

Kivikonstruktsioonid

Loengukonspekt

V. Voltri

III osa

Sisukord

9. Hoonete konstruktiivsed elemendid ja sõlmed.....	83
9.1 Sillused.....	83
9.1.1 Monteeritavad sillused	83
9.1.2 Kohapeal tehtud sillused	83
9.1.3 Armeerimata kivisillused	83
9.1.4 Armeeritud sillused	86
9.2 Toesõlmed	88
9.2.1 Jaotuselemendita toesõlmed.....	88
9.2.2 Tala toetus seinale jaotuselemendiga	92
9.2.2.1 Patjade kasutamine	92
9.2.2.2 Raudbetoonvööd.....	93
9.3 Deformatsioonivuugid.....	95
9.4 Ankrud.....	99
10 Kolded ja korstnad elumajades	103
10.1 Üldpõhimõtted.....	103
10.2 Korsten	104
10.3 Kolded	107
11 Tööstuskorstnad	109
11.1 Üldised küsimused	109
11.2 Korstna arvutused.....	111
11.3 Kivist korstna arvutamine tugevusele	116
11.4 Raudbetoonkorstna tugevusarvutused.....	117
11.5 Korstnaavariid	118
12 Väikeplokkehitised.....	119
12.1 Plokkide liigid, materjal	119
12.2 Seinte konstrueerimine ja arvutamine	119
13 Täiendav materjal.....	119
13.1 Väikeelamu ehitamine columbiakivist	119
13.1.1 Välisseinad	119
13.1.2 Keldrisein	124
13.2 Fiboplokkide kasutamine	125
13.2.1 Üldiselt	125
13.2.2 Vundamendid	126
13.3.3 Välisseinad	128
13.3 Tugiseinad	128
13.3.1 Üldiselt	128
13.3.2 Tugiseina tasakaalarvutused (Columb' i teooria).....	131
13.3.3 Tugiseina tugevusarvutused	133
13.3.4 Pinnase kandevõime	133
13.4 Veetornid.....	134

9. Hoonete konstruktiivsed elemendid ja sõlmed

9.1 Sillused

Sillusteks nimetatakse avade sildamiseks tehtud konstruktsioone. Töötamisprintsibiilt eristatakse tala- ja kaarsilluseid. Tehnoloogiliselt monteeritavaid ja kohapeal tehtuid. Eraldi tuleks veel vaadelda kivi- ja muust materjalist silluseid.

9.1.1 Monteeritavad sillused

Monteeritav sillus tõstetakse müüri ladumise ajal ava peale, peale seda müüri ladumine jätkub.

Kasutatakse nn

- mittekandvaid ja
- kandvaid silluseid.

Esimesel juhul on sillus ettenähtud ava peale tuleva värske müürituse massi kandmiseks. Peale müüritise kivinemist eeldatakse, et müüritis hakkab ise tööle ava kohal kandva elemendina. Sellise silluse peal peab olema vähemalt ava laiuse kõrguses avadeta vaba müür (ilma lagede koormuseta). Sillus projekteeritakse sellise müüri kaalule. Ava laius ei tohiks olla üle 2...2,5 m.

Teisel juhul peab sillus võtma vastu kõik koormused, mis esinevad ava peal eelpool mainitud alas.

Monteeritavateks sillusteks on üldjuhul raudbetoonsillused (või kergbetoon -), kasutatakse ka terastalaseid ja väikemajadel puittalaseid.

9.1.2 Kohapeal tehtud sillused

Raudbetoonsillusele tehakse kohapeal raketis ja sillus valatakse kohapeal. Kergbetoonsilluseid teevad tootjatehased.

9.1.3 Armeerimata kivisillused

Armeerimata kivisilluse töötamise eelduseks on kaareefekti tekkimine vastavas müüritise osas. Kivisilluse töötamine on võimalik ainult juhul, kui temas tekkivad horisontaalreaktsioonid võetakse hoone poolt vastu.

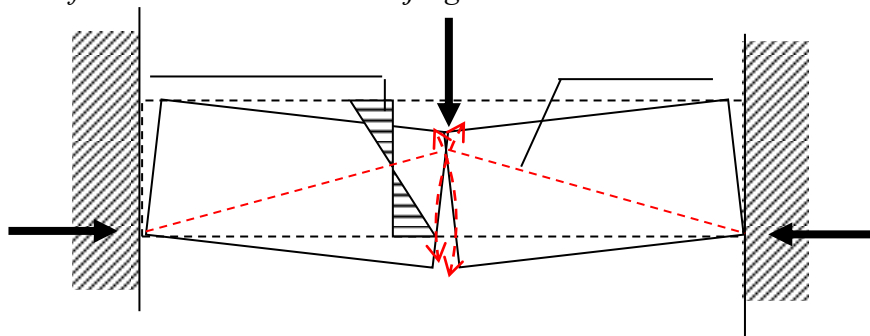
Eristatakse nn

- ridasillust,
- kaarsillust (võlvi) ja
- kõrget tala (talaseina).

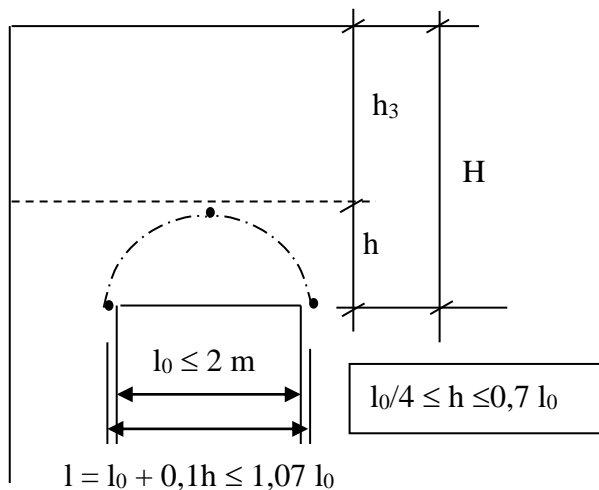
Kõrge tala puhul on vajalik müüritise armeerimine.

Vastavate silluste kasutamiskiirkonnad on esitatud järgnevatel skeemidel.

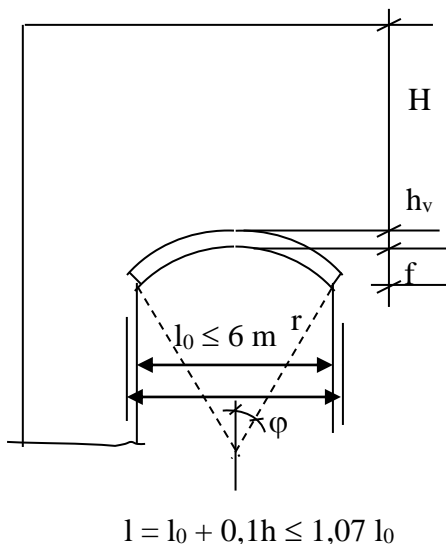
Kaareefekti tekkimist illustreerib järgmine skeem-



Skeem 9.1 Kaareefekti tekkimine talas



Skeem 9.2 Ridasilluse kasutamisala



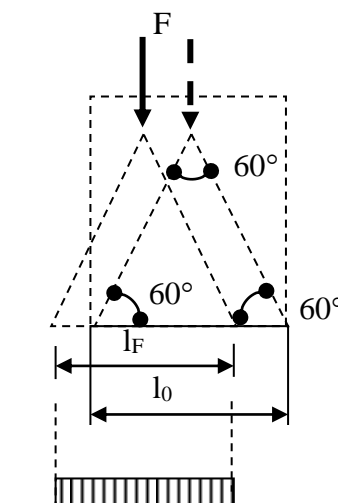
Skeem 9.3 Võlvi¹ kasutusala (eeldatakse, et võlvina töötab võlvi teljega risti laotud võlvikivi-dest osa)

Tähised:

- l_0 — puhasava;
- l — arvutuslik ava;
- t — seina paksus;
- h — võlvi tinglik kõrgus;
- H — seina kõrgus;
- h_3 — võlvipealse seiniosa kõrgus.
- h_v — võlvi töötava osa kõrgus;
- f — võlvi tõus
- r — võlvi raadius;
- φ — avanemisnurk.

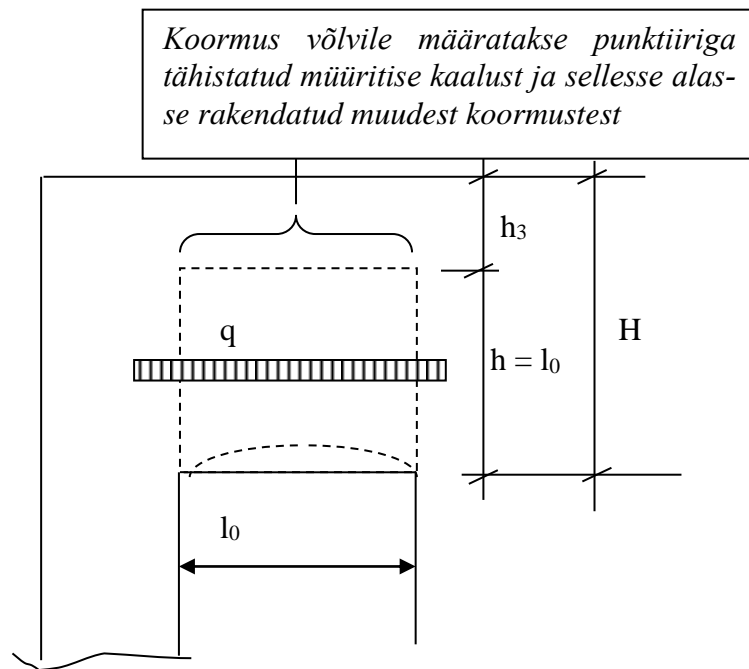
Koormused sillusele:

$$q_F = F / l_F$$

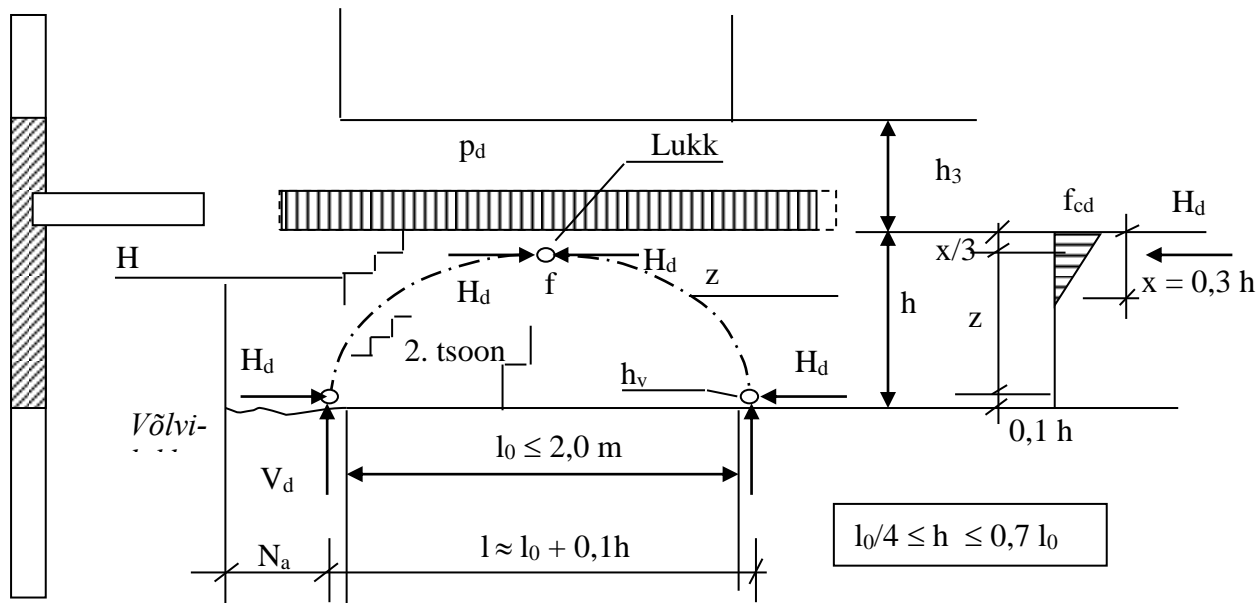


Skeem 9.4 Võlvi koormus koondatud koormusest

¹ Võlvi kui konstruktsiooni ava võib olla ka suurem



Skeem 9.5 Koormus võlvile jaotatud koormusest



Skeem 9.6 Kivisilluse töötamise skeem ridasillusena kui ka kaarena (kaare-võlvi puhul on kaare kuju määratud geomeetriliselt, vt skeem 9.3)

Võlvi tugevust kontrollitakse

- 1. tsoonis – võlvi lukus tugevusele;
- 2. tsoonis – kaldpragude tekkimisele;
- 3. tsoonis – välisseina läheduses lõikele.

Tugevusarvutus

- 1. tsoonis

$$H_d \leq R_{hl} = (0,15 \dots 0,20)thf, \tag{9.1}$$

Kasutatud tähised:

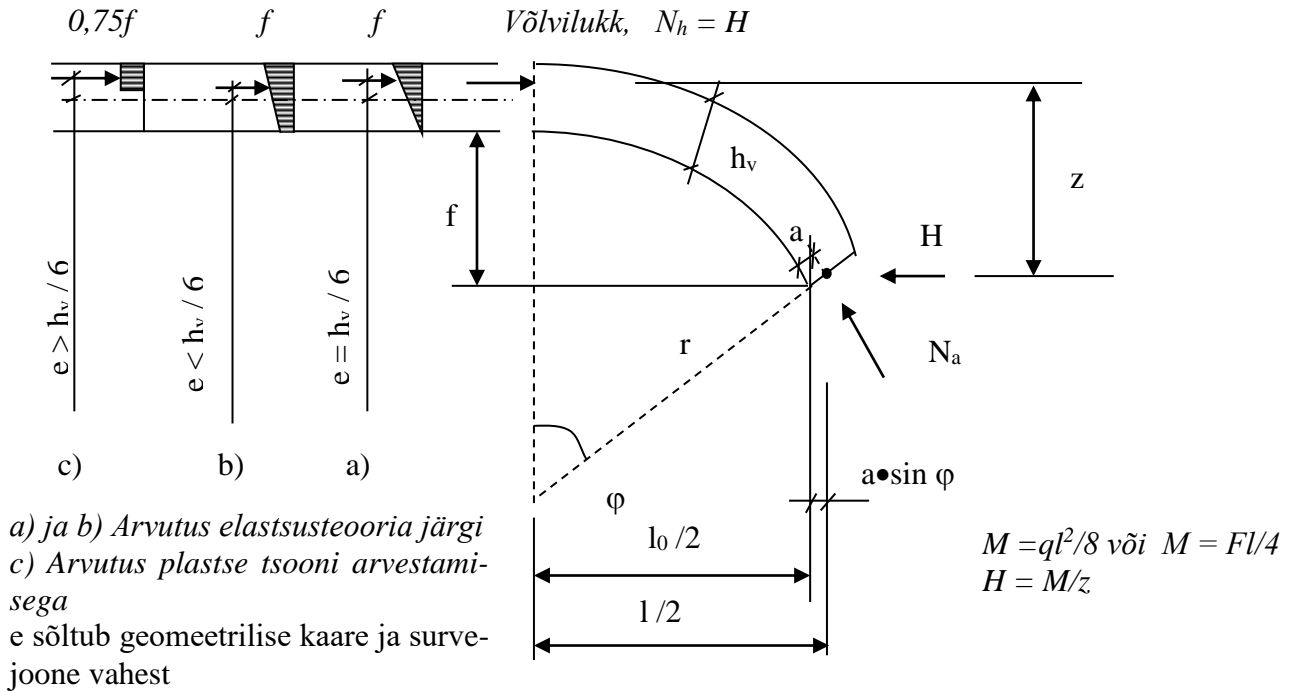
- f — müüritise arvutustugevus;
- f_v — müüritise nihketugevus.

2. tsoonis

$$H_d \leq R_{h2} = 0,5t l_0 f_{v,} \tag{9.2}$$

3. tsoon

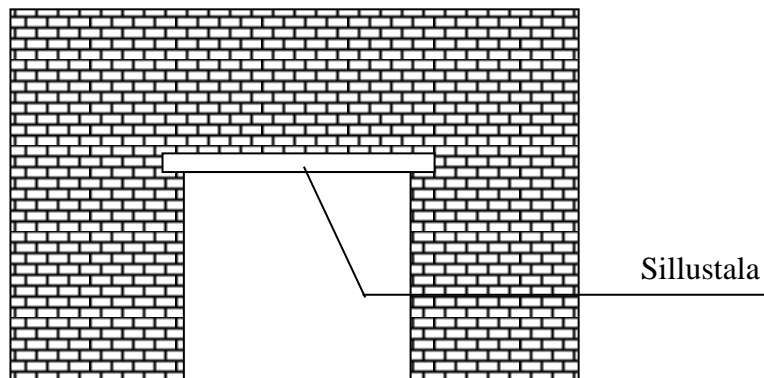
$$H_d \leq R_{h3} = a_h t f_{v,} \tag{9.3}$$



Skeem 9.7 Võlvi (kaare) arvutusskeem

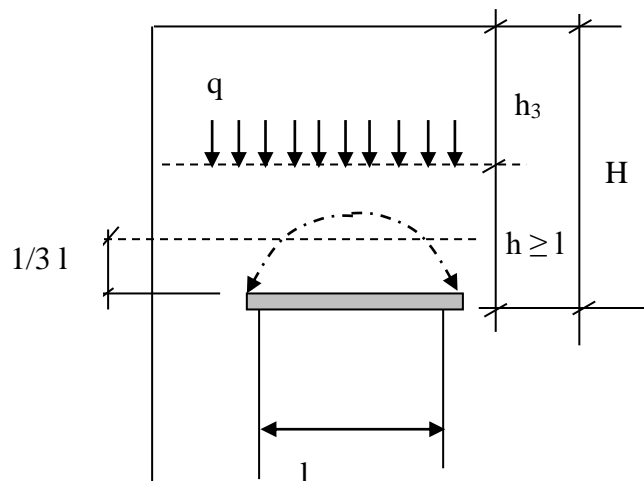
9.1.4 Armeeritud sillused

Kasutatakse armeeritud raudbetoonsilluseid ja kivisilluseid (võib kasutada ka terasprofiile). Raudbetoonsillus on tavaline raudbetoonitala, üldjuhul lihttala. Arvutuslikult ei ole vahet raudbetoonsilluse ja armeeritud kivisilluse vahel.



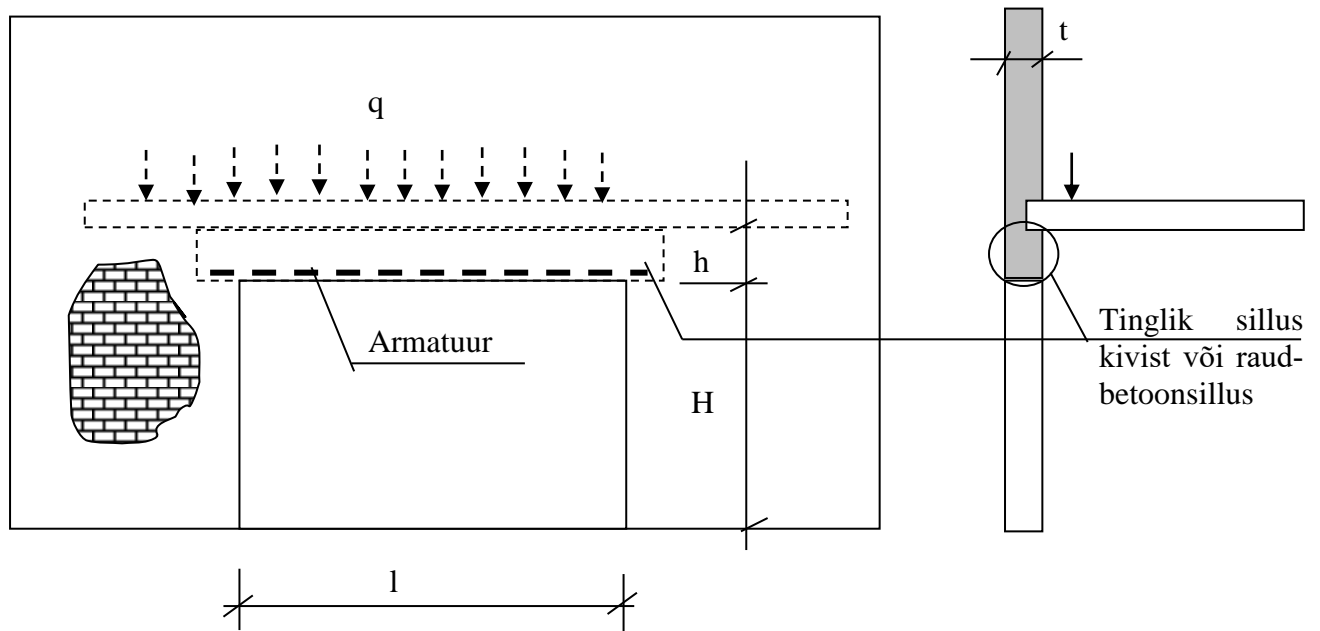
Skeem 9.8 Sillustala

Koormus sillustalale sõltub müüritise kõrgusest tala peal (vt skeem 9.5) koormuse rakendusjoone ja tala pealispinna vahel.



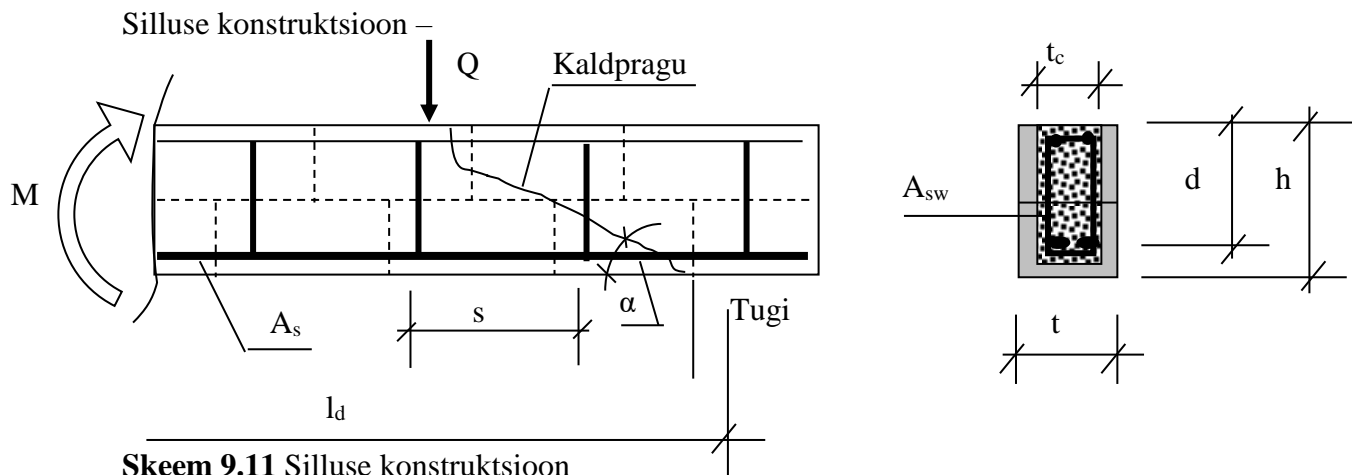
Skeem 9.9 Mittekandev sillus (arvutatakse ainult värske müüritise kaalule kõrgusega $\sim 1/3 l$).

Kandevsillus arvutatakse järgmise skeemi alusel –



Skeem 9.10 Kandevsillus

Sillusena saab vaadelda müüritise osa kuni koormava laeni, kui see müüritis on vajalikult armeeritud. Vajalik on silluse pikiarmatuur ja üldjuhul ka põikarmatuur. Tuleb arvestada [skeemil 9.2](#) näidatud silluse kõrgustega. Kui sillus hakkab kaarena töötama, siis armatuur ei pingestu ja seda ei ole mõtet kasutada.



Skeem 9.11 Silluse konstruktsioon

Tugevusarvutus paindele toimub skeemi 6.9 alusel avaldisega 6.22 (loeng II osa) –

$$M_{Rd} = \frac{A_s f_{yk} z}{\gamma_s}, \quad (9.4)$$

ja tasakaalutingimus on

$$yt \frac{f_k}{\gamma_M} - N_s = 0. \quad (9.5)$$

Siit võib avaldada sisejõuõla

$$z = d \left[1 - 0,5 \frac{A_s f_{yk} \gamma_M}{t d f_k \gamma_s} \right] \leq 0,95d, \quad (9.6)$$

kus

f_k on müüritise tugevus horisontaalsuunas või

$f_k = f_{ck}$ (täitebetooni normsurvetugevus), sel juhul tuleb paksusena t vaadelda ainult täitebetooni paksust.

Tuleks kontrollida silluse ülearmeerimist vastavalt betooninormidele.

Põikjõule purunemine toimub kaldpraos, tugevust kontrollitakse avaldisega 6.30

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2},$$

kus

$$V_{Rd1} = \frac{f_{vk} b d}{\gamma_M} \text{ ja}$$

$$V_{Rd2} = 0,9 d \frac{A_{sw} f_{yk}}{s \gamma_s} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha.$$

Tehakse paar pistelist kontrolli vahemikus $45^\circ \dots 90^\circ$. Koondatud jõuga koormamisel eeldatakse, et kaldpragu algab koondatud jõu juurest ja suundub toele.

9.2 Toesõlmed

9.2.1 Jaotuselemendita toesõlmed

Paljud kivikonstruktsioonide sõlmed lahendatakse koormavate elementide lihtsa toetamisega müüritisele.

Sellised on silluste toetamine seinale, vahelagede (paneelide) toetamine jms.

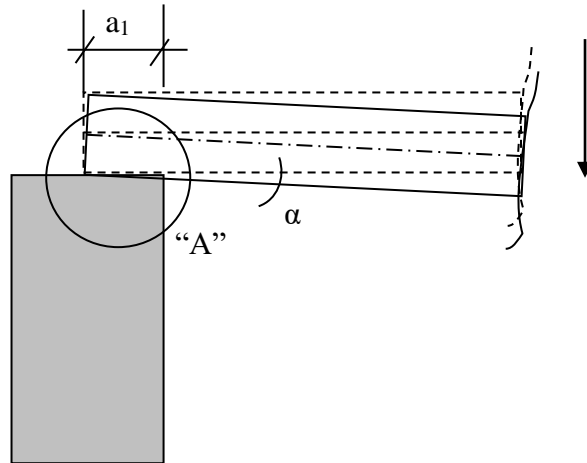
Üldlevinud reeglilik on, et toetuskoormuse puhul

$P \geq 100$ kN kasutatakse jaotuselementi (toetuspatja).

Talade (silluste) toetamine seinale

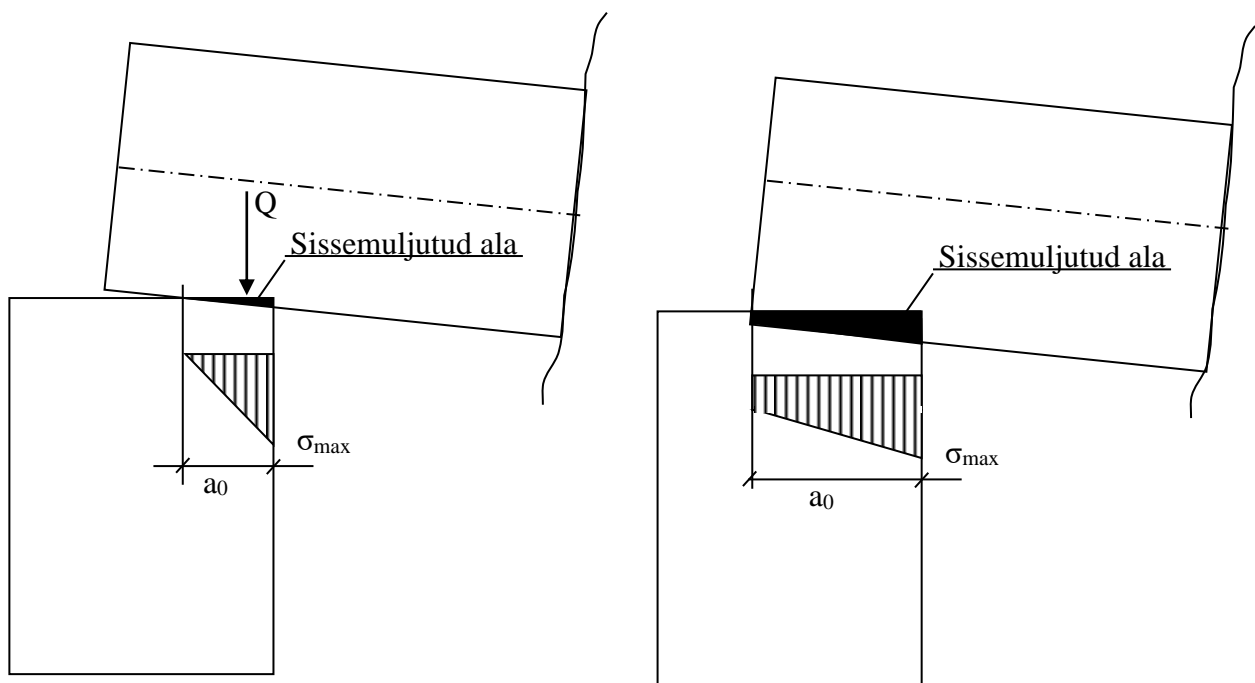
Talade ja silluste toetamine seinale toimub tavaliselt 2...3 cm paksuse mördikihi abil. Tala asetatakse värskelt laotud müürile (kui müüritise tugevus värskel mördiga on selleks küllaldane) või juba kivinenud mördiga müüritisele.

Tala toetus seinale –



Skeem 9.12 Tala toetus seinale
Sõlm "A"

Sõlm "A" (variant)



Skeem 9.13 Tala toetus seinale - sõlmed

Sõltuvalt tala läbipaindest pöörduv tala ots toel –
lihttala ühtlaselt jaotatud koormusega

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{ql^3}{24EI}, \quad (9.7)$$

sõltuvalt müüritise tugevusest muljutakse tala müüri serva sisse.
Sissemuljumist hinnatakse sängitusteguriga-

$$c = \frac{50f_u}{b} \text{ kivistunud müüritise puhul (värskele müüritisele } c_1 = \frac{35f_{u1}}{b} \text{)} \quad (9.8)$$

kus

f_u on müüritise piirtugevus (f_{u1} määratakse mördi margi M2 puhul),

b on tala laius.

Tala toetus pikkus a_0 määratakse avaldisega

$$a_0 = \sqrt{\frac{2Q}{cbt g \alpha}}. \quad (9.9)$$

Pingeepüüri kuju sõltub sissemuljumise sügavusest.

Pinged trapetseepüüri puhul on

$$\sigma_{\max} = \sigma_0 + \frac{ca_1}{2} t g \alpha \text{ ja} \quad (9.10)$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_0 - \frac{ca_1}{2} t g \alpha \text{ ning} \quad (9.11)$$

kolmnurkeepüüri puhul

$$\sigma_{\max} = 2 \sigma_0, \quad (9.12)$$

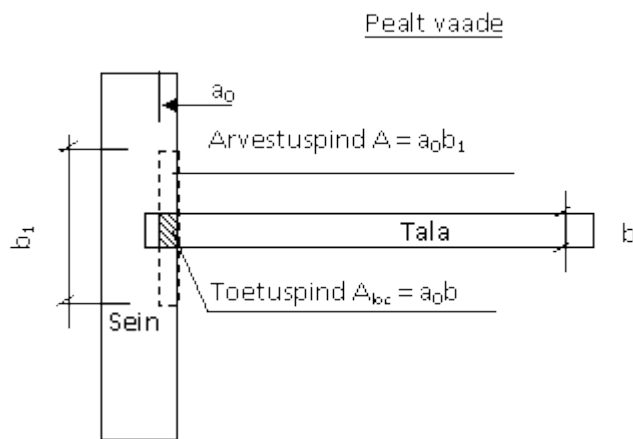
kus

$$\sigma_0 = \frac{Q}{a_0 b}.$$

Tugevustingimuseks on

$$\sigma_{\max} \leq f. \quad (9.13)$$

Juhul kui tala kõrval on vaba ruumi võib rakendada tugevuse kontrollimisel kaudse tugevdamise efekti –



Skeem 9.14 Kaudse tugevduse arvestamine

Võib kasutada avaldist [6.33](#) või II osa [Lisa 1](#) avaldise

$$f_{loc} = \xi f, \quad (9.14)$$

kus

f_{loc} on müüritise tugevus arvestades kaudse tugevduse efekti,

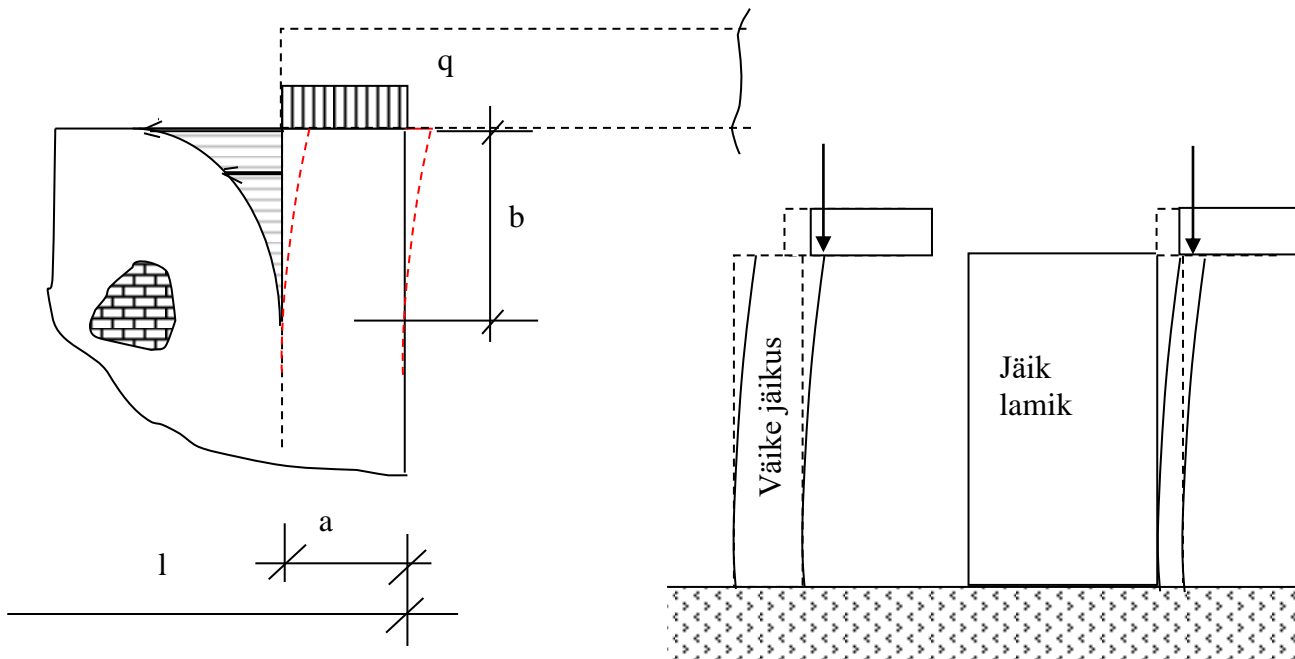
ξ on tugevdus tegur.

Tugevdustegur ξ määratakse avaldisega-

$$\xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_{loc}}} \leq \xi_i \approx 2. \quad (9.15)$$

A on tinglik pind, mis arvestab toetuse situatsiooni.

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



Skeem 9.15 Müüri nurga koormamine

Tähistused.

- q — koormus müürinurgal,
- b — epüüri sügavus,
- a — koormatud ala pikkus,
- l — müüri üldine pikkus,
- σ — horisontaalne pinge seinas,
- δ — paigutus.

Pingetsooni sügavuse võib määrata avaldisega –

$$b = a(1,75v^2 - 2,75v + 1,25), \quad (9.16)$$

kus

$$v = a/l.$$

Maksimaalne tõmbepinge –

$$\sigma_{t, \max} = \frac{0,4q}{9,6v^2 - 1,7v + 1}. \quad (9.17)$$

Peaks olema täidetud tingimus, et

$$\sigma_{t, \max} \leq 0,8 f_{t,u}, \quad (9.18)$$

kus

$f_{t,u}$ on müüritise piirtugevus horisontaalsuunas.

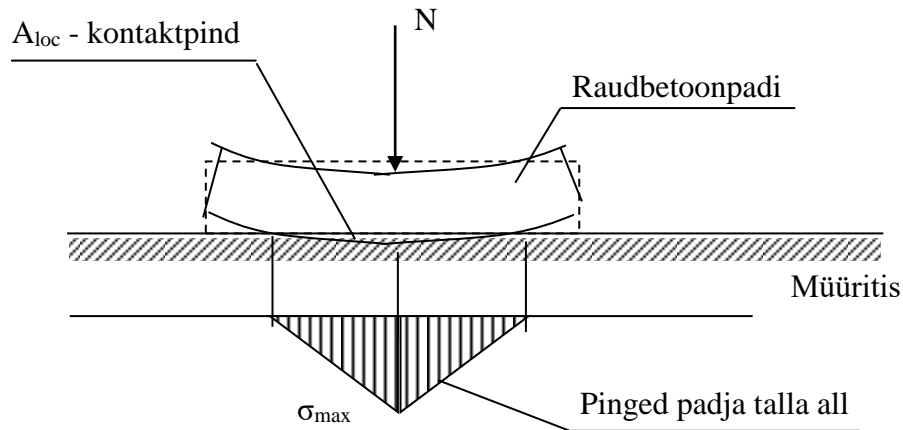
Kui tingimust (9.18) ei ole võimalik täita, siis tuleks müüritis armeerida vastavale tõmbejõule

$$N_t = 0,5\sigma_{t, \max}tb. \quad (9.19)$$

9.2.2 Tala toetus seinale jaotuselemendiga

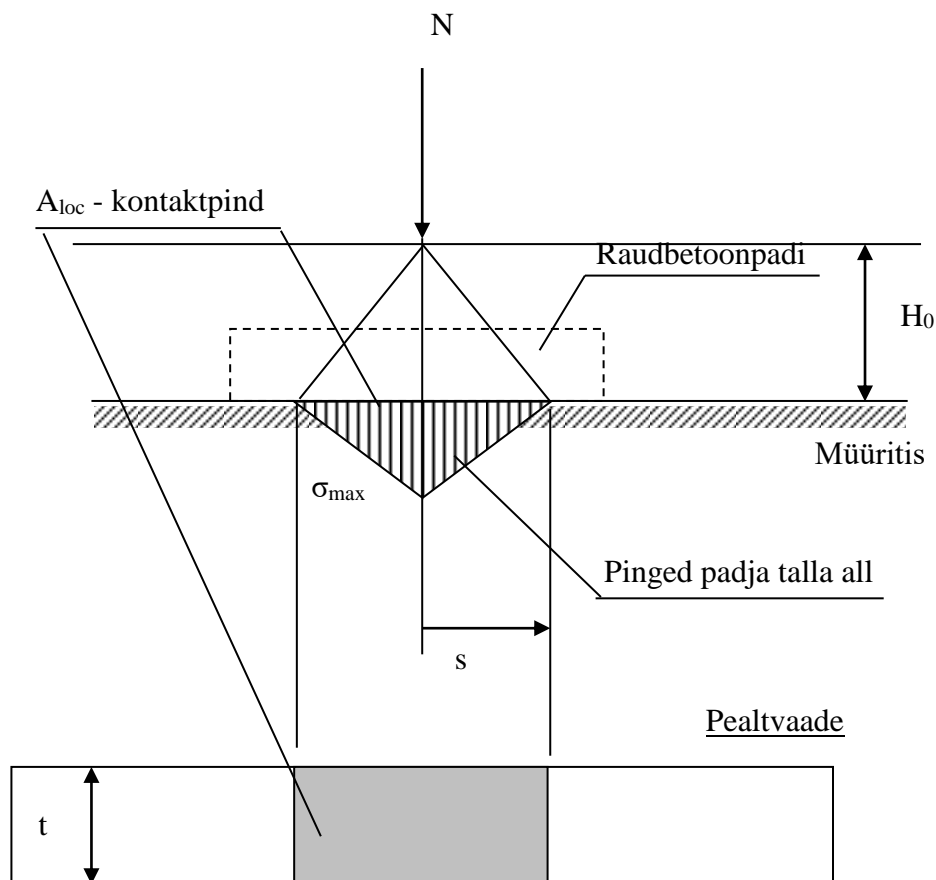
9.2.2.1 Patjade kasutamine

Tala toereaktsiooni puhul $N \geq 100$ kN tuleks kasutada jaotuse mehhanismi – toepatja üldjuhul. Padja abil jaotatakse kontsentreeritud surve laiali laiemale seinale alale. Ehitismehhaanika seisukohalt on tegemist ülesandega, kus tala või plaat toetub elastsele alusele.



Skeem 9.16 Koormuse ülekandmine padja abil

Uurimised on näidanud, et pingajaotus padja all langeb üldjoontes kokku pingajaotusega jõu all üldse. On võimalik määrata pinged raudbetoonpadja all järgmise skeemi abil –



Skeem 9.17 Pingejaotus padja all

Vastavalt skeemile 9.18 asendatakse raudbetoonpadi tingliku müüritise kihiga kõrgusega H_0 , mille puhul saadakse müüritise koormamisel jõuga N selle kihi pealt sügavusel $z(H_0)$ samasugune pingeaotus ja intensiivsus kui tegeliku padja all.

Vajaliku kihi kõrgus määratakse avaldisega-

$$H_0 = 2 \sqrt[3]{\frac{E_p I_p}{E_m d}}, \quad (9.20)$$

kus

- E_p - padja elastsusmoodul (võetakse $\approx 0,85E_c$),
- E_c - betooni algelastsusmoodul,
- I_p - padja ristlõike inertsimoment risti paindetasapinnaga,
- E_m - müüritise elastsusmoodul,
- d - padja mõõde paindetasapinnast välja (laius).

Pinge epüüri jaotus raadius sügavusel z

$$s = 0,5 \pi z = 1,57 z. \quad (9.21)$$

Tuleb arvestada, et koormus kantakse müürile padja kaudu st, et pingepüür padja all ei saa olla laiem kui padi.

Alati kehtib nõue, et

$$N = A_{loc} \cdot V_p,$$

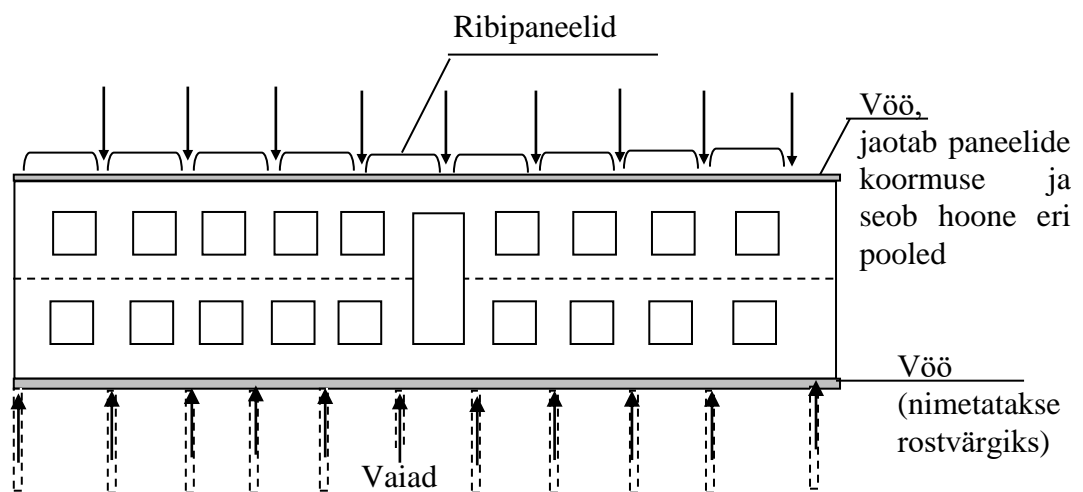
kus

V_p - pingepüüri maht (ruumiline!).

Pingepüüride konstrueerimiseks võib kasutada p 7.2 toodud tabelleid.

9.2.2.2 Raudbetoonvööd

Koondatud jõudude rakendamiseks müüritisel kasutakse tihti raudbetoonvöösid. Vöö kasutamine on õigustatud siis, kui jõudude rakenduspunktide vahemaa on väike. Vööle saab ka anda teise väga vajaliku ülesande, see on hoone osade omavaheline sidumine.



Skeem 9.18 Hoone vööd

Tugevusarvutus koosneb järgmistest osadest:

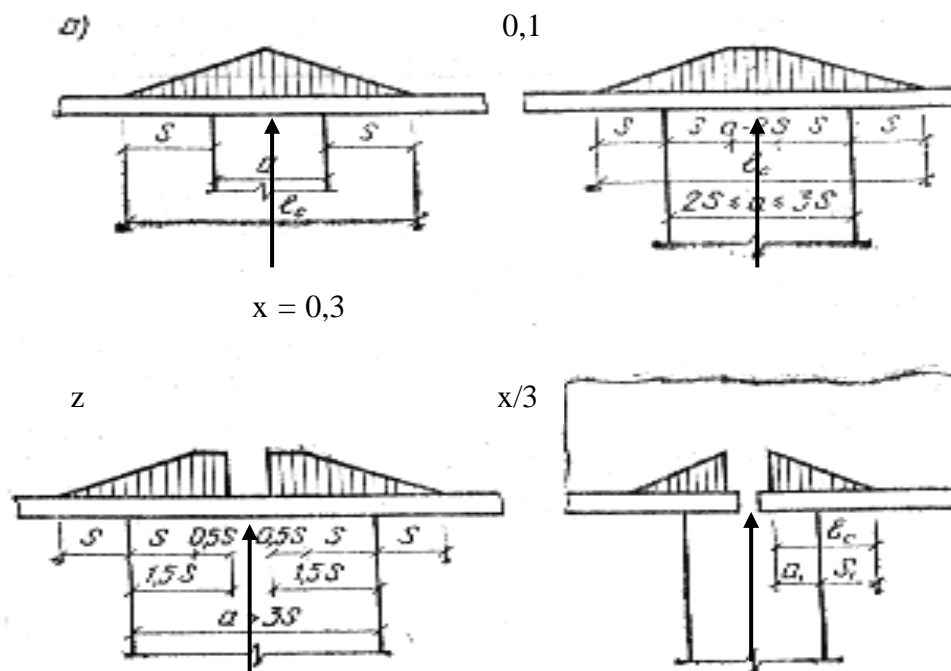
müüritise tugevuskontroll muljumisele,

vöö paindekontroll ja

vöö kontroll tõmbele.

Pingeepüür vöö all iga jõu kohal (jõud võib olla suunatud ülevalt alla või alt üles) koostatakse [skeemi 9.16](#) alusel.

Rostvärgitalade puhul kasutatakse järgmisi skeeme.



Skeem 9.19 Pingejaotus müüritises rostvärgitala (vöö) peal

a – jätkuvtala keskmisel toel $a \leq 2s$ puhul; b – sama kui $3s \geq a > 2s$; c – sama kui $a > 3s$; d – jätkuvtala ääretugedel ja lihttalade puhul.

Kolmnurkse epüüri puhul ($a \leq 2s$) –

$$\sigma_{\max} = \frac{2N}{(a + 2s)t}, \quad (9.22)$$

kus

$$s = 1,57H_0,$$

$$H_0 = 2\sqrt[3]{\frac{0,85E_b I_b}{E_m t}},$$

t – müüritise paksus,

E_b – betooni elastsusmoodul,

I_b – betoontala inertsimoment,

E_m – müüritise elastsusmoodul.

Trapetsepüüri puhul ($3s \geq a > 2s$) –

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{at}. \quad (9.23)$$

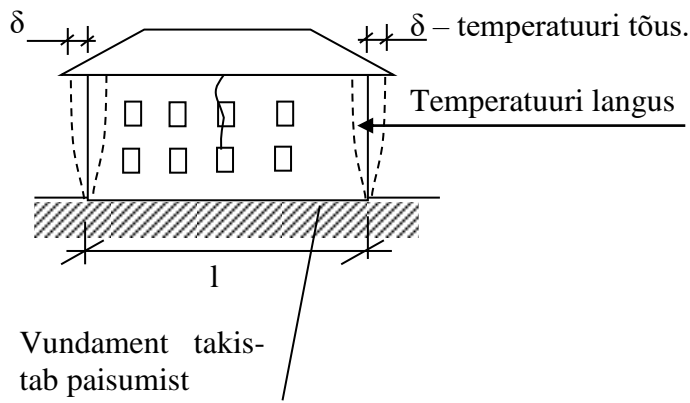
Kui $a > 3s$, siis koosneb pingeepüür kahest osast (skeem c), avaldises (9.23) võetakse a asemel suurus $a_1 = 3s$.

Skeemi d) puhul –

$$\sigma_{\max} = \frac{2N}{(a_1 + s_1)t}. \quad (9.24).$$

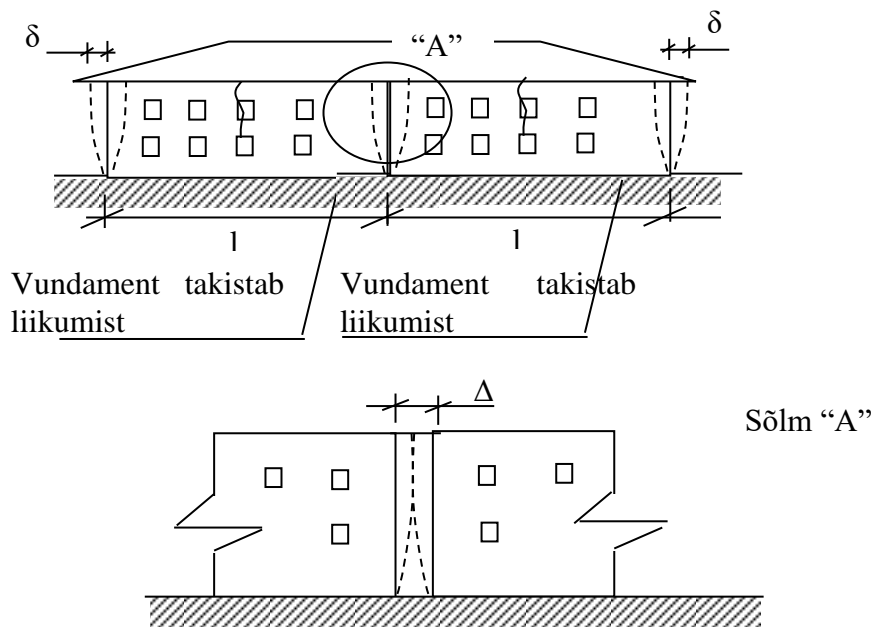
9.3 Deformatsioonivuugid

Hoone üksikute osade vahel esineb mitmesugustel põhjustel erinevaid deformatsioone - põhiliselt temperatuurist ja materjalide mahu muutustest. Kõik hooned deformeeruvad temperatuuri mõjul. Vundamentide takistava mõju tõttu on need deformatsioonid hoone kõrguses erinevad ja võivad põhjustada konstruktsioonide purunemisi.



Skeem 9.20 Temperatuuri mõju hoonele

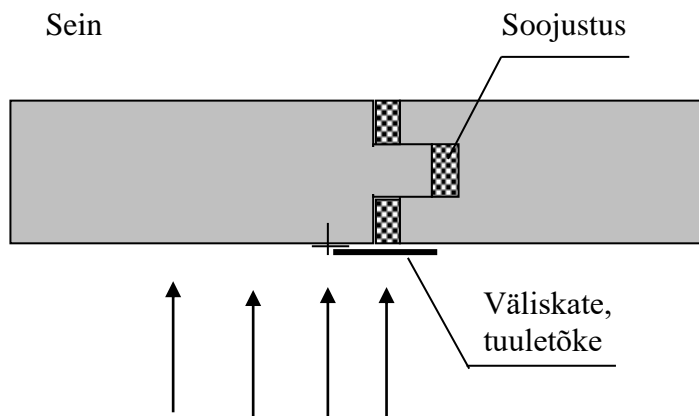
Olenevalt hoone konstruktsioonist võib määrata ligikaudse hoone pikkuse l , mille puhul temperatuuri muutuste mõju ei tekita veel vigastusi konstruktsioonides. Käsiraamatutes antakse kivimajade puhul välistemperatuuri langusel kuni -30 °C selleks pikkuseks $\sim 50\text{ m}$. Juhul kui hoone on pikem lubatud pikkusest, siis on oodata temas vertikaalseid pragusid seintes temperatuuri langemisel. Temperatuuri tõusul võib paigutus δ olla nii suur, et hoone otsarajoonides tekkivad seintes ja muudes konstruktsioonides purustused.



Skeem 9.21 Temperatuurivuuk

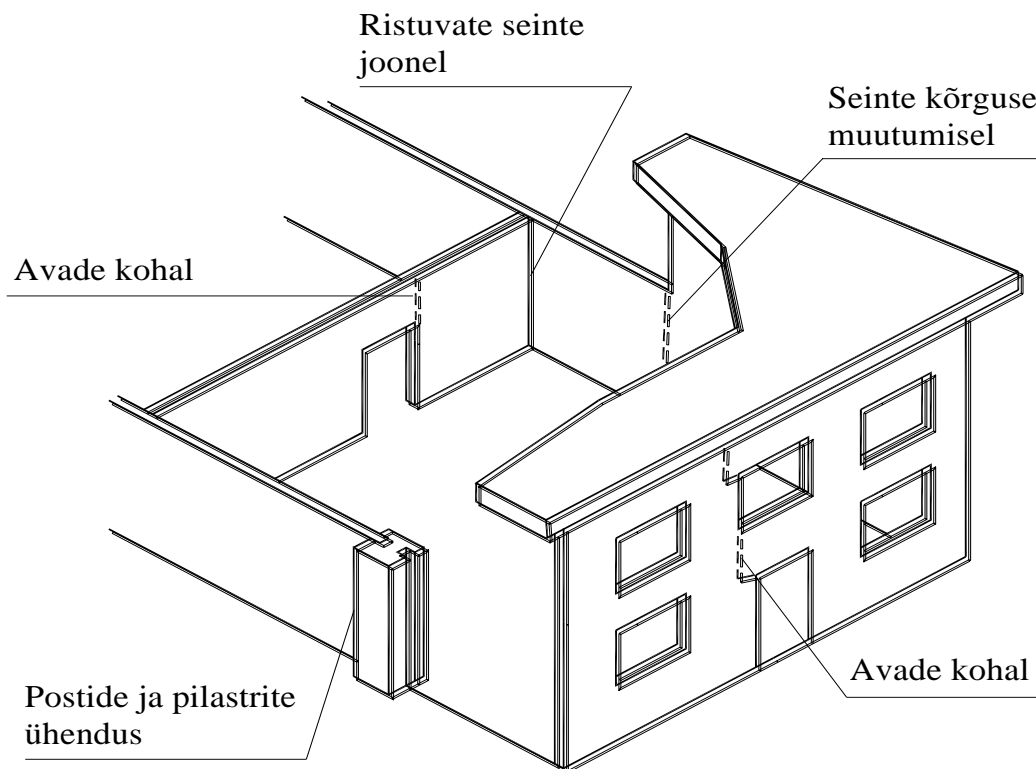
Seinas peab olema nii suur vahe Δ , et seinad paisumisel ei puutuks kokku. Samal ajal peab temperatuurivuuk kindlustama kõik seinale vajalikud omadused – takistama läbipuhumist, kindlustama soojapidavuse.

Tüüpiline temperatuurivuugi konstruktsioon on järgmine –



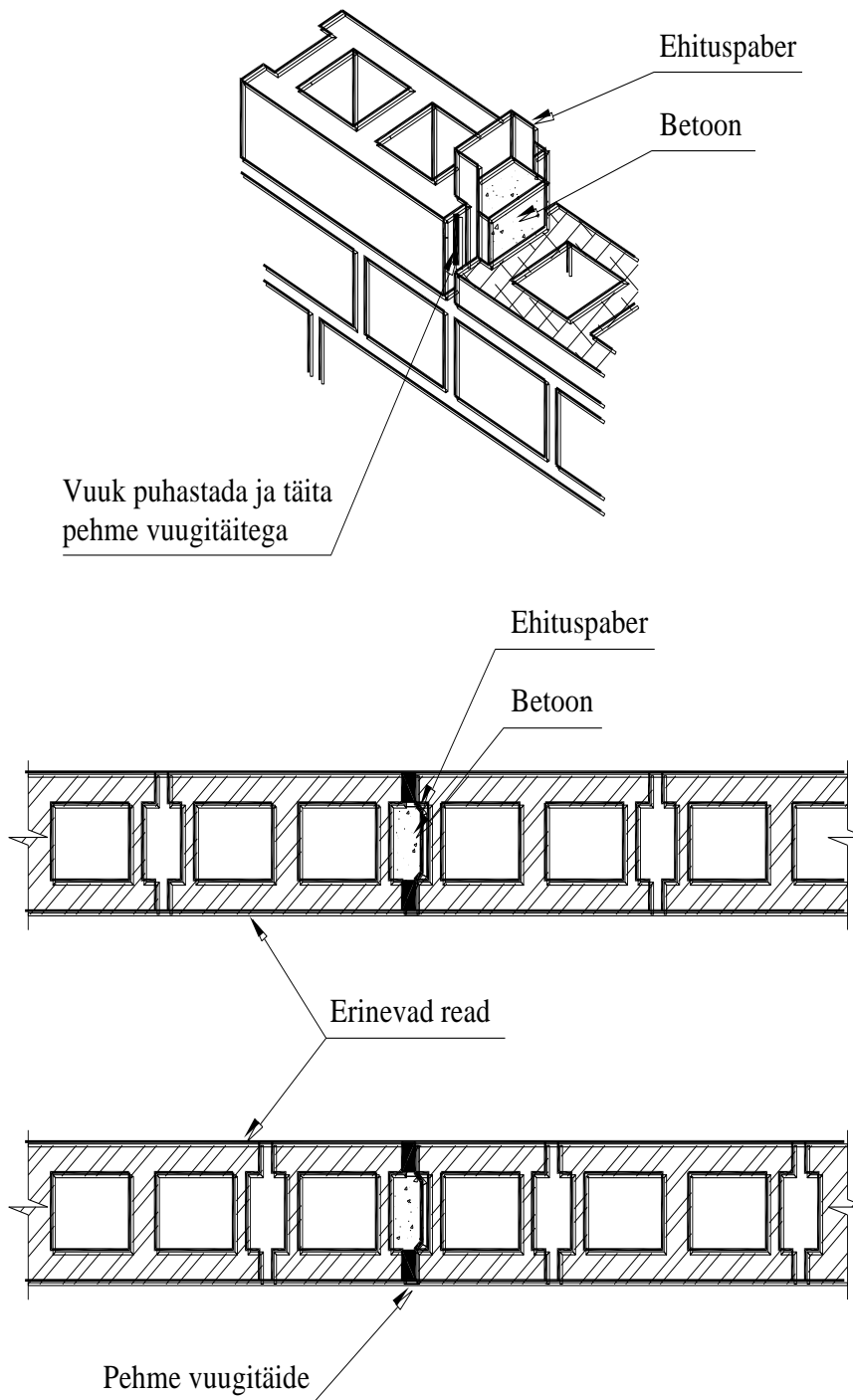
Skeem 9.22 Temperatuurivuuk

Sama tüüpi vuuki saab kasutada kui esinevad konstruktsiooniosade vahelised vertikaalsed liikumised.



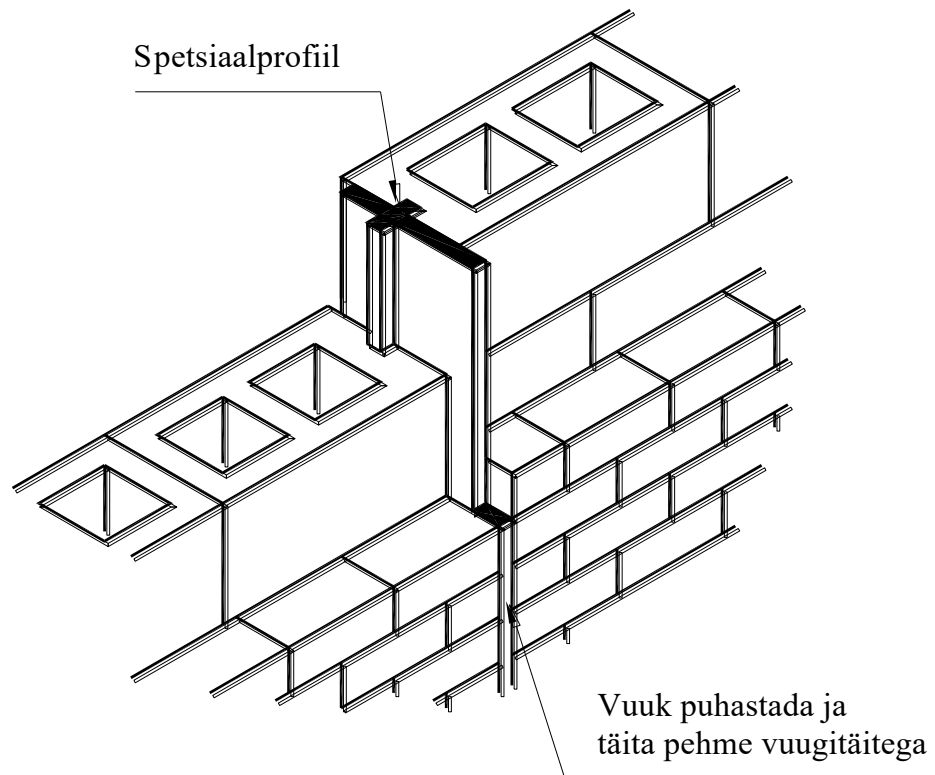
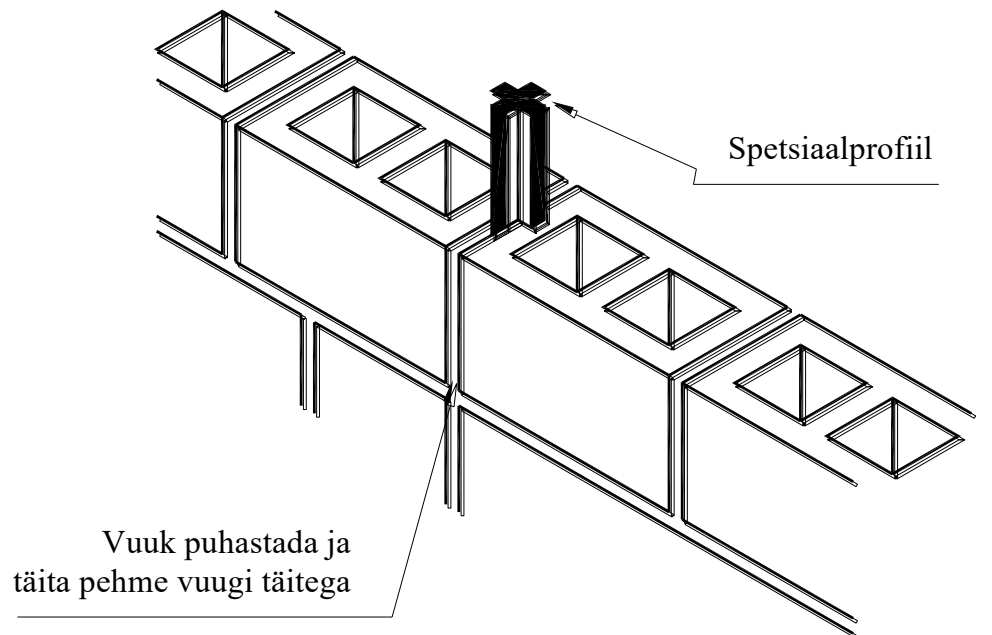
Skeem 9.23 Deformatsioonivuukide paigutus

Vertikaalne nihkevuuk –



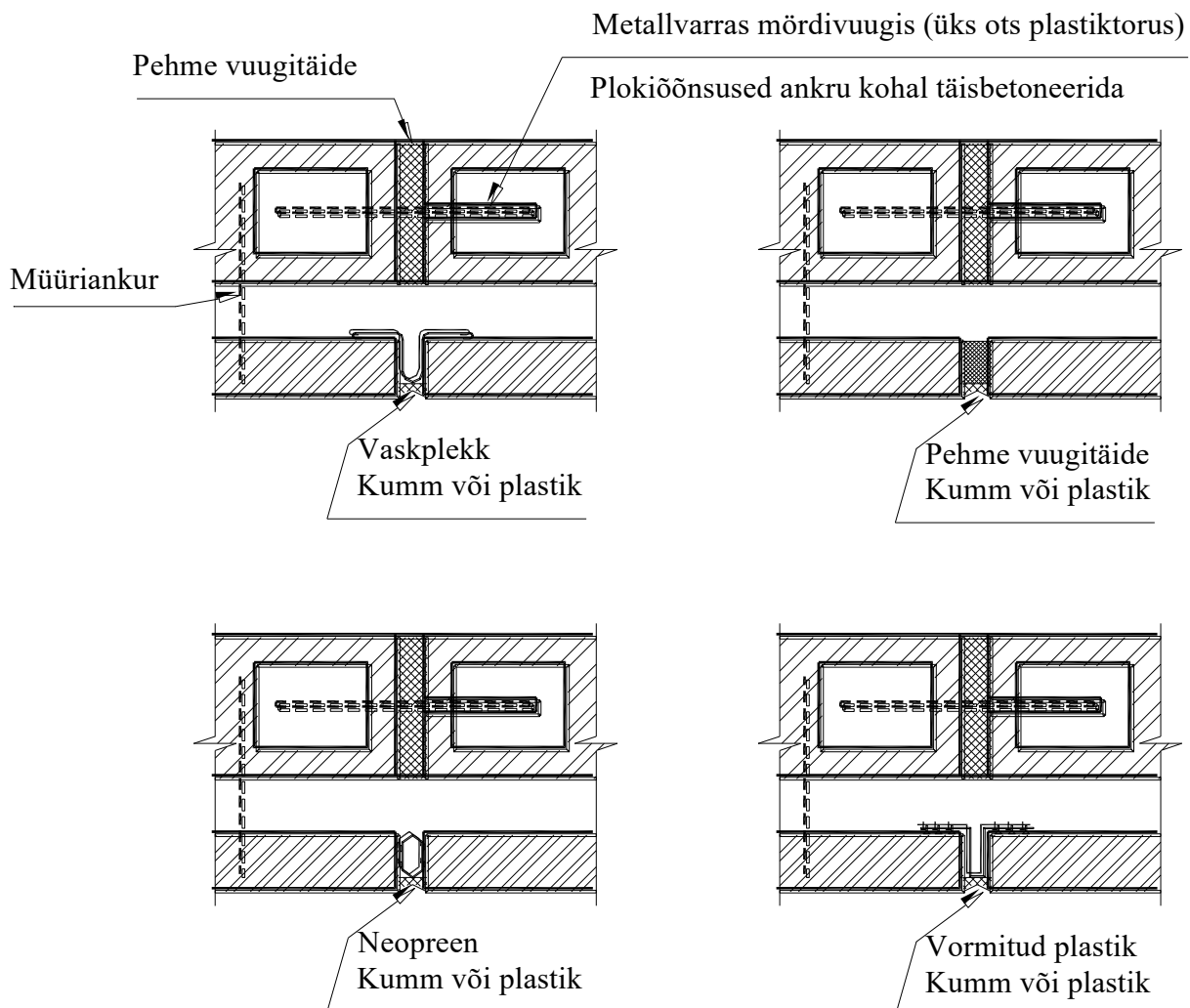
Skeem 9.24 Vertikaalne nihkevuuk

Vertikaalne nihkevuuk (variant) –



Skeem 9.25 Vertikaalse nihkevuugi variant

Deformatsioonivuugi variant –

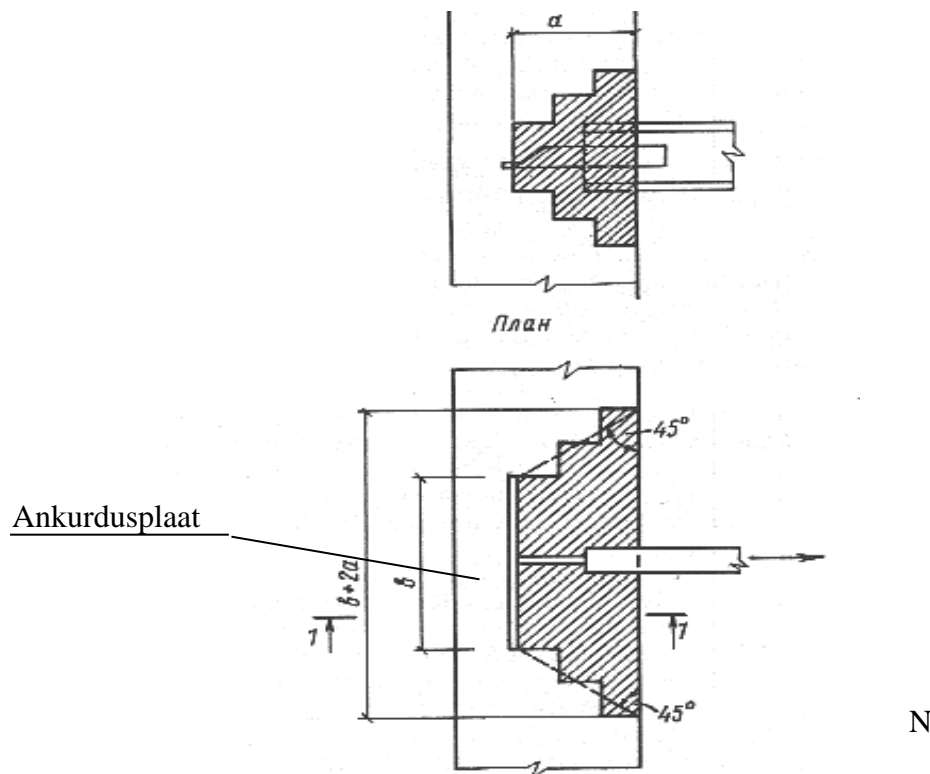


Skeem 9.26 Deformatsioonivuuk

9.4 Ankrud

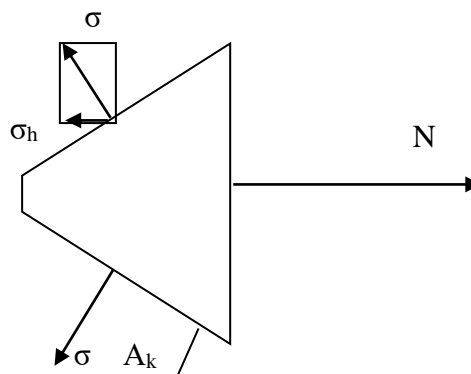
Ankruid on vaja mitmesuguste konstruktsioonide kinnitamiseks müüritise külge. Uurimised on näidanud, et ankrud välja rebimisel müüritisest (betoonist; haprast materjalist) rebitakse koos ankruga välja püramidaalne müüritise osa.

Ankur



Skeem 9.27 Ankru töötamine

Väljarebitava püramiidi küljed on $\alpha \approx 45^\circ$ nurga all. Purunemine peaks toimuma peapingetele.



Skeem 9.28 Tasakaalu olukord

Tasakaaluvõrrandi saame –

$$N + \sigma_h A_k = 0 \quad , \quad (9.25)$$

kus

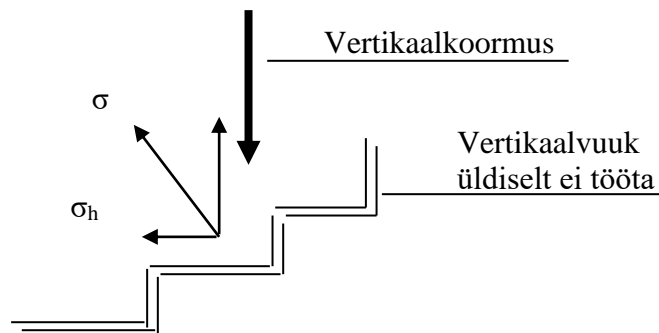
N - ankrule rakenduv jõud,

σ_h - peapinge horisontaalkomponent ja

A_k - püramiidi külgpindala.

Kui võtta peapinge σ võrdseks materjali tõmbetugevusega, saame ankrude kandevõime tõmbele.

Kivimüüritises on peapinge realiseerimine erinev muudest habrastest materjalidest.



Skeem 9.29 Peapinge vastuvõtt müüritises

Väljarebitava püramiidi neljast küljest töötavad seega ainult kaks, alumine ja ülemine ja seal ka ainult horisontaalvuugi osa. Pingekomponent σ_h võetakse vastu müüritise nihketugevusega f_{vk} .

Vastavalt skeemile 9.28 on sel juhul ankru tugevus

$$N_a \leq 2a(a + b) \left(\frac{f_{vk0}}{\gamma_M} + 0,8 \mu \sigma_0 \right), \quad (9.26)$$

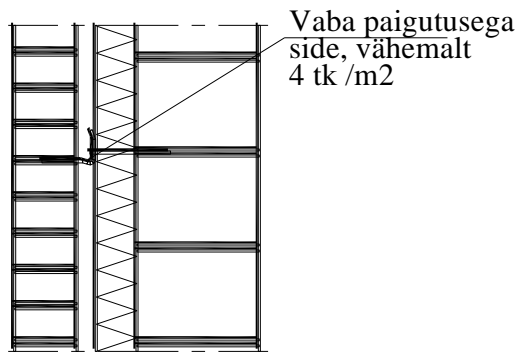
kus

- a - ankruplaadi paigutamise sügavus,
- b - ankruplaadi horisontaalne mõõt,
- f_{vk0} - müüritise algnihketugevus,
- μ - müüritise hõõrdetegur ($\sim 0,7$),
- σ_0 - garanteeritud vertikaalpinge ankrutasapinnas.

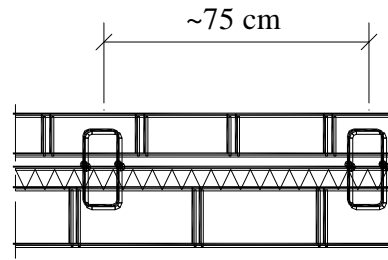
Peale arvutuslike ankru kasutatakse müüritises palju konstruktiivseid ankruid, eriti müüritise erinevate kihtide omavaheliseks sidumiseks. Mitmekihilise seina kihtide omavaheliseks sidumiseks kasutatakse nii üksikuid sidemeid (ankruid) kui ka sõrestiktüüpi sidemeid, viimased kindlustavad paremini tuulesurve ülekandmise väliskihilt sisemistele.

Sidemed valmistatakse mitteroostetavast materjalist.

Vuuki pandava sideme diameeter võiks olla 3...5 mm.

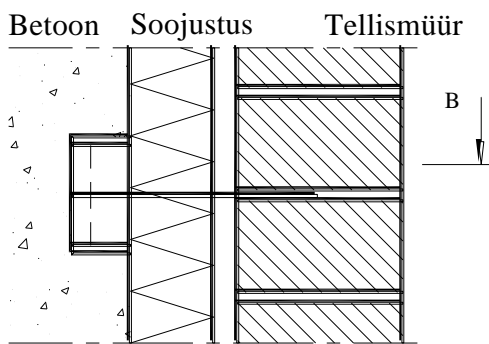


Vaba paigutusega side



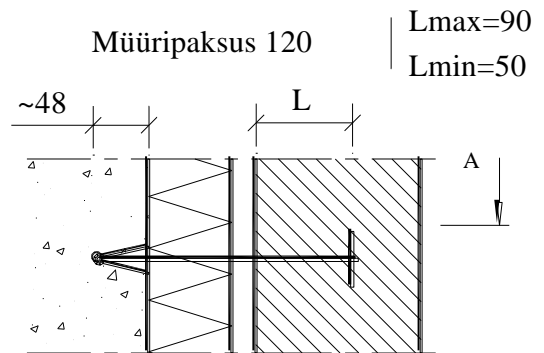
Plaanis

Lõige A



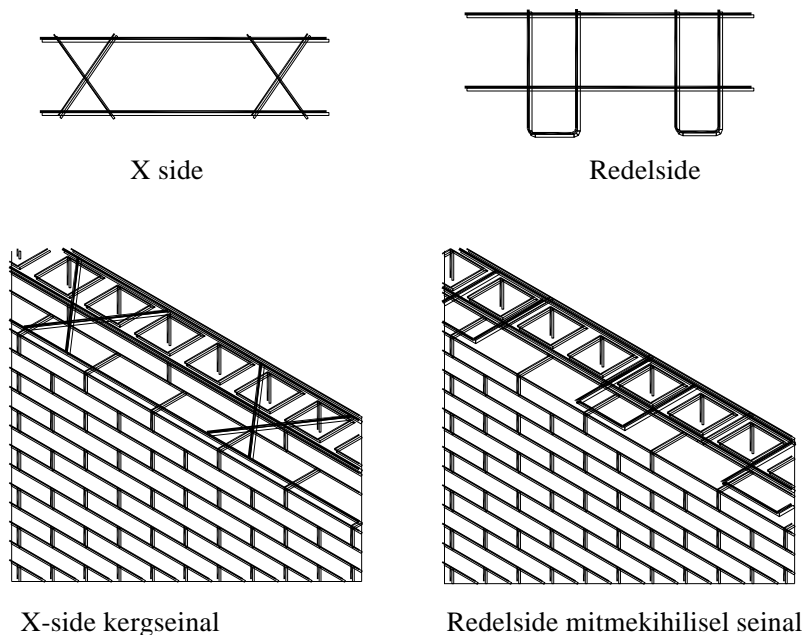
Spetsiaalside vabaliikumise

Lõige B



Skeem 9.30 Mitmesuguse üksiksidemed

Sõrestiksidemed –



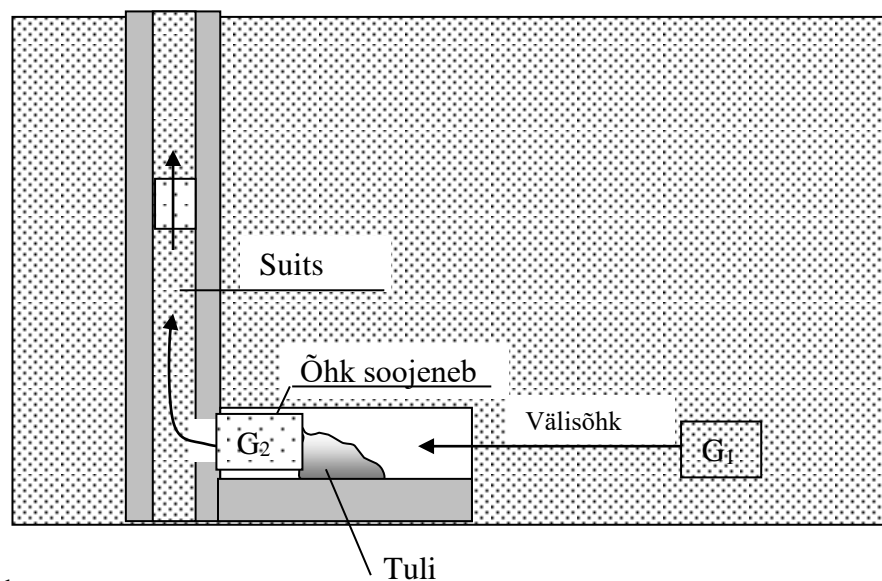
Skeem 9.32 Sõrestiksidemed

10 Kolded ja korstnad elumajades

10.1 Üldpõhimõtted

Iidsetest aegadest on tuli olnud inimesele vajalik elu tagamise abinõu. Hoone soojendamiseks vajalik tulekolle (pliit, ahi, kamin) ongi põhiline soojuse vahendamise element hoonetes. Soojus tekib orgaanilise aine oksüdeerumisel (põlemisel), selle protsessiga kaasneb hoonesse mitte-vajalike põlemisproduktide tekkimine, mis oleks vaja hoonest eemaldada. Samal ajal vajab põlemine intensiivselt täiendavat hapnikku (õhku).

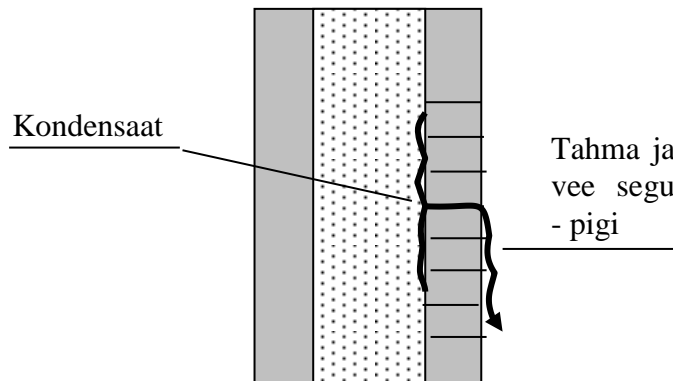
Soojusvahetuse süsteem koosnebki korstnast ja põlemiskoldest, korstna kudu eemaldatakse põlemise jääkproduktid, see eemaldamine toob endaga kaasa alarõhu tekkimise koldes (tõmme) – koldesse imetakse sisse täiendav hapniku rikas välisõhk.



Skeem 10.1 Tõmme korstnas

Õhk massiga G_1 ruumalaühiku kohta soojeneb koldes ja paisub – ruumalaühiku massiks kujuneb G_2 ($< G_1$), kergem õhk tõuseb õhukoosmises Archimedese seaduse alusel pinnale, korstna otsa.

Siit järeldub ka, et korsten peab olema küllalt soojapidav, et suitsugaas liigselt maha ei jahtuks. Mahajahtumine toob endaga kaasa suitsugaaside liikumise kiiruse languse korstnas, tõmme langeb. Suitsugaasis on alati küllalt palju veeauru, suitsugaasi liigsel jahtumisel võib veeaur temas kondenseeruda korstna siseküljele.



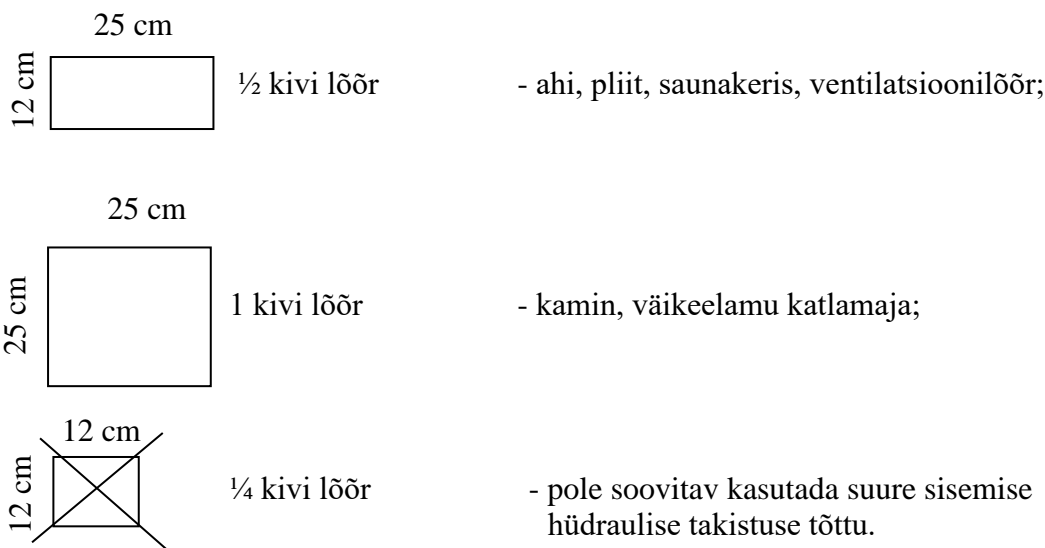
Skeem 10.2 Korstna pigitamine

Sama situatsioon tekib siis, kui korstna lõõr on liiga suur, suitsugaaside kiirus langeb ja võib tekkida kondensaadi oht. See on tihti probleemiks vanadel hoonetel.

10.2 Korsten

Traditsiooniliselt tehakse korsten Eestis hoone sisse (mujal ka välja). Üldiselt laotakse korsten punasest savitellisest, vahel ka silikaadist. Korstna seinapaksus on tavaliselt $\frac{1}{2}$ kivi (12 cm). Korstna lõõrid on üldiselt kivi või poole kivi kordsed.

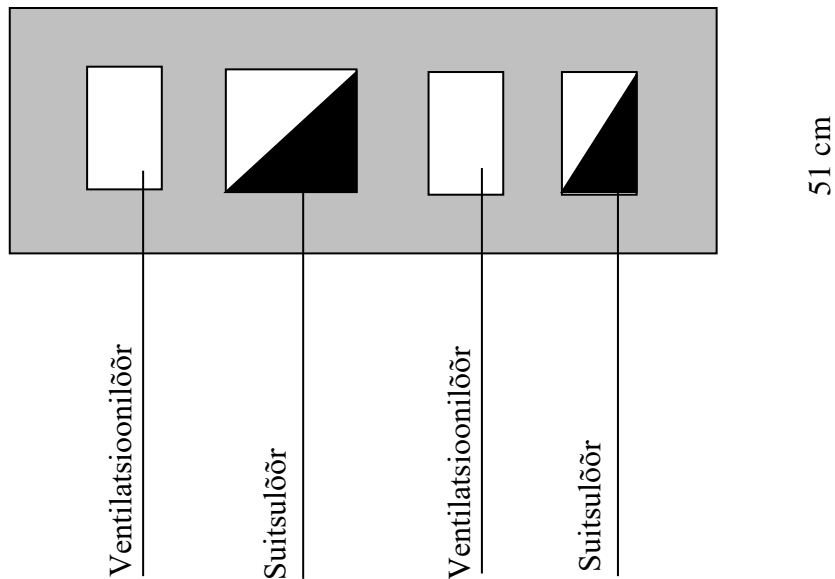
Sobivad lõõri mõõdud –



Skeem 10.3 Korstna lõõrid

Parema tõmbe saavutamiseks kasutatakse viimasel ajal metallisekesta lõõris.

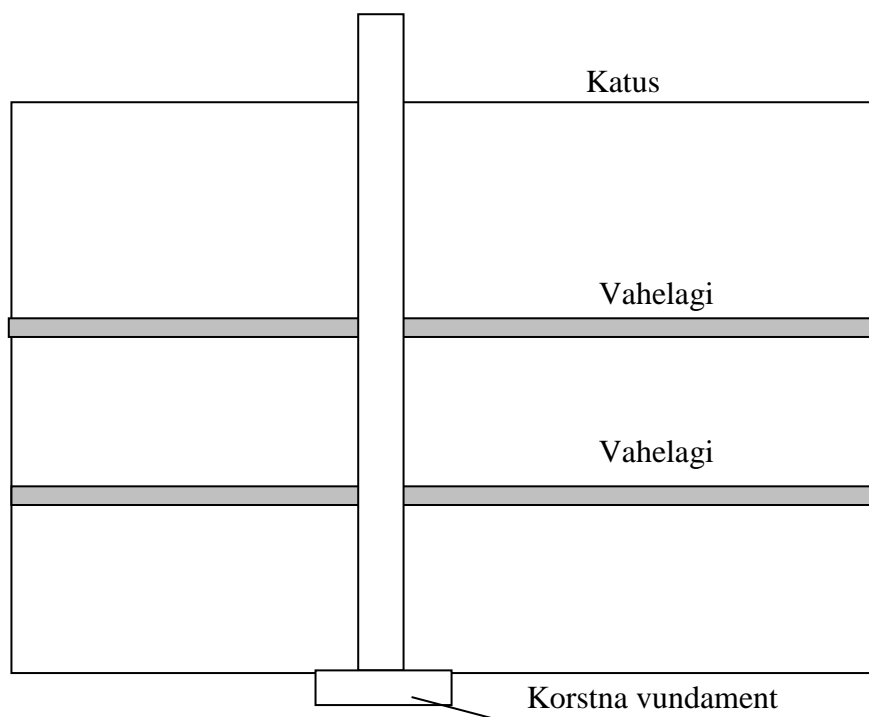
$$12 + 13 + 12 + 27 + 12 + 13 + 12 + 13 + 12 = 114 \text{ cm}$$



Skeem 10.4 Korstna lõige

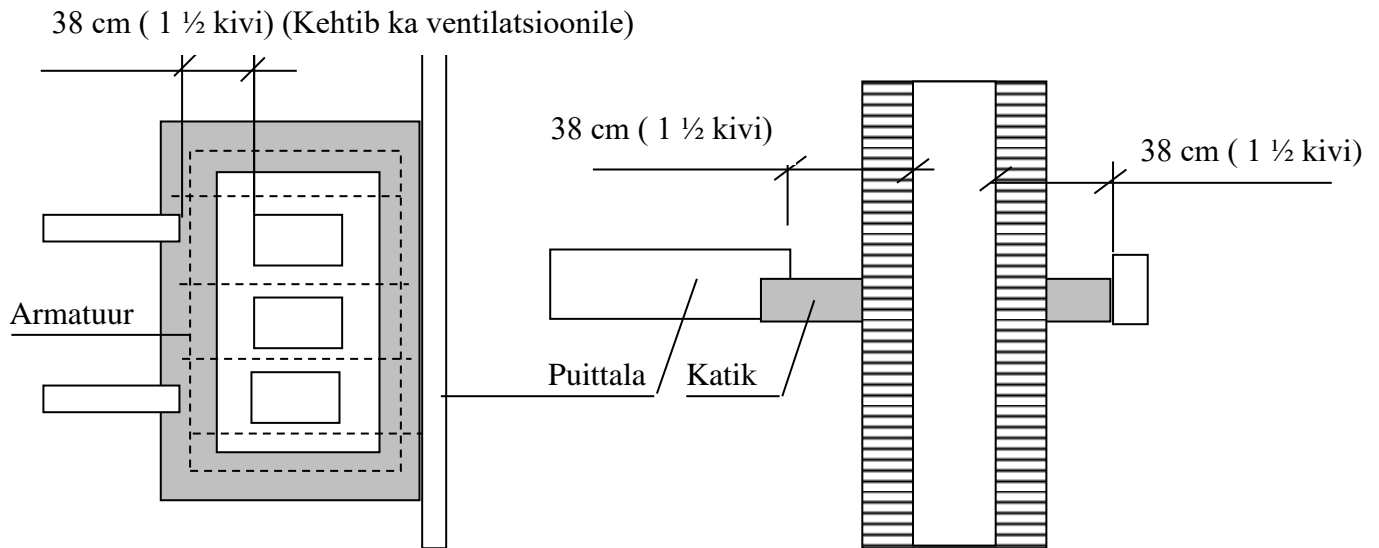
Üldine põhimõte on, et igal koldel on oma lõõr, ka ventilatsioonilõõrid on igal ruumil eraldi.

Korsten on sale konstruktsioon ja vajab püstiseismiseks horisontaalset tuge, korsten tuleb ladauda koos muude seinte ja lagedega.

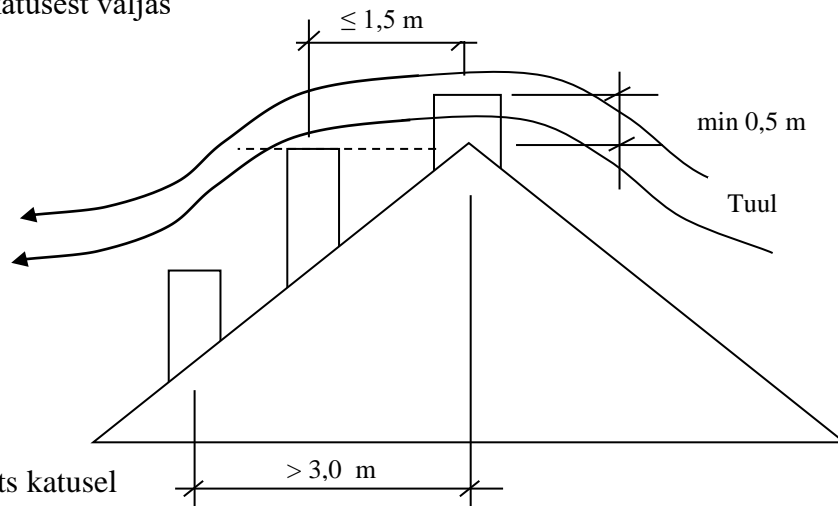


Skeem 10.5 Korsten hoones

Puitlagede puhul tuleb korsten eraldada puitkonstruktsioonidest betoonist (või tulekindlast materjalist) katikuga.

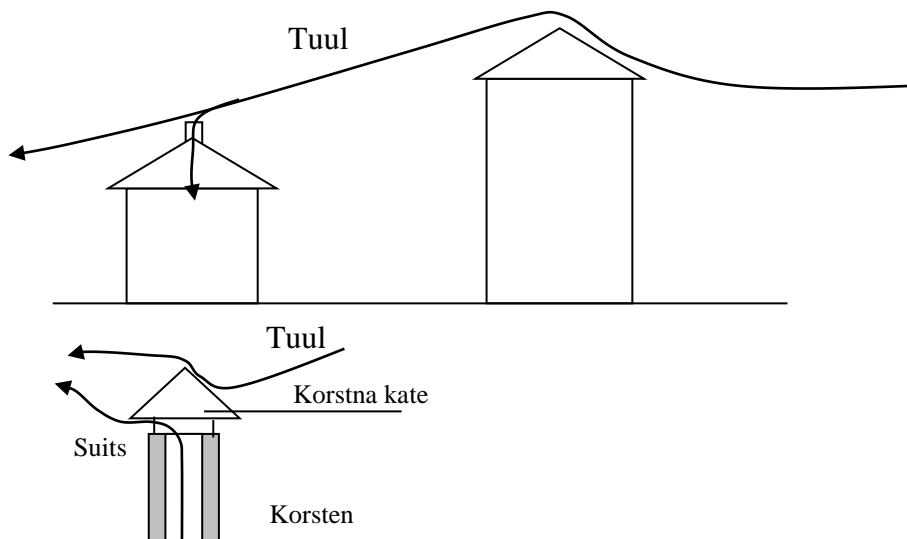


Skeem 10.6 Katiku konstruktsioon
Korsten peaks olema katusest väljas



Skeem 10.7 Korstnaots katusel

Probleemiks võib kujuneda tuule sisselöök korstnasse, eriti tiheda asustatuse puhul.



Skeem 10.8 Tuule sisselöök korstnasse

10.3 Kolded

Põhiliselt on mitmesugused kolded kasutusel elumajades – pliidad, ahjud, kaminad, väikekatlad.

Soojusvahendaja konstruktsiooni kuulub tulekolle, suitsukäigud ja seinakonstruktsioon.

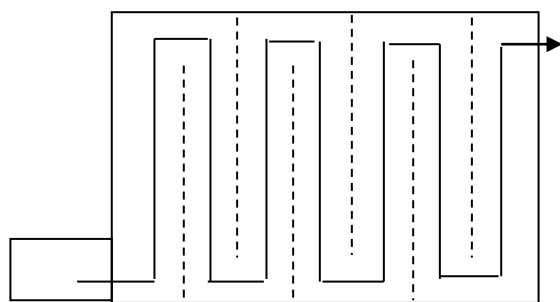
Tulekolle

Tulekolle laotakse üldiselt punasest tellisest. Ahjudes ja kaminates on soovitatav kolde sisemise voodrina kasutada šamottellist ($\frac{1}{4}$ kivi). Ahjudes laotakse tulekolde lagi võlvina.

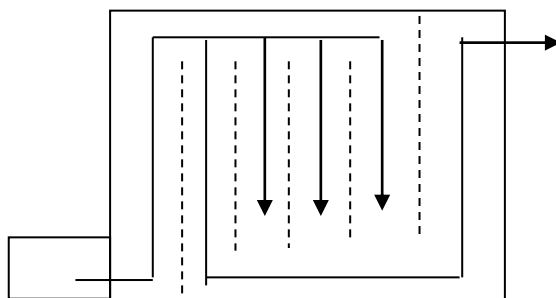
Suitsukäigud on põhilisteks soojusvahenduskohtadeks. Iga kolle peaks võimaldama mingil määral soojust salvestada.

Pliitidel kasutatakse soojust salvestamiseks soojamüüri (truupi). Soojamüürid laotakse kas ahjupottidest või ahjukividest, viimasel juhul tuleb suitsukäigu sein paksem ja soojamüür soojeneb aeglasemalt, kuid tema soojamahtuvus on selle võrra suurem.

Suitsukäik soojamüüris tehakse kas järjestikuste lõõridega või langevate lõõridega.



Järjestikused lõõrid



Langevad lõõrid

Skeem 10.9 Soojamüüri lõõrid

Järjestikuste lõõride puhul on raskem truupi üles kütta kuna suitsukäigu hüdrauliline takistus on suur (tõmme on kehv, eriti kütmise algperioodil). Samal ajal on soojust salvestamine maksimaalne.

Rohkem levinud on langevate lõõride kasutamine. Lõõrid tehakse ristlõikelt kahanevas suuruses korstna poole, korstnasse minekul peaks lõõri ristlõige langema kokku korstna lõõri ristlõikega. Suitsugaasi temperatuur langeb pidevalt piki lõõre liikudes, selleks et lõõri seinad soojeneksid ühtlaselt soojamüüri ulatuses tuleb suitsugaaside liikumiskiirust tõsta, seda võimaldab lõõri ristlõike vähendamine.

Pliidi kasutamine on rohkem mõeldud kiire kuumuse saamiseks pliidi plaadil, soojamüüril on teisejärguline, täiendav funktsioon.

Ahjud on mõeldud suurema hulga soojust salvestamiseks. Soojus salvestatakse lühikese ajaga (kütmine 2...3 tundi) ja soojust võetakse ruumi pikema aja jooksul (mitu päeva). Soojuse sal-

vestamiseks peab ahju mass olema võrdlemisi suur (1...2 t). Ahju massi moodustavad lõõride seinad. Ka siin kasutatakse järjestikuste ja langevate lõõride süsteemi.

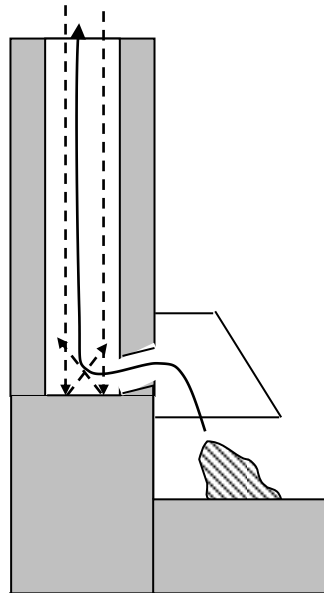
Ahjude ja pliitide konstruktsiooni teeb keeruliseks nende erinevate osade erinevad temperatuuri kütmise ajal (hiljem temperatuur ühtlustub üle pliidi või ahju), see toob kaasa deformatsioonide erinevuse nende osade vahel, mis võib põhjustada müüritise pragunemise.

Kolde ja ahju muude osade vahele tuleb jätta võimalik liikumise ruum. Mida suurem on ahju mass, seda aeglasemalt tuleb teda üles kütta.

Tule arvestada ahju ja soojamüüri paisumist iga kütmise ajal, tuleb teha vastavad deformatsioonivuugid teiste konstruktsioonide ja ahju vahele. Ahju peale ei tohi toetada hoone konstruktsioone.

Kamin on üldjuhul elava tule jälgimise kohaks, soojust eraldab ta otsese kiirgusega. Viimasel ajal kasutatakse kaminaid ka hoonete kütmiseks, sel juhul monteeritakse kaminasse järelepõlemist kindlustav küttekolle, mille ümber jäetakse õhuruum. Ruumi köetakse selle õhuruumi õhuga ja kamina müüridesse salvestatud soojusega.

Lahtiste kaminade puhul on vaja suhteliselt suurt korstnalõõri (~ 1 kivi). Suure lõõri puhul eksisteerib tuule sisse löömise oht kaminasse tuulepuhangu ajal. Selleks tehakse kamina peale nn tuulelukk.



Skeem 10.10 Kamina tuulelukk

11 Tööstuskorstnad

11.1 Üldised küsimused

Kivikorstnad on võrreldes samu ülesandeid täitva raudbetoonkorstnatega tunduvalt raske-
mad (1,5...2 kordiooa), mis raskendab vundeerimist. Lisaks sellele on nende ehitamine ras-
kelt mehhaniseeritav, ehitusperiood on pikem ja ekspluateerimisel tekivad neis sageli laiad
vertikaalsed praod. Kokkuvõttes on kivikorsten suurema maksumusega alates kõrgusest 70 m,
kuna 150 m kõrgune raudbetoonkorsten on sama kõrgest kivikorstnast 1,5 korda odavam.
Alates kõrgusest 100 m on raudbetoonkorstna puhul ka tsemendikulu väiksem. Teraskorstna-
tel on lisaks suurele terasekulule veel kalduvus korrosiooniks, mistõttu neid kasutatakse juh-
tudel, kui korsten tuleb püstitada kiirelt ja suhteliselt lühemaks ajaks.

Korstnate ülesandeks on luua küttekolletes vajalik tõmme ja juhtida suitsugaase või keemia-
tööstuses tekkivaid mürgiseid gaase kõrgematesse atmosfääri kihtidesse. Enamikul juhtudel
täidab korsten mõlemaid funktsioone samaaegselt.

Tõmbekorstnate põhidimensioonide määramisel on vajalikud järgmised andmed:

- 1) küttematerjali liik ja tunnis kulutatav kogus, millega on arvatavad vajalik õhuhulk ja korstnat ühes tunnis läbivate suitsugaaside maht;
- 2) suitsugaaside temperatuur nende suubumisel korstnasse;
- 3) nõutav tõmme korstnajakal.

Korstnate puhul, mis töötavad loomulikul tõmbel, ületab suitsugaaside temperatuur tavaliselt
200° C. Soojusjõujaamades, lähtudes põletusmaterjali ökonoomiast, on suitsugaaside tempe-
ratuur tavaliselt 140—180° C. Reas tööstusharudes esineb märgatavalt kõrgem suitsugaaside
temperatuur (tsemenditööstustes kuni 500° C ja rohkemgi, mustmetallurgia ettevõtetes isegi
kuni 1000° C), mis muidugi soodustab korstna tõmme, kuid raskendab korstna konstrueeri-
mist. Nii soovitatakse suitsugaaside temperatuuride puhul üle 500° C raudbetoonkorstnaid
mitte kasutada. Korstna tõmme on (veesamba kõrgus mm)

$$h_z = 273 H \frac{1,293}{273+t_0} - \frac{1,350}{273+t_1},$$

kus H — korstna kõrgus m;

t_0, t_1 — välisõhu ja suitsugaaside temperatuurid °C.

Siis kui näiteks $t_0 = 15^\circ \text{C}$ ja $t_1 = 275^\circ \text{C}$, saame $h_z = 0,54 H$, s. o. iga korstna kõrguse jooksev
meeter põhjustab teoreetiliselt tõmbe, mis vastab ca 0,5 mm vee samba kõrgusele. Saavutatud
tõmme kulub suitsugaaside liikumisel esinevate takistuste ületamiseks. Korstnas ja katlamüü-
ritises esinevate pragude tõttu võib korstna tõmme oluliselt väheneda. Lisaks sellele esineb
tõmbe kadusid vältimatult ka korstnas eneses (ca' 20% ulatuses) suitsugaaside liikumise ta-
kistuste ja suitsugaaside väljavoolukiirusele vastava surve näol.

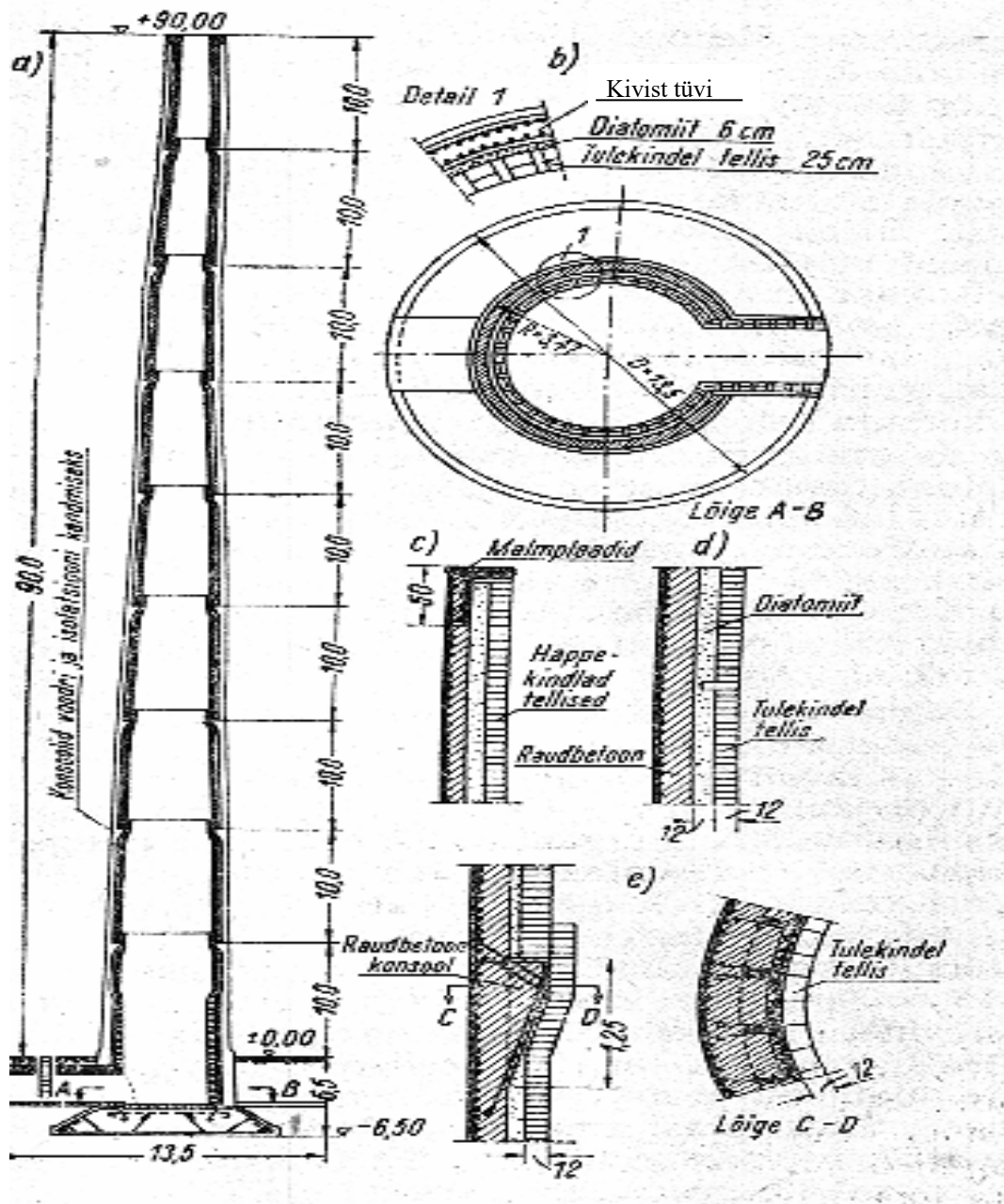
Suuremates soojusjõujaamades ei piisa korstna loomulikust tõmbest suurte suitsugaasi-
koguste kõrvaldamiseks ning kolletes vajaliku tõmbe tagamiseks. Seepärast rakendatakse seal
tõmbe suurendamiseks ventilaatoreid, mis katavad mõnel juhul kuni 95% kogu tehnoloogili-
selt vajalikust tõmbest. Korstnale jääb seejuures põhiliselt ülesanne juhtida suitsugaasid kõr-
gematesse atmosfäärikihtidesse (praegusel ajal ei ole see enam üldiselt lubatav). Tema peami-
sed parameetrid: kõrgus H määratakse kohalikkude sanitaarsete tingimuste, ülemine väljavoo-
luava Do — suitsugaaside mahu ja ventilaatorite poolt arendatud kiiruse järgi.

Orienteeruvatel arvutustel võib oletada, et igas tunnis toodetud 100 kcal soojushulgale
peaks vastama 1 cm² korstna ülemist ristlõiget, kui suitsugaaside kiirus on 1 m/sek. Siis näi-
teks, kui katel vajab tunnis 4000 kg kivisütt (7000 kcal/kg) ja suitsugaaside kiirus on 5 m/sek,
on korstna vajalik ülemine läbimõõt $Do = 2,7$ m. Kui seejuures on tegemist loomuliku tõm-
bega töötava korstnaga võib korstna kõrguse ligikaudselt määrata avaldisega

$$H = 15 + 17 D_0 = 15 + 46 \approx 60 \text{ m.}$$

Korstna tüvi on üldiselt kooniline ja muutuva paksusega. Seinakalle on tavaliselt 2%, kuid esineb ka muutuva kaldega korstnaid (näiteks alumises osas 3 %, ülemises osas 1%). Korstna kalle valitakse peamiselt staatilistel ja arhitektuurilistel kaalutlustel, kuigi ta aitab ka ühtlustada suitsugaaside kiirust korstna kõrguses suitsugaaside temperatuuri langemisel (s. o. mahu vähenemisel) nende tõustes korstna otsa poole.

Korstnad



Skeem 11.1 Korstna lõige

Kui korstna ülemine läbimõõt ei ületa 3 m ega kõrgus 60 m, võib teda ehitada ka silindrilisena. Igal juhul ei tohiks korstna kõrgus ületada $20 D$, kus D on korstna alumine välisläbimõõt.

Korstna seinapaksus muutub tavaliselt astmeliselt allapoole suuremaks, lähtudes samuti staatilistest kaalutlustest. Seinapaksuse suurenemine toob enesega kaas temperatuuripingete kasvu, mille leevendamiseks osutub sageli vajalikuks kasutada korstna allosas soojaisolatsiooni. Korstna ülemine minimaalne seinapaksus (16 cm, kui ülemine sisemine läbimõõt D_0 on kuni 5 m; 18 cm, kui $5\text{ m} < D_0 < 7\text{ m}$, ja 20 cm, kui $7\text{ m} < D_0 < 9\text{ m}$). Kui korstna betooni sisepinna temperatuur ei ületa 200° võib kasutada harilikku raudbetooni (M 200—400).

Korstnen varustatakse seestpoolt tellis- (kui suitsugaaside temperatuur on üle 500° C , siis šammott-) voodriga, mida kannavad iga 10 m tagant korstnaseinast väljaulatuvad konsoolringid (skeem 10.11). Konsoolid lõigatakse iga ca' 50 cm tagant ca' 2,5 cm laiuse piluga läbi, et vältida suuri horisontaalseid temperatuuripingeid. Voodri paksus on tavaliselt pool tellist (12 cm), kuid kõrgete korstnate puhul suureneb allosas ka ühele kivile (25 cm). Voodri ja seinavahele jäävasse ringpilusse paigutatakse 5—12 cm paksuse kihina mingit efektiivset mineraalset puisteinet (kõrgahjuräbu, diatomiiti, granuleeritud mineraalvatti, treepelit jne.) või sellest valmistatud telliseid, mille ulatuses peab esinema peamine temperatuurilang seinas. Suitsugaasi madala temperatuuri puhul jääb sageli 5 cm õhkvahe tühjaks. Et isoleeriv puistematerjal aja jooksul tihenedes ja sadestudes ei jäta korstna seinakaitsetuks, tehakse voodris iga 2 m tagant väljaaste (skeem 10.11), mis peab jääma seinapinnast vähemalt 2 cm eemale. Kui suitsugaasides SOs sisaldus on 0,6—1%, ehitatakse korstna ülemine osa (7,5—10 m ulatuses) tellistest 11/2 kivi paksusena. Kui SO₂ sisaldus on 1—2%, tuleb nii korstna ülemine osa kui ka sisemine vooder teha happekindlatest tellistest, happekindla mördil. Seejuures tuleb korstna sisepind katta veel happekindlate võõradega. Kui SO₂ sisaldus ületab 2% suitsugaaside mahust, siis ei soovitata raudbetoonkorstnat üldse kasutada. Korstna ülemine horisontaalpind kaetakse harilikult malmplaatidega (skeem 10.11), kuid kui on oodata (lähtudes suitsugaaside väiksemast väävliühendite sisaldusest) nõrgemat agressiooni, võib piirduda ka korstna pinna hoolika krohvimisega hea tsementmördiga, andes talle kallaku väljapoole.

Suitsugaaside sissevool korstnasse toimub sageli maa-aluse tunneli kaudu (skeem 10.11), kuid tihti ka kõrgemal nivool. Sageli esineb samal kõrgusel kaks diametraalselt asetsevat sissevoolu. Sel juhul tuleb teha korstna keskele vertikaalne juhtsein, mis suunab suitsujoa kummaski sissevoolust otse üles. Sissevoolu- ja muud suuremad avad korstna seintes nõuavad erilist raamistust ja konstruktsiooni. Väiksemaid avasid (kuni laiusega 50 cm) erikonstruktsiooniga ei ääristata.

Korstna ristlõige on domineerivalt ringikujuline, kuid esineb ka polügonaalsete kontuure.

11.2 Korstna arvutused

Korstna koormusteks on tema omakaal, tuulekoormus ja temperatuurikoormus.

Temperatuurikoormus

Kogu seinasoojatahtlus on

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{\alpha_s} + \frac{\delta_v}{\lambda_v} + \frac{\delta_i}{\lambda_i} + \frac{\delta_s}{\lambda_s} + \frac{1}{\alpha_v},$$

kus

α_s - soojajuhtivus korstna sisepinnal (kui suitsugaaside temperatuur on $30\text{...}100^\circ\text{ C}$; $101\text{...}300^\circ\text{ C}$ ja rohkem kui 300° C , siis võib võtta α_v vastavalt 28, 33, 50);

α_v - soojajuhtivus korstna välispinnal, mis oleneb tuule kiirusest v_t (kui $v_t = 1\text{...}5, 6\text{...}8, >8\text{ m/sek}$, siis α_v on vastavalt 10, 14, 20);

$\lambda_v; \lambda_s$ - voodri ja seinasoojajuhtivuse tegurid . Hariliku tellise puhul λ sõltub palju korst-

na sisetemperatuurist ja on vahemikus $0,45 \dots 0,75 \frac{\text{kcal}}{\text{mh}^\circ\text{C}}$;

δ - vastava kihi paksus.

Isolatsioonimaterjaliks kasutatakse mitmesuguseid mineraalseid puisteaineid, millest tähtsamad on : diatomiit ($\gamma \approx 500 \text{ kg/m}^3$, maksimaalne lubatav temperatuur $maxt = 800^\circ \text{C}$, soojajuhtivuse $\lambda_i = 0,130$, kui temperatuur on 200°C , ja $\lambda_i = 0,178$, kui $t = 400^\circ \text{C}$); treepel (vastavalt $700, 800^\circ, 0,148 \dots 0,196$); kõrgahjuräbu ($500, 800^\circ, 0,130 \dots 0,180$).

5 cm paksuse õhupilu puhul on λ_i samuti olenev pilus valitsevast temperatuurist vastavalt järgmisele tabelile:

t_i	30°C	100°	200°	300°	500°
λ_i	0,33	0,50	0,95	1,80	3,80

Õhukihi paksuse vähenedes väheneb λ_i peaaegu proportsionaalselt.

Korstna arvutamisel vertikaallõikes omab tähtsust

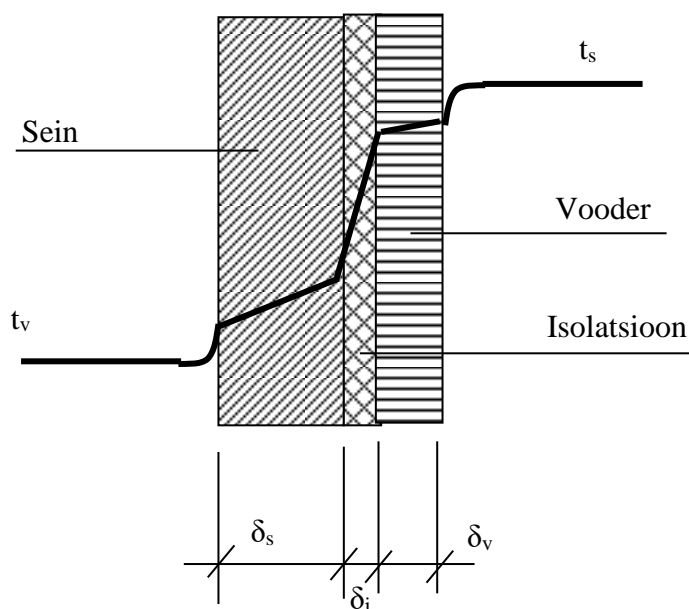
a) temperatuur korstna seina sisepinnal

$$t_{ss} = t_s - k \left(\frac{1}{\alpha_s} + \frac{\delta_v}{\lambda_v} + \frac{\delta_i}{\lambda_i} \right) (t_s - t_v),$$

b) temperatuurilang seina ulatuses

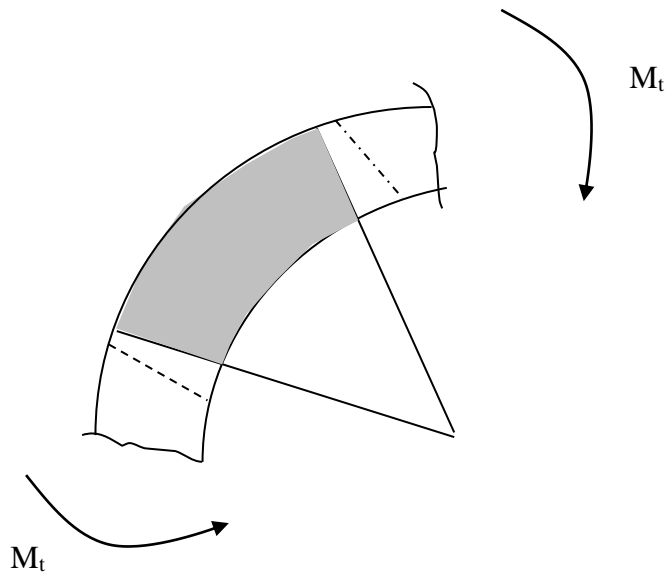
$$\Delta t_s = k \frac{\delta_s}{\lambda_s} (t_s - t_v).$$

Temperatuurilang seinas



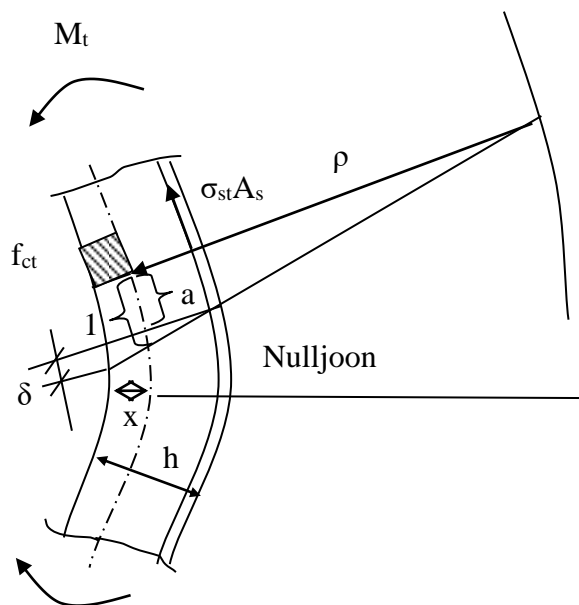
Skeem 11.3 Temperatuurilang korstnaseinas

Temperatuurilang korstnaseinas põhjustab seinas paindemomente nii vertikaal- kui horisontaallõikes. Korstna konstruktsiooni seisukohalt on otsustavad paindemomendid, mis tekkivad seina vertikaallõikes.



Skeem 11.4 Seina deformatsioonid temperatuurilangu mõjul (horisontaallõige)

Punktiirjoon näitab algse seinaosa paisumisdeformatsioone.



Skeem 11.5 Korstna seina deformatsioonid (vaadatuna horisontaallõikes)

Paisumisdeformatsiooni δ poolt põhjustatud momendi vertikaallõikes võib määrata tingimusest

$$M_t = \frac{1}{\rho} EI \text{ ja}$$

täiendavast tingimusest ($a \approx 1$)

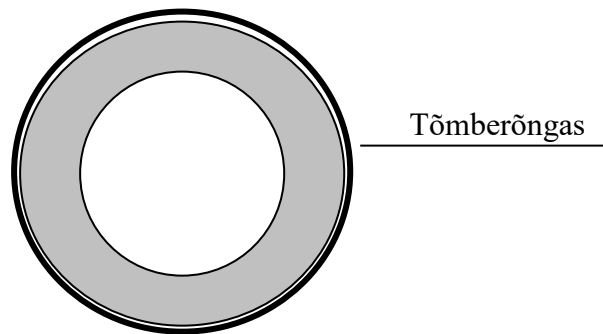
$$\frac{1}{\rho} = \frac{\delta}{h}.$$

Deformatsioon δ esindab sisemise ja välise deformatsiooni vahet ja määratakse vastavate al-gandmete alusel. Sisekülje paisumine $\delta = \alpha_t \Delta t_b$, kus α_t – paisumistegur, Δt_b – temperatuurilang.

Korstna kuju taastamiseks rakendub vastupidine moment vertikaallõikes, mis põhjustab välispinnal vertikaalpragude tekkimise.

Variandiks on siin korsten välimise tugevdusrõngaga. Sel juhul asendub tõmbetsoon müüritises tõmbejõuga tõmberõngas.

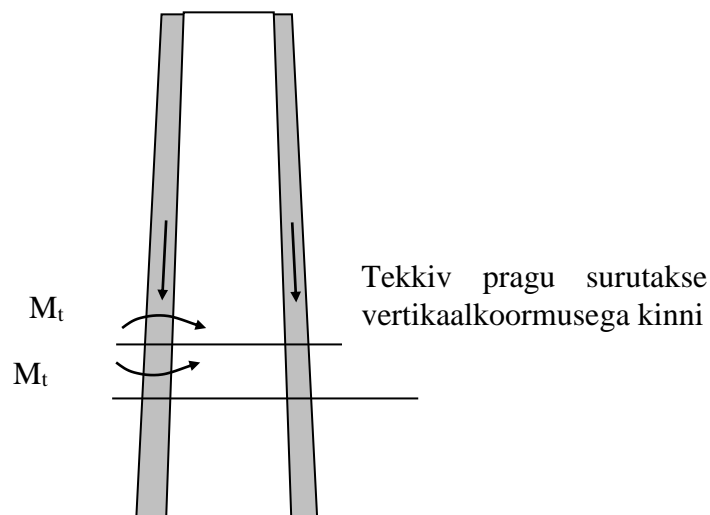
Tõmbejõude suurusel $\sigma_t > f_t$ tekkivad kivikorstnasse vertikaalsed praod.



Skeem 11.6 Tõmberõngaga korsten

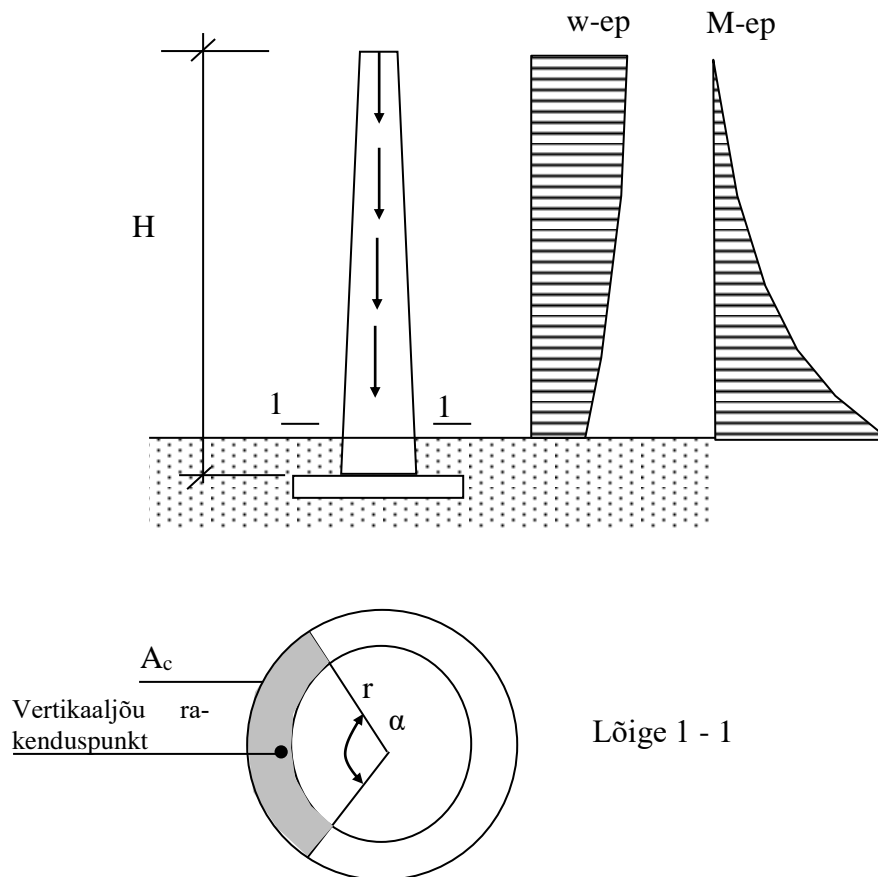
Tõmberõngas pannakse korstnale kas korstna ladumise ajal või sagedamini juba pärast avariiliste vertikaalpragude tekkimist. Tõmberõngas tehakse lattrauast ja pannakse korstnale sammuga ~ 1 m.

Temperatuurilangusest tekkivad momendi horisontaallõikes tasakaalustatakse üldiselt korstna omakaalu poolt.



Skeem 11.7 Temperatuurimomendid horisontaallõikes

Tuulekoormus tekitab purunemisohu horisontaallõikes. Korsten on arvutuslikult vertikaalne konsool, mis on koormatud omakaalu ja tuulekoormusega.



Lõige 1 - 1

Skeem 11.8 Korstna arvutus tuulekoormusele

Survetsooni A_c pindala määratakse tingimusest, et vertikaaljõu rakenduspunkt asub survetsooni raskuskeskmes.

A_c võib määrata funktsioonina

$$A_c = A_c(r, \alpha).$$

Tugevustingimus on

$$N \leq \chi_{i(m)} f A_c,$$

kus teguri χ määramisel arvestatakse, et arvutuslik keskmine tsoon asub korstna jalal (lõige 1 - 1),

$$h_{ef} \approx 1,15 \dots 1,5 h \text{ (omakaalukoormus on rakendatud jaotatult piki tüve).}$$

Koormuseks N on korstna omakaal G , arvutustes tuleb vaadelda mõlemat varianti, kus omakaalu määramisel $\gamma_G > 1$ ja $\gamma_G < 1$.

Kõrgete ehitiste tugevuse kontrollimisel tuleb arvestada nende võnkumist tuule pulseeriva koormuse mõjul, see põhjustab ehitises inertsioonijõudude tekkimise.

Üldjuhul võiks arvutuse teha lihtsustatult horisontaalkoormusele

$$q_h = q_{hs} + q_{hd},$$

kus

q_{hs} - horisontaalkoormuse staatiline osa,

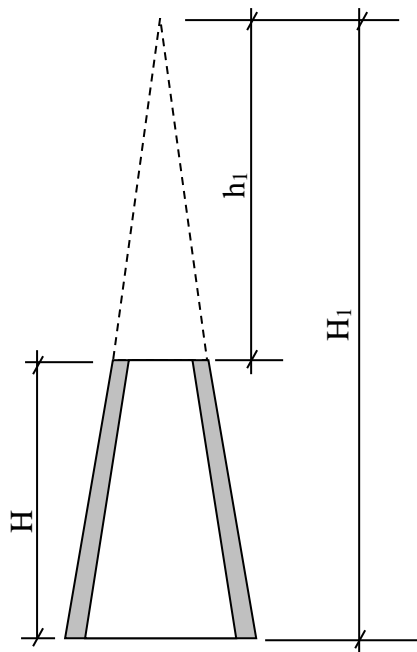
q_{hd} - horisontaalkoormuse dünaamiline osa (inertsioonijõud).

Rusikareeglina tuleks dünaamilist koormust arvestada, kui konstruktsiooni omavõnkeperiood $T > 0,25$ sek. Arvutustes piisab tavaliselt esimese võnkevormi arvestamisega. Lihtsustatult võib korstna esimesele võnkevormile vastava omavõnkesageduse leida järgmise avaldisega

$$T = cH^2 \sqrt{\frac{G}{EI_{1-1}}},$$

kus

- G - korstna jooksva meetri kaal alumises lõikes,
- I_{1-1} - alumise lõike inertsimoment,
- c - tegur, mis arvestab korstna koonilisust.



h_1/H_1	0,4	0,6	0,8	1(silinder)
c	1,29	1,50	1,70	1,79

Lihtsustatud arvutuses:

$$q_{hd} = \beta k w A_v,$$

kus

$$\beta = 1 + \xi m,$$

w - tuule staatiline surve,

k - korstna aerodünaamiline tegur,

A_v - korstna vertikaalse kesklõike pind,

ξ - dünaamilisuse tegur,

m - tuule pulsatsioonitegur.

Skeem 11.9 Korstna koonilisus

Teguri ξ väärtused –

T sek	0	1	2	3	4	5
ξ	1	1,5	1,8	2,0	2,2	2,3

Pulsatsiooni tegur m on vahemikus 0,4...0,9 sõltuvalt maastikust objekti asukohas.

11.3 Kivist korstna arvutamine tugevusele

Horisontaallõige

Kivist korstna arvutamisel lähtutakse eeldusest, et horisontaallõikes tõmbepingeid vastu ei võeta. Sama kehtib ka vertikaallõike kohta.

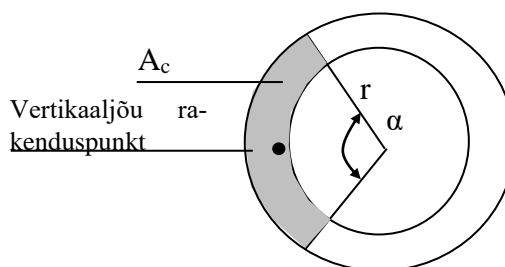
Pärast sisejõudude määramist eelneva skeemi alusel kontrollitakse korstna tugevust skeemi 11.10 alusel.

Skeem 11.10 Pingete jaotus korstna horisontaallõikes

Arvutuslikud koormused on

$$M \text{ ja } N = G$$

või ekstsentriline koormus



Lõige 1 - 1

N , kus $e = M/N$.

Survetsooni A_c pindala määratakse tingimusest, et vertikaaljõu rakenduspunkt asub survetsooni raskuskeskmes.

A_c võib määrata funktsioonina

$$A_c = A_c(r, \alpha).$$

Tugevustingimuseks on

$$N \leq \chi_{i(m)} f A_c,$$

kus teguri χ_m määramisel arvestatakse, et arvutuslik keskmine tsoon asub korstna jalal (lõige 1 – 1),

$$h_{ef} \approx 1,15 \dots 1,5 h \text{ (omakaalukoormus on rakendatud jaotatult piki konsooli).}$$

Koormuseks N on korstna omakaal, arvutustes tuleb vaadelda mõlemat varianti, kus omakaalu määramisel $G = \gamma_G G_n - \gamma_G > 1$ ja $\gamma_G < 1$.

Vertikaallõige

Vertikaallõike kontrollimisel lähtutakse [skeemist 11.5](#).

Kehtivad tingimused $M_t = \frac{1}{\rho} EI$ ja $\frac{1}{\rho} = \frac{\delta}{h}$, siit

$$\frac{M_t}{EI} = \frac{\delta}{h}, \text{ kus}$$

h - korstna seinapaksus,

δ - paisumisdeformatsioon temperatuurist (deformatsioonide vahe sise- ja välisküljel),

I - korstna vertikaallõike jm inertsimoment,

M_t - temperatuurimoment jm-le.

Nagu avaldisest on näha on põhiprobleemiks deformatsiooni δ määramine. Selleks on vaja küllalt täpselt määrata müüritise joonpaisumisetegur ja hinnata õigesti temperatuurilangu korstna seinas.

Arvutus on sisuliselt pragudekindluse kontroll, seega kasutatakse arvutuste parameetrite normatiivseid väärtusi.

Pragudekindlus on tagatud, kui

$$\sigma_{tn} \leq f_{xk2} \text{ (purunemine seotud vuugis).}$$

11.4 Raudbetoonkorstna tugevusarvutused

Põhilises osas on tugevusarvutused samad, mis kivist korstna puhul.

Raudbetoonkorstna puhul võetakse tõmbepinged ristlõikes vastu armatuuriga.

Horisontaallõige

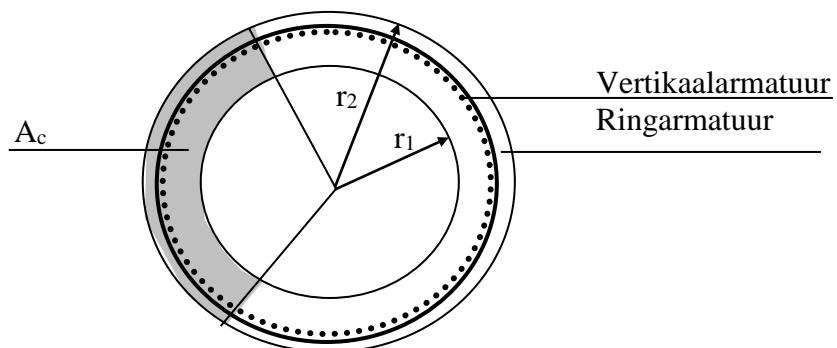
Skeem 11.11 Raudbetoonkorstna horisontaallõige

Sobiv arvutusmeetod tugevusarvutuseks on antud juhendis *Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций ... (к СНИП 2.03.01-84)*.

Vertikaallõige tugevuskontroll

Ka siin on põhiliseks probleemiks pragudekindlus.

Võimalik arvutuskeem on toodud prof. H. Laulu raamatus Raudbetoon II, 1962, Tallinn.



11.5 Korstnaavariid

Korstnate kahjustused ja avariid on põhiliselt seotud temperatuurikoormusega. Vanade korstnate kasutamisel suurevõimsusega katelde puhul on suitsugaaside temperatuur tihti olema-soleva korstnakonstruktsiooni jaoks liiga suur.

Ka vastupidine situatsioon, kui suitsugaaside temperatuur on liiga madal, on korstnale ohtlik. Esimesel juhul saab liiga kõrge temperatuuri tõttu kõigepealt kannatada sisemine vooder. Liiga kõrge temperatuuri tõttu võib aga korsten vertikaalselt väga pikalt lõheneda. Ka konstruktsiooni vigade puhul võivad korstna välismisse seinale tekkida vertikaalsed praod. Eriti raskeks veaks tuleb lugeda voodritoetuse karniisi vigast ehitust.

Skeem 11.12 Voodri konsool

Kuna konsooli lõikes on korsten paksem kui mujal, siis vastavalt skeemile 4 tekkitab suurem paisumisdeformatsioon δ , mille tõttu selles lõikes tekkivad korstnas suuremad paindemomendid temperatuurist kui mujal korstnas. Juhul kui pilud konsooli jäetakse tege-mata, on tavaliselt tulemuseks vertikaalsed praod korstnas. Raudbetoonkorstnal on siin suuremad varud rõngasarmatuuri olemasolu tõttu.

Viimasel ajal on ka esinenud juhtumeid, kus korstna alakütmine põhjustab probleeme korstna eksploateerimisel. Alakütmise variandiks on sisuliselt liiga suure ristlõikega korstna kasutamine väikese küttekolde jaoks. Väikese küttekolde puhul ei jõua suitsugaasid korstna sisemist voodrit oluliselt soojendada, suitsugaasi temperatuur langeb korstnas väga madala väärtuseni. Suitsugaasis oleva veeauru jaoks ei pruugi see temperatuur välisseina läheduses olla enam piisav, et püsida veeauru olekus, toimub veeauru kondenseerumine korstna seinale. Sellega koos ladestub korstna seinale ka lenduv tuhk ja tahm. Mõõtmised on näidanud niisuguse kihi paksuseks 15...20 cm. Halvemal juhul tungib kondensaatvesi läbi korstna seinale. Korstna välissein võib saada suuri külmakahjustusi.

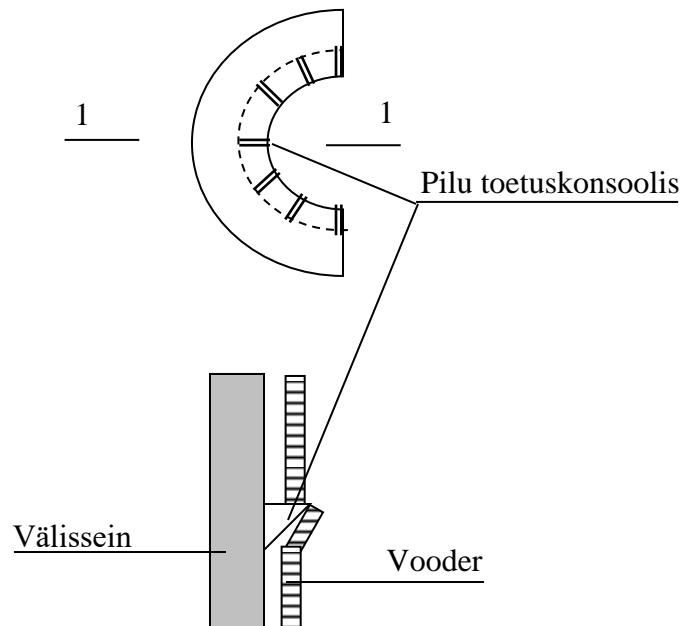


Foto Korstna sisemine karniis ja seest vaade

12 Väikeplokkehitised

12.1 Plokkide liigid, materjal

Väikeplokkehitus on muutunud väga levinud ehitusviisiks. Töötootlikus on suur ja ehitusele ei ole vaja suurtõstevõimega tõstemasinaid.

Plokkidele esitatav põhioone on see, et plokki peab tõstma ja paigaldama üks tööline. Ploki mass ei tohiks olla suurem 30...40 kg, tõõjõudluse seisukohalt peaks aga plokk olema võimalikult suur. Plokkide valmistamisel on mindud kahte teed - mahumassi vähendamisele plokkis ja õõntega plokkide kasutamisele.

Väikese mahumassiga plokkides kasutatakse nn mullbetooni või kergtäitega (fibo) kivisid.

Mullbetooni puhul viiakse segumassi gaase tekitavaid aineid, mis paisutavad segumassi porseks ja viivad sellega mahumassi alla.

Tuntumad materjalid on siin põlevkivituhkplokkid, silikaltsiit ja siporex. Need materjalid erinevad kasutatud sideaine ja täitematerjali poolest. Nende mahumass on piirides 400...700 kg/m³. Plokkid toodetakse üldiselt autoklaavse menetlusega. Ploki materjal on hästi töödeldav (saetav, saab lüüa naela sisse).

Plokkide kasutatakse väikemajade seintes. Plokkide materjali tugevus on 3...5 MPa.

Levinud ploki suurus on 100...200×200...300×400...600 mm.

Plokkid on suhteliselt väikese soojajuhtivusega, kuid vett imevad (va fiboplokkid).

Plokkipinda tuleb kaitsta välismõjude eest.

Kergtäitega kivid on tavalisel tsementsideainega, kergtäiteks on kas looduslik kergmaterjal või näiteks kergkruus (keramsiit).

Keramsiit on savi-liiva segu põletusel saadud graanulid, mis on üldiselt kinniste pooridega.

Materjal on seega vett mitteimav. Plokkide materjali tugevus on 3...5 MPa.

Ploki materjal on samuti hästi töödeldav (saetav, saab lüüa naela sisse).

Õõntega plokkide puhul kasutatakse tavaliselt tavalisi peeneteralisi betoonsegusid. Materjali tugevus on suur, kuid ka mahumass on suur ~ 2200 kg/m³.

Plokkide tegemisel tehakse nendesse vertikaalõõned.

Sellega saavutatakse ploki suuruseks sama, mis eespool toodu.

Õõntega plokkide on võimalik täita mitmesuguse täiteainega ja armeerida.

12.2 Seinte konstrueerimine ja arvutamine

Väikeplokk ehituste konstrueerimisel kehtivad samad nõuded, kui kivehitistel. Väikeplokkide vaadeldakse kui ehituskivi. Ladumise erinõuded tulenevad mõnel juhul kivikujust (vt columbiakivi).

Ka arvutamiseeskirjad on samad, kui tavalisel müüritisel.

Arvestades väikeplokkide väikest tugevust tuleb erilist tähelepanu osutada toesõlmede konstrueerimisele.

13 Täiendav materjal

13.1 Väikeelamu ehitamine columbiakivist

13.1.1 Välisseinad

Väljavõte *Väikeelamu ehitamine columbiakivist, AS Columbia-Kivi, 2000.a, V. Voltri.*

Väikeelamu seinakonstruktsioone võib leida Columbiakivi projekteerimisjuhendi 2. vihikust.

Kahekorruselise raudbetoonvahelagedega hoone puhul võib kandvad seinad (nii välis- kui siseseinad) teha columbiakivi õõnesplokkidest, hoone seina paksus $t \geq 190$ mm.

Konstruktiivsed nõuded seinte tegemisel on järgnevad.

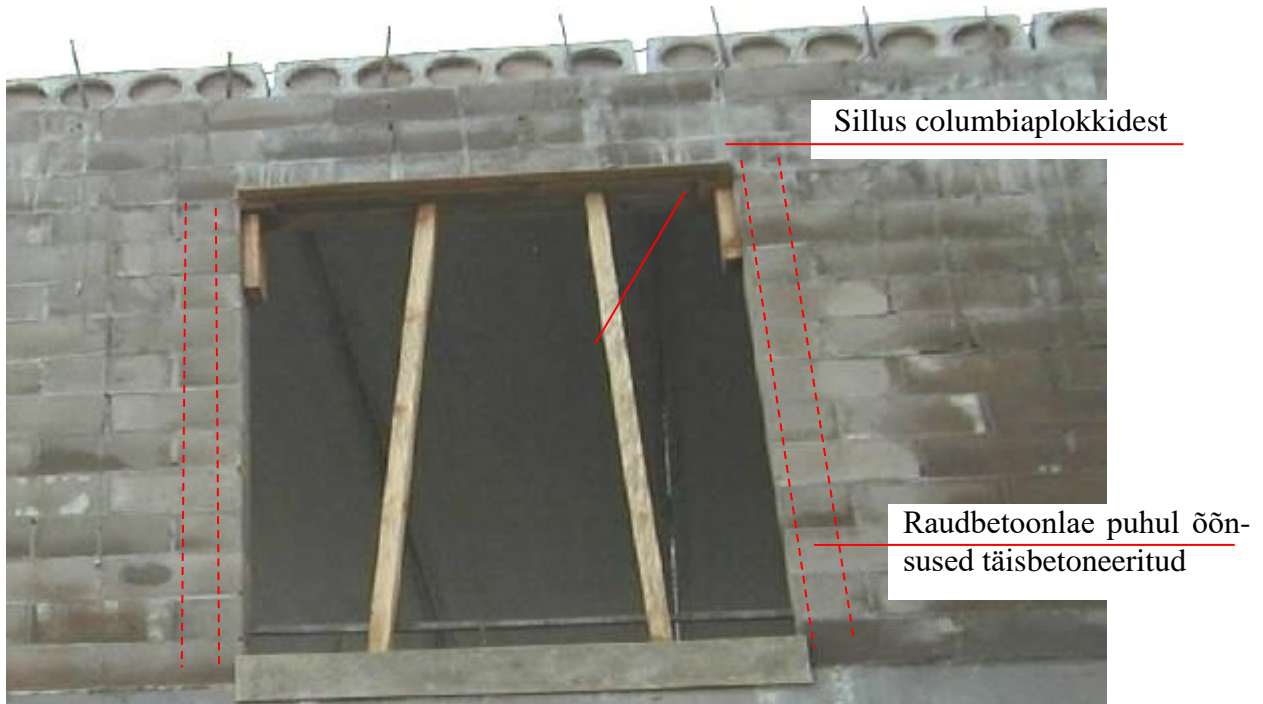
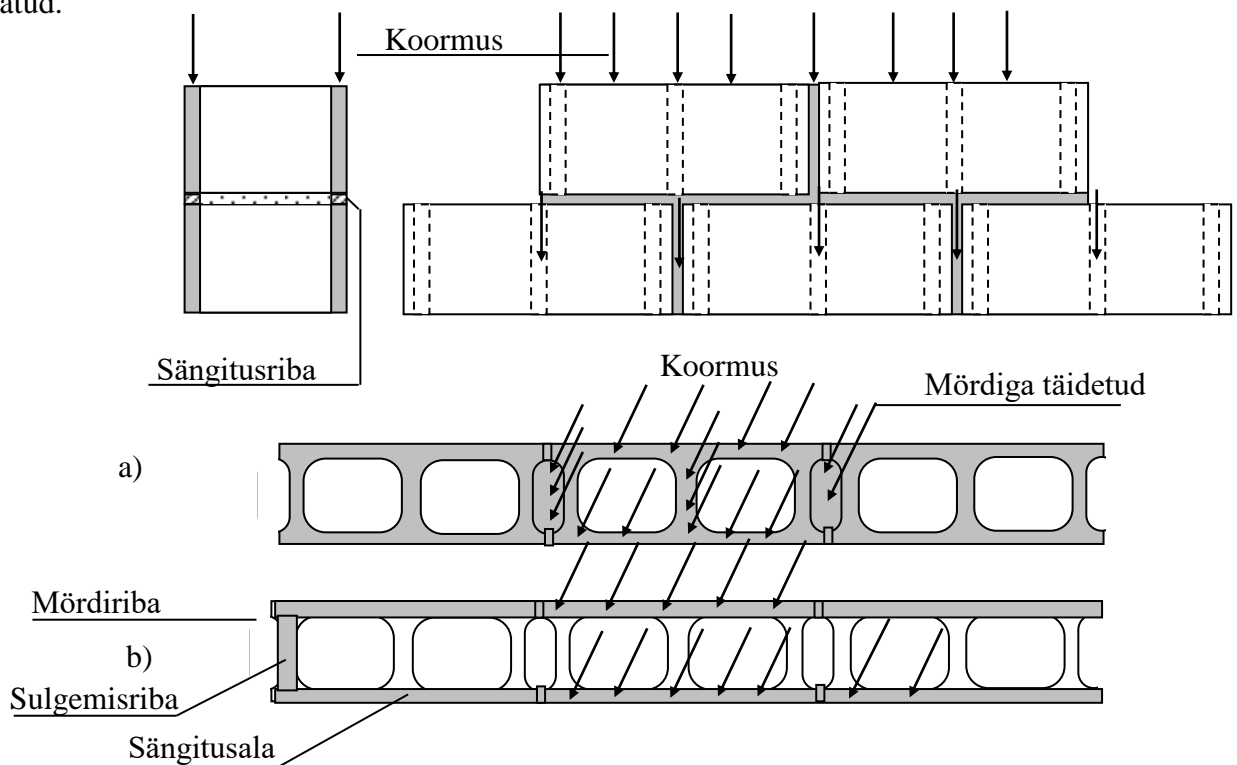


Foto 1 Columbiakivist seina ladumine

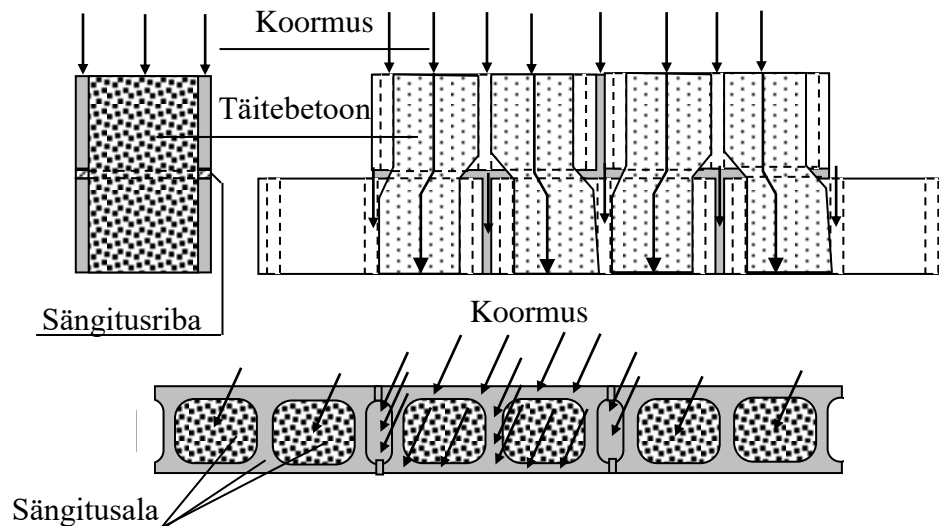
Õõntega columbiakiviplokkidest seina vaadeldakse kui kestsängitusega müüritist. Selles seinas kantakse müüritise koormus realt reale ploki välis- ja siseseina kaudu. Sellega kaasneb nõue, et üksteise peal olevate plokkide pöikseinad peavad müüris asetsema kohakuti. Kuna toetuspinda on vähe, siis peab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



Skeem 13.1 Õõnesplokkide toetuskeem, a - raske lae (paneelid), b - kerge lae (puit) puhul
Varianti a) tuleks rakendada mitmekorruselise raudbetoonlagedega hoone I - 1 ja keldri-

korrusel, variant b) sobib muudel juhtudel ja puitlagede puhul, horisontaalvuuk tuleb sel juhul 2...2,5 m tagant sulgeda mördist põikiribaga, et vältida vaba õhuringvoolu müüris, mis vähendab müüri soojapidavust.

Suuremate koormuste puhul seinale betoneeritakse sein vertikaalsed õõned täis. Seda tuleks teha igal juhul ühe vertikaalse õõnsuse osas seinas kummalgi pool ava (uks, aken, vt foto 2).



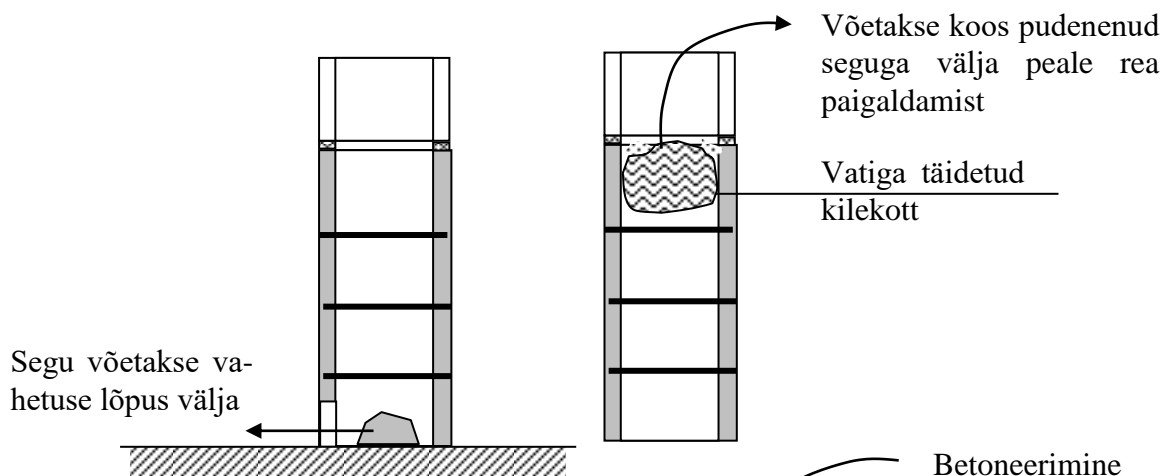
Skeem 13.2 Täitebetooniga täidetud sein

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



Foto 2 Lubamatult laotud müür (mört on varisenud betoneeritavasse alasse)

Üldjuhul tuleb kasutada sängitusvuugi moodustamiseks šablooni. Ladumise ajal suletakse alumiste plokkide avad segu alla kukkumise takistamiseks.



Skeem 13.3

Plokkidest müüri ladumine

Skeem 13.4 Müüri betoneerimine

Betoneerida ei tohiks rohkem, kui ühe korruse kõrguselt, raskelt koormatud seina või posti puhul poole korruse kaupa. Viimasel juhul vertikaalne armatuur jätkatakse ülekattega, ülekatte pikkus ~ 300 mm.

Betoneerida ei tohiks varem, kui ühe ööpäeva möödudes seina ladumisest. Betoon tihendatakse vibreerimisega või kasutatakse plastifitseeritud betooni, mille vesitsementtegur on V/T (vesi:tsement) $\leq 0,55$.

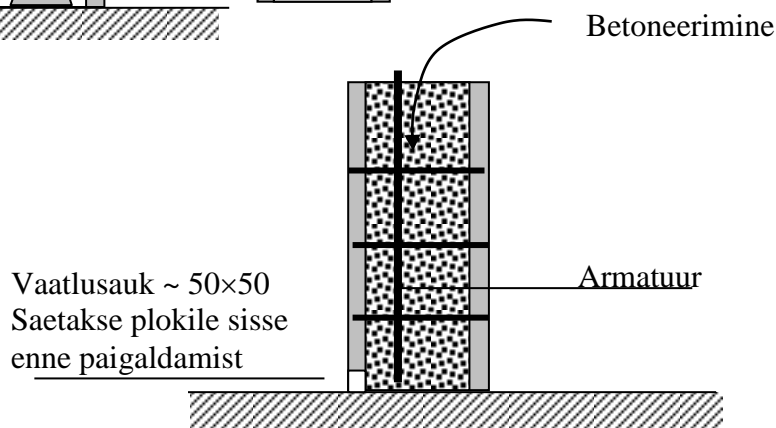
Kõikides seinte ristumiskohtades kasutatakse võrke, mis on tehtud ploki avasid arvestades.

Välisseinas võib tühjad õõnsused täita soojusmaterjaliga (vill, granuleeritud penoplast, keramsiit).

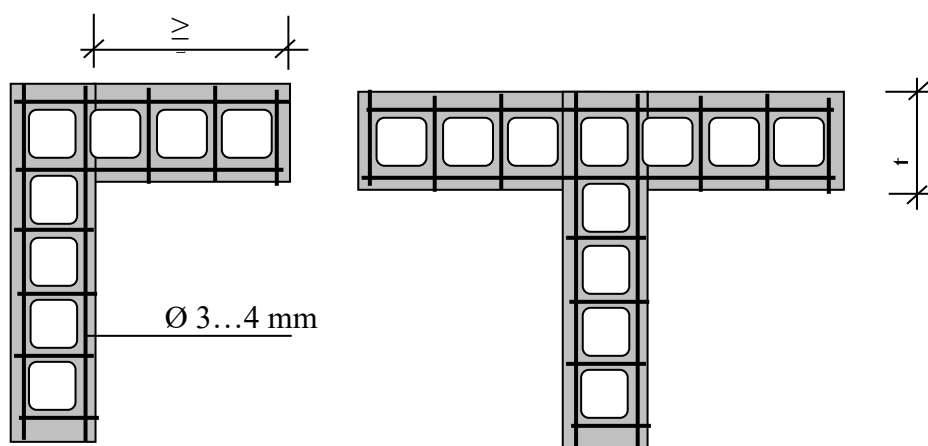
Välisseinas võib tühjad õõnsused täita soojusmaterjaliga (vill, granuleeritud penoplast, keramsiit).

Välisseinas võib tühjad õõnsused täita soojusmaterjaliga (vill, granuleeritud penoplast, keramsiit).

Välisseinas võib tühjad õõnsused täita soojusmaterjaliga (vill, granuleeritud penoplast, keramsiit).



Vaatlusauk ~ 50x50
Saetakse plokile sisse enne paigaldamist



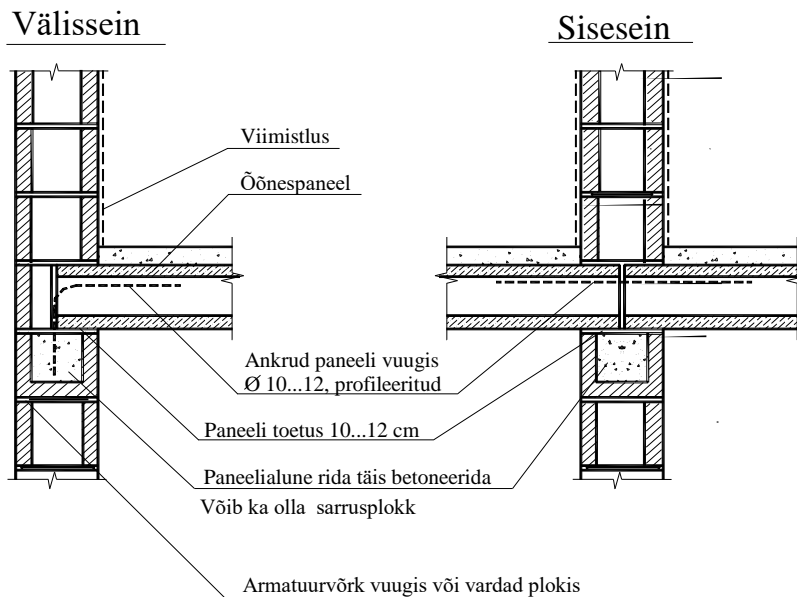
┌ ──┐ kujuline

└ ──┘ kujuline

Skeem 13.5 Võrgud plokkidest müüri armeerimiseks

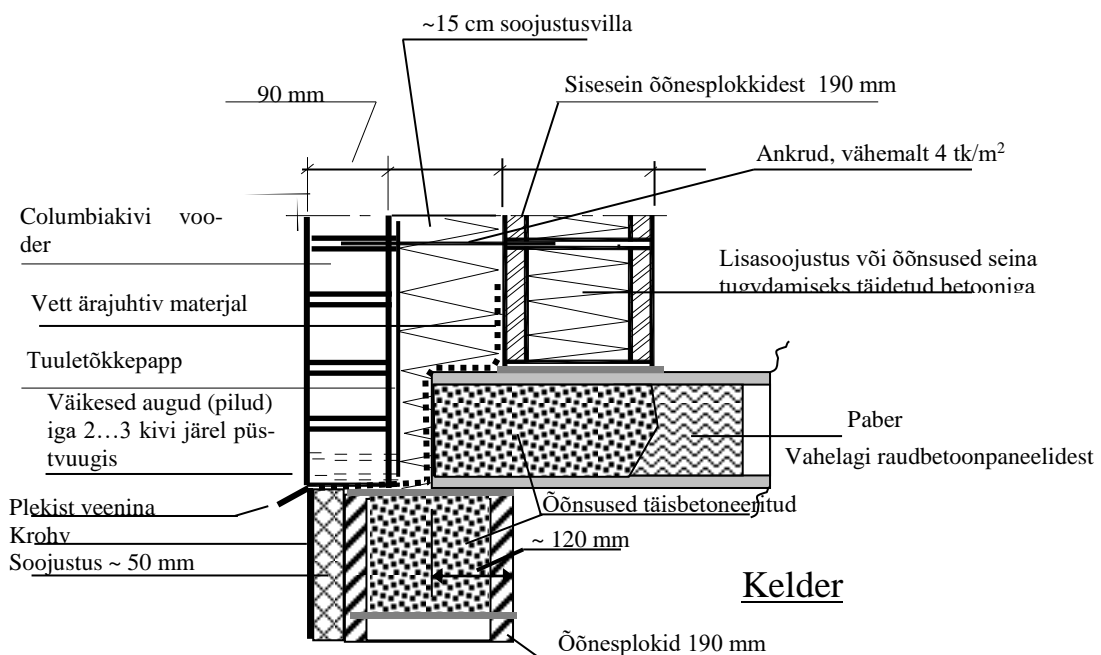
Võrgud pannakse 4...5 kivirea tagant soliidkividest müüris, plokkide puhul 1...2 rea tagant, võrgusilm on soovitatav teha 50...70 mm tavalises müüris, plokkide puhul ava mõõdu järgi plokis, traadi läbimõõt võtta 3...4 mm. Võrk tehakse punktkeevitusega sirgetest varrastest. Võrgus kasutatakse siledat traati. Võrgu pikkus mingis suunas määratakse tugevdatava ala soovitud suuruse järgi. Seinte ristumiskoha tugevdamisel peaks võrgu pikkus ristumiskoha sisenurgast olema vähemalt 1 m.

Kandvate seinte puhul tuleb vähemalt üks rida plokkide vahelae alla täis betoneerida. Rea alla pannakse peenike metallvõrk, mis ei lase betoonil alla õõnsustesse variseda või kasutatakse sillusplokki.



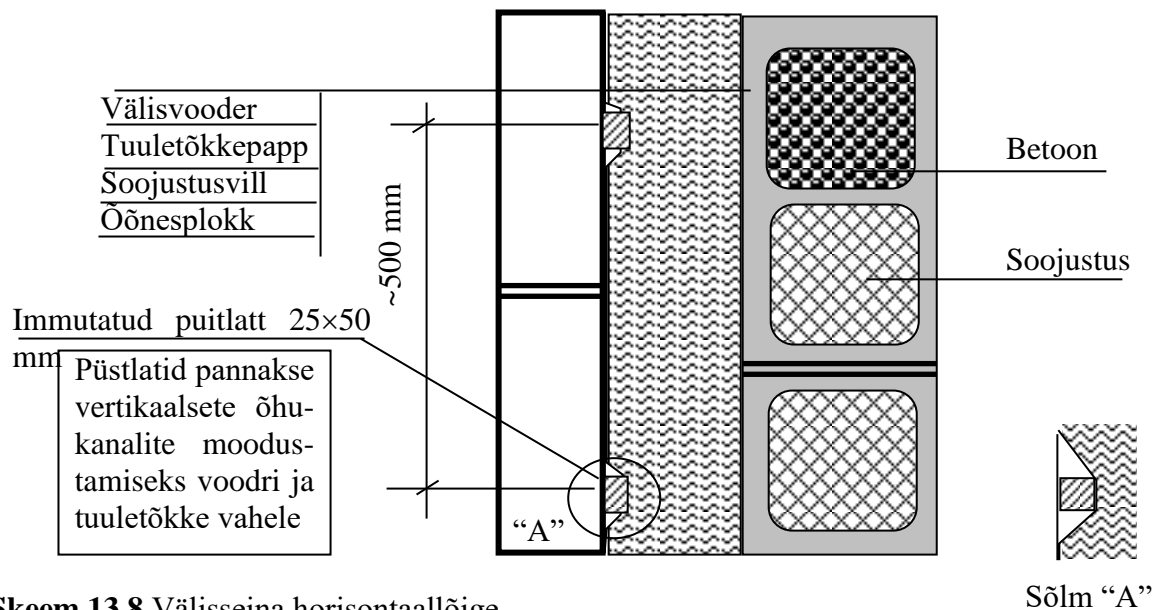
Skeem 13.6 Vahelae toetus seinale

Valime välisseinalahenduse skeemilt Leht 2 (Columbiakivi projekteerimisjuhend 2. vihik)



Skeem 13.7 Välisseina konstruktsiooni sõlm

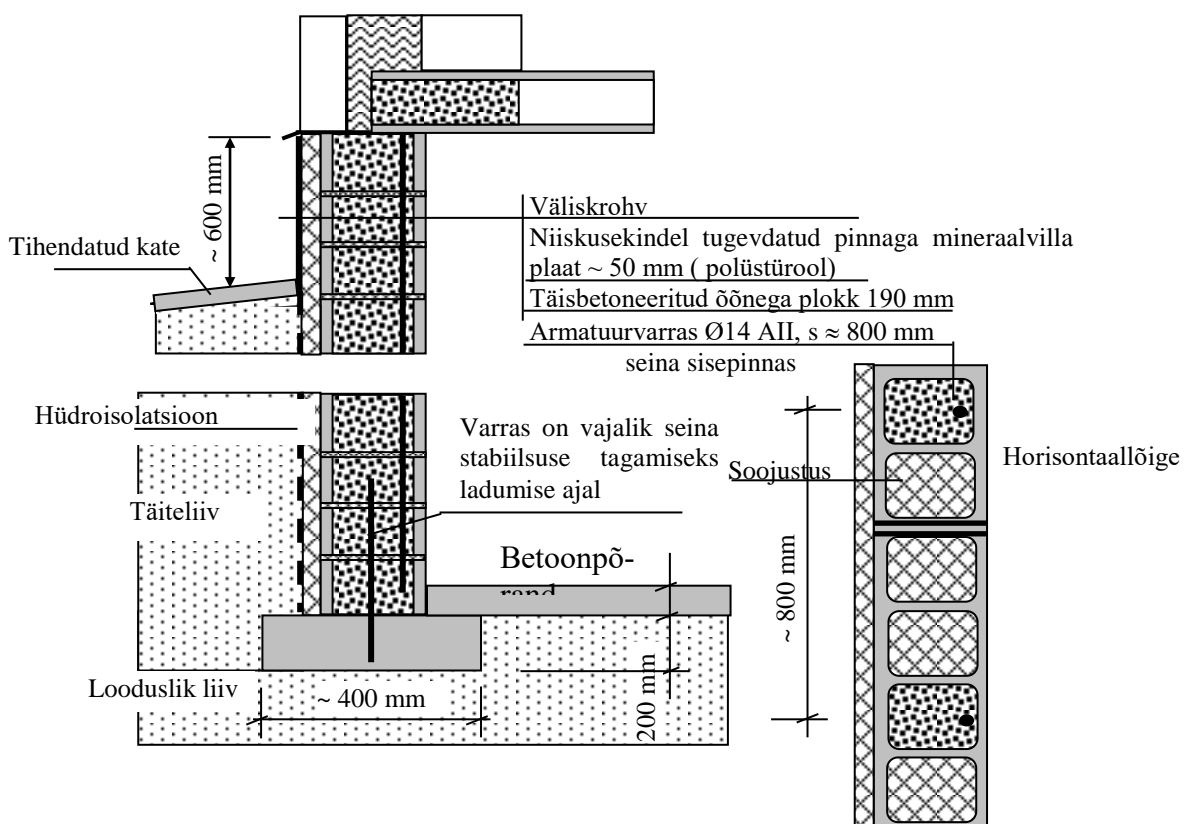
Voodri toetus seinale peaks olema vähemalt 45 mm (eeldusel, et voodrit ei ole rohkem kui 2 korrust).



Skeem 13.8 Välisseina horisontaallõige

13.1.2 Keldrisein

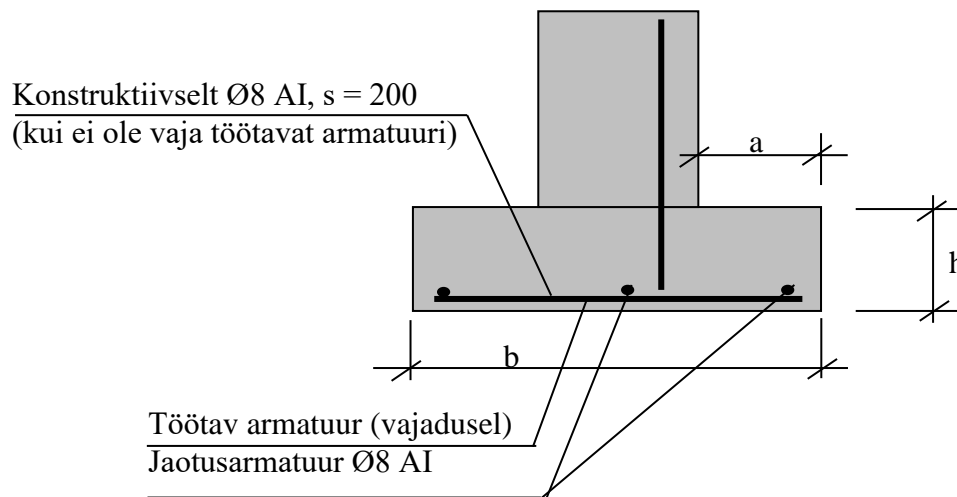
Keldriseina teeme samuti 190 mm õõnesplokkidest. Keldriruumide kõrgus on 220 cm. Hoone rajatakse looduslikule liivale. Tagasitäide ümber hoone tehakse liivaga.



Skeem 13.9 Keldriseina lõige (välisseinad)

Armatuurvarda juures tähis AI tähistab Venemaal toodetud armatuuri klassi, varras on sile, alates klassist AII (A400) on varras välispinnalt profileeritud.

Vundamendi talla mõõtu tuleks täpsustada erinevate pinnaste puhul (mõõtu 400 mm võiks lugeda minimaalseks). Püstarmatuur tuleb paigutada tingimata seinaga sisekülge. Täisbetoneerida on vaja ainult armatuurvardaga õõned. Muud õõned võib täita soojustusmaterjaliga (keramsiit, granuleeritud vahtpolüstürool jm). Horisontaalsesse vuuki tuleks panna 2...3 plokkirea tagant võrgud. Vundamenditallas ei ole vaja töötavat armatuuri, kui on täidetud tingimus $a \leq h$.



Töötav armatuur võiks olla Ø12 AIII, sammuga $s = 150$ mm, kui $a/h = 1,5$;
Ø12 AIII, sammuga $s = 100$ mm, kui $a/h = 2,0$.

Skeem 13.10 Vundamenditalla armeerimine

Heade pinnaste puhul (keskteraline liiv, kruus, tihe savi) ja põhjavee puudumisel vundamendi rajamissügavusel võiks lubada vundamendi talla all pinge

$\sigma \approx 0,1 \dots 0,3$ MPa ($1 \dots 3$ kgf/cm²),

nõrkade pinnaste puhul (leondunud savid, vesiliiv) tuleks konsulteerida spetsialistiga.

Pinge talla alla arvutatakse järgmiselt –

- määratakse kõikide vahelagede kaalud (paneelidest lagi $g \approx 3$ kN/m² (300 kgf/m²)),
- eluhoones võetakse kasuskoormuseks $p \approx 2,25$ kN/m²,
- katuse ligikaudne 1 m² kaal $\sim 0,5$ kN/m²
- lumekoormus katusele $s \approx 1,5$ kN/m²,
- määratakse vahelagede ja katuse koormus seinale (arvestades paneelide või talade suunda),
- määratakse seinaga (ka keldri osas) jm kaal terve hoone kõrguses,
- summeeritakse kõik koormused seinale - N(kN/m),
- leitakse vundamendi tallaalune pinge

$$\sigma = \frac{N}{1 \times b} \text{ kN/m}^2 \quad (1000 \text{ kN/m}^2 = 1 \text{ MPa}).$$

13.2 Fiboplokkide kasutamine

13.2.1 Üldiselt

Väljavõte “Fiboplokkide kasutamise juhendist”, AS Optiroc 2001.a., V. Voltri.

Hoonete projekteerimisel tuleb projekteerijal lahendada kõik hoone tugevuse ja stabiilsusega seotud küsimused. Paljud konstruktsiooni lahendused on aegade jooksul ennast õigustanud ja neid üldiselt enam ei kontrollita, vaid nad tehakse nn “hea ehitustavast” lähtudes.

Kahe kuni kolmekorruseliste hoonete puhul tagab hoone üldstabiilsuse normaalne põikseinte jaotus ja raudbetoonvahelagede kasutamine. Normaalseks põikseinte jaotuseks võiks lugeda olukorda, kus hoonel on 6...8 m tagant kandev- või kapitaalne (paksusega 200 mm ja enam) kivist põiksein. Raudbetoonvahelagi võib olla nii monoliitne, kui monteeritav. Viimasel juhul eeldatakse vahelae paneelivuukide monolitiseerimist (täitmist tugeva mördiga) ja paneelide omavahelist ja läbijooksvat ankurdamist. Puitvahelagede puhul tuleks rakendada juba spetsiaalseid lage horisontaalpinnas jäigastavaid võtteid.

Hoone erinevate konstruktsioonide omavaheline sidumine (ankurdamine) on üks “hea ehitustava” reeglitest.

Konstruktsioonide projekteerimisel ja püstitamisel on üks oluline põhimõte see, et konstruktsiooni tegelik töötamine vastaks võimalikult tema arvutuslikule skeemile (või vastupidi). Sellise olukorra saavutamiseks kasutatakse konstruktsiooni sõlmedes tihti spetsiaalseid lahendusi, mis rakendavad sisejõud määratud kohta.

13.2.2 Vundamendid

Vundamendina vaatleme siin nii keldriseina kui vundamenti tema all.

Hoone vundamenti püstitamisel tuleb lahendada mitmeid erinevaid ülesandeid:

- vältida külmakergete oht vundamendile;
- hoida ära keldriruumide niiskumine;
- tagada keldriruumide normaalne soojusrežiim;
- tagada vundamenti ja keldriseina tugevus.

Madalvundament

Ilma keldrit väikemajadele tehakse üldiselt nn madalvundament, kui pinnasetingimused seda lubavad. Headeks pinnasetingimusteks vundamenti tegemisel võib lugeda kruusa, jämedat liiva ja leondumata savi. Külmumise oht on kõige väiksem kruusapinnasel ja kõige suurem voolavatel savidel.

Vundamentide rajamissügavuse seisukohalt oma suurt tähtsust pinnasevee tase ja pinnase struktuur. Pinnase struktuurist sõltub kapillaarveetõus pinnases. Liivade puhul tõuseb kapillaarvesi 30...50 cm kõrgusele, pehmetel savidel tunduvalt kõrgemale.

Eriti külmakerkeohtlikud on pehmeplastsed, voolavplastsed ja voolavad liivsavid ja savid.

Vähemohhtlikud külmakergete mõttes on peen- ja tolmliid ning tahked saviliivad ja savid.

Külmakerkeohtuteks pinnasteks loetakse kalju, jäme- ja keskliiv (≥ 2 mm).

Külmakerkeohtlike pinnaste puhul peaks pinnasevesi jääma vundamenti tallast ca' 1m allapoole või tuleks kasutada dreanaaži ja vundamentitalla aluse täitmist jämedateralise täitega.

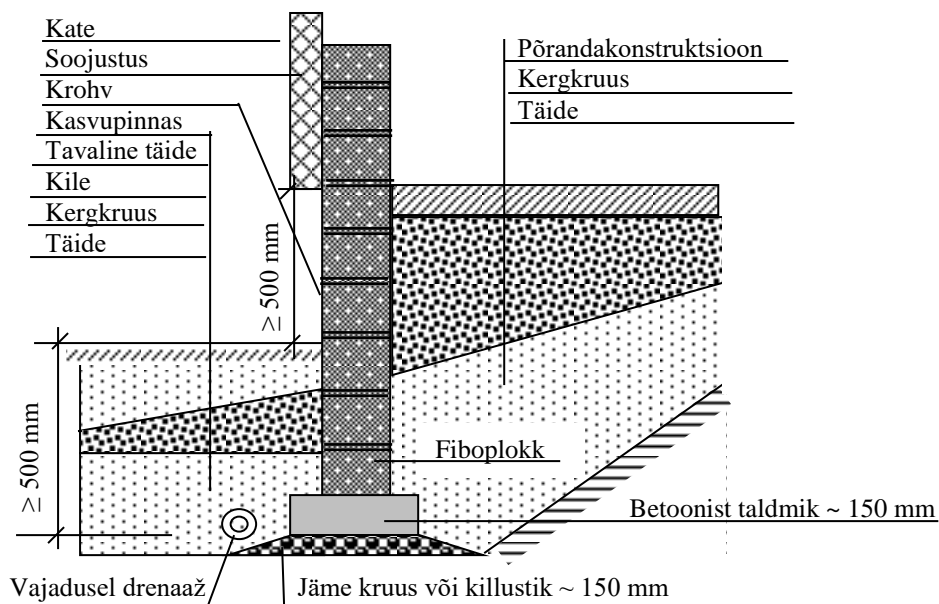
Külmakerkeohtute pinnaste puhul ei oma vundamenti rajamissügavus tähtsust, vundamenti võib rajada vette.

Teiseks oluliseks asjaoluks on niiskuse kandumine konstruktsioonidesse. Tavalised vundamendikonstruktsioonid - betoon ja kivimüüritis - on hügrooskoopsed ja võivad niiskuse kanda kõrgele hoonesse. Sellised vundamendid nõuavad hoolikat hüdroisolatsiooni.

Fibobetoon on suurte pooridega ja graanulid ise on kinnised, seetõttu ei tekki selles materjalis olulisi kapillaarjõudude süsteeme, mis tõstaks vee mööda poore üles. Plokid on külmakindlad, kuna poorivee külmumisel graanulid deformeeruvad ja kompenseerivad vee paisumise.

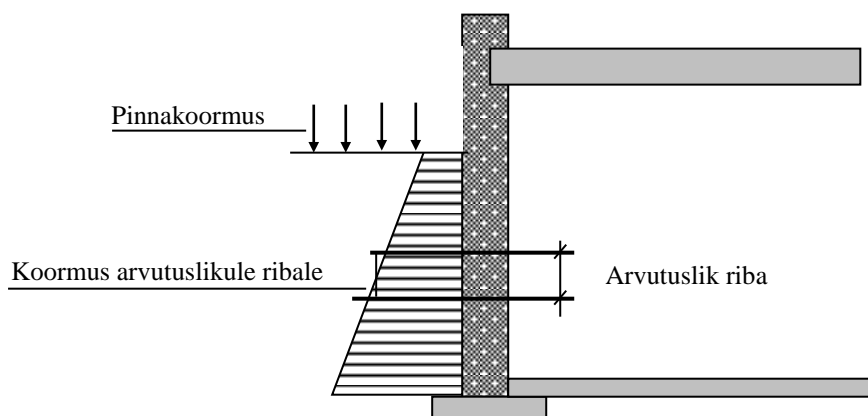
Vundamentitalla aluse külmumispiiri sügavust on võimalik vähendada kasutades vundamenti (keldriseina) esist horisontaalset soojustamist. Vundamenti tegemine väikese soojajuhtivusega materjalist (fiboplokk) suunab hoonest lähtuva soojuse vundamentitalla alla ja tõstab pinnase temperatuuri selles rajoonis.

Sobivad lahendused madalvundamendi puhul.



Skeem 13.11 Madalvundamendi lahendus

Keldriseina horisontaalne armeerimine omab mõtet kõrgete ja kitsaste keldriruumide korral. Mullasurve arvutus toimub eelnevalt toodud skeemi kohaselt. Arvutatakse välja mullasurve vertikaalis erinevatele kõrgustele.



Skeem 13.12 Horisontaalriba koormuse määramine

Horisontaalriba vaadeldakse, kui tala (või jätkuvattala) tugeva vahega $l_{põik}$. Vajalik armatuur paigutatakse arvutusliku riba vuukidesse, tõmmatud küljele. Armeerimisvajadust võib vähendada horisontaalse võlvi töötamise arvestamine arvutuslikus ribas.

Lubatud külgkoormuse suuruse (mullasurve) võib määrata avaldisega

$$q_{lat} = \frac{f_k}{\gamma_M} \left[\frac{t}{l_{põik}} \right]^2,$$

kus

t - seina paksus,

$l_{põik}$ - põikseinte vahekaugus.

Lõplikult peaks olema täidetud tingimus

$$q_{mulla} \leq q_{lat} + q_{arm},$$

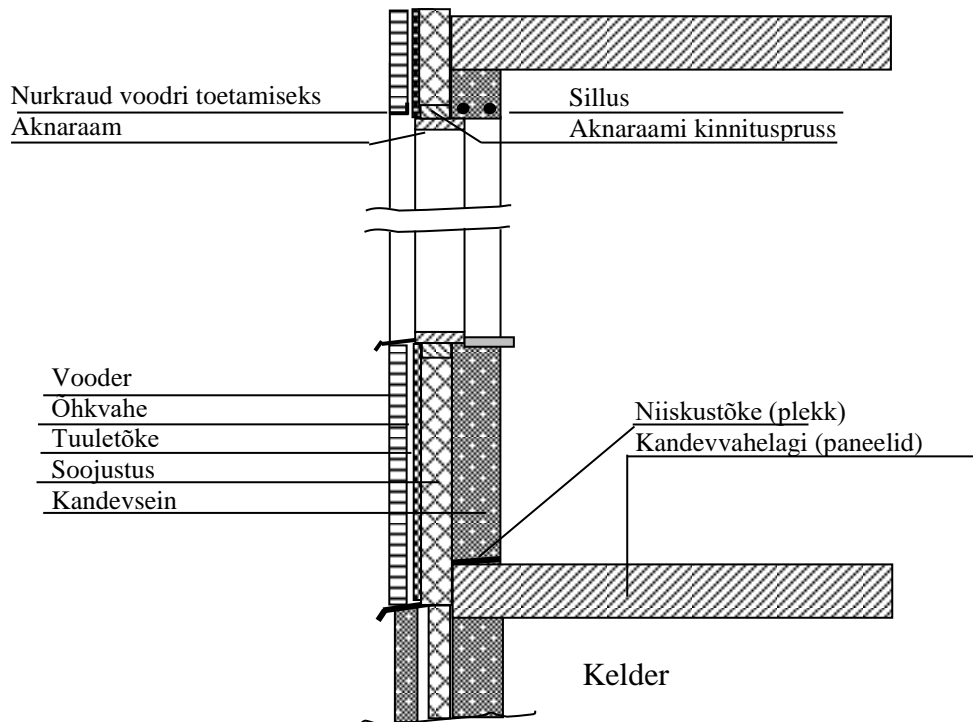
kus

q_{arm} - horisontaalse armatuuri poolt vastuvõetav horisontaalkoormus.

Kaarena töötav müüritis peab olema laotud täielikult täidetud vertikaalsete vuukidega. Vertikaalsuunas tuleb sellist seina kontrollida ilma mullasurveta.

13.3.3 Välisseinad

Tüüpiline välisseina lahendus võiks olla järgmine -



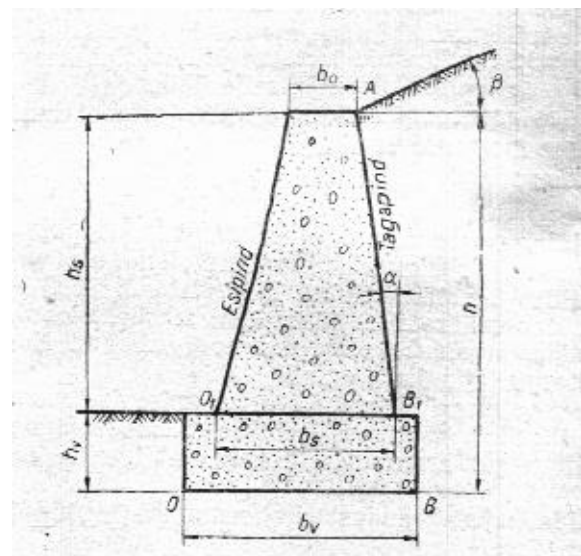
Skeem 13.13 Välisseina lahendus

13.3 Tugiseinad

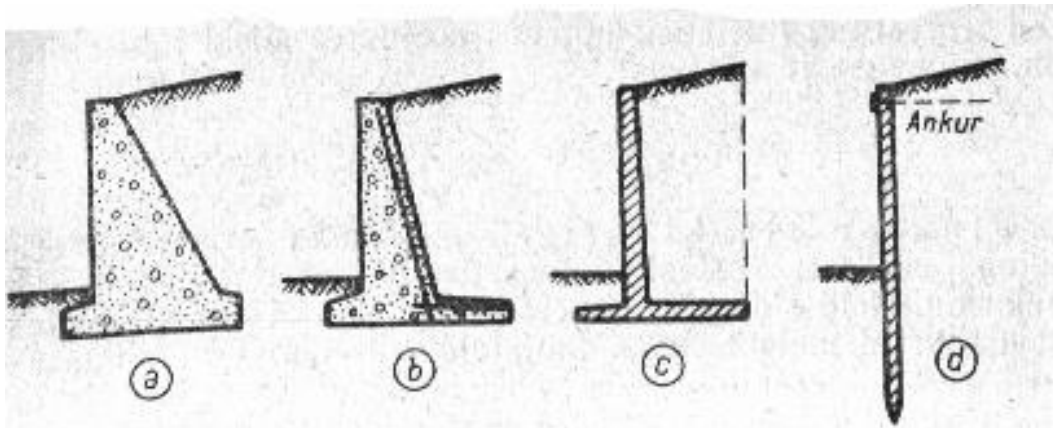
13.3.1 Üldiselt

Sõrestiksidemed –

Tugiseinte otseseks ülesandeks on kõrguste vahe hoidmine pinnases teede ja väljakute ääres. Eriti palju on kivist tugiseinu kasutatud keskaegses linnaehituses. Tihti on tugiseina peal (selle taga) veel transport või muud koormused.



Skeem 13.1 Tugisein



Skeem 13.2 Tugiseinatüübid

- a, b) massiivsed, töötavad omakaaluga;
- c, d) seinad töötavad paindele või on ankurdatud.

Betoon- ja raudbetootugiseintel moodustab vundament seinaga tavaliselt ühtse terviku. Telliseseinte puhul tehakse tugiseina vundament iseseisva konstruktsioonina betoonist või looduslikust kivist. Tugiseinad võivad olla püstitatud looduslikule alusele (kaljupinnas, purdpinnas), tehisalusele või vaivundamendile.

Käesolevalt vaadeldakse keldriseinte, kaldamüüride, sildade kaldatugede, mägitööde piirete ja muude tehniliste ehitiste tugiseinu, mille ülesandeks on pinnase või puistkeha toetamine.

Tugiseinte staatilise arvutuse eesmärgiks on tagada tugevus ja püsivus (ümberlükke- ja libisemiskindlus). Tugevuse ja püsivuse kontrollimiseks tuleb määrata omakaalust, puistkeha survest ja ajutisest koormusest põhjustatud jõud, mida tugisein vastu võtab.

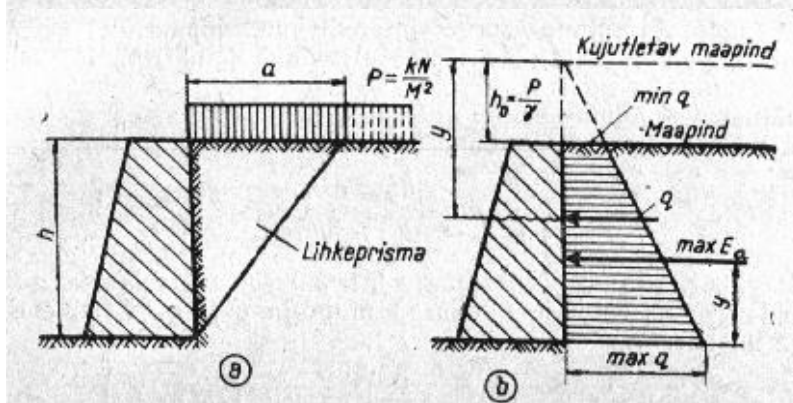
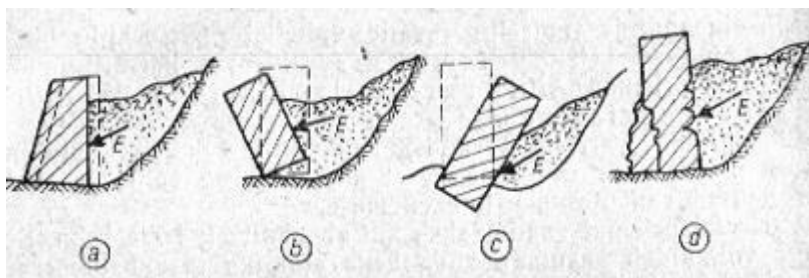
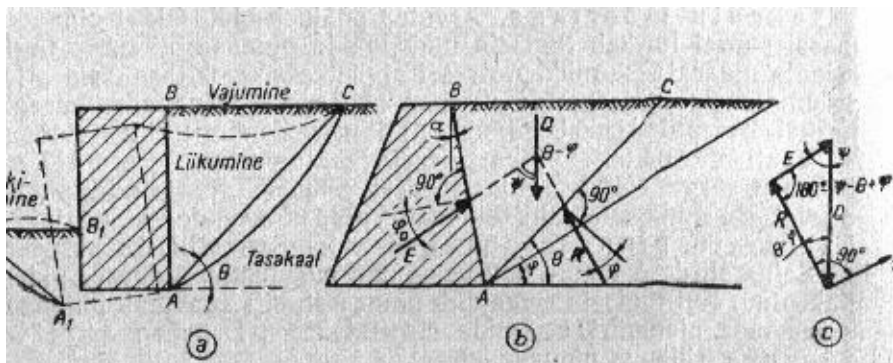
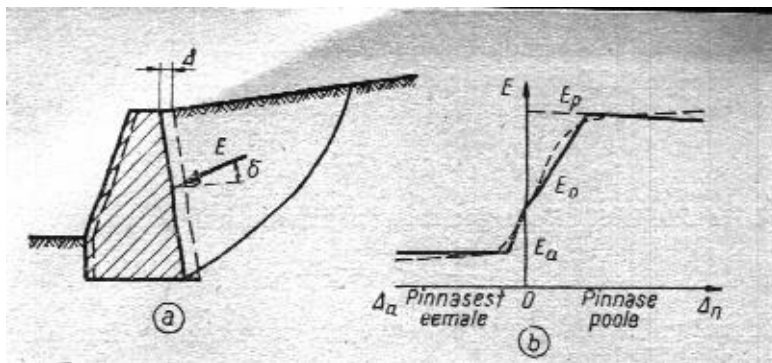
Kuna looduses kohtame pinnaseid ja puistkehi, mille füüsilised omadused on mitmesugused, siis on küllaltki raske määrata täpselt pinnase survet tugiseinale. Seeparast on praktiliste arvutusmeetodite aluseks võetud mõned tööhüpoteesid, mis lihtsustavad teoreetilisi tulemusi, tagades seejuures siiski tugiseinte vajaliku tugevuse ja püsivuse.

Pinnase s t r u k t u u r i all mõeldakse erineva suuruse ja kujuga osakeste vastastikust asetust ja teradevaheliste sidemete iseloomu. Neid sidemeid nimetatakse struktuurisidemeteks. Struktuurisidemete iseloom mõjutab suurel määral pinnase tugevust, sest mineraaliosakeste vahel tekkivad tõmbepinged võetakse vastu ainult nende vaheliste struktuurisidemetega. Vastupanu, mis takistab osakeste vastastikust nihkumist, nimetatakse nidususeks. Pinnase nidusus sõltub osakeste vahel mõjuvate molekulaarjõudude suurusest, mis omakorda sõltuvad osakeste puutepinnast ja molekulaarselt seotud vee hulgast.

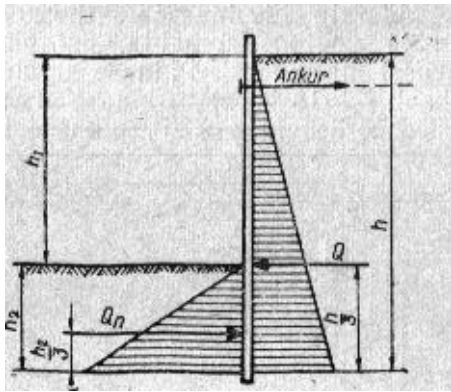
Liivpinnastel, mis koosnevad jämedatest (üle 0,1 mm) terakestest, mille puutepinnad on väga väikesed, pole nidusust ja neid nimetatakse pudepinnasteks.

Pinnaseid, mille koosseisus on palju suure puutepinnaga peeni liblekujulisi saviosakesi, nimetatakse niduspinnasteks. Niduspinnase olek sõltub osakestevaheliste sidemete tugevusest.

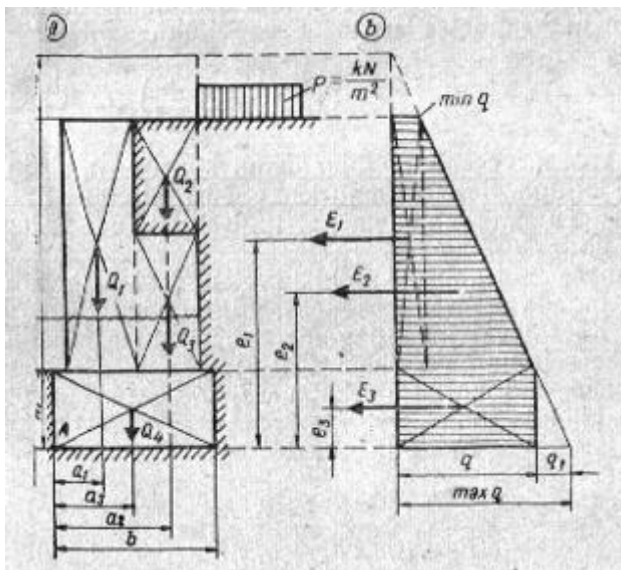
Tugiseina arvutamisel stabiilsusele loetakse puistmaterjal pudedaks. Puistkeha arvutuslikuks mudeliks on p u d e k e s k k o n d. Selle all mõeldakse pidevat keskkonda, millel on järgmised staatilised omadused: tal ei ole tõmbetugevust; normaalpinged võivad temas esineda ainult survepingetena; nihkepinged ei saa ületada keskkonna sisehõõrdeegurist sõltuvaid sisehõõrdepingeid; ta ei deformeeru seni, kuni nihkepinged jäävad sisehõõrdepingetest väiksemaks; deformatsioonid on võimalikud ainult siis, kui nihkepinged on saavutanud sisehõõrdepingete suuruse; selles seisundis leiab aset ainult nihkedeformatsioon, kuna mahumuutus võrdub nulliga.



Skeem 13.3 Tugiseina mitmesugused tasakaaluasendid

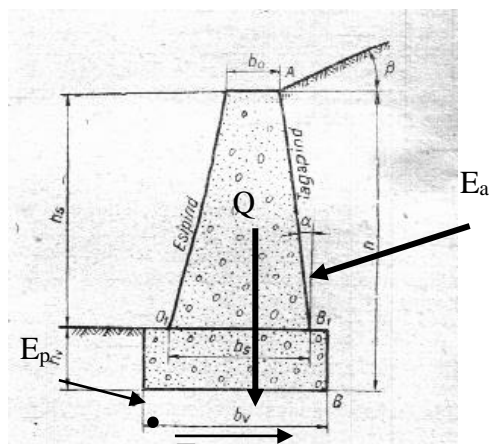


Skeem 13.4 Ankurdatud punnsein



Skeem 13.5 Tugiseina omakaalu koormus

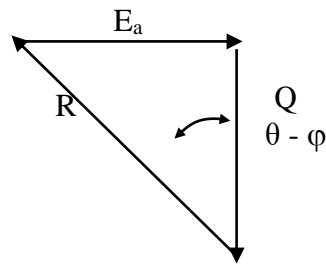
13.3.2 Tugiseina tasakaalu arvutused (Columb' i teooria)



Skeem 13.6 Tugiseina koormused

Tugiseina tasakaalu arvutamisel lähtutakse skeemist 13.3.

Kui võtta $\varphi_0 = 0$ (hõõre pinnase ja tugiseina vertikaalkülje vahel on null) ja tugiseina tagumine külge on vertikaalne, siis



Skeem 13.7 Tasakaalutingimus

Jõukolmnurgast saame

$$E_a = Qtg(\theta - \varphi).$$

Varisemisprisma kaal

$$Q = \frac{1}{2} \gamma AB \times BC,$$

kus γ - pinnase mahukaal.

Siit

$$Q = \frac{1}{2} \gamma h^2 ctg \theta, \text{ kui } BC = h \times ctg \theta.$$

Edasi

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 ctg \theta \times tg(\theta - \varphi).$$

Varisemispinna nurk θ leitakse eeldusest, et E_a on maksimaalne võimalik.

Lõplikuks aktiivsurve avaldiseks kujuneb

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 tg^2(45^\circ - \varphi/2).$$

Passiivsurve avaldiseks saame

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 tg^2(45^\circ + \varphi/2).$$

Täpsematel arvutustel arvestatakse täiendavalt hõõrdetegureid ja pinnase ja tugiseinapindade kaldenurki.

Kui tugiseina taga on vesi, siis arvestatakse summaarse rõhuga

$$E_a = E_{pv} + E_0,$$

kus

E_{pv} - pinnase surve pinnase uputatud olekus,

E_0 - vee hüdrostaatiline surve.

Pinnase surve pinnase uputatud olekus

$$E_{pv} = E_a = \frac{1}{2} \gamma_1 h^2 tg^2(45^\circ - \varphi/2),$$

kus

γ_1 - pinnase mahukaal veega küllastunud olekus,

$$E_0 = \frac{1}{2} \gamma_0 h^2.$$

Üldjuhul kontrollitakse tugiseina tasakaalu punkti 0 suhtes (skeem 6) või tugiseina kaldumist (kreeni) antud pinnase omaduste puhul.

Tugiseina puhul tuleb kontrollida ka tema nihkumisekindlust

$$T + E_p \leq E_a \text{ (horisontaalprojektsioon),}$$

kus T on talle all tekkiv hõõrdejõud – $T = \mu Q$.

Tule arvestada, et E_p kaasamine tasakaalutingimusse võib kaasa tuua tugiseina mõningase nihkumise (projekteerimisel võetakse tavaliselt E_p asemele temale vastav E_a tugiseina eest).

Vajadusel tehakse tugiseina alla nihet takistav hammas.

Tasakaalutingimustes tuleb kasutada koormuste osavarutegureid

E_a - $\gamma_F > 1$ ja

$Q(N), T$ - $\gamma_F < 1$.

13.3.3 Tugiseina tugevusarvutused

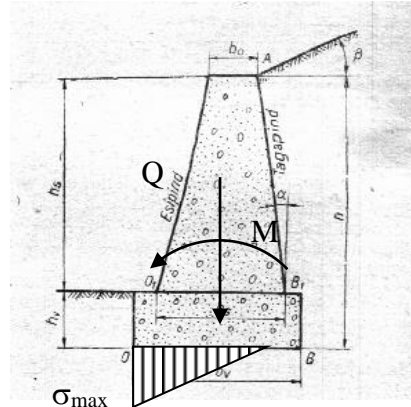
Tugiseina igat horisontaalõiget tuleks kontrollida tugevusele jõudude kombinatsioonile

Q ja M selles lõikes (ekstsentrilisele survele ja nihkele).

Arvutuse võib teha nagu tavalisele avadeta seinale.

13.3.4 Pinnase kandevõime

Pinnase kandevõime puhul kontrollitakse pingeid tugiseina talle all.



Skeem 13.8 Pinged talle all

Pinge

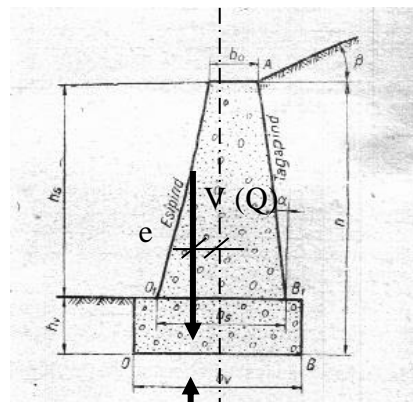
$$\sigma_{\max} = \frac{Q}{A} + \frac{M}{W},$$

kus

A - talle pindala (1 jm),

W - talle ristlõike vastupanumoment.

Tugevustingimus määratakse üldjuhul järgmise skeemi alusel



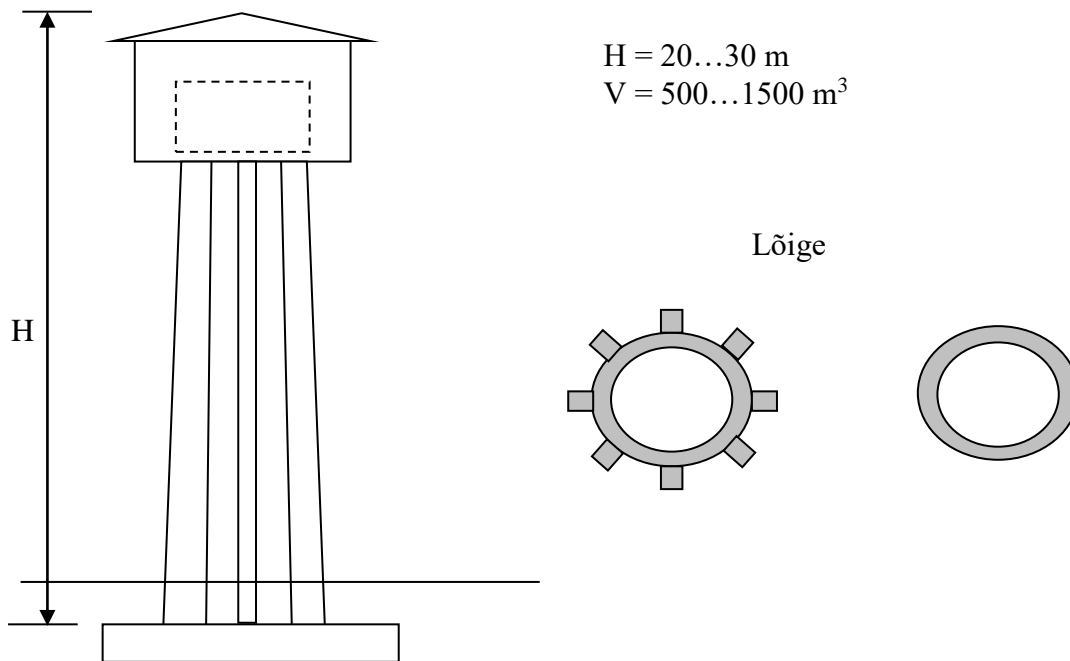
$$V \leq R,$$

V - vertikaalkoormus,

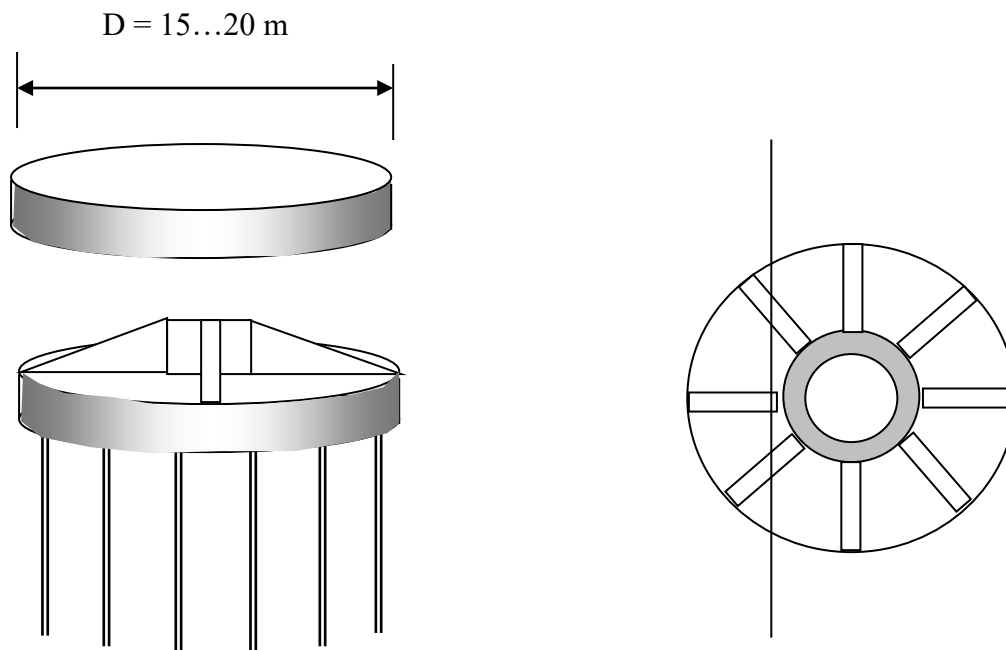
R - pinnasest sõltuv vundamendi kandevõime

Skeem 13.9 Tugevus tingimus pinnase tugevuse alusel

13.4 Veetornid



Vundament raudbetoonist



Skeem 13.10 Veetorni osad

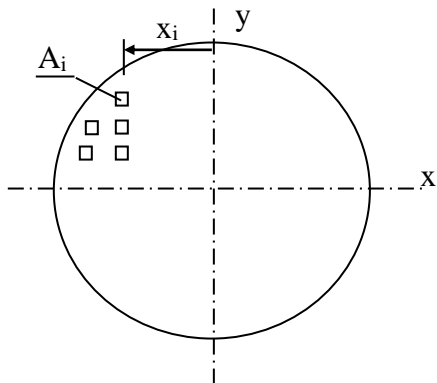
Vundamendi aluse pinnase tugevust kontrollitakse pinnasemehaanika avaldiste abil.
Pinged talle all

$$\sigma_{\max(\min)} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} .$$

Vastupidavusmoment ringil

$$W = \frac{\pi}{32} d^3 \approx 0,1d^3.$$

Vaiade puhul määratakse vaiakoormus ekstsentrilise surve meetodil.



Vaia koormus

$$N_v = \sigma_i A_i.$$

$$\sigma_i = \frac{N}{\sum A_i} \pm \frac{M_y x_i}{I_y}.$$

Avaldises

$\sum A_i = n A_i$, kus n on vaiade arv vundamendi talle all,

$I_y = \sum (I_{i0} + x_i^2 A_i)$ – kesktelje suhtes.

I_{i0} on väga väike võrreldes liikmega $x_i^2 A_i$ ja temast võib loobuda,

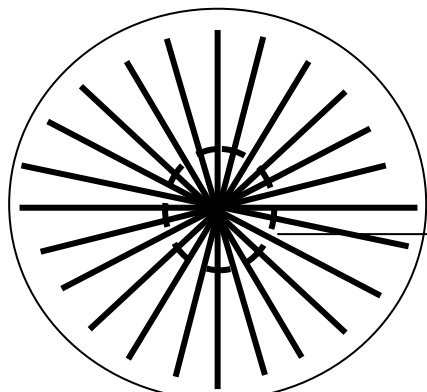
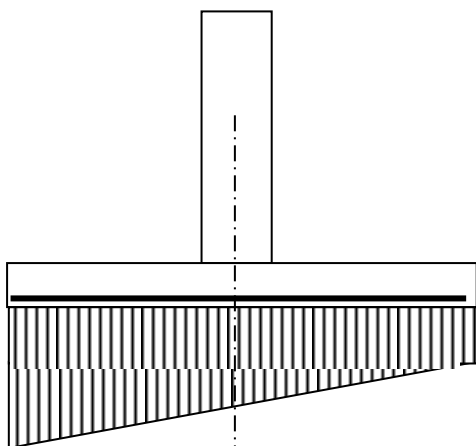
$I_y \approx \sum x_i^2 A_i = A_i \sum x_i^2$, kui vaiad on ühesugused.

Vaia koormus

$$N_v = \sigma_i A_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2}.$$

Kõrgete ehitiste puhul võib tekkida probleeme tõmbeepingetega vundamendi talle all.

Vundamendiplaadi konstrueerimisel vaadeldakse teda, kui konsoolselt kinnitatud plaati. Betooni mahu vähendamiseks tehakse plaat pealt ribidega.



Plaadi keskel tekkib suur varraste kuhjumine, vardauid pole võimalik keskpunktist läbi viia.

Üldjuhul kasutatakse tõmberõngast plaadi keskel

Skeem 13.11 Vundamendi konstruktsioon



Veetornelamu



Paagiruum