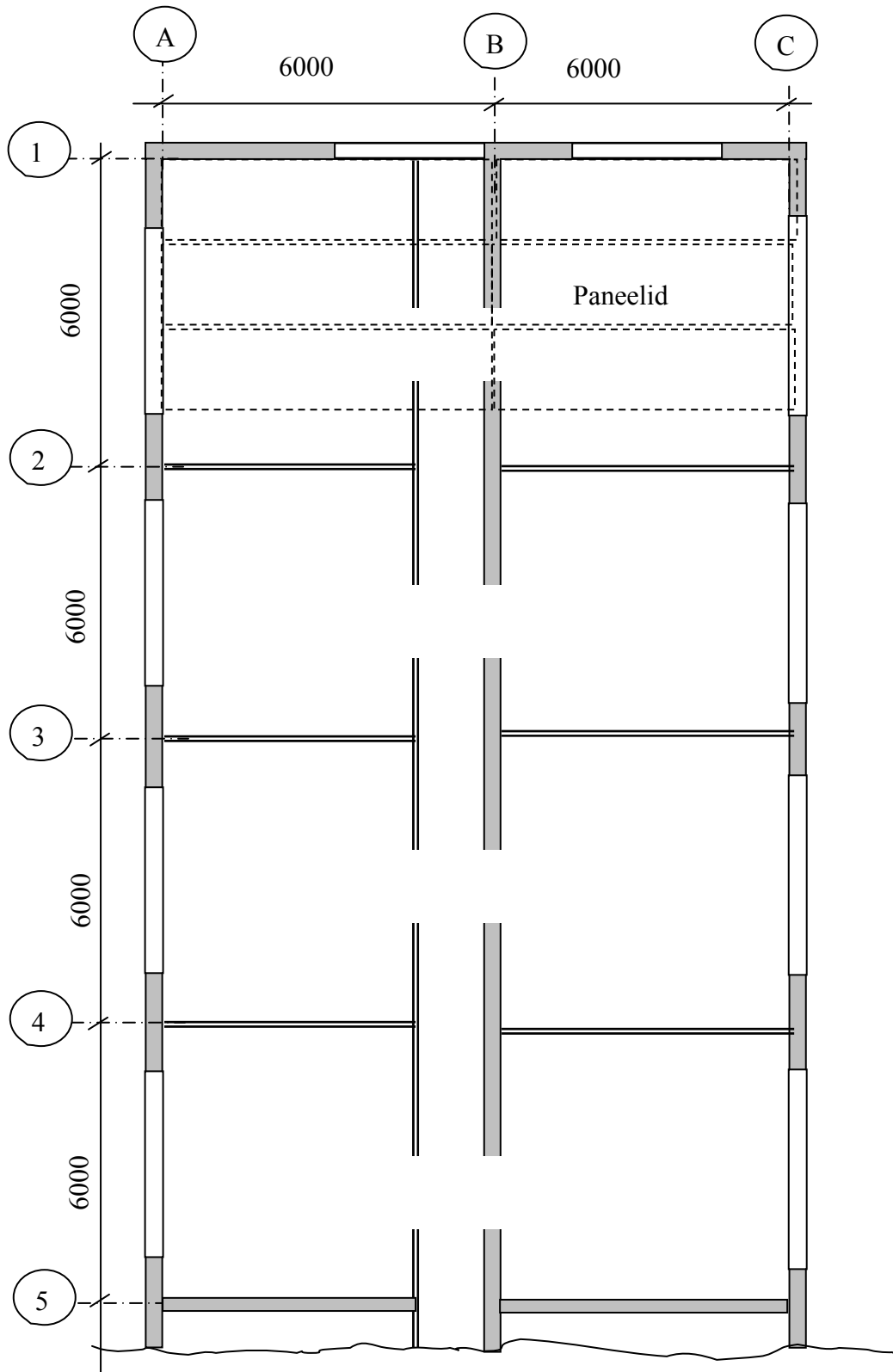
2 Koormused



Skeem 1 Koormused

AS Columbia - Kivi

Hoone plaani fragment.



Skeem 2 Plaani fragment

AS Columbia - Kivi

Katus:

sarikad $\sim 0,04 \text{ kN/m}^2$,

roovitus $\sim 0,04 \text{ kN/m}^2$,

plekk $\sim 0,05 \text{ kN/m}^2$

Kokku: $\sim 0,13 \text{ kN/m}^2$

lumekoormus maapinnal (EPN 1.2.5)

$$s_k = 1,5 \text{ kN/m}^2,$$

normatiivne lumekoormus

$$s = \mu_1 s_k = 0,8 \times 1,5 = 1,2 \text{ kN/m}^2 \text{ (viilkatus, kaldenurk } \sim 30^\circ),$$

arvutuslik lumekoormus

$$s_d = \gamma_Q s = 1,5 \times 1,2 = \underline{1,8 \text{ kN/m}^2}$$

Kõik kokku: $\sim 1,93 \text{ kN/m}^2$.

Katusekoormus välisseinale

$$q_k \approx (6,0 + 0,6 \text{ (räästas)}) \times 1,93 = 12,8 \text{ kN/m}.$$

Vahelagede normkoormus q_{vk}

põrand 5 cm betooni $\sim 1,3 \text{ kN/m}^2$,

rdb.paneel $\sim 3,4 \text{ kN/m}^2$,

kasuskoormus $\sim 3,0 \text{ kN/m}^2$;

vahelagede arvutuskooormus

$$q_v = 1,35 \times (1,3 + 3,4) + 1,5 \times 3,0 = 10,85 \text{ kN/m}^2,$$

välisseinale

$$q_{vv} = 3,0 \times 10,85 = 32,6 \text{ kN/m}$$

ja siseseinale

$$q_{vs} = 6 \times 10,85 = 65,2 \text{ kN/m}.$$

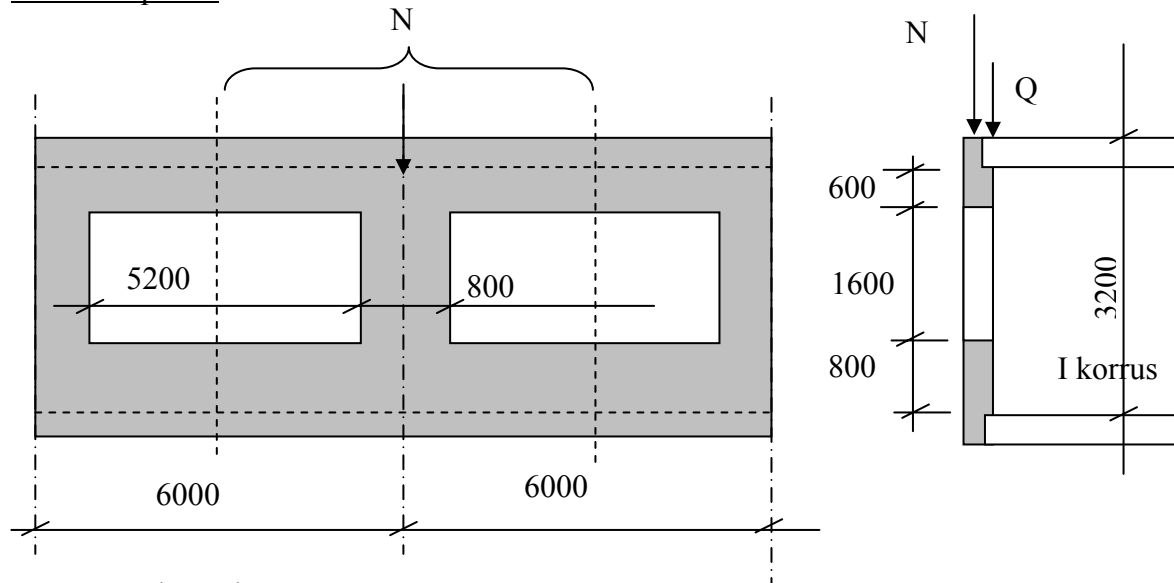
Seinad

Välissein ja sisesein on tehtud plokist paksusega 19 cm (190×190×390), I korrusel paksusega 24 cm. 19 cm betoneeritud seina 1 m² kaal on ligikaudu $1,35 \times 22 \times 0,19 = 5,6 \text{ kN/m}^2$. Lisame soojustuse ja tugevdatud krohvi $\sim 0,8 \text{ kN/m}^2$, kokku $\sim 6,4 \text{ kN/m}^2$, 24 – cm seinal $\sim 7,9 \text{ kN/m}^2$ (sama ka siseseinal).

Avadeta seina koormus (omakaal) III korruse põranda lõikes

$$q_{sv} = 4,4 \times 6,4 = 28,2 \text{ kN/m}.$$

Aknahepost –



Skeem 3 Aknahepost

Arvutuslikud jõud aknahepostile II korrusel (II korruse lae all)

$$N = (12,8 + 32,6 + 28,2) \times 6,0 - 6,4 \times 1,6 \times 5,2 = 388,4 \text{ kN},$$

$$Q = 32,6 \times 6,0 = 195,6 \text{ kN},$$

Summaarne vertikaaljõud aknahepostis II korrusel

$$\Sigma N = 584,0 \text{ kN}.$$

Arvutuslikud jõud aknahepostile I korrusel

$$N = (12,8 + 2 \times 32,6 + 28,2 + 20,5) \times 6,0 - 2 \times 6,4 \times 1,6 \times 5,2 = 652,5 \text{ kN},$$

$$Q = 32,6 \times 6,0 = 195,6 \text{ kN}.$$

Summaarne vertikaaljõud aknahepostis I korrusel

$$\Sigma N = 848,1 \text{ kN}.$$

Arvutuslik jõud keldriseinal 6 m-sel lõigul I korruse aknaposti all

$$N = 848,1 + 7,9 \times 6,0 \times 3,2 - 7,9 \times 1,6 \times 5,2 = 934,6 \text{ kN},$$

$$Q = 32,6 \times 6,0 = 195,6 \text{ kN},$$

$$\Sigma N = 1130,2 \text{ kN}.$$

3 Seinte tugevusarvutused

3.1 Pikivälisseina tugevusarvutus

3.1.1 Müüritise tugevus

Columbiakiviplokkide 190×190×390 õõntemaht on ~ 42 % ploki üldmahust, seega kuulub plokk 2. tugevusgruppi, ka netosängituspind on 42 % üldpinnast. Müüri ladumiseks kasutame mörti M10.

Müüritise tugevuse võib määrata avaldisega (3.1) (EPN – ENV 6.1.1, täpsustusega).

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} \text{ N/mm}^2,$$

kus

$$K = 0,42 \text{ ja}$$

$$f_b = 7,6 \text{ MPa}, R_{m,net} = 18 \text{ MPa (vastavalt columbiakivi sertifikaadile, netopinna järgi),}$$

$$f_b = \delta (A_{net}/A) R_{m,net} = 1,0 \times (0,42/1,0) \times 18 = 7,6 \text{ MPa (190 mm plokk);}$$

$$f_m = 10 \text{ MPa,}$$

$$f_k = 0,42 \times 7,6^{0,7} \times 10^{0,3} = 3,47 \text{ MPa.}$$

Müüritise arvutuslik tugevus

$$f_d = f_k / \gamma_M = 3,47 / 2 = 1,74 \text{ MPa.}$$

Plokkide täitmisel betooniga vaadeldakse plokki kui täiskivi,

$$\text{kus } K = 0,46,$$

lähtudes kivi neto survetugevusest (eeldades, et täitebetoon on tugevam kivi materjalist), saame

$$f_b = f_{net} = 18 \text{ MPa,}$$

$$f_k = 0,46 \times 18^{0,7} \times 10^{0,3} = 6,94 \text{ MPa.}$$

Praegusel momendil ei ole tehtud katseid betooniga täidetud müüritise tugevuse määramiseks. See väärtus sõltub oluliselt täitebetooni tugevusest ja on ilmselt tunduvalt suurem ploki normaliseeritud tugevuse alusel määratud. Sellise väärtuse määramine annaks võimaluse kasutada arvutustes oluliselt suuremat müüritise tugevust.

Kirjanduse andmetel (*Design of Masonry Structures, A.W. Hendry, B.P. Shina and S.R. Davies, E&FN Spon, London*) võiks kasutada täisbetoneeritud õõntega plokkidest seinahul järgmist avaldist:

$$f_k = 0,3f_b + 0,1f_m + 0,25f_{ck},$$

kus

$$f_b \quad \text{– müürikivi normaliseeritud tugevus,}$$

$$f_m \quad \text{– mördi keskmine tugevus,}$$

AS Columbia - Kivi

f_{ck} – täitebetooni normtugevus.

Õõnte täitmisel betooniga C16/20 ($f_{ck} = 16$ MPa)

$$f_k = 0,3 \times 18 + 0,1 \times 10 + 0,25 \times 16 = 5,4 + 1,0 + 4,0 = 10,4 \text{ MPa.}$$

Jääb veel võimalus vaadelda ploki õõnte valatud betooni eraldi betoonpostina, millele plokk on raketiseks.

Vaatleme müüritise jm normtugevust:

tühjade õõntega sein (brutoristlõige)

$$t = 190 \text{ mm} \sim 3,47 \times 1,0 \times 0,19 = 0,66 \text{ MN/m (660 kN/m)},$$

$$t = 240 \text{ mm} \sim 3,47 \times 1,0 \times 0,24 = 0,83 \text{ MN/m (830 kN/m)},$$

betooniga täitmisel EPN – ENV 6.1.1 järgi (brutoristlõige)

$$t = 190 \text{ mm} \sim 6,94 \times 1,0 \times 0,19 = 1,32 \text{ MN/m (1320 kN/m)},$$

$$t = 240 \text{ mm} \sim 6,94 \times 1,0 \times 0,24 = 1,67 \text{ MN/m (1670 kN/m)},$$

betooniga (B20) täitmisel betooni netoristlõike järgi

$$t = 190 \text{ mm} \sim 16,0 \times 0,42 \times 0,19 = 1,28 \text{ MN/m (1280 kN/m)};$$

$$t = 240 \text{ mm} \sim 16,0 \times 0,44 \times 0,24 = 1,61 \text{ MN/m (1610 kN/m)},$$

betooniga täitmisel (B20) brutoristlõike järgi vastavalt eeltoodud empiirilisele avaldisele

$$t = 190 \text{ mm} \sim 10,15 \times 1,0 \times 0,19 = 1,93 \text{ MN/m (1930 kN/m)},$$

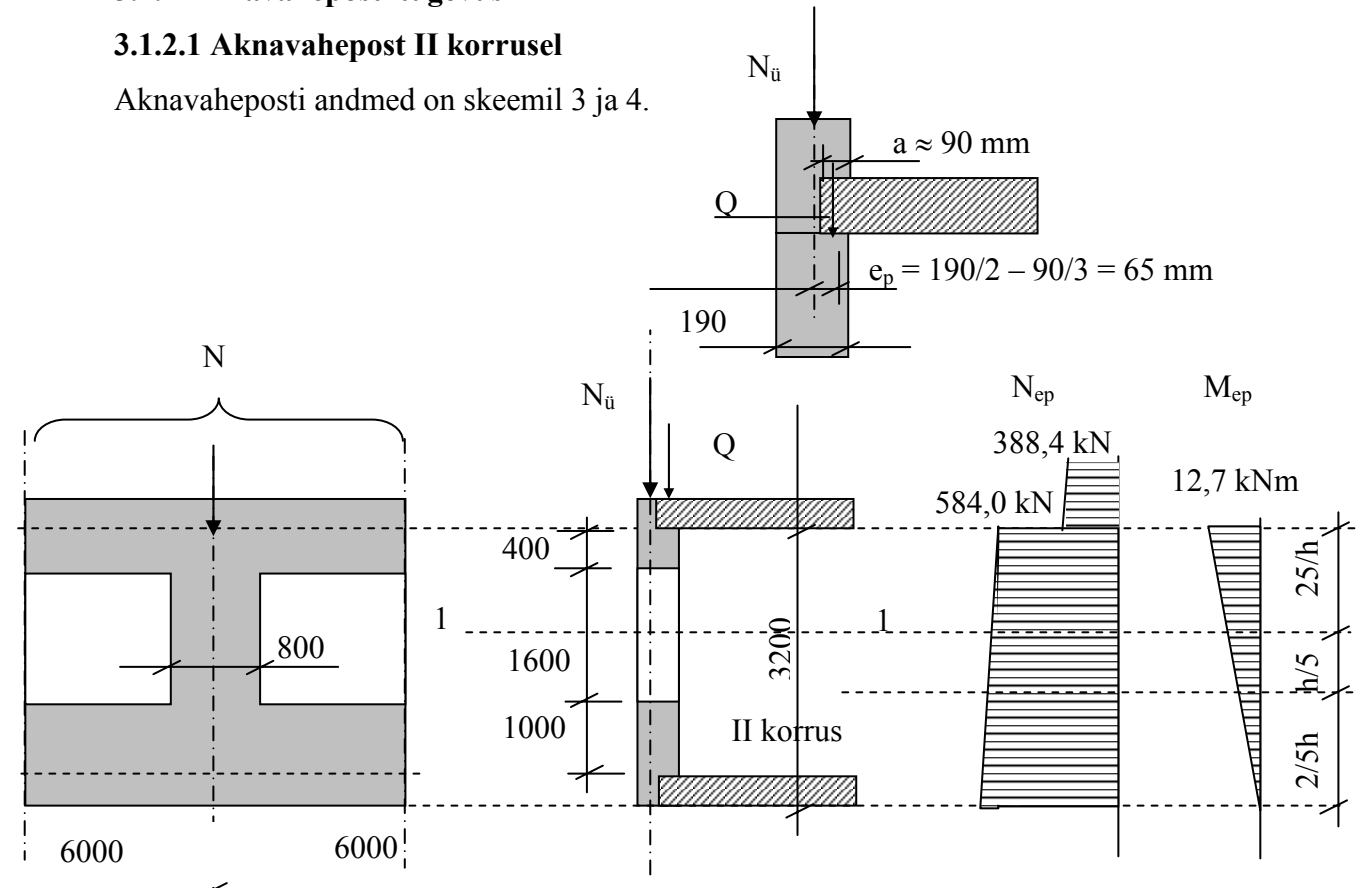
$$t = 240 \text{ mm} \sim 10,15 \times 1,0 \times 0,24 = 2,44 \text{ MN/m (2440 kN/m)}.$$

Nagu toodud arvutused näitavad on soovitatud arvutusmeetodi järgi määratud müüritise tugevus kõige suurem.

3.1.2 Aknavaheposti tugevus

3.1.2.1 Aknavahepost II korrusel

Aknavaheposti andmed on skeemil 3 ja 4.



Skeem 4 Aknavahepost II korrusel

Lähteandmed:

$$N_{\bar{u}} = 388,4 \text{ kN},$$

$$Q = 195,6 \text{ kN}.$$

Summaarne vertikaaljõud aknavahepostis

$$\Sigma N = 584,0 \text{ kN}.$$

Moment aknavahepostis (vt skeem 4)

$$M = Q \times 0,065 = 195,6 \times 0,065 = 12,7 \text{ kNm}.$$

Tugevuskontroll tuleks teha ilmselt aknavaheposti keskmises $h/5$ alas ja lõikes 1 – 1, kus moment on maksimaalne

$$M_1 = 12,7/3,2 \times 1,92 = 7,62 \text{ kNm}.$$

Vertikaaljõu juurdekasv on minimaalne

$$N_1 \approx N = 584,0 \text{ kN}.$$

Aknavaheposti ristlõige on

$$A = 0,8 \times 0,19 = 0,152 \text{ m}^2.$$

Tugevust kontrollime avaldisega (2.18) (EPN 6/AM-1)

$$N \leq N_{Rd} = \frac{\Lambda_m A f_k}{\gamma_M},$$

kus Λ_m määrame graafikult joonisel 2.8 (EPN 6/AM-1).

Selleks on vaja määrata saledus

$$\lambda_h = h_{ef}/t_{ef},$$

kus aknaposti arvutuslik kõrgus $h_{ef} = \rho_n h$.

Käesoleval juhul

$$h_{ef} = h = 3,2 \text{ m ja}$$

$$t_{ef} = t = 0,19 \text{ m,}$$

$$\lambda_h = 3,2/0,19 = 16,8.$$

Teine vajalik parameeter on

e_{mk}/t , kus $e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 t$.

$$e_m = M_1/N + e_a = 7,62/584,0 + 3,20/300 = 0,024 \text{ m ja}$$

roomest tekkiv ekstsentrilisus

$$e_k = 0,002 \Phi_\infty \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t e_m};$$

roometeguri saame tabelist 3.9 (EPN – ENV 6.1.1) -

$\Phi_\infty = 1,5$ betoonkividele,

$$e_k = 0,002 \times 1,5 \times 16,8 \times \sqrt{0,19 \times 0,024} = 0,003.$$

$$e_{mk} = e_m + e_k = 0,024 + 0,003 = 0,027 > 0,05 t = 0,05 \times 0,19 = 0,01 \text{ m ja}$$

$$e_{mk}/t = 0,027/0,19 = 0,142.$$

Graafikult jooniselt 2.8 $\Lambda_m \approx 0,55$.

Kontrollime aknavaheposti tugevust eeldades, et müüritise tugevus $f_d = 6,94/2 = 3,35$ MPa (õõned on betooniga täidetud, tugevus on määratud EPN 6 avaldisega (3.1))

$$N_{Rd} = \frac{\Lambda_m A f_k}{\gamma_M} = 0,55 \times 0,152 \times 3,4 = 0,284 \text{ MN} = 284 \text{ kN} < 584,0 \text{ kN}.$$

Tugevus pole tagatud.

Kontrollime tugevust eeldades, et täitebetoon (C16/20) aknavahepostis töötab netoristlõikepinna järgi

$$N_{Rd} = \frac{\Lambda_m A f_k}{\gamma_M} = 0,55 \times 0,42 \times 0,152 \times 16,0/2,0 = 0,280 \text{ MN} = 280 \text{ kN} < 584,0 \text{ kN}.$$

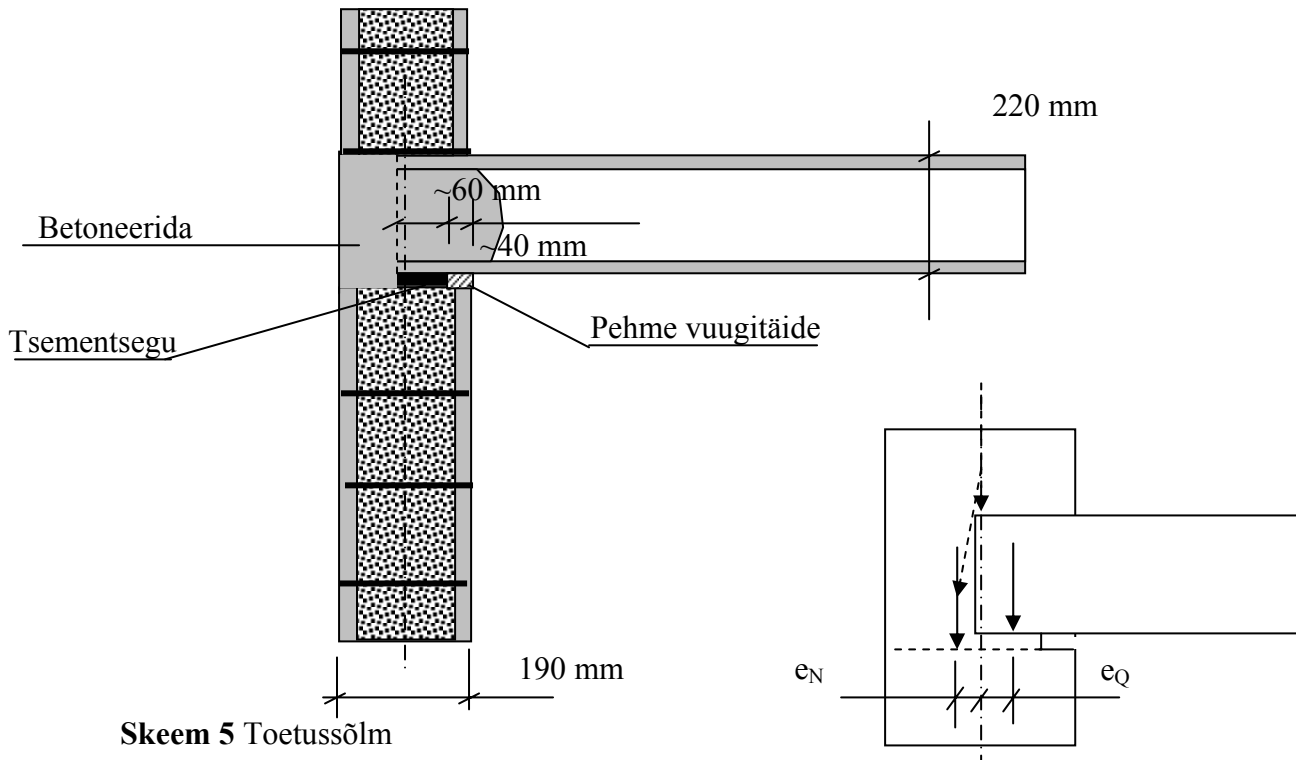
Tugevus pole tagatud.

Antud aknavaheposti puhul on otsustavaks vahelae toetamise suur ekstsentrilisus – 65 mm (on

AS Columbia - Kivi

eeldatud paneelide toetamist seinale ~ 90 mm) ja sellest tekkinud moment arvutuslikus lõikes $M_1 \approx 7,6$ kNm.

Konstruktiiivne lahendus oleks paneelide selline toetus, mis vähendaks toetuse ekstsentrilisust.



Skeem 5 Toetussõlm

Kujunevad uued ekstsentrilisused

$$e_N \approx 190/2 - (190 - 40)/2 = 20 \text{ mm ja}$$

$$e_Q \approx 190/2 - (190/2 - 40 - 60/3) = 40 \text{ mm.}$$

Moment paneelide all

$$M = N_{\bar{u}}e_N - Qe_Q = 388,4 \times 0,020 - 195,6 \times 0,040 = -0,1 \text{ kNm,}$$

$$M_1 \approx 0 \text{ kNm.}$$

Praktiliselt on tegemist tsentrilise survega, mille kontrollimisel arvestatakse juhusliku ekstsentrilisusega.

Graafikult jooniselt 2.8 $\Lambda_m \approx 0,70$.

Kontrollime tugevust eeldades, et täitebetoon (C16/20) aknavahepostis töötab netoristlõikepinna järgi

$$N_{Rd} = \frac{\Lambda_m A f_k}{\gamma_M} = 0,70 \times 0,42 \times 0,152 \times 8,0 = 0,357 \text{ MN} = 357 \text{ kN} < 584 \text{ kN,}$$

tugevus pole tagatud.

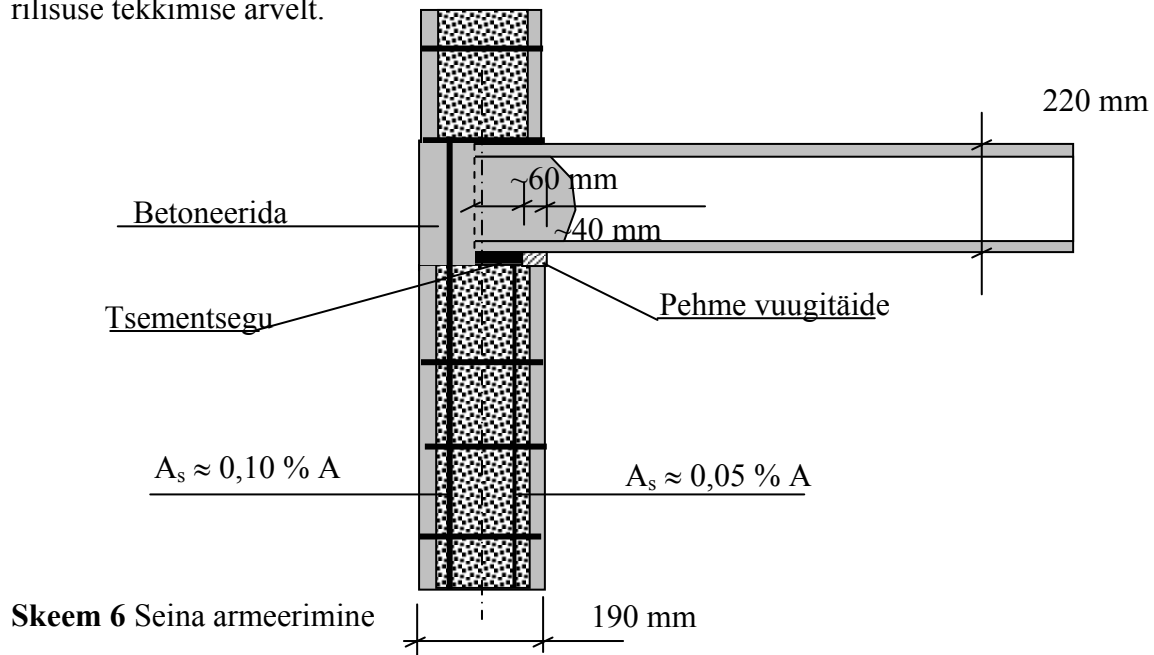
Täidame õõned betooniga C16/20 ja võtame tugevuse empiirilisest avaldisest

AS Columbia - Kivi

$$N_{Rd} = \frac{\Lambda_m A f_k}{\gamma_M} = 0,70 \times 0,152 \times 10,4 / 2 = 0,553 \text{ MN} = 553 \text{ kN} < 584 \text{ kN},$$

tugevus ei ole tagatud, kuid vahe ei ole enam suur.

Tuleb arvestada arvutuste teatavat tinglikust, eriti ekstsentrilisuste määramise osas, seepärast on soovitatav raskesti koormatud seinalõigud peale täisbetoneerimise ka vertikaalselt konstruktiivselt armeerida. See annab võimaluse ristlõike kandevõime kasvuks suure ekstsentrilisuse tekkimise arvelt.



3.1.2.2 Aknahepost I korrusel

Aknaheposti konstruktsioon on antud skeemil 7. I korruse seina paksus on 24 cm.

Lähteandmed

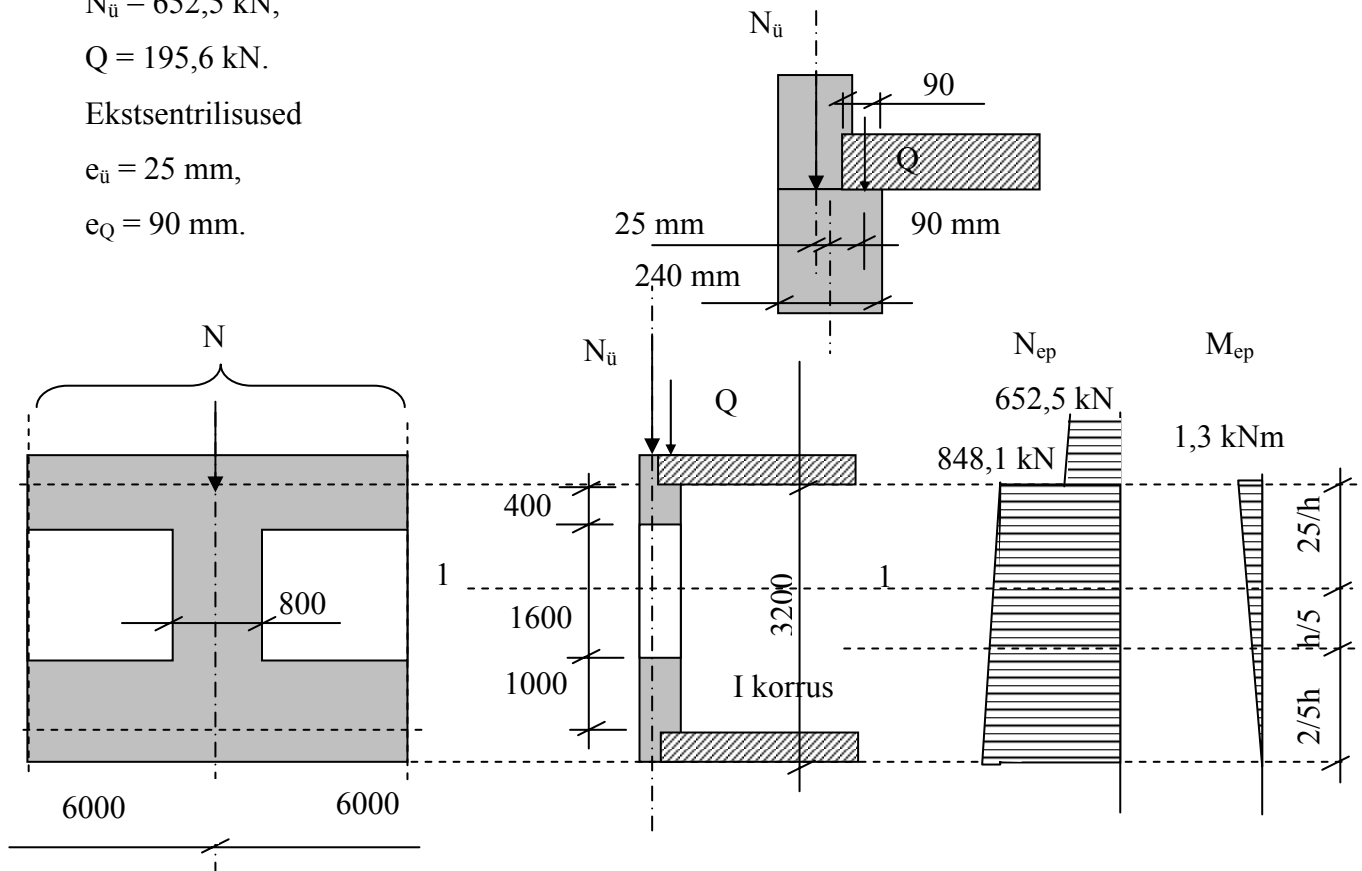
$$N_{\bar{u}} = 652,5 \text{ kN,}$$

$$Q = 195,6 \text{ kN.}$$

Ekstsentrilisused

$$e_{\bar{u}} = 25 \text{ mm,}$$

$$e_Q = 90 \text{ mm.}$$



Skeem 7 Aknahepost I korrusel

$$M = 652,5 \times 0,025 - 195,6 \times 0,09 = -1,3 \text{ kNm,}$$

$$M_1 = 0,8 \text{ kNm.}$$

Eelmises punktis toodud protseduuri läbikäimisel saame $\Lambda_m = 0,78$.

Kontrollime aknaheposti tugevust eeldades, et müüritise tugevus $f_d = 3,47 \text{ MPa}$ (õõned on betooniga täidetud, tugevus on määratud EPN – ENV 6.1.1 avaldisega (3.1))

$$N_{Rd} = \frac{\Lambda_m A f_k}{\gamma_M} = 0,78 \times 0,192 \times 3,47 = 0,519 \text{ MN} = 519 \text{ kN} < 848,1 \text{ kN.}$$

Tugevus pole tagatud.

Kontrollime tugevust eeldades, et täitebetoon (C16/20) aknahepostis töötab netoristlõikepinna järgi

$$N_{Rd} = \frac{\Lambda_m A f_k}{\gamma_M} = 0,78 \times 0,44 \times 0,24 \times 0,80 \times 8,0 = 0,527 \text{ MN} = 527 \text{ kN} < 848,1 \text{ kN.}$$

AS Columbia - Kivi

Tugevus pole veel tagatud.

Täitebetooni klassi oleks vaja veel tõsta või muuta konstruktsiooni.

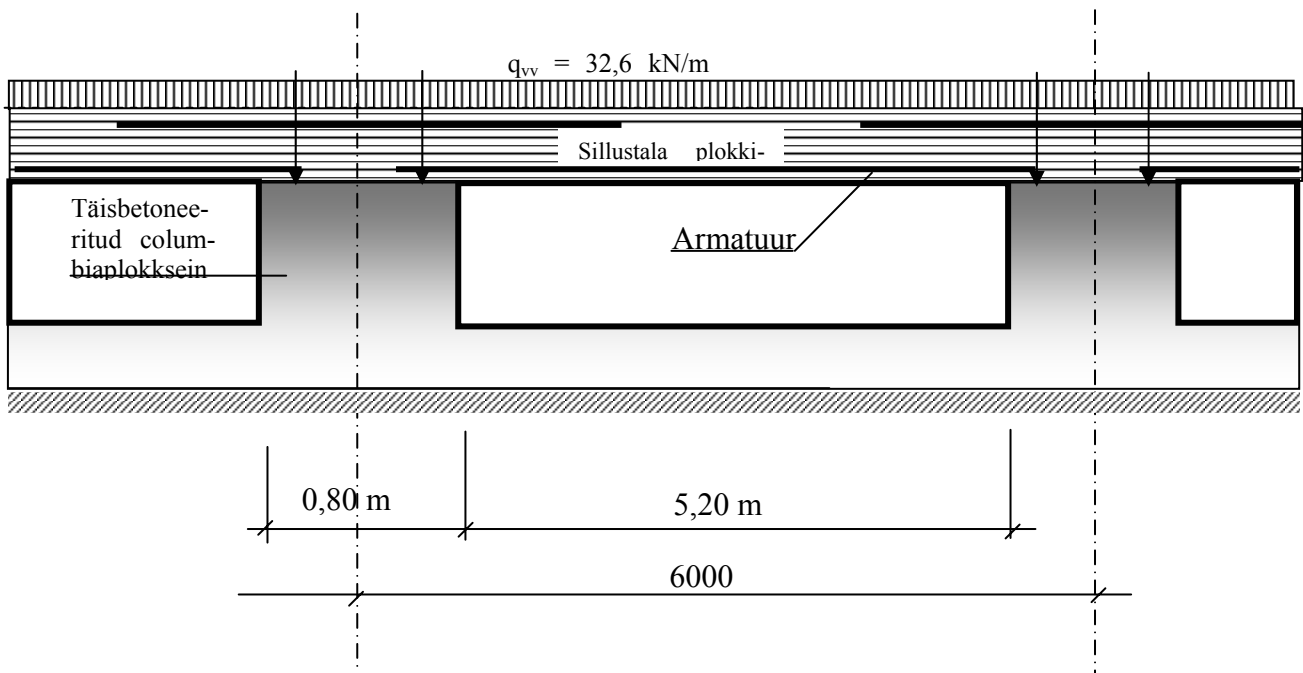
Nagu arvutused näitavad annavad kaks viimast arvutuskeemi praktiliselt sama tulemuse.

Ka siin oleks soovitav kasutada konstruktiivset armeerimist.

3.1.3 Aknasillused

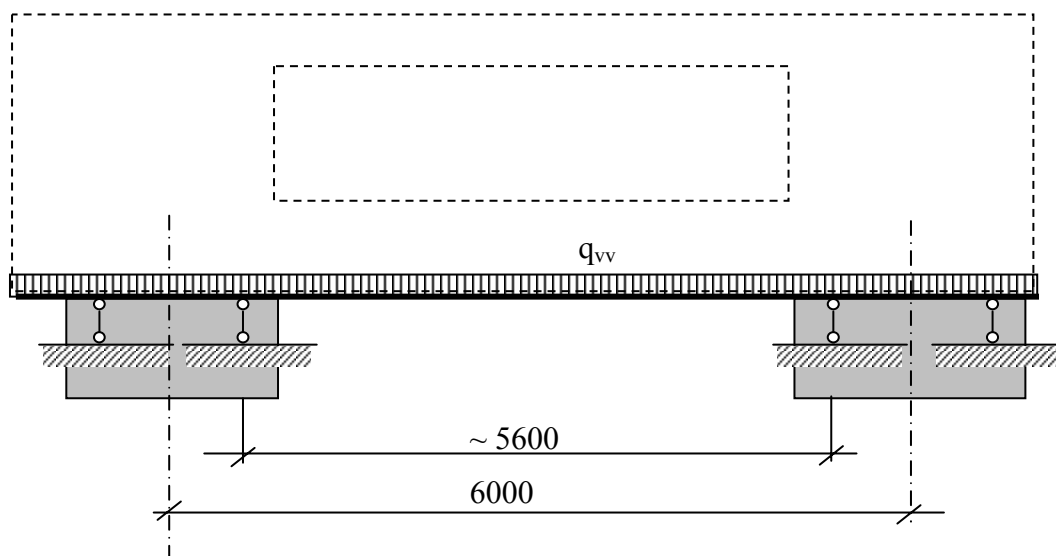
Aknasilluste ava on 5,2 m.

Teeme aknasilluse jätkuva talana columbiakiviplokkidest.



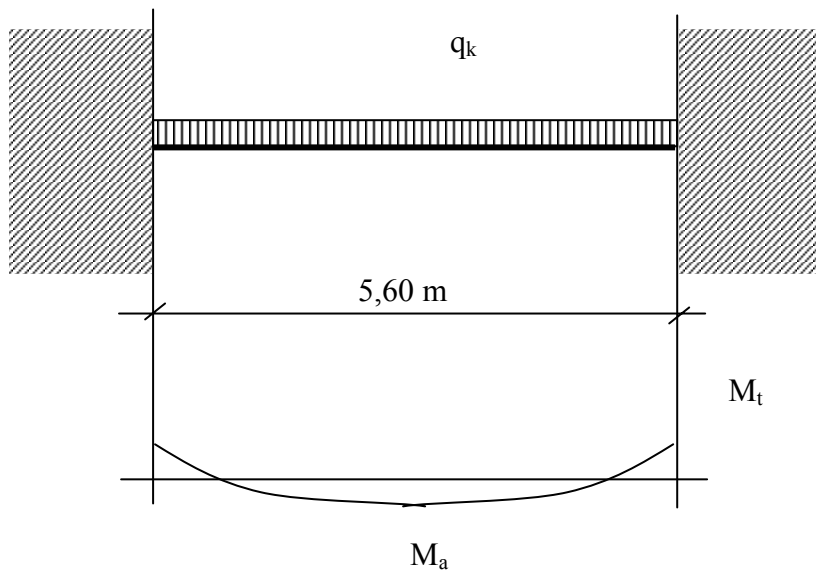
Skeem 8 Sillustala akende kohal

Arvutuskeem –



Skeem 9 Sillustala arvutuskeem

Lihtsustame arvutuskeemi



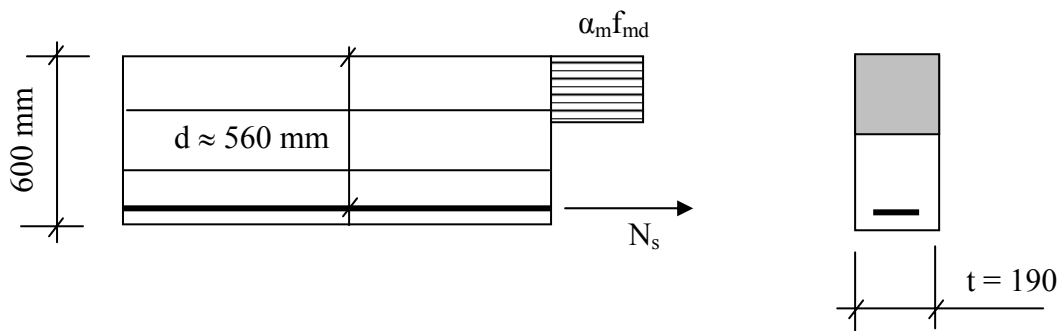
Skeem 10 Lihtsustatud arvutuskeem

Momendid –

Lisame laekoormusele seina omakaalu akna kohal

$$q = q_{vv} + (0,6 + 0,8) \times 1,0 \times 6,4 = 32,6 + 4,2 = 41,6 \text{ kN/m.}$$

$$M_t \approx M_a = ql^2/16 = 41,6 \times 5,6^2/16 = 81,5 \text{ kNm.}$$



Skeem 11 Silluse armeerimine II korrusel

Tugevustingimus

$$M \leq M_{Rd} = N_s z,$$

kus sisejõuõla võib võtta

$$z \approx 5/8d = 5/8 \times 0,56 = 0,35 \text{ m.}$$

Vajaliku armatuuri saame jõu N_s abil

$$N_s = M/z = 81,5/0,35 = 232,9 \text{ kN.}$$

AS Columbia - Kivi

Kasutame armatuuri AIII ($f_s = 365$ MPa) ja täitebetooniga C20/25 ($f_{ck} = 20,0$ MPa) müüritist, mille survetugevuseks on $f_d \approx 5,7$ MPa avaldise $f_k = 0,3 f_b + 0,1 f_m + 0,25 f_{ck}$ alusel.

Vajalik armatuur $A_s = 232,9 / (365 \times 10^3) = 6,4 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ (2Ø20).

Kontrollime müüritise töötamist.

Müüritise horisontaalsel töötamisel rakendame tegurit $\alpha_m = 0,8$.

Survetsooni kõrgus

$$y = 232,9 / (0,80 \times 5,7 \times 10^3 \times 0,19) = 0,268 \text{ m.}$$

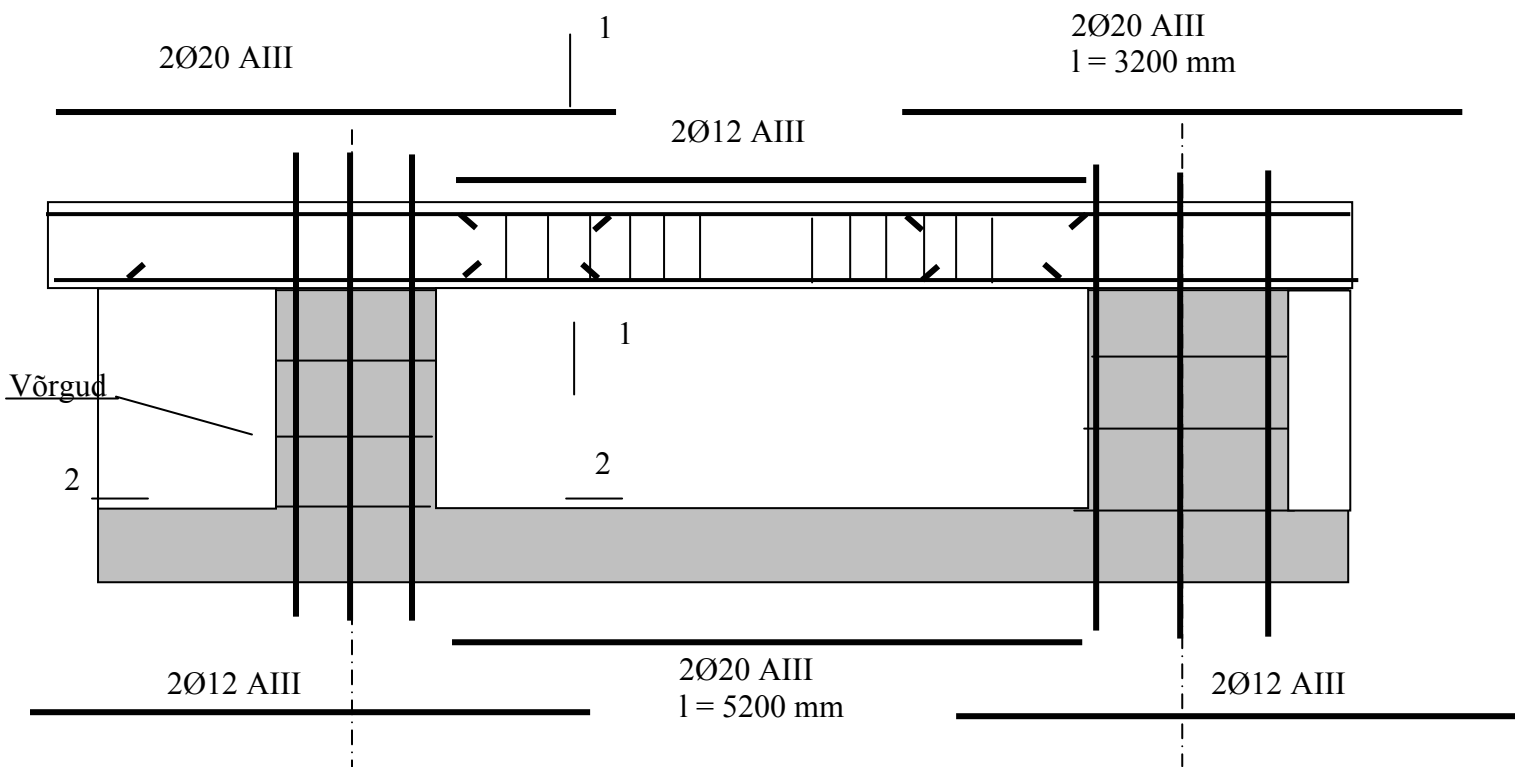
Survetsooni suhteline kõrgus

$$y/d = 0,268 / 0,56 = 0,48 < 0,62 \text{ (AIII, C20/25).}$$

Kontrollime sisejõuõlga

$$z = 0,56 - 0,268 / 2 = 0,43 > 0,35 \text{ m, oletatud } z \text{ oli tagavara kasuks.}$$

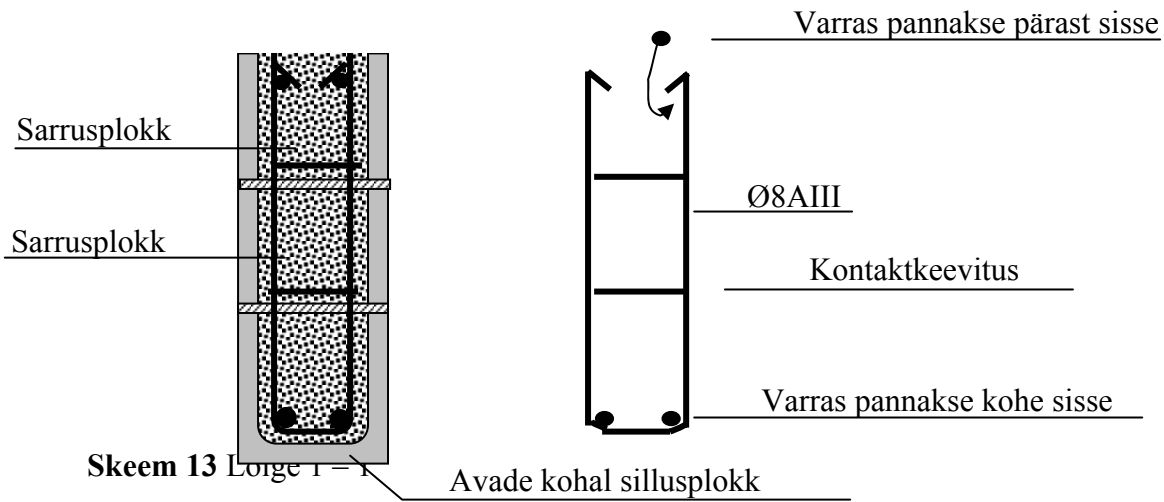
Armeerimine



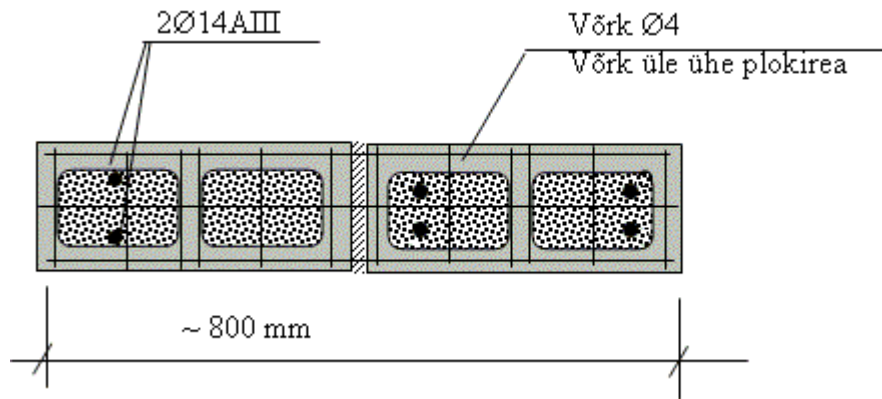
Skeem 12 Silluse armeerimine

AS Columbia - Kivi

Lõige 1 – 1

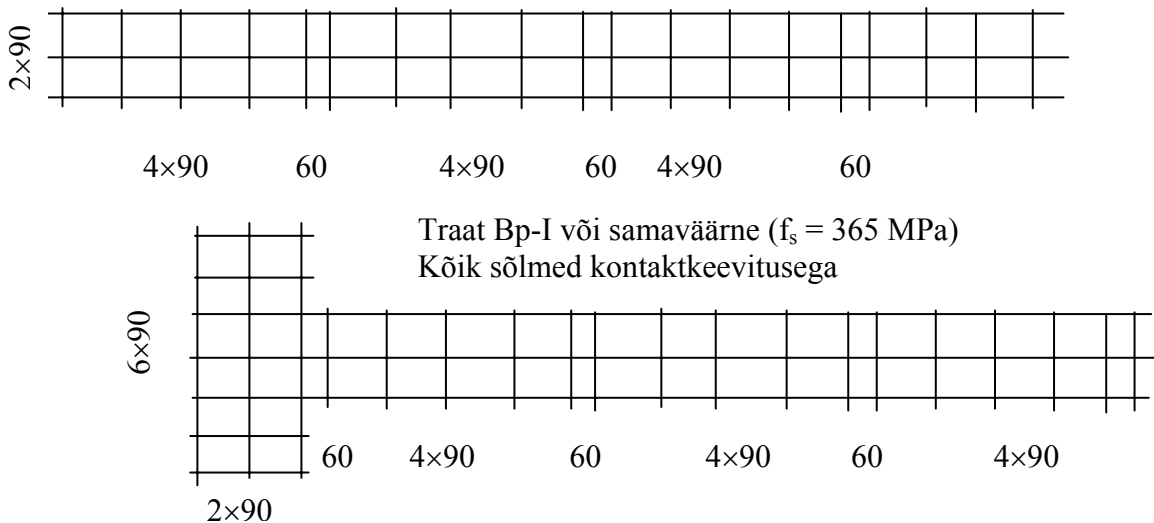


Lõige 2 – 2



Skeem 14 Lõige 2 – 2

Müür laotakse tühjade õõnsustega valmis uste kõrguseni, betoneeritakse järgmisel päeval. Paigaldatakse posti vertikaalarmatuur ja betoneeritakse post. Betoon tihendatakse nuivibraatoriga (max 3000...4000 p/min).



Skeem 15 Võrgud

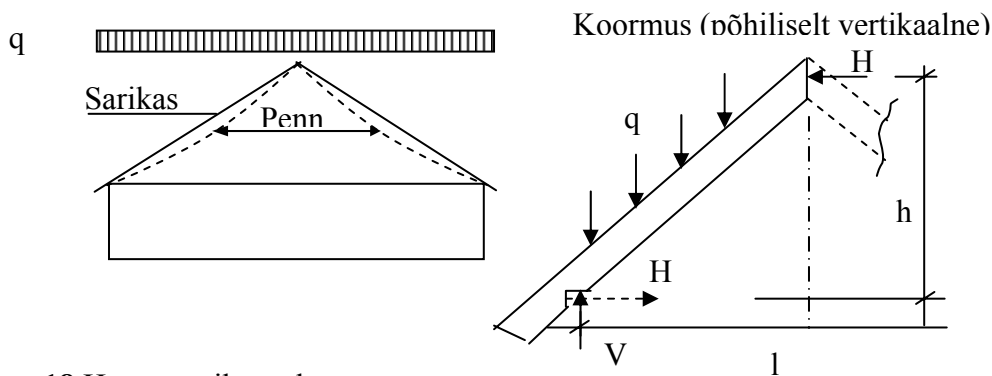
Vertikaalõõnte betoneerimisel peab garanteerima nende täitmise põhjani betooniga. Müüri-
ladumise ajal ei tohi müüri segu variseda vertikaalõõntesse, kui need hiljem betoneeritakse (vt
konstruktiivsed nõuded p 4).

3.1.4 Katuse toetus müürile

3.1.4.1 Üldiselt

Katusekorruse väljaehitamisel eeldatakse vaba ruumi kogu pööningukorruse ulatuses – katus
toetub ainult välisseintele.

Vaatleme tavalise hoone puitsarikatega konstruktsiooni. Põhiliseks probleemiks on siin vale-
arusaamine sisejõudude jaotusest nimetatud konstruktsioonis.



Skeem 18 Hoone sarikate skeem

Sisejõudude määramisel kehtivad samad reeglid, mis võlvi (kaare) puhul.

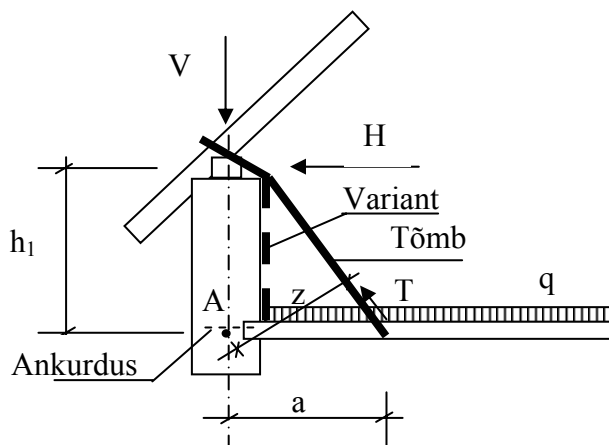
$$M_0 = ql^2/8 \text{ ja}$$

$$H = M_0/h.$$

Nagu Skeemilt 18 on näha, hakkab penn süsteemis tööle survele. Penni lisamine ei muuda
sarika alumises sõlmes tekkiva tõmbejõu suurust.

Katuse sarikas peab olema müürlatile toetamise kohas horisontaaljõu vastuvõtuks ankurdatud.

Eriti oluline on sarikate ankurdamine seina tõstmisel vahelaest kõrgemale.



Skeem 19 Sarikate kinnitamine

Tasakaalutingimus punkti A suhtes

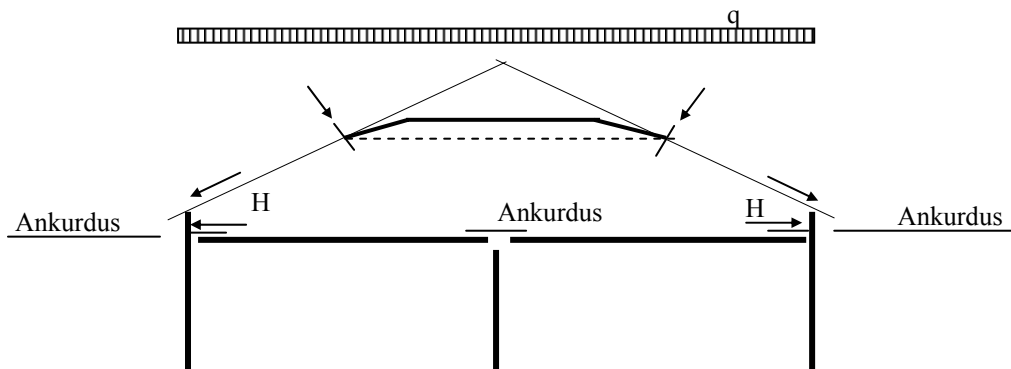
$$Hh_1 = Tz,$$

siit

$$T = Hh_1/z.$$

Jõu T (tõmbi sisejõud) vertikaalkomponent peaks olema tasakaalus vahelae omakaaluga, et vältida suure tagurpidi momendi ja põikjõu tekkimist vahelae. Viies tõmbi vastu seinaga saame põhimõtteliselt armeeritud müürituse olukorra. Vahelae ankurdus seinas peab tagama horisontaaljõu H vastuvõtu. Sarikad, vahelagi ja seinosa pööningul peavad moodustama jõudude suhtes kinnise kontuuri.

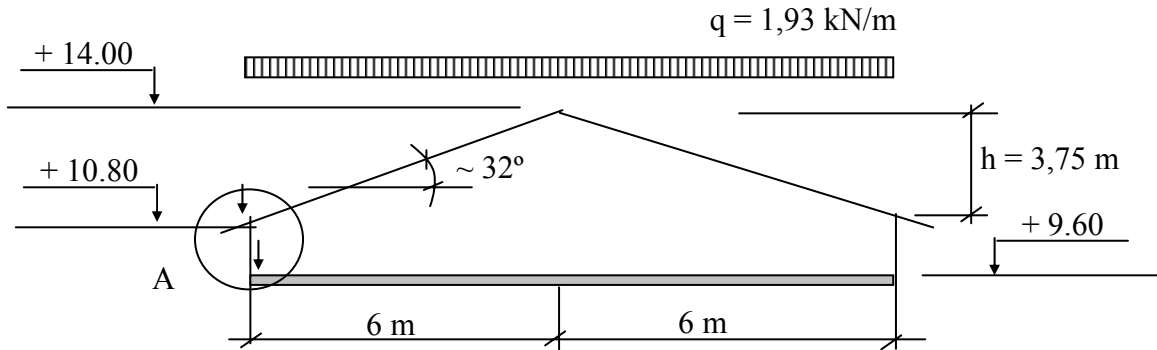
Penni paigutus peab tagama sarika kui eksentriliselt surutud varda paindemomentide vähenemise. Katusealuse ruumi suurendamiseks võib kasutada murtud metallist penni (näiteks kanttorust).



Skeem 20 Murtud penn

3.1.4.2 Müüri tugevuse kontroll pööningul

Vaatleme toesõlme antud hoone puhul eeldades, et katuse toetus on ainult välisseintel. Võtame sarikate vaheks 1 m.



Skeem 21 Katuse koormused

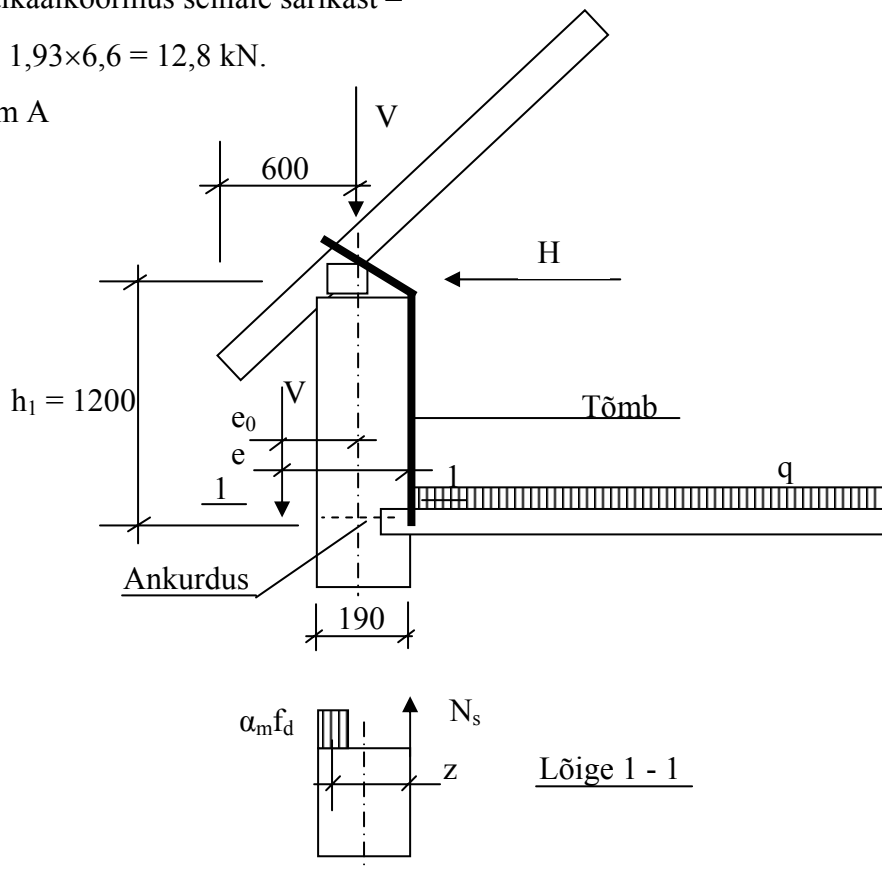
Määrame horisontaalkoormuse seinale sarikast –

$$H = M_0/h = 1,93 \times 12^2 / (8 \times 3,75) = 9,26 \approx 9,3 \text{ kN},$$

vertikaalkoormus seinale sarikast –

$$V = 1,93 \times 6,6 = 12,8 \text{ kN}.$$

Sõlm A



Skeem 22 Jõudude skeem sõlmes A

AS Columbia - Kivi

Lõikes 1 – 1 on ekstsentriline surve, kus

$$e_0 = M/V.$$

Moment lõikes 1 - 1

$$M = H \times 1,2 = 9,3 \times 1,2 = 11,3 \text{ kNm/m},$$

siit

$$e_0 = 11,3/12,8 = 0,88 \text{ m}, \text{ tegemist on suure ekstsentrilisusega, ristlõige vajab armeerimist.}$$

Vajaliku survetsooni sügavuse määramise avaldisega

$$Ve \leq f_d b y (d - 0,5y),$$

kus

$$e = 0,88 + 0,10 = 0,98 \text{ m},$$

$$d \approx 0,19 \text{ m}.$$

Avaldame võrrandist

$$y_1 \approx 0,37 \text{ m},$$

$$y_2 \approx 0,0125.$$

Esimene lahend

$$y_1 \approx 0,37 \text{ m} > 0,19 \text{ m (seina paksus)},$$

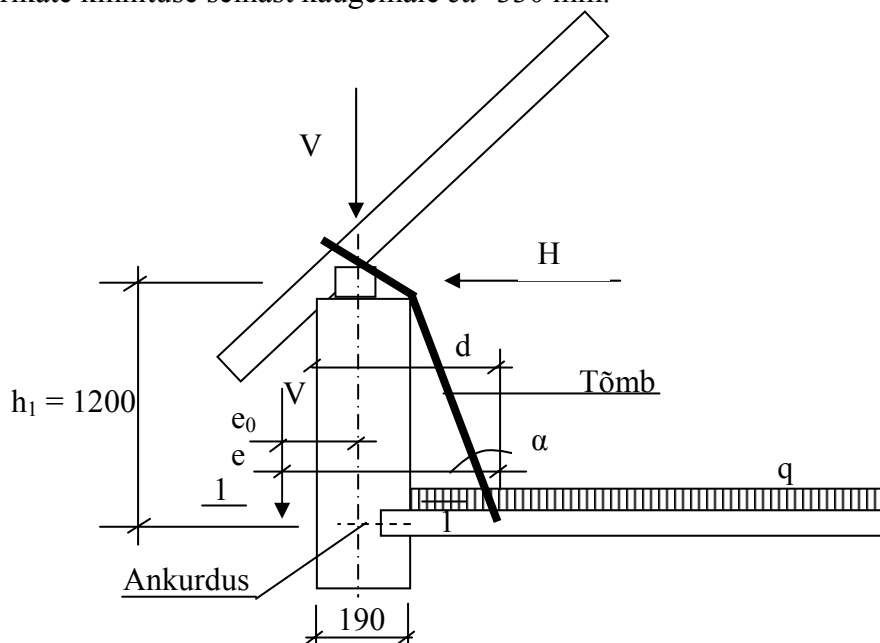
teine reaalne lahend

$$y_2 \approx 0,0125 < 0,19 \text{ m}.$$

Määrame tõmbi jõu avaldisest $V + N_s - N_b = 0$,

$$N_s = f_s A_s = 5,2 \times 10^3 \times 1 \times 0,0125 - 12,8 = 30,2 - 12,8 = 52,2 \text{ kN/m} > q_v = 32,6 \text{ kN/m}.$$

Nihutame sarikate kinnituse seinast kaugemale ca' 330 mm.



Skeem 23 Sõlm A

Moment lõikes 1 - 1

$$M = H \times 1,2 = 9,3 \times 1,2 = 11,3 \text{ kNm/m,}$$

siit

$$e_0 = 11,3/12,8 = 0,88 \text{ m,}$$

$$e = 0,88 + 0,33 + 0,095 \approx 1,30 \text{ m,}$$

$$d \approx 0,52 \text{ m,}$$

$$\tan \alpha = (0,42 - 0,19/2)/1,2 = 0,27,$$

$$\alpha = 15,1^\circ.$$

Avaldame

$$y_1 \approx 1,03 \text{ m, } y_2 \approx 0,0058.$$

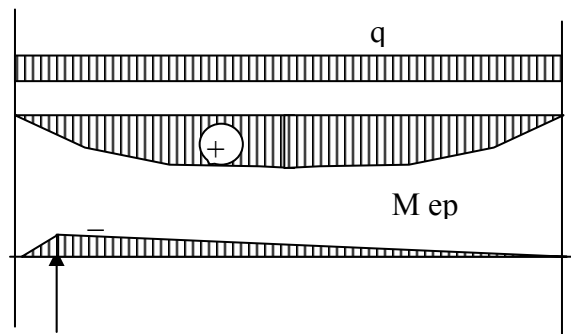
Teine positiivne lahend on reaalne. Tasakaaluvõrrandist

$$V + f_s A_s \cos \alpha - f_d b y = 0,$$

$$N_s = f_s A_s \cos \alpha = 5,2 \times 10^3 \times 1 \times 0,0058 - 12,8 = 30,2 - 12,8 = 17,4 \text{ kN/m} < q_v = 32,6 \text{ kN/m.}$$

$$\text{Siit } f_s = 17,4 \times 10^3 / 365 \times 10^6 / \cos 15,1^\circ = 0,486 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ (} 1 \text{ } \emptyset 8 \text{ AIII/m ehk ühele sarikale).}$$

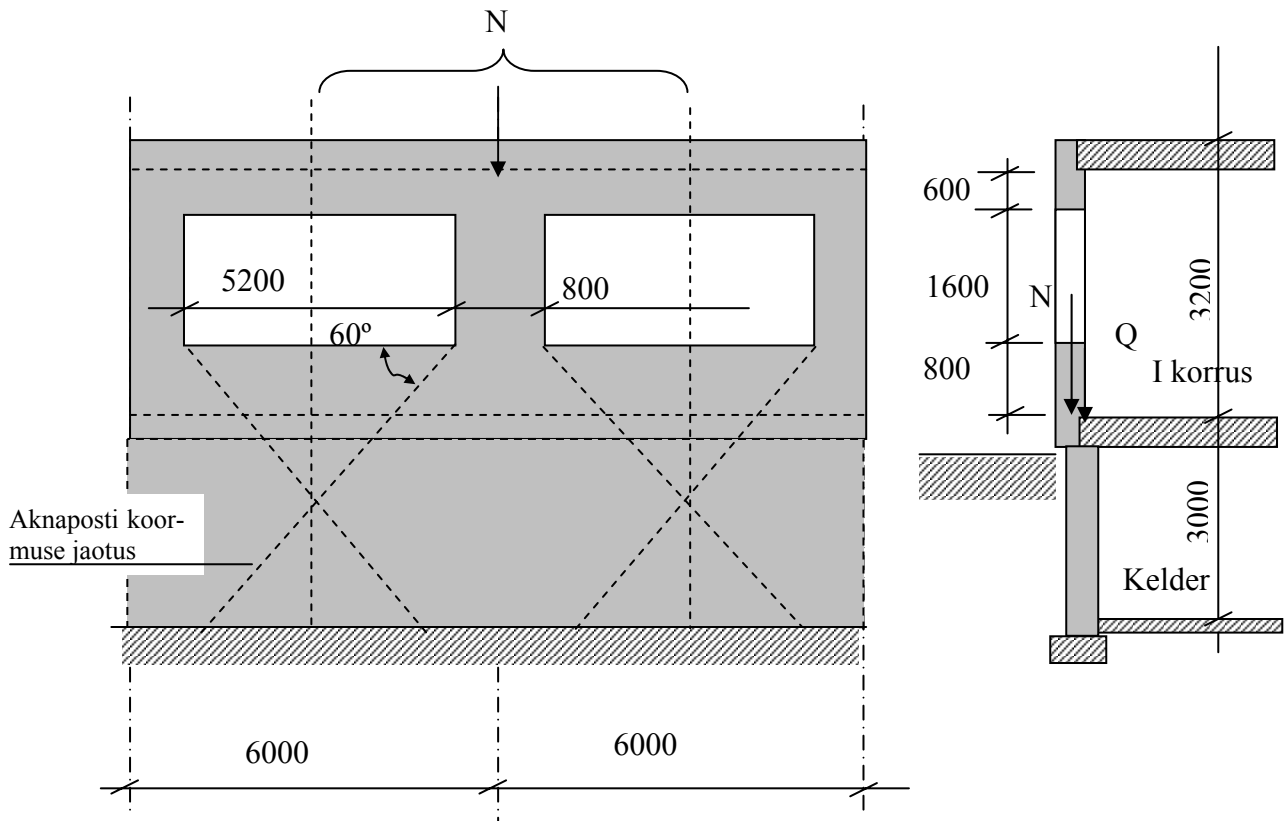
Antud ankurdus tekitab vahelaes tagurpidi paindemomendi ja on mõningane oht tõmbe tekimisele paneeli ülapiinlas, kus puudub tavaliselt töötav armatuur.



Skeem 24 Paindemomendid paneelis

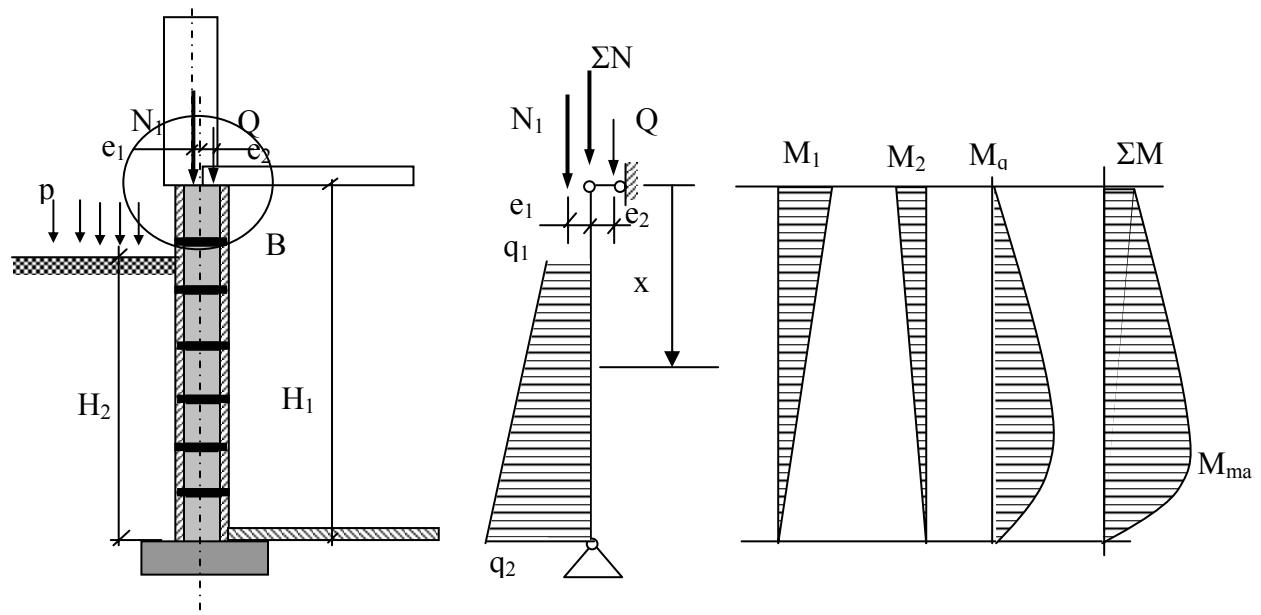
3.1.5 Keldrisein

Keldrisein on eeldatud akendeta, täisbetoneeritud (B20).



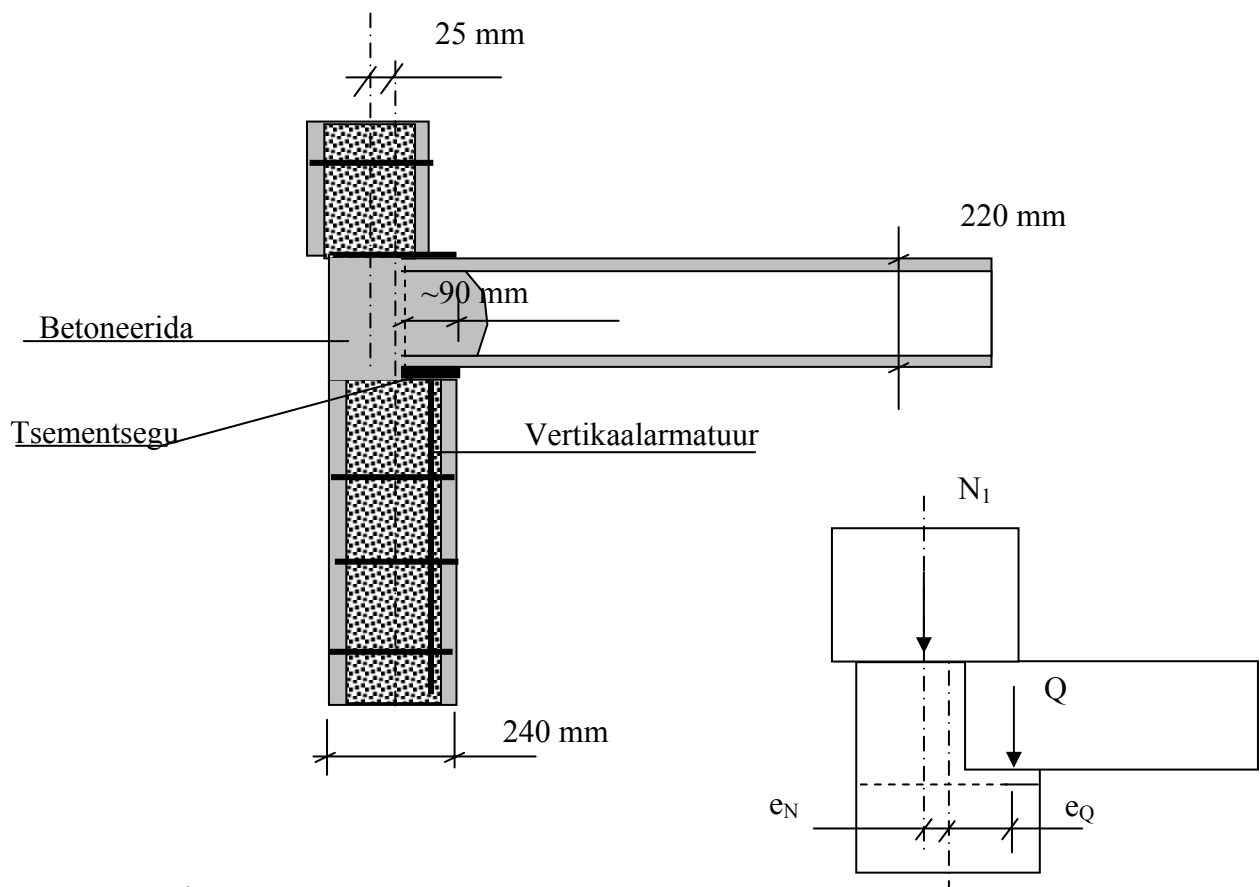
Skeem 25 Keldrisein

Sisejõudude määramisel kasutame abimaterjali EPN – ENV 6.1.1, EPN 6/AM-1.



Skeem 26 Koormus keldriseinale

Sõlm B



Skeem 27 Sõlm B

Pinnasesurve keldriseinale arvutatakse avaldisega

$$q_1 = \gamma_F \gamma_p H_{\text{red}} \tan^2(45^\circ - \varphi/2) \text{ ja}$$

$$q_2 = \gamma_F \gamma_p \left(\frac{\gamma_F}{\gamma_G} H_{\text{red}} + H_2 \right) \tan^2(45^\circ - \varphi/2),$$

kus

γ_F - maapinnale mõjuva koormuse osavarutegur;

γ_G - pinnasekoormuse osavarutegur;

γ_p - pinnase mahukaal;

$H_{\text{red}} = p/\gamma_p$ - koormust p asendava tingliku pinnasekihi paksus;

φ - pinnase sisehõõrdenurk.

Arvutuslik vertikaalsuunaline moment seinas pinnase survest

$$M_{qV(x)} = \frac{I}{6} \left\{ \frac{H_2^2}{H_1} (2q_1 + q_2) x - \left[3q_1 + (q_2 - q_1) \frac{x - H_1 + H_2}{H_1} \right] (x - H_1 + H_2)^2 \right\}.$$

Lähteandmed:

$$H_1 = 2,7 \text{ m};$$

AS Columbia - Kivi

$$H_2 = 2,2 \text{ m};$$

$$L = 6,0 \text{ m (põikseinte vaheline kaugus);}$$

arvutuskooormused

$$N_1 = 934,6/6 = 155,8 \text{ kN/m}, Q = 195,6/6 = 32,6 \text{ kN/m}, p = 5,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$\Sigma N = 188,4 \text{ kN/m},$$

$$\gamma_p = 16,0 \text{ kN/m}^3, \varphi = 32^\circ;$$

$$t = 240 \text{ mm},$$

$$e_N = 25 \text{ mm};$$

$$e_Q \approx 12 - 3 \dots 4 = 90 \text{ mm};$$

valime

$$f_d = 5,2 \text{ MPa}.$$

Redutseeritud pinnasekihi paksus

$$H_{\text{red}} = p/\gamma_p = 5,0/16,0 = 0,31 \text{ m}.$$

Määrame pinnasesurve seinale

$$q_1 = 1,0 \times 16,0 \times 0,31 \times \tan^2(45^\circ - 32^\circ/2) = 1,5 \text{ kN/m}^2 \text{ ja}$$

$$q_2 = 1,0 \times 16,0 \times (1,0 \times 0,31 + 2,2) \tan^2(45^\circ - 32^\circ/2) = \\ = 12,34 \text{ kN/m}^2.$$

Arvutustes vaatleme seinä 1 m laiust vertikaalset riba.

Määrame momendi pinnasesurvest paaris sügavuses

$$x = 1,4 \text{ m}$$

$$M_{qV(1,4)} = 1/6 \{ 2,2^2/2,7(2 \times 1,5 + 12,3)1,4 - ((3 \times 1,5 + (12,3 - 1,5) \times (1,4 - 2,7 + 2,2)/2,7) \times (1,4 - 2,7 + 2,2)^2) \} = 5,3 \text{ kNm/m},$$

$$x = 1,6 \text{ m}$$

$$M_{qV(1,6)} = 5,5 \text{ kNm/m},$$

$$x = 1,8 \text{ m}$$

$$M_{qV(1,8)} = 5,5 \text{ kNm/m}.$$

Määrame momendid jõududest N_1 ja Q :

$$M_1 = 155,8 \times 0,025 = 3,9 \text{ kNm/m},$$

$$M_Q = 32,6 \times 0,09 = 2,9 \text{ kNm/m}.$$

Määrame summaarse momendi lõikes 1,6 m laest

$$M_{1,6} = 5,5 + \frac{(3,9 - 2,9) \times 1,1}{2,7} = 5,9 \text{ kNm/m}.$$

Summaarse jõu ekstsentrilisus

$$e_0 = 5,9/188,4 = 0,03 \text{ m.}$$

Kandevõime kontroll

$$N \leq N_{Rd} = \frac{\Lambda_m A f_k}{\gamma_M},$$

kus

Λ_m määratakse graafiku abil joonisel 2.8 EPN 6/AM-1.

Lisame arvutuslikule ekstsentrilisusele juhusliku ekstsentrilisuse

$$e_m = 0,03 + 2,70/300 \approx 0,04 \text{ m.}$$

Vajalikud abisuurused:

$$e_m/t = 0,04/0,24 = 0,17 \text{ ja}$$

$$h/t = 2,7/0,24 = 11,3 \text{ ja vastav}$$

$$\Lambda_m \approx 0,60.$$

$$N_{Rd} = 0,60 \times 1,0 \times 0,24 \times 5,2 \times 10^6 = 0,75 \times 10^6 \text{ N/m} = \\ = 750 \text{ kN/m} \gg 188,4 \text{ kN/m.}$$

Kandevõime on tagatud (kandevõime oleks tagatud ka tühjade õõnte puhul).

Juhul, kui seina tugevus sellise skeemiga arvutades ei oleks piisav (liiga suure ekstsentrilisuse tõttu) võiks seina armeerida püstsuunas.

Konstruktiivselt oleks siiski mõistlik keldrisein armeerida vertikaalsuunas (vt Columbiakivi projekteerimisjuhend – 2. vihik).

3.2 Pikiseseina tugevusarvutus

Tühjade õõntega columbiakiviplokist seina kaal koos krohviga on

190 mm seinal $\sim 3,5 \text{ kN/m}^2$,

240 mm seinal $\sim 4,3 \text{ kN/m}^2$.

Avadeta siseseina koormus II korruse põranda lõikes (vt lk 6)

$$q_{sII} = 2 \times 65,2 + 6,4 \times 3,5 = 152,8 \text{ kN/m} < 660/2 = 330 \text{ kN/m (vt lk 9)}.$$

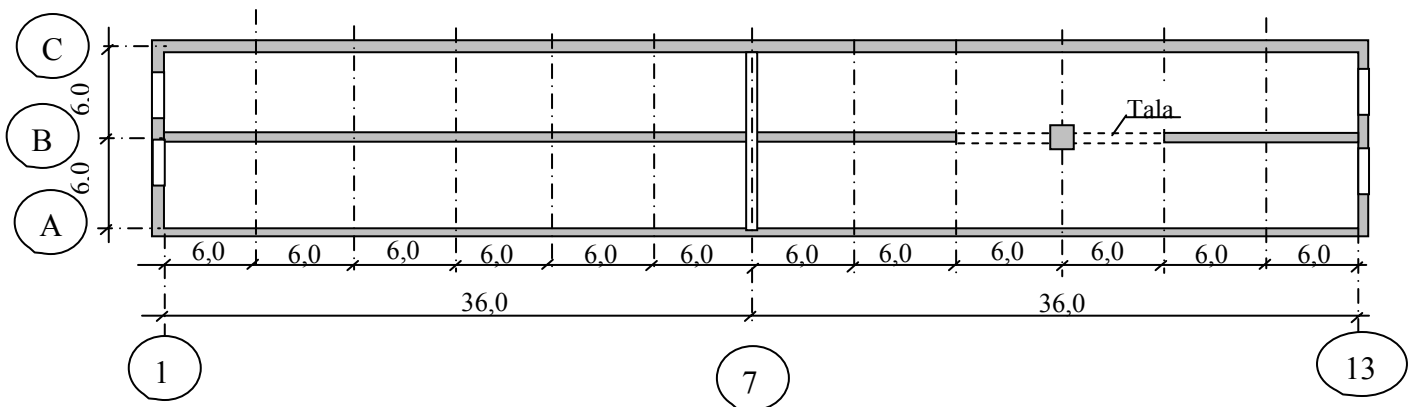
Tugevus on tagatud.

Avadeta siseseina koormus I korruse põranda lõikes

$$q_{sI} = 3 \times 65,2 + 6,4 \times 3,5 + 3,2 \times 4,4 = 232,1 \text{ kN/m} < 610 \text{ kN/m (vt lk 9)}.$$

Nagu arvutustest nähtub võib sisemise kandeseina teha ka esimesel korrusel 190 mm täitmata õõntega plokkidest.

Vaatleme posti tugevust I korrusel.



Skeem 28 Post esimesel korrusel

Posti koormus

$$N_{pl} = 3 \times 6 \times q_{vs} + 3 \times \text{talad} + \text{katus} \approx 3 \times 6 \times 65,2 + 50 + 170 \approx 1393 \text{ kN}.$$

Post on tsentriliselt koormatud (maksimaalsete koormuste puhul).

Võtame posti ristlõikeks 390×390 mm (üks plokk).

Posti arvutuslik pikkus on $h_p \approx 3,2 - 0,22 \text{ (paneel)} - 0,50 \text{ (tala)} = 2,48 \text{ m}$.

Posti saledus $\lambda_h = 2,48/0,39 = 6,4$.

Arvutuslik koormuse ekstsentrilisus

$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 \text{ t}$, kus antud juhul

$$e_m = e_a = 2,48/300 = 0,008 \text{ m ja}$$

$$e_k = 0,002 \Phi_\infty \lambda_h \sqrt{te_m} = 0,002 \times 1,5 \times 6,4 \times \sqrt{(0,39 \times 0,008)} = 0,001 \text{ m};$$

$$e_{mk} = 0,008 + 0,001 = 0,009 \approx 0,01 \text{ m}.$$

Posti tugevuse määramise avaldisega

$$N_{Rd} = \frac{\Lambda_m A f_k}{\gamma_M}, \text{ kus}$$

$$\Lambda_m \approx 0,95 \quad (\Lambda_m \text{ määramise graafikult joonisel 2.8 (EPN 6/AM-1)),$$

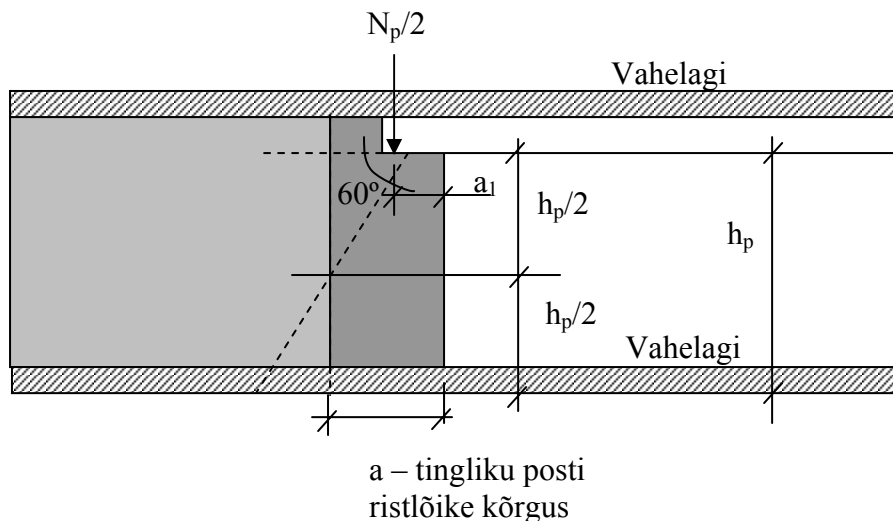
$$N_{Rd} = 0,95 \times 0,152 \times 5,2 \times 10^6 = 751 \times 10^3 \text{ N} = 751 \text{ kN} < N_{pI} = 1393 \text{ kN}.$$

Tugevus pole tagatud.

Vertikaalse armeerimisega võiks posti kandevõime tõsta maksimaalselt 1000 kN - ni. Antud juhul tuleks kasutada ilmselt raudbetoonposti.

Kontrollime tala toetust seinale.

Seina paksuseks võtame 240 mm.



Skeem 29 Tala toetamine seinale I korrusel

Võtame tala toetuspunkti kauguse seinast $a_1 \approx 500 \text{ mm}$, siis

$$a = \tan 30^\circ h_p/2 + a_1 = \tan 30^\circ \times 3,2/2 + 0,500 = 1,42 \text{ m}.$$

Posti arvutuslik ristlõige on $1,42 \times 0,24 \text{ m}$.

Posti saledus seinapinnast välja

$$\lambda_h = 3,2/0,24 = 13,3.$$

Arvutuslikult on tegemist tsentrilise survega

$$\Lambda_m \approx 0,95 \text{ ja}$$

$$N_{Rd} = \frac{\Lambda_m A f_k}{\gamma_M},$$

$$N_{Rd} = 0,95 \times 0,34 \times 5,2 \times 10^6 = 1680 \times 10^3 \text{ N} = 1680 \text{ kN} > 1392,6/2 + q_{sI}a = 696,3 + 232,1 \times (1,42 -$$

AS Columbia - Kivi

- 0,50) = 909,8,4kN.

(Lisatud on koormus, mis lisandub postile otsekoormusena ülemise korruse seinalt)

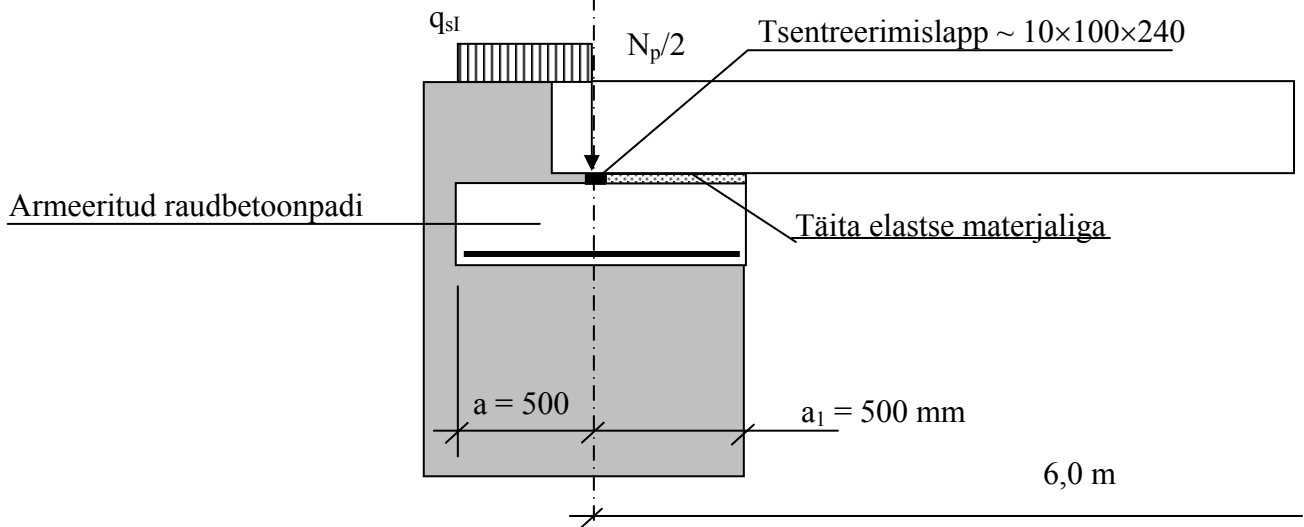
Seina nurga üldtugevus on tagatud, kui sein on tingliku posti osas täisbetoneeritud betooniga B20.

Eraldi tuleb kontrollida muljumistugevusi tala otsa all.

Tala otsa toetus seinale.

Tala toetamiseks kasutame raudbetoonpadja mõõtmetega 240×400×1000 mm.

Tala toetamiseks tuleks kasutada tsentreerimislappi.



Skeem 30 Tala toetus seinale

Arvutused teeme abimaterjali EPN 6/AM-1 abil.

Võtame betooni elastsusmooduliks

$E_b = 25000$ MPa,

tala arvutuskoormuseks

$N_t = N_p/2 = 696,3$ kN.

Pinged padja all võib määrata EPN 6/AM-1 abil (vt lisa 2). Padja asendamine tingliku müüritisega kõrgusega

$$H_0 = 2\sqrt[3]{\frac{E_p I_p}{E_m d}},$$

kus

$E_p = 0,85 E_b$ raudbetoonpadja puhul,

I_p - padja inertsimoment,

E_m - müüritise elastsusmoodul,

d - padja mõõde vaatega ristsuunas.

$$E_p = 0,85 \times 25000 = 21250 \text{ MPa},$$

$$I_p = \frac{0,24 \times 0,40^3}{12} = 0,0013 \text{ m}^4,$$

müüritise algelastsusmooduli võib vastavalt EPN-ENV 6.1.1 j 3.8.2 -le võtta $E = 1000f_k$ ja tugevusarvutustes $E_m = 0,6E$.

$$E_m = 0,6 \times 1000 \times 10,4 = 6240 \text{ MPa}.$$

$$H_0 = 2 \sqrt[3]{\frac{21250 \times 0,0013}{6240 \times 0,24}} = 0,53 \text{ m}.$$

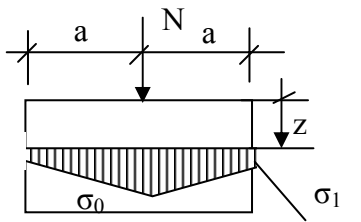
Pingete jaotusraadius

$$s = \frac{\pi H_0}{2} = \pi \times 0,53 / 2 = 0,83 \text{ m}.$$

Abisuurus

$$a = 50 \text{ cm}.$$

Nendele parameetritele vastab pingajaotusskeem 2 (EPN 6/AM-1, lisa 2).



Skeem 31 Pingejaotus padja all

Pinged

$$\sigma_0 = \frac{N}{2ad} \left(1 + 0,41 \frac{a^2}{z^2} \right) \text{ ja}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{2ad} \left(1 - 0,41 \frac{a^2}{z^2} \right).$$

$$\sigma_0 = 696,3 \times 10^3 / (1,00 \times 0,24) \times (1 + 0,41 \times 0,50^2 / 0,53^2) = 3,96 \times 10^6 \text{ N/m}^2 = 4,0 \text{ MPa}.$$

Arvutusliku pinge määramisel peame arvestama ka tala koormusest väljajäävat koormuse osa (vt skeem 30)

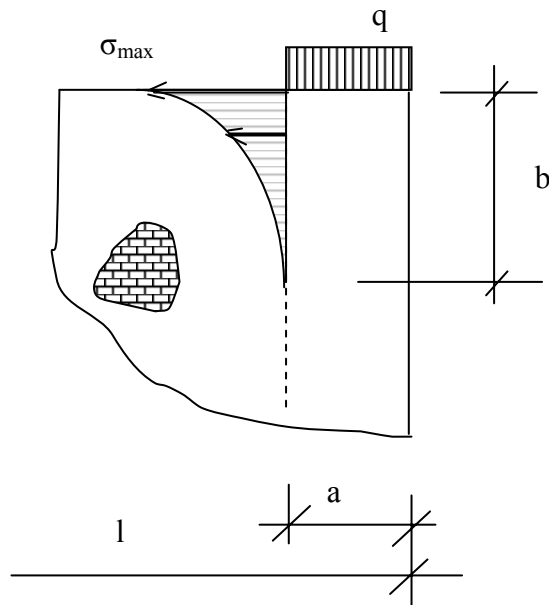
$$\Sigma \sigma_0 = 4,0 \times 10^6 + 232,1 \times 10^3 \times 0,50 / 0,24 \times 0,50 \approx 5,0 \times 10^6 \text{ N/m}^2 = 5,0 \text{ MPa} < 5,2 \text{ MPa}.$$

Tugevus on tagatud.

Nagu arvutused näitavad on koondatud koormuste vastuvõtmine seinä nurkadel raske ülesan-

ne, seda peaks projekteerimisel arvestama. Mõistlikum oleks ilmselt ka siin kasutada raudbetoonposti.

Talade või silluste toetamisel müüri nurgale tuleb arvestada ka horisontaalsete tõmbepingete tekkimisega toetaluses rajoonis.



Skeem 32 Müüri nurga koormamine

Tähistused.

q — koormus müürinurgal,

b — epüüri sügavus,

a — koormatud ala pikkus,

l — müüri üldine pikkus,

σ — horisontaalne pinge seinas.

Pingetsooni sügavuse võib määrata avaldisega [3] –

$$b = a(1,75v^2 - 2,75v + 1,25),$$

kus

$$v = a/l, \text{ kui } v < 0,2, \text{ siis } v = 0,2, \text{ kui } v > 0,8, \text{ siis } \sigma_t = 0$$

Maksimaalne tõmbepinge –

$$\sigma_{t, \max} = \frac{0,4q}{9,6v^2 - 1,7v + 1}.$$

Peaks olema täidetud tingimus, et

$$\sigma_{t, \max} \leq 0,8 f_{t,u},$$

AS Columbia - Kivi

kus $f_{t,u}$ on müüritise tõmbepiirtugevus horisontaalsuunas.

Kui nimetatud tingimust ei ole võimalik täita, siis tuleks müüritis armeerida vastavale tõmbetugevusele

$$N_t = 0,5\sigma_{t, \max}tb.$$

Lähteandmed

$$a = 1,0 \text{ m,}$$

l = praktiliselt lõpmatu antud juhul,

$$q = (N_t + q_{s1}a)/(a \times t) = (696,3 + 232,1 \times 1,0)/(1,0 \times 0,24) = 3868 \text{ kN/m}^2 = 3,9 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{t, \max} = 0,4 \times 3,9 / (9,6 \times 0,2 - 1,7 \times 0,2 + 1) = 0,60 \text{ MPa.}$$

Tõmbetugevus

$f_{t,u}$ peaks olema määratud katsetega konkreetse müüritise puhul.

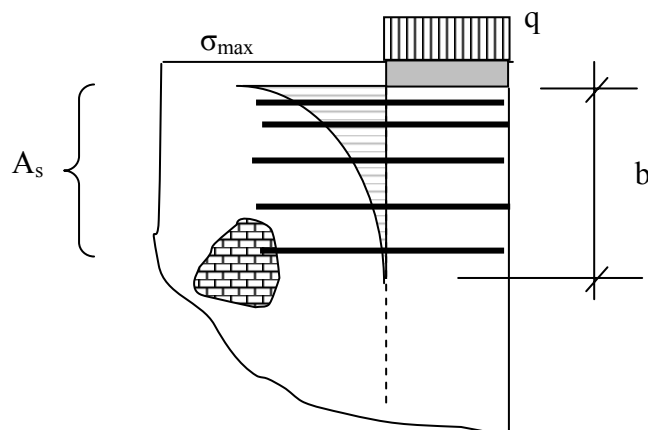
Vastavate andmete puudumisel võiks võtta

$$f_{t,u} \approx f_{xk2} - \text{müüritise paindetugevus seotud vuugis.}$$

Normide andmetel võiks hinnata seotud vuugis

$$f_{xk2} \approx 3 f_{xk1} = 3 \times 0,24 = 0,72 \text{ MPa} \approx \sigma_{t, \max} / 0,8 = 0,75 \text{ MPa.}$$

On ilmne, et tugevus on piiri peal, ristlõige tuleks armeerida.



Skeem 33 Müüriinurga armeerimise skeem

Tõmbe ala sügavus –

$$b = a(1,75v^2 - 2,75v + 1,25) = 1,0 \times (1,75 \times 0,2^2 - 2,75 \times 0,2 + 1,25) = 0,77 \text{ m.}$$

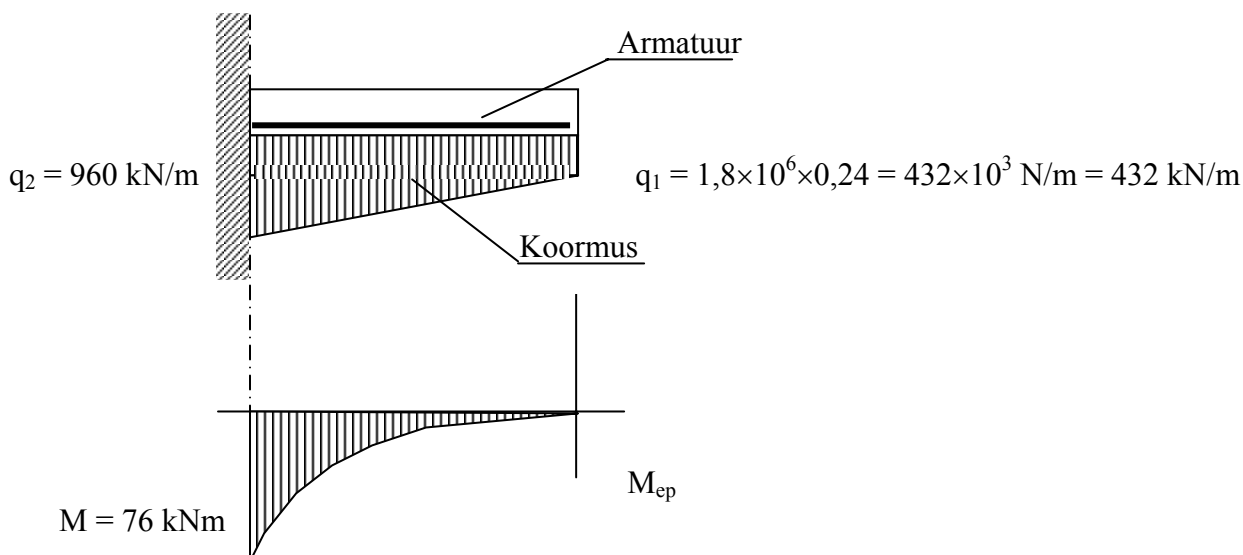
Antud juhul võiks armeerida müüritise konstruktiivselt, võrkudega horisontaalvuukides, jao- tusega pingepüüri järgi. Armatuur tuleb viia vähemalt ankurduspikkuse võrra punktiiriga näidatud vertikaaljoone taha.

Raudbetoonpadja konstruktsioon.

Reaktiivpinge padja servas

$$\sigma_1 = \frac{N}{2ad} \left(1 - 0.41 \frac{a^2}{z^2} \right) = 1,8 \text{ MPa.}$$

Moment padjas



Skeem 34 Sisejõud padjas

Padja kõrgus

$$h = 400 \text{ mm,}$$

arvutuslik kõrgus

$$d = 370 \text{ mm,}$$

sisejõuduõlg

$$z \approx 0,25 \text{ m.}$$

Betoon B25, armatuur AIII.

Vajalik armatuur padjas

$$N_s = M/z = 76/0,25 = 304 \text{ kN,}$$

$$A_s = N_s/f_s = 304/(365 \times 10^3) = 8,3 \times 10^{-4} \text{ m}^2 - 3\emptyset 20 \text{ AIII piki patja.}$$

4 Hoone stabiilsus

4.1 Üldiselt

Käesoleva hoone puhul on kandvateks seinteks pikiseinad. Nende seintega tagatakse ka hoone pikisuunaline jäikus ja tuulekoormuse vastuvõtt piki hoonet.

Hoone põikseinad on antud juhul mittekandvad, kuid peavad tagama hoone põikjäikuse ja ka tuulekoormuse vastuvõtu selles suunas.

Üldjuhul alla viiekorruse hooneid tuulekoormusele ei kontrollida, kui ei ole erilisi kahtlusi põikjäikuse osas (hoone on näiteks väga kitsas).

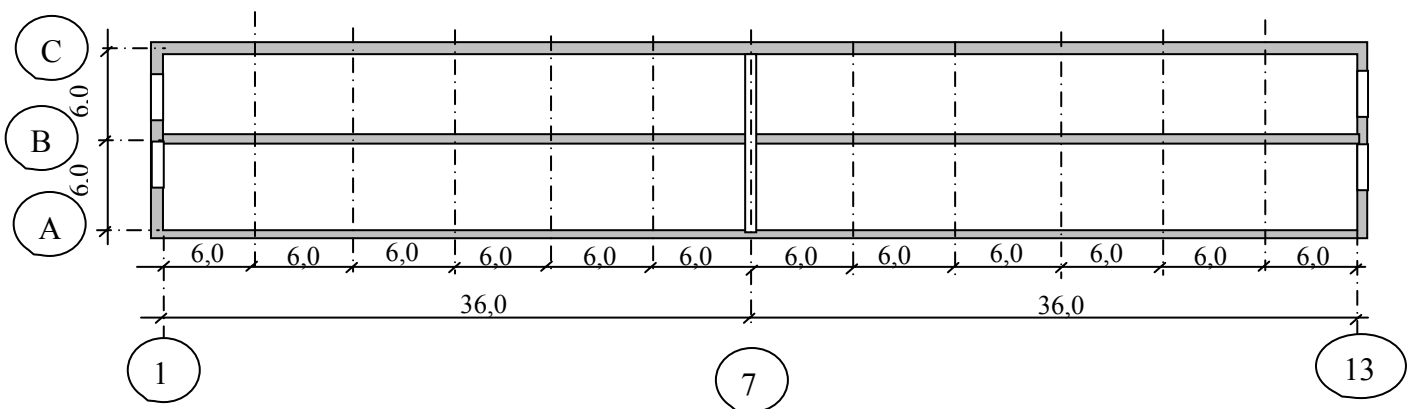
Hoone põikjäikus tagatakse põikseinte ja vahelagede konstruktsiooniga, ehitamisega nn “hea ehitustava” järgi.

Hoone jäikuse seisukohalt kuulub “hea ehitustava” sisse vahelagede korralik monolitiseerimine ja läbijooksev ankurdamine. Samuti põikseinte soliidne konstruktsioon ja korralik sidumine vahelagedega. Üldjuhul ehitatakse põikseinad eraldiseisvatena, omale vundamendile ja hoone kõrgusega.

4.2 Põikseinte konstruktsioon

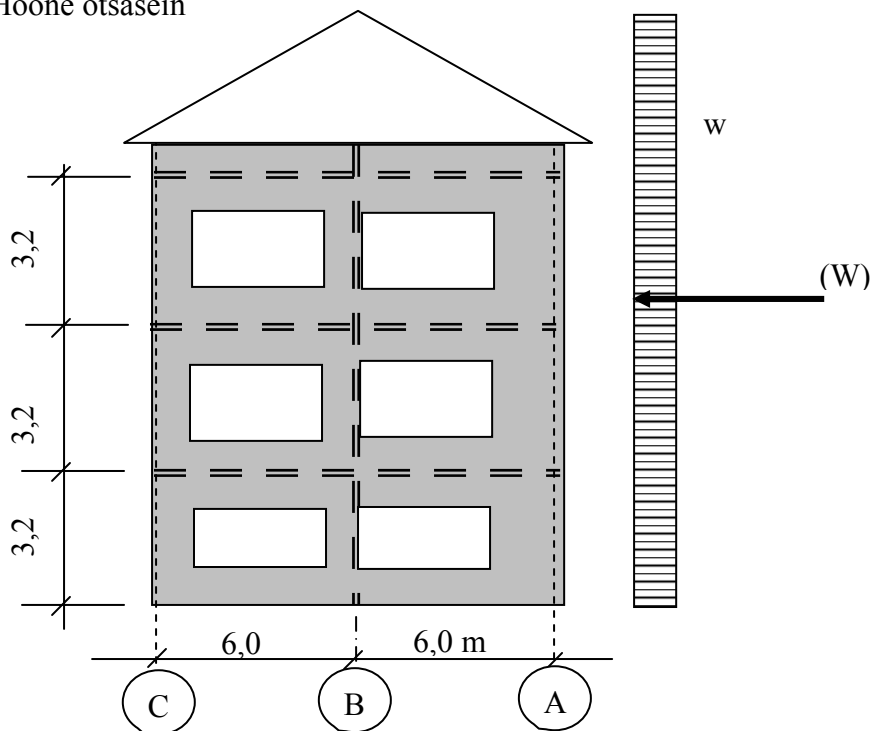
Tsiviilhoonetes ei arvestata stabiilsuse seisukohalt kiviseinu paksusega alla 25 cm. Columbiakivi plokkide puhul sein alla 19 cm. Sellise paksusega sein võiks lugeda piisava paksusega jäikust tagavaks seinaks kuni 5 – korruselises hoones. Jäikusseinte hindamisel tuleks vaadelda ka avade hulka ja suurust selles seinas. Juhul kui projekteerijal puudub kogemus situatsiooni hindamiseks, tuleks teha põikseinte stabiilsusarvutus (vt EPN 6/AM-2, ilmumisel). Üldjuhul projekteeritakse kuni 5 – kordsete hoonete põikseinad kogemuste alusel.

Võtame hoone plaanilise lahenduse aluseks skeemid 2 ja 35.



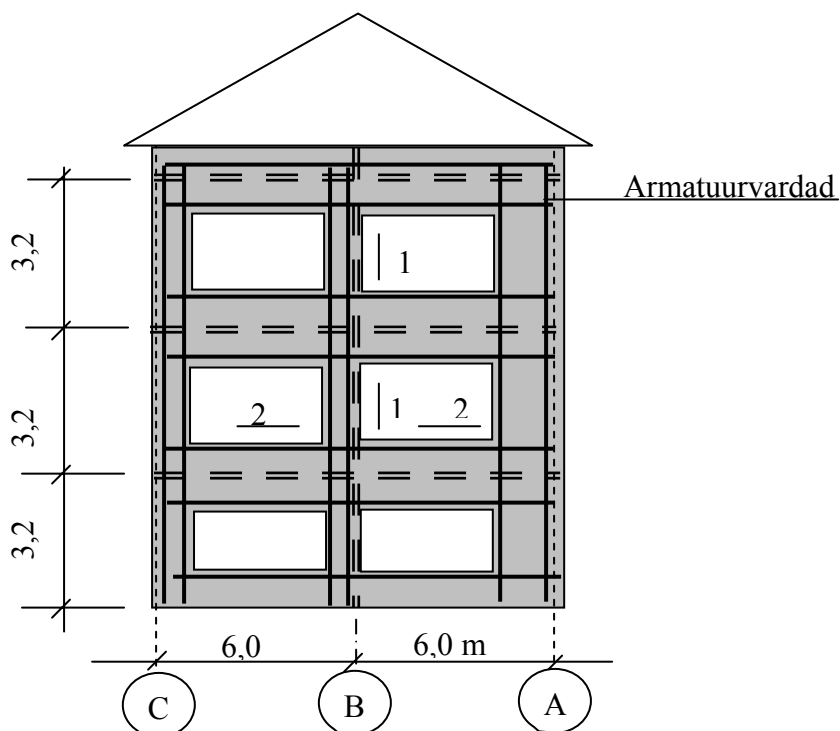
Skeem 35 Hoone plaan

Hoone otsasein

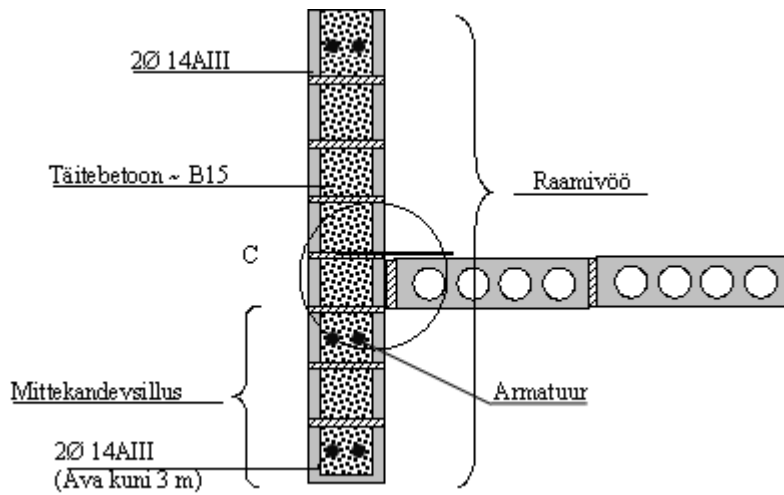


Skeem 36 Tuulekoormus

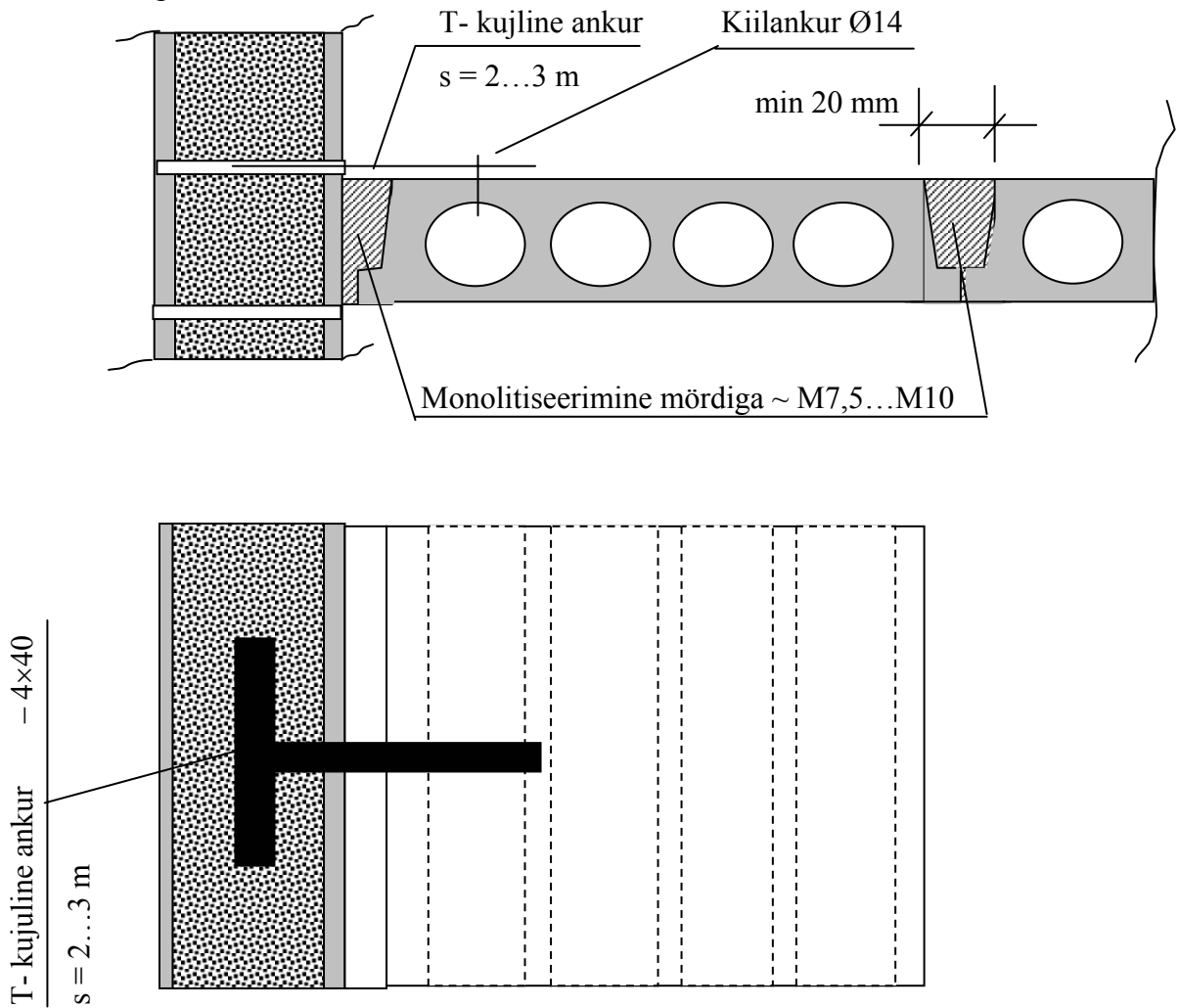
Seintes telgedel 1 ja 13 on suhteliselt suured aknad, need seinad vajaksid tugevdamist. Sein teljel 7 on ilma avadeta, selle seina võiks laduda täitmata õõntega plokkidest. Seinad telgedel 1 ja 13 tuleks kujundada raamina.



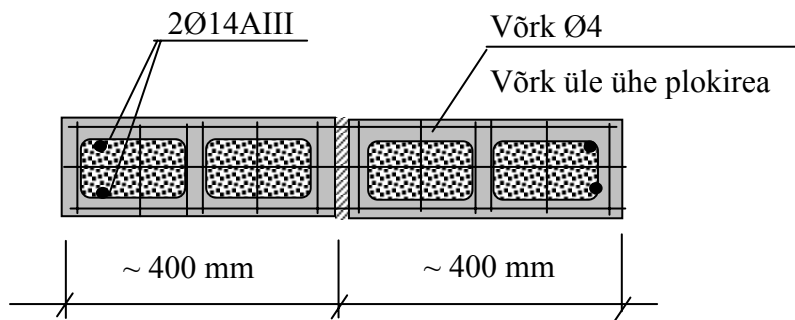
Skeem 37 Otsaseina armeerimine (raamina)



Skeem 38 Lõige 1 - 1

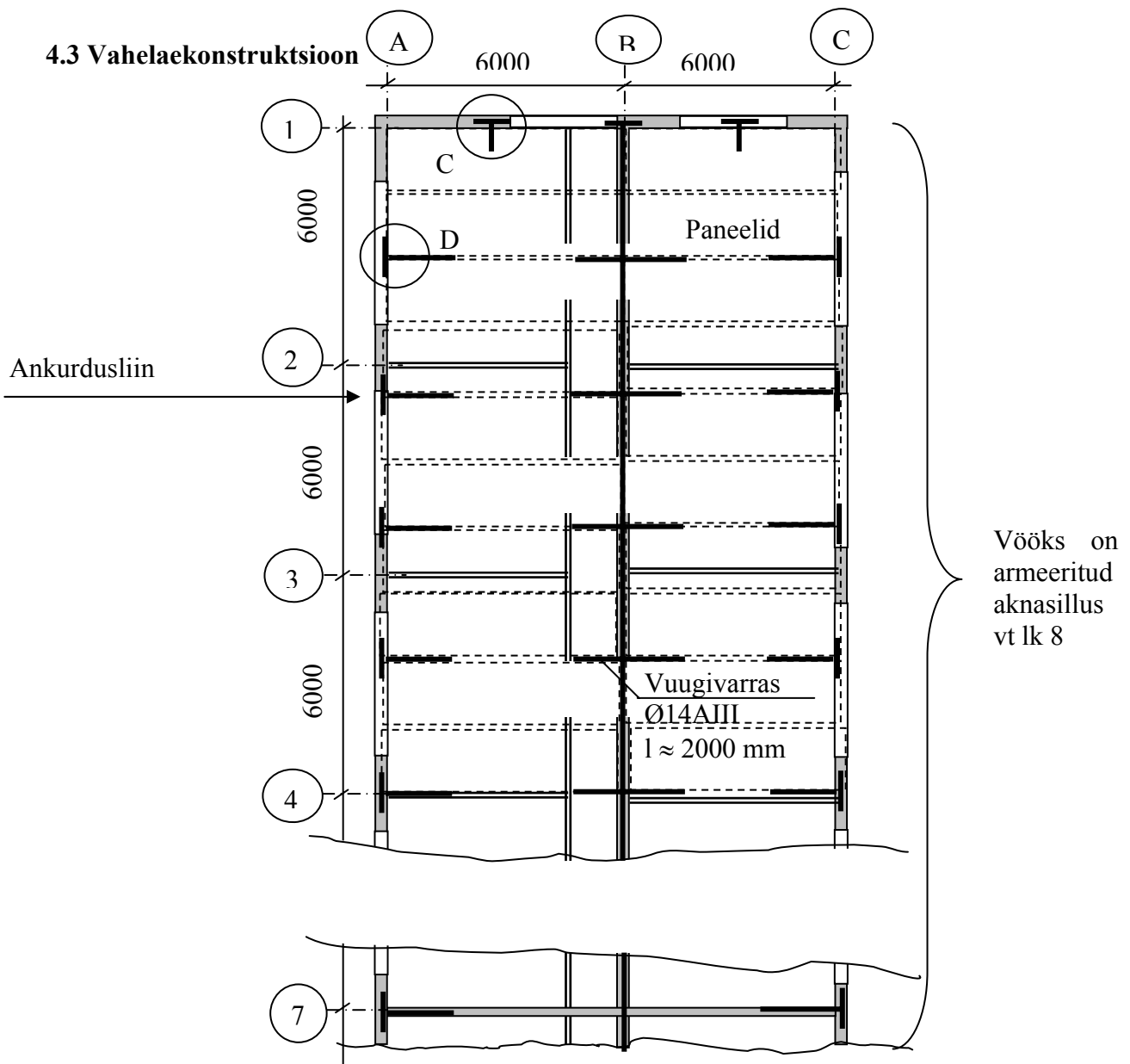


Skeem 39 Sõlm C, seina kinnitus vahelae külge

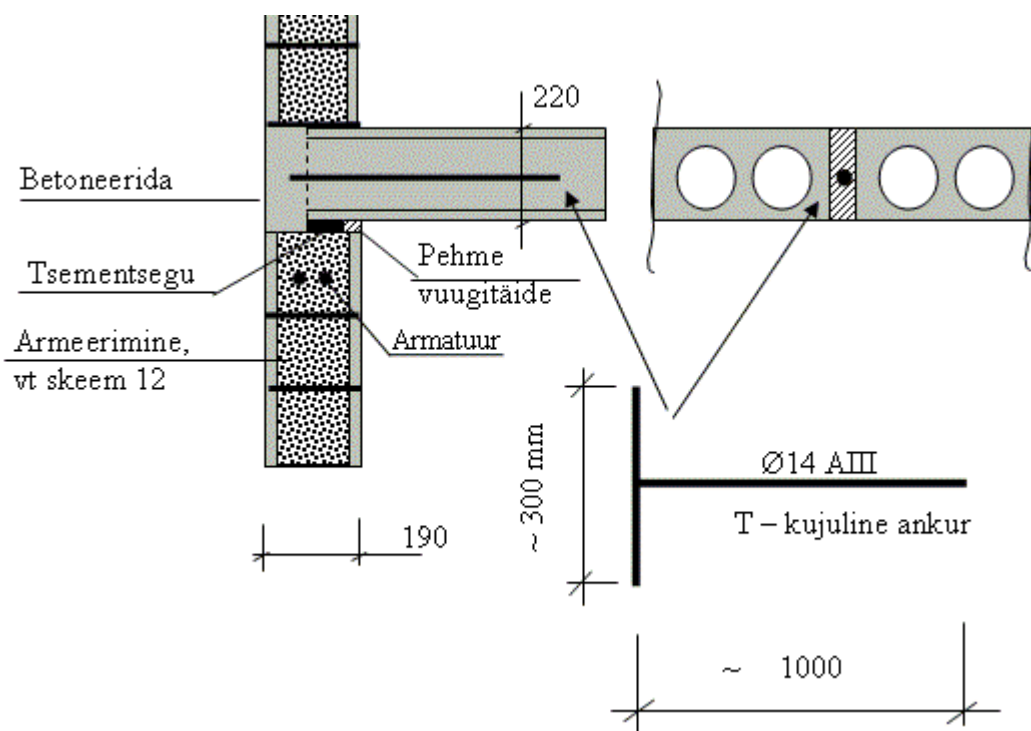


Skeem 40 Lõige 2 – 2, raami post

4.3 Vahelaekonstruktsioon



Skeem 41 Vahelae jäigastamine



Skeem 42 Sõlm D, seina ja vahelae vaheline ankurdus

Vahelae jäigastamisel tuleb tagada

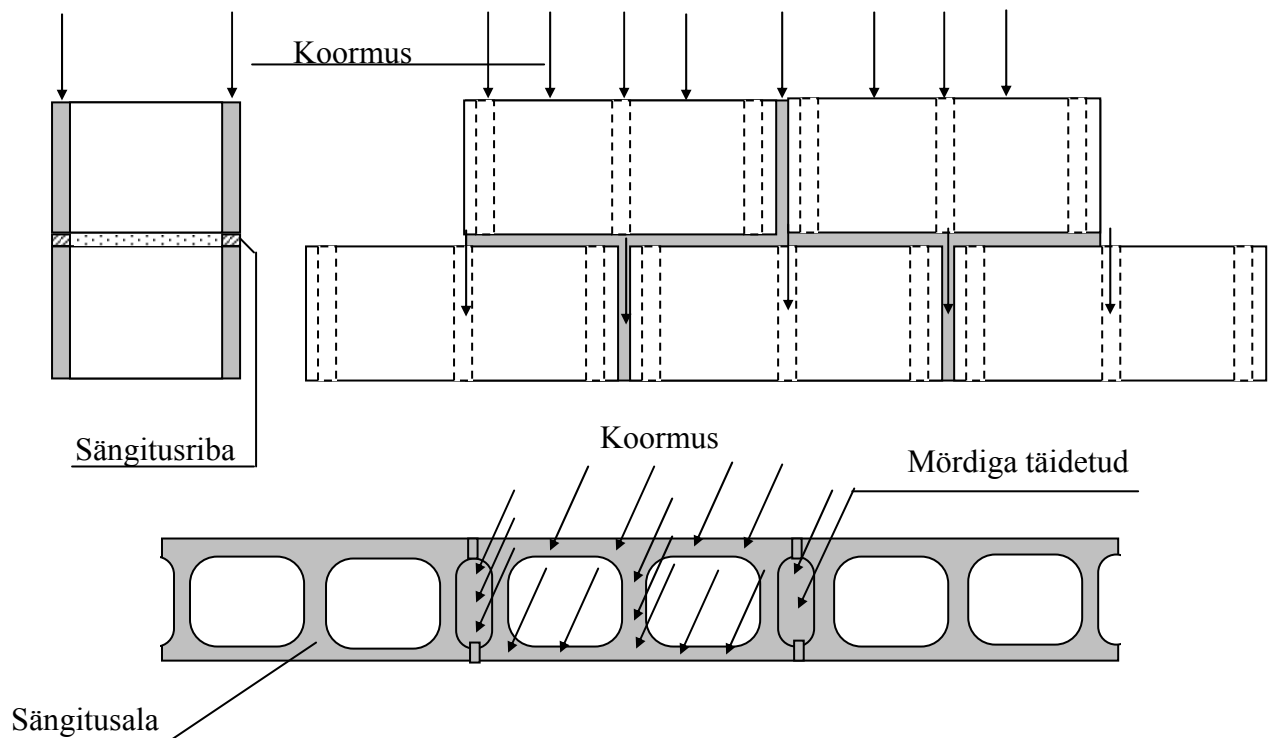
- seinte ja vahelae vaheline nihkejõu ülekanne (monolitiseerimine),
- seinte ja vahelae vaheline ankurdus (sõlmed C ja D),
- ankurduse pidevus üle lae,
- vahelae töötamine omas pinnas paindele (pidev armeerimine kontuuril, näiteks silluste tasemel).

5 Konstruktiivsed nõuded

Müüritise ladumine

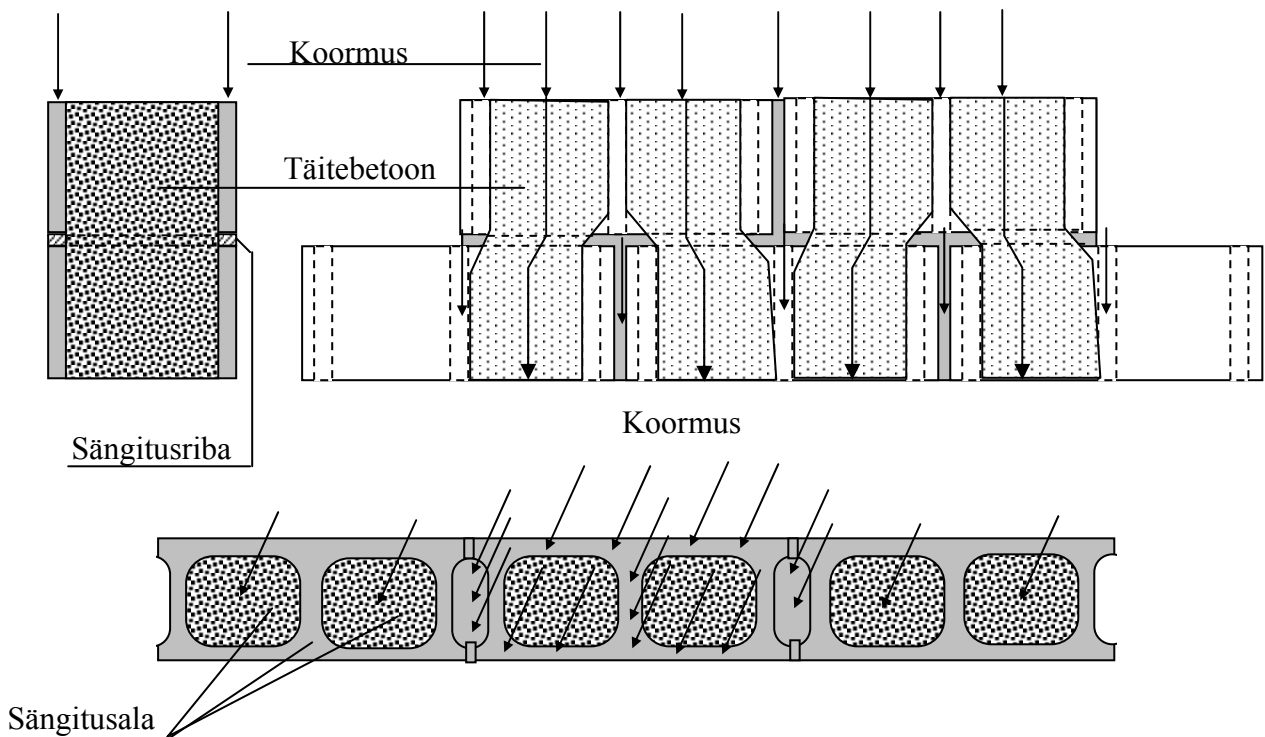
Osaliselt on konstruktiivsed nõuded loetletud juba eelnevas tekstis. Käesolevas punktis vaatleme columbiakiviplokkidest tehtud seina ladumise nõudeid.

Õõntega columbiakiviplokkidest seina vaadeldakse kui kestsängitusega müüritist. Selles seinas kantakse müüritise koormus realt reale ploki välis- ja siseseina kaudu. Sellega kaasneb nõue, et üksteise peal olevate plokkide põikseinad peavad müüris asetsema kohakuti. Kuna toetuspinda on vähe, siis peab see toetuspind olema maksimaalselt mördiga täidetud ja ärakasutatud.



Skeem 43 Õõnesplokkide toetuskeem

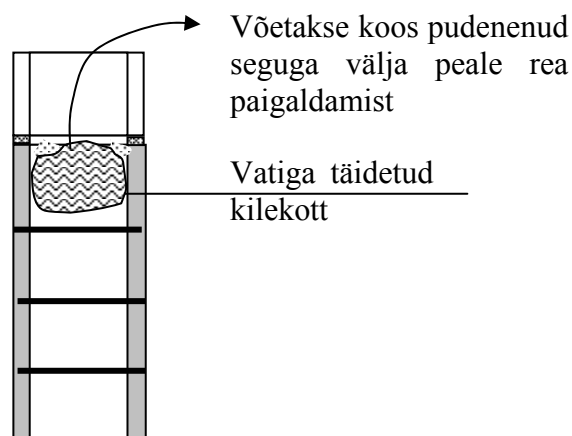
Betoneeritud seina skeem



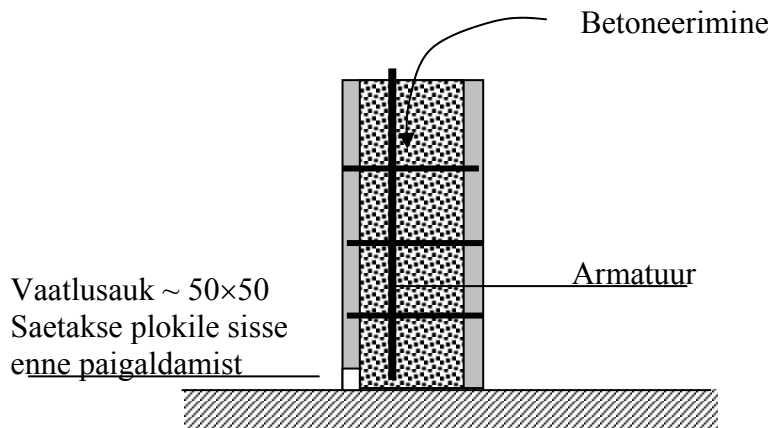
Skeem 44 Täitebetooniga täidetud sein

Tühjade õõntega seina puhul on esmane, et kõik sängituspinnad oleks ühtlaselt mördiga kaetud ja plokkide vahelised vertikaalvuugid oleksid hoolikalt mördiga täidetud.

Täitebetooniga täidetud seina puhul peab tagama täitebetooni maksimaalse ristlõikepinna igas müüritise kohas ja täitebetooni maksimaalse tiheduse. Plokkidest müüritise ladumise ajal ei tohi mört kukkuda plokiõõntesse, mis hiljem takistab õõnte betoneerimist. Ladumise ajal suletakse alumiste plokkide avad segu kukkumise takistamiseks.



Skeem 45 Plokkidest müüri ladumine



Skeem 46 Müüri betoneerimine

Betoneerida ei tohiks rohkem, kui ühe korruse kõrguselt, raskelt koormatud seinä või posti puhul veel vähem.

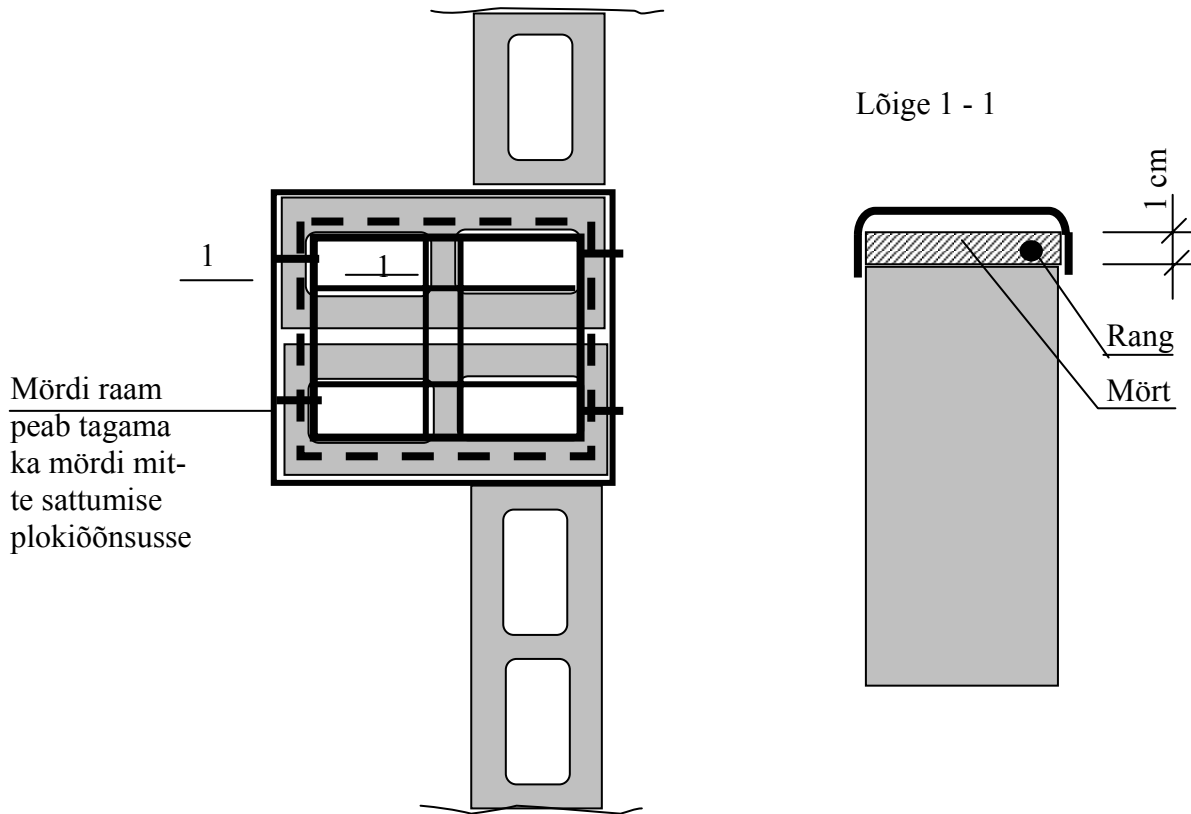
Betoneerida ei tohiks varem, kui ühe ööpäeva möödudes ladumisest.

Betoon tihendatakse vibreerimisega või kasutatakse plastifitseeritud betooni, mille V/T tegur on $\leq 0,55$.

Kõikides seinte ristumiskohtades kasutatakse T – kujulisi võrke.

Antud hoones ei ole temperatuurivuuke seintesse ettenähtud, kuna igal korrusel on kasutatud läbijooksvalt armeeritud silluseid.

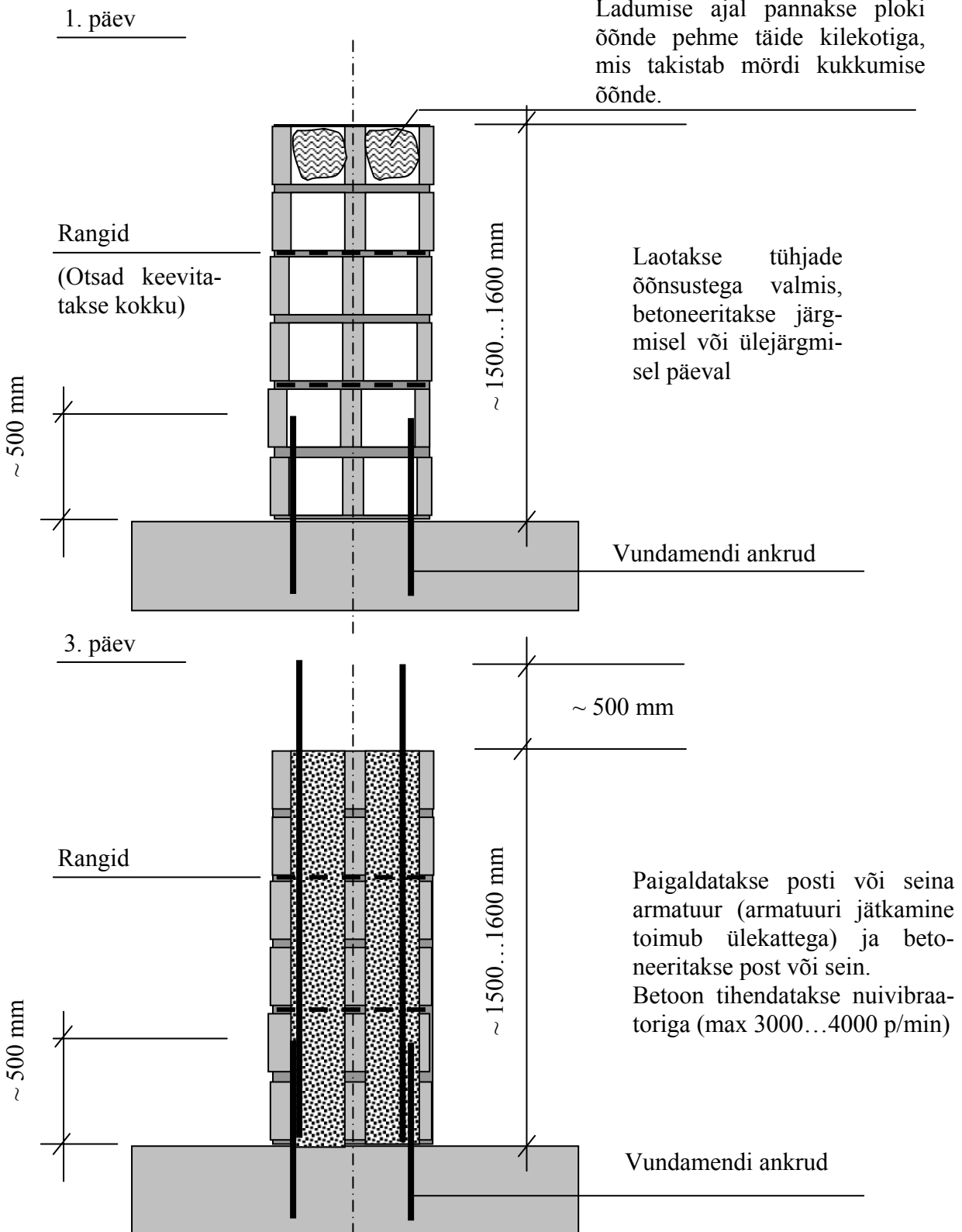
Reeglina kasutatakse ploki kesta peale mördiriba paigaldamiseks metallist mördi-paigaldusvormi. Vorm peaks tagama ühtlase 1 cm paksuse mördikihi laotamise ploki seintele. Pilastriga posti ladumiseks tuleks teha eri mördipaigaldamise vorm, mis võimaldab ka rangide asetamise vuuki.



Skeem 47 Mördiraam postile

AS Columbia - Kivi

Posti või seina ladumine toimub järgmiselt.



Skeem 48 Post betoneerimine

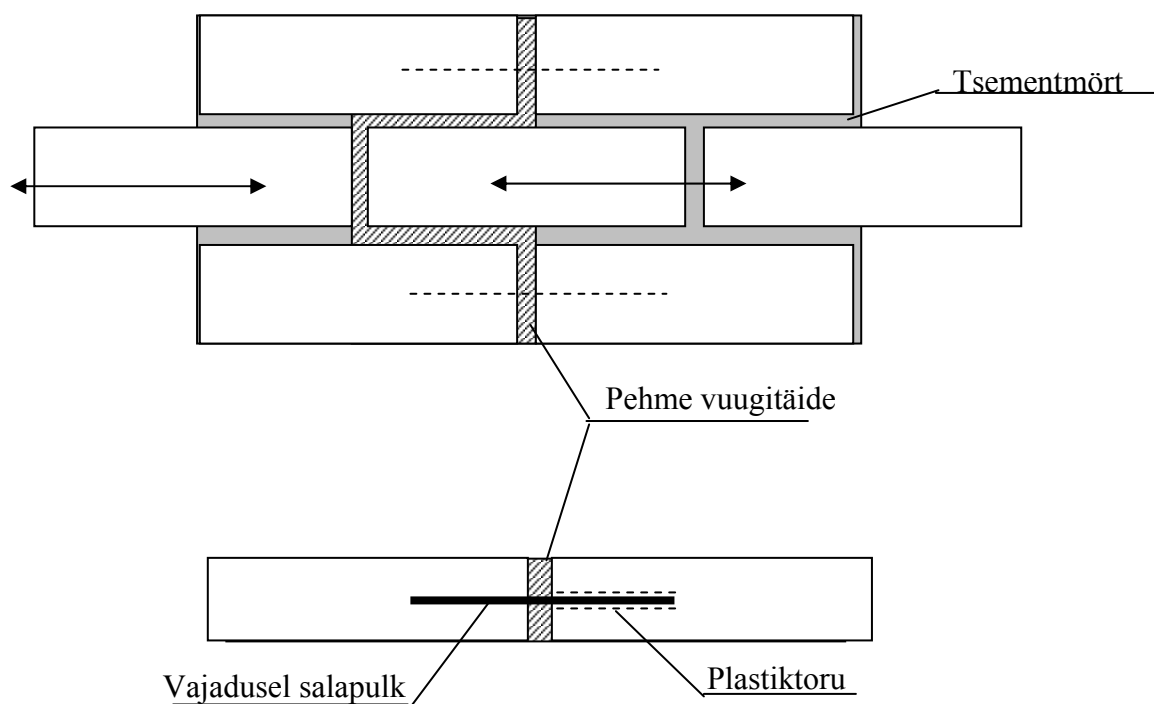
Posti või seina ladumist võib jätkata kohe peale betoneerimist.

AS Columbia - Kivi

Deformatsioonivuugid

Praktika on näidanud, et columbiakiviplokkidest seinas tekkivad mahukahanemisepraod 7...8 m tagant avadeta seinas. Avadega seinas võib see vahemik olla tunduvalt lühem. Mahukahanemisvuuke aitab vältida tugev armeerimine (näiteks aknasilluste vöö seinas, vt lk 17).

Lihtsam deformatsioonivuugi konstruktsioon (vt ka Columbiakivi projekteerimisjuhend, vihik 2) võiks olla järgmine –



Skeem 49 Deformatsioonivuuk

Kasutatud kirjandus

1. EPN-ENV 6.1.1 – Eest projekteerimisnormid – Kivikonstruktsioonid (eelõu), 1998.
2. СНиП II-22-81 Нормы проектирования. Каменные и армокаменные конструкции.
3. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81).
4. Murverkshandboken MUR 90, TCK AB, 1990, Häfte 2, Häfte 4A...4C, Häfte 5C.
5. EPN-ENV 2.1.1 – Eesti projekteerimisnormid – Raudbetoonkonstruktsioonid (eelõu).
6. СНиП II 2.03.01-84 Нормы проектирования. Бетонные и железобетонные конструкции.
7. EPN2/AM-1- Raudbetoonkonstruktsioonid – Abimaterjal EPN 2.1.1 kasutajale.
8. EPN6/AM-1- Kivikonstruktsioonid, Kivikonstruktsioonielementide ja –sõlmede tugevusarvutused – Abimaterjal EPN 6 kasutajale, 1999.
9. EPN6/AM-21- Kivikonstruktsioonid, Kivihoonete stabiilsus – Abimaterjal EPN 6 kasutajale, ilmumas.
10. Columbiakivi projekteerimisjuhend, vihikud 1...3.
11. *Design of Masonry Structures, A.W. Hendry, B.P. Shina and S.R. Davies, E&FN Spon, London*