

**Kivikonstruktsioonid**

Loengukonspekt

V. Voltri

**II osa**

**Sisukord**

II osa.....	38
5 Müüritise tugevdamine armeerimisega .....	40
5.1 Müüritise kaudne tugevdamine .....	40
5.2 Müüritise tugevdamine ladumise ajal .....	41
5.3 Olemasoleva müüri tugevdamine.....	43
5.4 Müüri kui konstruktsiooni tugevdamine .....	48
6 Müüritud konstruktsioonide tugevusarvutused .....	49
6.1 Arvutuste alused.....	49
6.2 Koormused .....	50
6.3 Vertikaalselt koormatud armeerimata müüri kandevõime .....	51
6.3.1 Üldsätted.....	51
6.3.2 Avadeta seina ja postide tugevusarvutused.....	51
6.3.3 Nõtke- ja ekstsentrilisustegur, survetsooni pindala.....	53
6.3.4 Seina arvutuslik kõrgus .....	55
6.3.4.1 Üldsätted.....	55
6.3.4.2 Seina jäik kinnitus .....	55
6.3.4.3 Seina arvutuskõrguse määramine.....	56
6.3.5 Seina arvutuslik paksus .....	58
6.3.6 Seina ekstsentrilisus seotud süsteemis .....	59
6.3.7 Pilastriga seinad.....	59
6.4 Vertikaalselt koormatud armeeritud müüritis .....	61
6.4.1 Üldsätted.....	61
6.4.2 Momendi ja/või pikijõuga koormatud armeeritud müüritise kontrollimine.....	63
6.5 Nihkele töötav müüritis.....	65
6.5.1 Üldsätted.....	65
6.5.2 Armeerimata müüritise nihkekontroll .....	67
6.5.3 Armeeritud müüritise töötamine nihkele.....	69
6.5.3.1 Põikarmatuurita müüritise nihkekontroll .....	69
6.5.3.2 Põikarmatuuriga müüritise kontrollimine .....	69
6.6 Kohalik tugevus.....	70
7 Pingejaotus müüritisel.....	71
7.1 Üldsätted.....	71
7.2 Survepingete jaotus .....	72

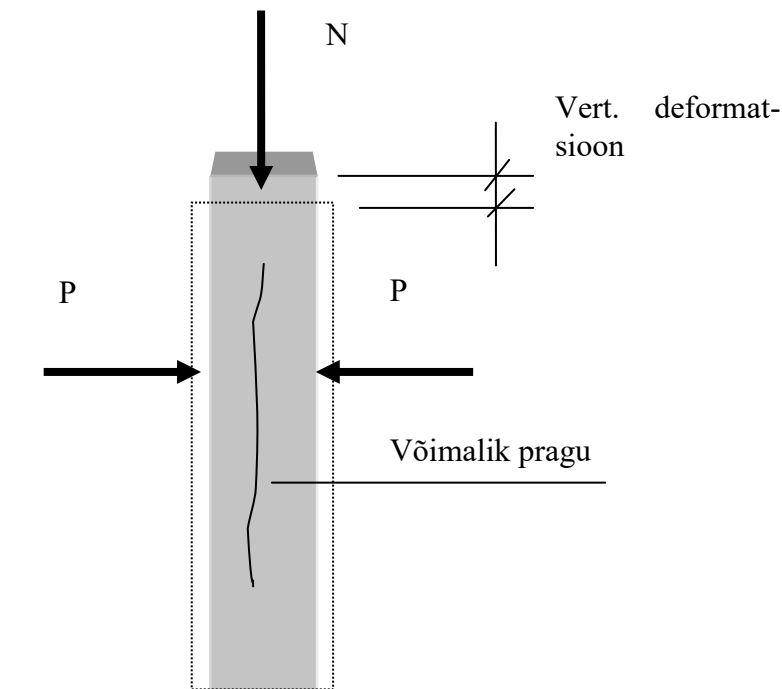
7.3 Tõmbepinged seinas .....	74
8 Hoonete arvutuslikud skeemid .....	75
8.1 Hoonete töötamise idealiseeritud skeemid .....	75
8.1.1 Üldiselt .....	75
8.1.2 Elastse skeemiga hoone .....	75
8.1.3 Jäiga skeemiga hoone .....	76
8.2 Jäiga arvutusskeemiga hoone sisejõudude arvutamine .....	77
8.2.1 Välisseinte töötamine vertikaal- ja horisontaalkoormustele .....	77
8.2.2 Lagede töötamine omas pinnas .....	79
8.2.3 Põikseinte töötamine tuulekoormusele, diafragma .....	80
8.2.4 Kõrghoone konstrueerimine .....	84
Lisa 1 Kohalik (lokaalne) tugevus, variandid .....	85

## **5 Müüritise tugevdamine armeerimisega**

### **5.1 Müüritise kaudne tugevdamine**

Müüritise tugevdamisel tuleks vahet teha tema kaudse tugevdamisega (tugevdatakse müüritist kui materjali) ja müüri kui konstruktsiooni tugevdamisega (võtted, mis on seotud sellega).

Müüritise kaudne tugevdamine seisneb temas ruumilise pingeolukorra tekitamises, millega hapra materjali purunemine blokeeritakse või seda oluliselt takistatakse. Põhiliseks võtteks müüritise tugevdamisel on temas külgdeformatsiooni takistamine müüritise pingestamisel.



**Skeem 5.1** Varda tugevdamise skeem

Külgsurve takistab prao avanemist. Vertikaalse deformatsiooniga kaasneb ka horisontaalne deformatsioon vardas – varras läheb jämedaks. Selle külgsurve takistamine loobki külgsurve vardas ja ruumilise pingeolukorra. Külgsurve takistamiseks võib varda panna näiteks kesta sisse, varda vastasküljed siduda kokku. Kõiki neid võtteid kasutatakse haprast materjalist elementide tugevdamisel.

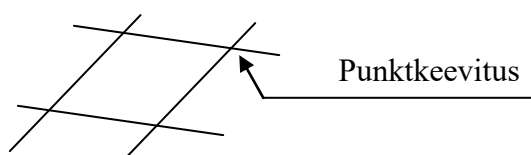
Tugevdamise võib jaotada kahte ossa:

müüri tugevdamine ladumise ajal,

müüri tugevdamine pärast ladumist, olemasoleva müüritise tugevdamine.

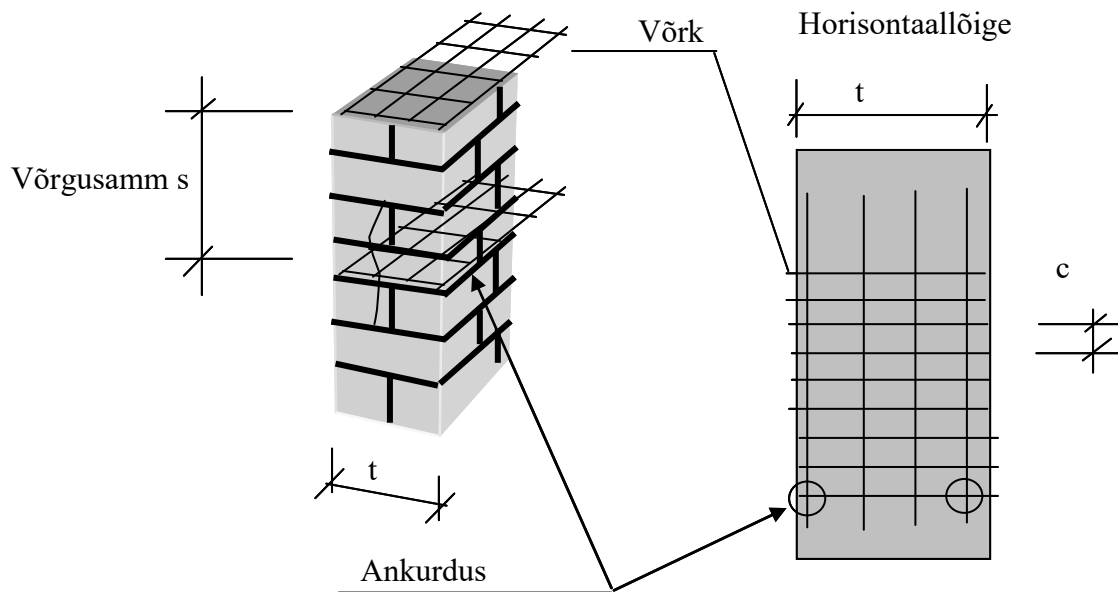
## 5.2 Müüritise tugevdamine ladumise ajal

Põhiliseks tugevdamise võtteks on siin müüritise armeerimine võrkudega ladumise ajal. Võrkudes kasutatakse traati läbimõõduga 3..4 mm. Võrk peab olema tehtud ristuvatest varrastest, mitte aiavõrguna. Selline võrk mahub nominaalpaksusega vuuki (ca' 10 mm).



**Skeem 5.2** Müürivõrk

Müür on oma töötamise seisukohalt lõpmata pikk. Müüri koormamisel saavad külgedeformatsioonid tekkida ainult müüri ristruunas, pikisuunas on sümmeetrilised tõttu deformatsioonid takistatud. Johtuvalt nimetatud asjaolust töötavad külgedeformatsiooni takistajatena ainult risti müüri vardad. Pikivardad on võrku siduvad ja loovad müüritise äärel ankurduse ristruudale.



### Skeem 5.3 Müüritise armeerimine võrkudega

Võrgud pannakse iga 3...5 rea tagant. Katsete abil on määratud müüritise tugevuse tõus sõltuvalt armatuuri hulgast (töötav armatuur), mis on pandud võimaliku külgedeformatsiooni suunas. Armeerimise võimsus määratakse teguriga, mis näitab kui palju on töötavat rauda %-des müüritise ruumiühiku kohta -

$$\mu = \frac{A_s \times t}{s \times c \times t} \times 100 = \frac{A_s}{s \times c} \times 100, \quad (1)$$

kus

- $A_s$  - võrguvarde ristlõikepindala,
- $s$  - võrkude vaheline kaugus,
- $c$  - võrgu põikvarraste samm,
- $t$  - müüri paksus.

Tugevdatud müüritise tugevus

$$f_t = f + \frac{2\mu \cdot f_s}{100} \leq 2f, \quad (2)$$

kus

$f$  - müüritise tugevus,

$f_s$  - armatuuri tugevus.

Postide puhul on avaldises (1) kordaja 2, kuna põikvardad töötavad mõlemas suunas.

Ekstsentrilise surve puhul tugevuse kasvu korrigeeritakse täiendavalt.

Müüri tugevuse kontroll toimub nagu tavaliselt, tugevuse avaldises on ainult  $f$  asemel  $f_t$ .

Võrkudega armeerimine toimub kahest põhimõttest lähtuvalt-

nn konstruktiivne armeerimine, mida tehakse vastavalt väljakujunenud praktikale ja lähtudes võimalikest ohtudest müürile (näit hoone ebaühtlane vajumine, mitmesugused seinte liitumise kohad jne) ja

armeerimine vastavalt tugevusarvutustele.

Konstruktiivset armeerimist vaatleme edaspidi vastavas peatükis.

Arvutuslik armeerimine on vajalik tavaliselt siis, kui müüri paksus on millegipärast piiratud.

### 5.3 Olemasoleva müüri tugevdamine

osutub tihti vajalikuks hoonete rekonstrueerimise käigus või avarii situatsioonis, kui müür on millegipärast ülekoormatud.

Levinumad on kolm põhilist võtet-

tugevdamine metallsärgiga,

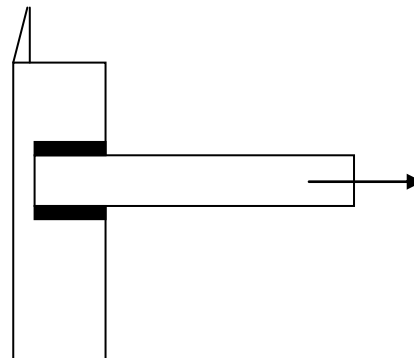
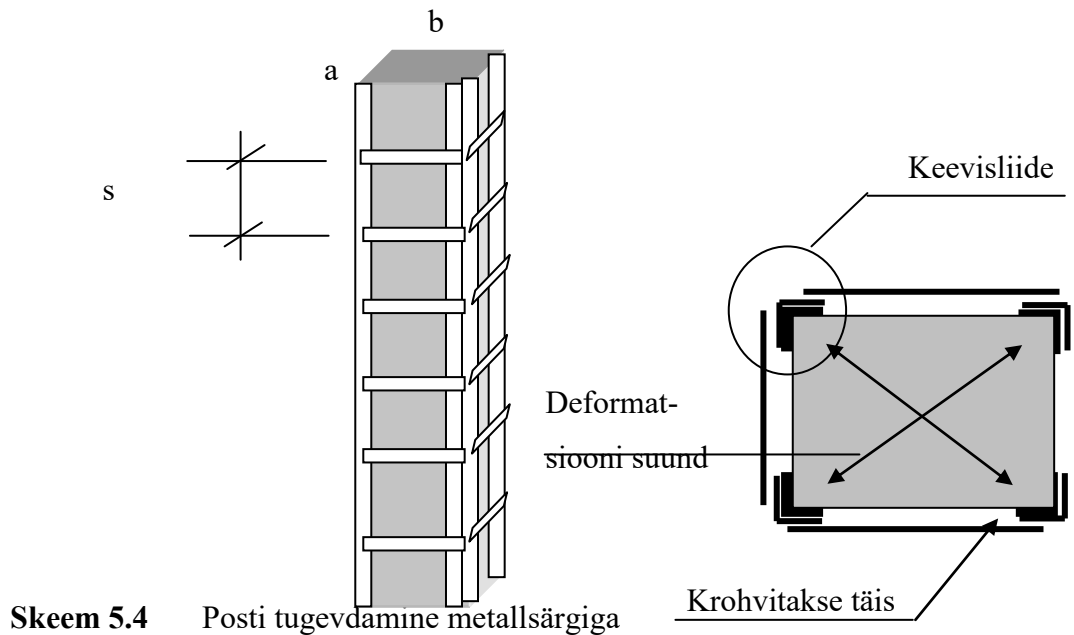
tugevdamine raudbetoonsärgiga,

tugevdamine krohvitud võrguga.

Tugevdamine metallsärgiga on laialt levinud kuna tema tegemine on suhteliselt lihtne.

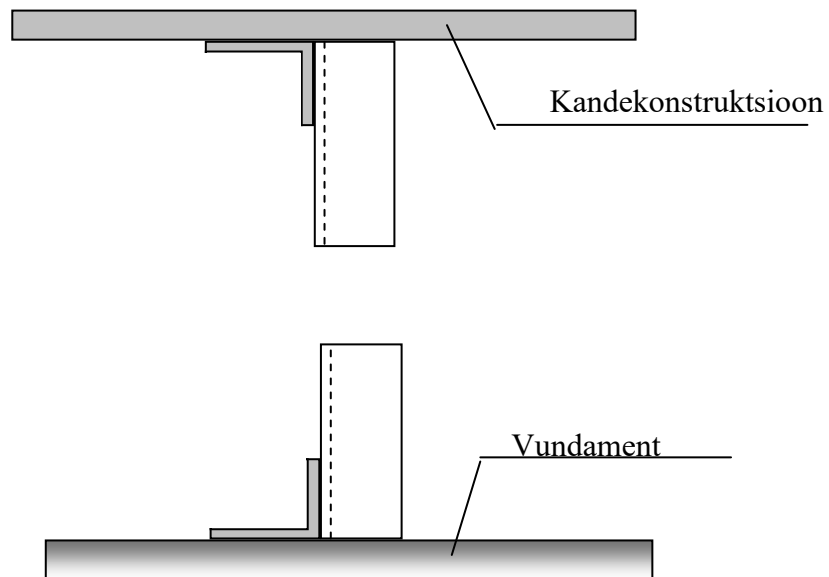
Posti nurkadesse pannakse püsti nurkraud, mis ühendatakse omavahel lattraudadega sammus järel. Töötavaks süsteemiks on lattraudadest silmus ümber posti, püstrauda on vaja üleminekujätku tegemiseks ja põikraudade asendi fikseerimiseks. Väga tähtis on, et pärast põikraudade keevitamist krohvitakse püstraudade alune täis, sellega luuakse toetuspind tekkiva külgdeformatsiooni takistamiseks. Tugevduse võimsuse määrab põikraudade ristlõige ja samm. Peab arvestama, et põikraudadena ei ole soovitatav kasutada kõrgemargilist terast, nende tugevuse ärakasutamiseks on vaja väga suuri deformatsioone (raua venimist), mida kivipost ei talu. Tugevdamise eelduseks on, et pragunenud (ülekoormatud) kivipostile tehakse metallsärk ja koormuse lisamisel hakkavad nüüd koos tööle metallsärk ja kivipost.

Põikraua kinnitamiseks on vaja küllalt suurt keevituspikkust, põikraua keevitus püsttraua külge on arvutuslik. Keevitusjätk peab olema võrdtugev põikraua endaga. Sellest nõudest johtuvalt on tihti vaja kasutada küllalt suure numbriga püsttrauda.



### Skeem 5.5 Põikraua kinnitamine

Kuivõrd püsttraudad on tugevduse juures vajalikud, siis võib neid ka otse ära kasutada koormuse vastuvõtul. Selleks tule luua püsttraudadele alumine ja ülemine toetus koormuse ülekandmiseks.



Skeem 5.6 Nurkraudade toetamine

Tugevusavaldis oleks järgmine

$$\begin{array}{ccc}
 1. & 2. & 3. \\
 \downarrow & \downarrow & \downarrow \\
 N \leq \psi \chi \left[ (\gamma_m f + \eta \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \times \frac{f_{sw}}{100}) A + f_{sc} A_{s2} \right], & & (3)
 \end{array}$$

kus

 $\psi$  - koormuse ekstsentrilisust arvestav tegur, $\chi$  - nõtk- (pikipainde)tegur, $\gamma_m$  - müüritise purunemise eksperthinnang. Kui müüritises ei ole verti-kaalseid pragusid, siis  $\gamma_m = 1$ , pragude puhul  $\gamma_m = 0,7$ , $f$  - müüritise tugevus, $\eta$  - ekstsentrilisust arvestav tegur, $f_{sw}$  - põikarmeerimise (-raua) tugevus<sup>1</sup>, $f_{sc}$  - püstraua survetugevus, $A_{s2}$  - püstraua ristlõikepindala.

Tsentrilise surve puhul

$$\psi = \eta = 1,$$

ekstsentrilise surve puhul

$$\psi = 1 - 2e_0/h \text{ ja } \eta = 1 - 4e_0/h,$$

<sup>1</sup> On soovitatav kasutada madalmargilisi teraseid kuna müüritise deformatsioonid, mis pingeid tekitavad, on väikesed



kus

$h$  on ristlõike kõrgus.

Tugevdamist ei soovitata teha, kui  $e_0 \geq 0,17h$  (t).

Avaldises (3) 1. liige väljendab purunenud posti tugevuse eksperthinnangut, 2. liige – sama posti tugevdamisest saadavat lisa, 3. liige – püstraudade iseseisvat tööd.

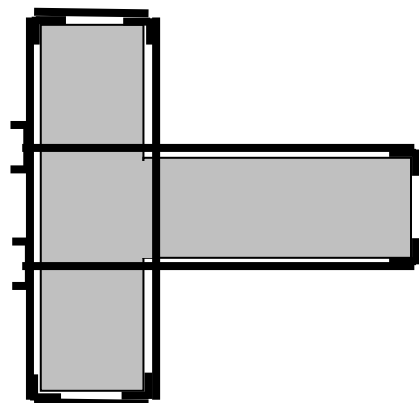
Arvutustes soovitatakse kasutada teraste vähendatud tugevusi, arvestades, et süsteem hakkab tööle alles peale kõikide osapoolte ühisdeformatsioonide tekkimist.

Terase ja armatuuri soovituslikud tugevused on järgmises tabelis -

Armatuuri (terase) tööskeem	Arvutuslik tugevus MPa	
	Klass A – I (A240)	Klass A – II (A300)
Põikarmatuur $f_{sw}$	150	150
Püstarmatuur ilma alumise ja ülemise toetuseta $f_{sc}$	43	55
Sama, ühest otsast ülekandega	130	160
Sama, toetus mõlemast otsast	190	240

Avariilukorras konstruktsioonide tugevdamisel tuleb hoolikalt jälgida ohutusnõudeid, üldiselt tuleks koormatud konstruktsioonid koormusest vabastada tugevduse ajaks lagede ja talade toetamisega. Konstruktsioonide tugevdamisel tuleb jälgida, et tugevdusraud oleksid sirgjoonelised ja moodustaks kinnise kontuuri, vajadusel tuleb moodustada ühes tugevdatavas ristlõikes mitu kinnist kontuuri tugevdusraudadega.

Järgmises T – kujulises ristlõikes tuleks luua kaks tugevduskontuuri-

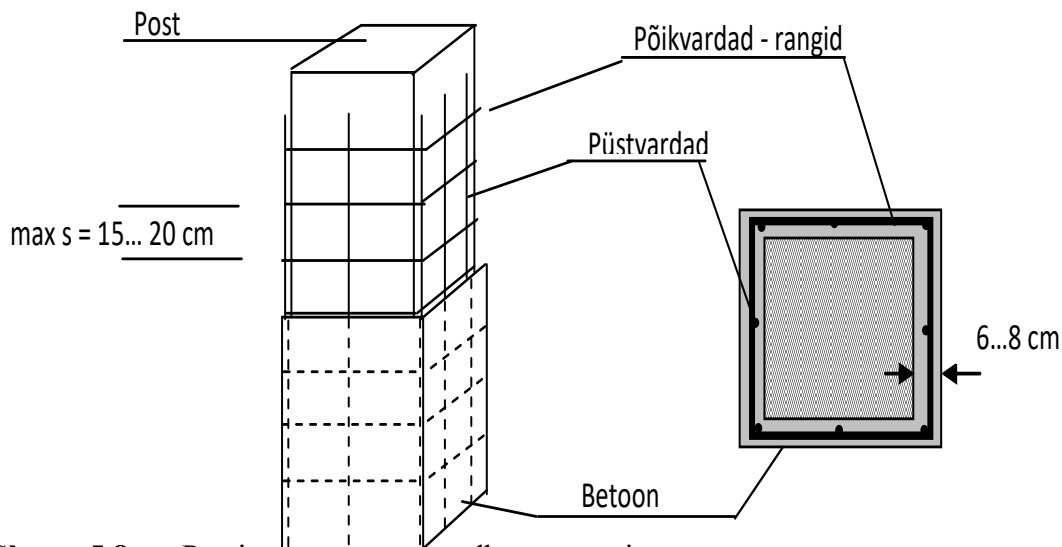


#### Skeem 5.7 T – kujulise posti tugevdamine

Korrosiooni kaitseks krohvatakse metallsärk tavaliselt tsementkrohviga, rõhutame veel kord, et püstraudade aluse täitmine tsementmördiga tuleb teha eraldi.

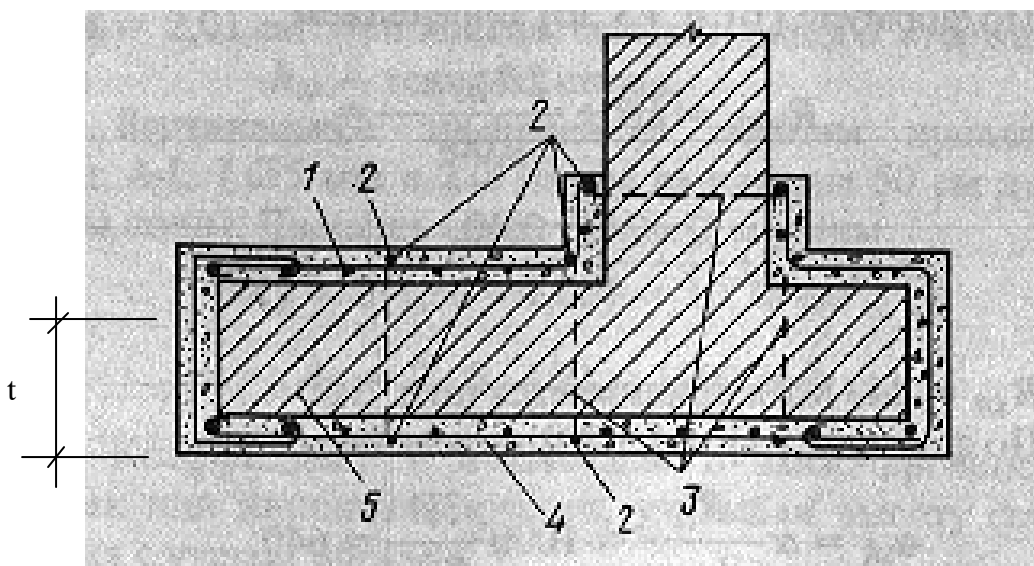
Põikraudade maksimaalne samm ei tohiks olla üle 50 cm.

Raudbetoonsärk on üldiselt efektiivsem kui metallsärk kuna betooni valamine ümber konstruktsiooni kindlustab tema tiheda liibumise.



**Skeem 5.8** Posti tugevdamine raudbetoonsärgiga

Ristlõike tugevdus on kõige efektiivsem külgede suhte puhul 1 : 1 ja langeb mitte oluliselt suhteni 1 : 2,5. Pikemate seinte puhul tuleb kasutada täiendavaid vardaid läbi seina.



**Skeem 5.9** Pikema seina tugevdamine

1 – põikrangid, 2 – täiendavad püstvardad lisa varraste ankurdamiseks, 3 – lisavardad läbi seina, 4 – betoon, 5 – müür.

Lisavarraste vahe ei tohiks olla suurem kui  $t$  ja mitte rohkem kui 100 cm, kõrguse ei tohiks lisavarraste samm olla üle 75 cm. Lisavarraste töötamisetegur võetakse 0,5.

Posti ümber paigaldatakse armatuurvõrk, tehakse raketis ja valatakse ümber posti betoon. Armatuurvõrk koosneb püstvarrastest ja kinnistest rangidest. Betonina kasutatakse hästi plastifitseeritud peeneteralist betooni. Raketis tehakse 1...1,5 m järkudena mööda elemendi kõrgust.

Tugevuskontroll on järgmine-

$$N \leq \psi \chi \left[ \left( \gamma_m f + \eta \frac{3\mu}{1+\mu} \times \frac{f_{sw}}{100} \right) A + \gamma_b f_b A_b + f_{sc} A_{s2} \right], \quad (4)$$

kus

$\gamma_b$  - betoonsärgi töötamist arvestav tegur,  $\gamma_b = 1$  kui koormus antakse vahetult betoonsärgile ja on olemas alumine toetus,  $\gamma_b = 0,7$ , sama kui alumine toetus puudub,  $\gamma_b = 0,35$  kui betoonsärk ei ole otseselt koormatud ega toetatud.

Avaldises (4) arvestavad liikmed 3 ja 4 betoonsärgi otsest töötamist.

Tugevdus võrgule krohvimisega tehakse vähekoormatud elementide puhul. Tugevdatav konstruktsioon mähitakse metallvõrgu sisse ja krohvatakse tsementkrohviga. Metallvõrk peab olema tehtud ristvarrastest (traadist).

Tugevdust kontrollitakse avaldisega-

$$N \leq \psi \chi \left( \gamma_m f + \eta \frac{2,8\mu}{1+2\mu} \times \frac{f_{sw}}{100} \right) A, \quad (5)$$

tähistused on samad, mis eespool.

#### 5.4 Müüri kui konstruktsiooni tugevdamine

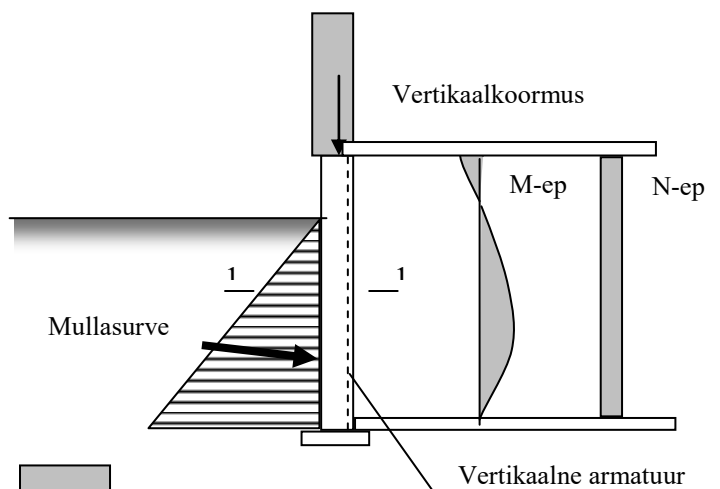
Müüri kui konstruktsiooni tugevdamise vajadus tekib siis, kui müüri koormatakse risti tema pinnale.

Kõrgete keldriseinte puhul tekib oht nende purunemisele paindele.

**Skeem 5.10** Müüri tugevdamine vertikaalse armeerimisega

Lõige 1 – 1

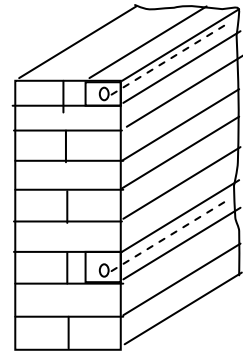
**Skeem 5.11** Müüri armeerimine



Müüri ladumisel jäetakse vertikaalne vagu, mille sisse pannakse hiljem armatuurvarras ja siis vagu betoneeritakse täis.

Punktiiriga näidatud alasse moodustub nagu paindeelement, mille tõmbealas töötab armatuurvarras ja surve alas (horis. viirutus) müüritis. Vertikaalvarraste vahe määratakse arvutusega.

Samasuguse konstruktsiooni võib luua horisontaalse armeerimisega. Sel juhul pannakse armatuur juba ladumise ajal paigale.



### Skeem 5.13 Horisontaalselt armeeritud müür

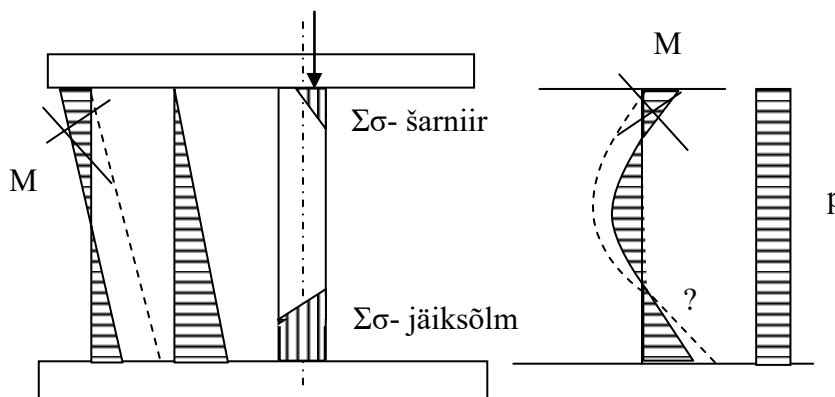
Põikjõu vastuvõtuks võiks horisontaalvuukidesse panna ka võrgud.

## 6 Müüritud konstruktsioonide tugevusarvutused

### 6.1 Arvutuste alused

Põhilise arvutamise alustega seotud probleemid on toodud 1. Loengus.

Tuletame veel meelde, et konstruktsiooni (-elemendi) arvutamisel tuleb teda kindlasti vaadata koos terve konstruktsiooniga, eriti tuleb uurida sidemeid, millega on konstruktsioonid omavahel seotud. Kivimüüritise puhul on tähtsaks probleemiks nn jäik või šarniirne kinnitus.

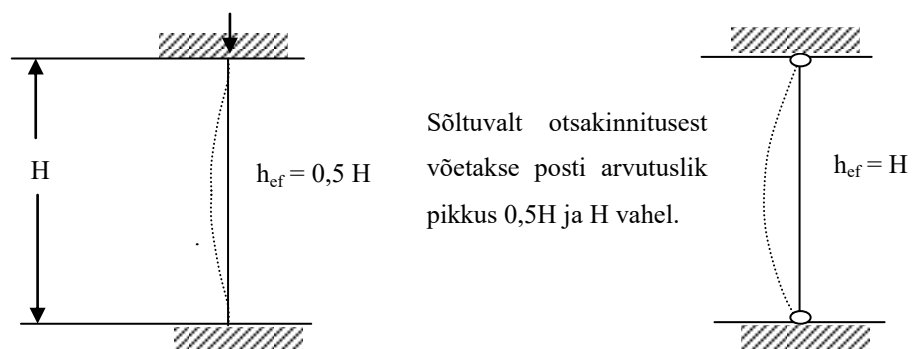


Ekstsentriline surve

Horisontaalne koormus

### Skeem 6.1 Pinged postis

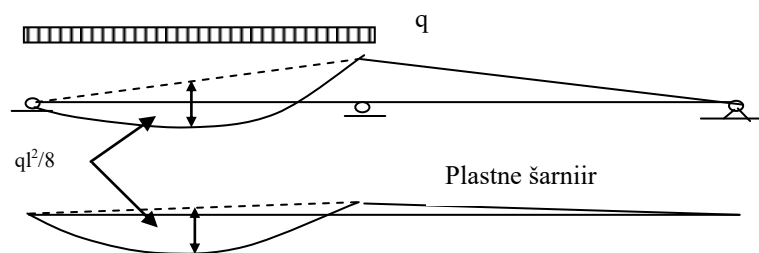
Parempoolse pingepüüri puhul tekib posti paremas servas tõmbepinget. Vasakut situatsiooni võime vaadelda jäiga kinnituse all ja šarniirina üleval. Seega tuleks õige arvutusskeemi määramiseks lähtuda alguses müüritise puhul jäikadest sõlmedest, pärast sisejõudude määra-



mist täpsustada võimalikud kinnitused ja teha uus arvutus. Arvutustes kasutatakse ka mõistet “pehme” või plastne šarniir. Sellisel juhul antakse ette lubatud jõu ekstsentrilisus sõlmes ja sellest johtuvad pinged. Arvutustes kajastub see peale pingepüüri kujunemise ka posti nõtkepikkuses.

### Skeem 6.2 Posti nõtkepikkused

Plastsete sõlmede tekkimise tõttu toimub koormuste ümberjagamine süsteemis. Jäiga sõlme muutumisel šarniiriks “ujub” koormus edasi järgmise suurema jäikuse suunas. See on lihtsalt vaadeldav jätkuvtala skeemil.



### Skeem 6.3 Koormuse ümberjaotumine jätkuvtalas

Peab meeles pidama, et ei saa kontrollida terve konstruktsioonielemendi tugevust, vaid ainult tugevust tema konkreetses kohas – lõikes. Kui elemendi lõige on konstantne, siis kontrollitakse tugevust enam koormatud lõikes.

Sisejõudude epüüride esitamisel kasutatakse kokkuleppelisi märke, kusjuures üldlevinud on paindeepüüri kandmine elemendi tõmmatud poolele. Vertikaalsete elementide puhul pannakse epüüri märk paika lahendaja poolt ülesande alguses, survet tähistatakse kivikonstruktsioonides üldiselt + märgiga.

## 6.2 Koormused

Koormuste määramist käsitlesime eespool.

Koormuste määramisel omab suurt tähtsust projekteerija kogemus ja teadmised. Kuivõrd koormuse määramine on sisuliselt tema prognoosimine, siis tuleb alati arvestada, kas antud elemendi tugevuse seisukohalt on ohtlikum koormuse väärtuse üle- või alahindamine või antud ajutise koormuse esinemine üldse. Mitmekorruseliste hoonete seinte kontrollimisel arvestatakse, et ei ole tõenäoline et kõik vahelaed on koormatud maksimumkoormusega üheaegselt.

### 6.3 Vertikaalselt koormatud armeerimata müüri kandevõime

#### 6.3.1 Üldsätted

Vertikaalselt koormatud armeerimata müüri kandevõime sõltub seina geometriast, koormuse ekstsentrilisusest ja müüritise omadustest.

*Arvutuse eeldused on:*

- müüritise deformeerumisel jääb ristlõige tasapinnaliseks;
- müüritise tõmbetugevus risti sängitusvuugiga on null;
- pingedeformatsiooni graafik vastab skeemile 4.17 (I loeng).

*Tuleks arvestada:*

- koormuse pikaajalisust;
- kaudseid koormusi;
- seinte asendist tekkivat ekstsentrilisust, lagede ja diafragmade koostööd;
- lisaekstsentrilisusi konstruktsiooni eri osade erinevatest deformatsioonidest erinevate materjalide eriomaduste tõttu.

Kandepiir seisundis peab armeerimata seina verikaalkandevõime  $N_{Rd}$  olema vähemalt võrdne vertikaalkoormusega  $N_{Sd}$ , st

$$N_{Sd} \leq N_{Rd}. \quad (6.1)$$

*Sobiv arvutusmeetod kandepiir seisundi kontrollimiseks on antud järgmistes punktides.*

*Märkus. Nendes punktides on tehtud lihtsustusi seoses seinte saleduse määramise ja nõtketuriga  $\chi$ , kaudsete koormuste tulem võetakse arvesse lihtsustatud viisil.*

#### 6.3.2 Avadeta seina ja postide tugevusarvutused

*Vertikaalkoormusega ühekihilise seina ja posti kandevõime on*

$$N_{Rd} = \frac{\chi_{i(m)} A_c f_k}{\gamma_M}, \quad (6.2)$$

*kus*

$A_c$  — seina või posti arvutusliku osa surutud tsooni ristlõikepindala. Avaldis on teisendatud EVS-EPN 1996-1-1:2008 vastavast avaldisest. Vastavalt eeldustele ei võta ristlõige vastu tõmbepingeid, surutud osas pingepüür täitub ja arvutustes võetakse see risküliku kujuliseks. Selle pinna raskuskese peab seega asuma mõjuva jõu rakenduspunkti all (sellega ühel joonel). See tingimus on pinna  $A_c$  määramise aluseks.

Ristkülikulise ristlõike puhul

$$A_c = \left(1 - 2 \frac{e_i}{t}\right) A, \quad (6.3)$$

kus

$e_i$  — ekstsentrilisus seinas või posti ülemises või alumises tsoonis vastavalt avaldisele (6.4)

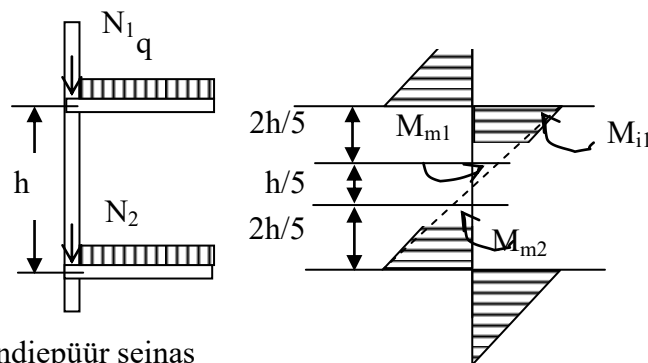
$$e_i = \frac{M_i}{N_i} + e_{hi} + e_a \geq 0,05 t; \quad (6.4)$$

$M_i$  — moment seinas või posti ülemises või alumises tsoonis lae toetamise ekstsentrilisusest (vt skeem 6.4);

$N_i$  — arvutuslik vertikaalkoormus;

$e_{hi}$  — horisontaalkoormuse (näiteks tuule) põhjustatud vertikaalkoormuse ekstsentrilisus seinas;

$e_a$  — juhuslik ekstsentrilisus ;



**Skeem 6.4.** Momendiepüür seinas

$\chi_{i(m)}$  — kandevõimet vähendav tegur (nõtketegur)  $\chi_i$  või  $\chi_m$  vastavalt saledusele ja ekstsentrilisusele;

$f_k$  — müüritise normsurveugevus;

$\gamma_M$  — materjali osavarutegur;

$t$  — seinas või posti paksus, võttes arvesse 5 mm suuremad tühemikud vuukides.

Seinas või posti arvutustugevus tuleks määrata kas tema kõrguse keskkohal ühe viiendiku kõrguse pikkusel alal, kasutades tegurit  $\chi_m$  või seinas alumises või ülemises tsoonis teguriga  $\chi_i$ .

Kui seinas arvutuslik ristlõige tema pikkuseühikule (1 m) on vähem kui  $0,1 \text{ m}^2$ , siis tuleks normsurveugevus  $f_k$  korrutada teguriga

$$(0,7 + 3A), \quad (6.5)$$

kus  $A$  on elemendi koormatud horisontaalne brutoristlõige  $\text{m}^2$ .

Mitmekihilise kergseinas puhul tuleks määrata igale kihile langev koormus ja iga kihi kandevõime  $N_{Rd}$  vastavalt avaldisele (6.2). Kui mitmekihilises kergseinas on ainult üks kiht vertikaalselt koormatud, siis tuleks määrata seinas kandevõime selle kihi arvutusliku ristlõike järgi, kihi arvutuslik paksus saleduse määramiseks leitakse avaldisega (6.20).

Vooderdatud sein, mille sidemed tagavad kihtide koostöö vertikaalkoormuse vastuvõtul, tuleks arvutada nagu ühekihiline sein, lähtudes nõrgemast kihist ja kasutades  $K$  väärtust, mis vastab pikivuugile seinas.

Uurded ja tühemikud vähendavad sein kandevõimet. Kui uurded ja tühemikud on lubatud piirides, võib nende mõju mitte arvestada.

### 6.3.3 Nõtke- ja ekstsentrilisustegur, survetsooni pindala

Nõtke- ja ekstsentrilisusteguri  $\chi$  ja survetsooni pindala  $A_c$  võib määrata järgnevalt. Sein jaotatakse kõrguses kolmeks tsooniks. Eeldatakse, et nõtkumisel sein kõverdub ainult keskmises 1/5 pikkuses alas. Selles alas arvestatakse täiendava momendi tekkimist.<sup>2</sup>

a) Sein ülemises ja alumises lõikes (skeem 6.4)

$$\chi_i = 1, \quad (6.6)$$

ristkülikulise ristlõike puhul

$$A_c = \left(1 - 2 \frac{e_i}{t}\right) A, \quad (6.7)$$

kus

$e_i$  — ekstsentrilisus sein ülemises või alumises tsoonis vastavalt avaldisele (6.8),

$$e_i = \frac{M_i}{N_i} + e_{hi} + e_a \geq 0,05 t; \quad (6.8)$$

$M_i$  — moment sein ülemises või alumises tsoonis lae toetamise ekstsentrilisusest (vt ka skeem 6.4); 2/5

$N_i$  — arvutuslik vertikaalkoormus;

$e_{hi}$  — horisontaalkoormuse (näiteks tuule) põhjustatud verti 1/5 use ekstsentrilisus seinas;

$e_a$  — juhuslik ekstsentrilisus; 2/5

$t$  — sein paksus.

b) Sein keskkohal ühe viiendiku kõrguse pikkusel alal (skeem 6.4) määratakse nõtke- ja ekstsentrilisustegur  $\chi_m$  elastsusmooduli  $E = 1000 f_k$  puhul (üldjuhtu vt lisa A) avaldisega

$$\chi_m = e^{\frac{u^2}{2}} \quad (6.9)$$

kus

$e$  — naturaalloogaritmi alus,

<sup>2</sup> Vabalt seisva sein puhul on see ala alumine toetusala.



$u$  — määratakse avaldisega

$$u = \frac{\lambda_i - 7}{16 + 64 \frac{A_c}{A}}. \quad (6.10)$$

Ristkülikulise ristlõike puhul

$$u = \frac{\lambda_h - 2}{23 - 37 \frac{e_{mk}}{t}}, \quad (6.11)$$

ja

$$A_c = (1 - 2 \frac{e_m}{t})A. \quad (6.12)$$

Avaldiste (6.9...6.12) kasutamisel vajalikud tähised:

$$\lambda_i = \frac{h_{ef}}{i} \quad \text{— seinaosa või posti saledus inertsiraadiuse alusel ( } i = \sqrt{\frac{I}{A}} \text{ );}$$

$$\lambda_h = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \quad \text{— saledus ristlõike kõrguse alusel;}$$

$e_{mk}$  — avaldiste (6.13) ja (6.14) abil leitav ekstsentrilisus seina keskkohal ühe viiendiku kõrguse pikkusel alal;

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 t; \quad (6.13)$$

$$e_m = \frac{M_m}{N_m} + e_{hm} + e_a; \quad (6.14)$$

$M_m$  — seina keskkohal momentidest suurem vastavalt skeemile 6.4;

$N_m$  — arvutuslik vertikaaljõud samas kohas;

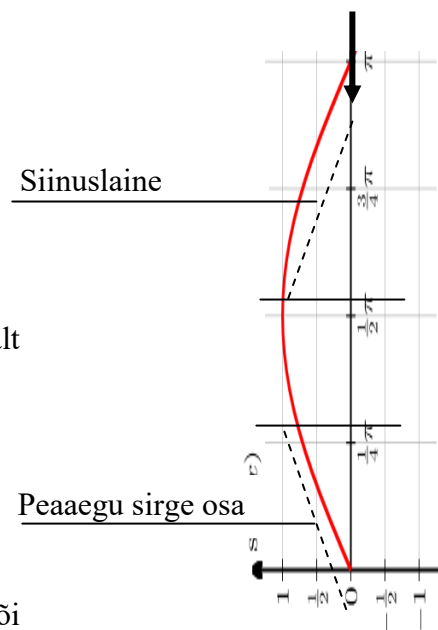
$e_{hm}$  — horisontaalkoormuse (näiteks tuule) põhjustatu Peaaegu sirge osa ekstsentrilisus seina keskmises tsoonis;

$h_{ef}$  — seina arvutuslik kõrgus sõltuvalt kinnitus- või jäigastustingimustest;

$t_{ef}$  — seina arvutuslik paksus,

$e_k$  — roomest tekkiv ekstsentrilisus vastavalt avaldisele (6.15)

$$e_k = 0,002 \Phi_\infty \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{te_m}; \quad (6.15)$$

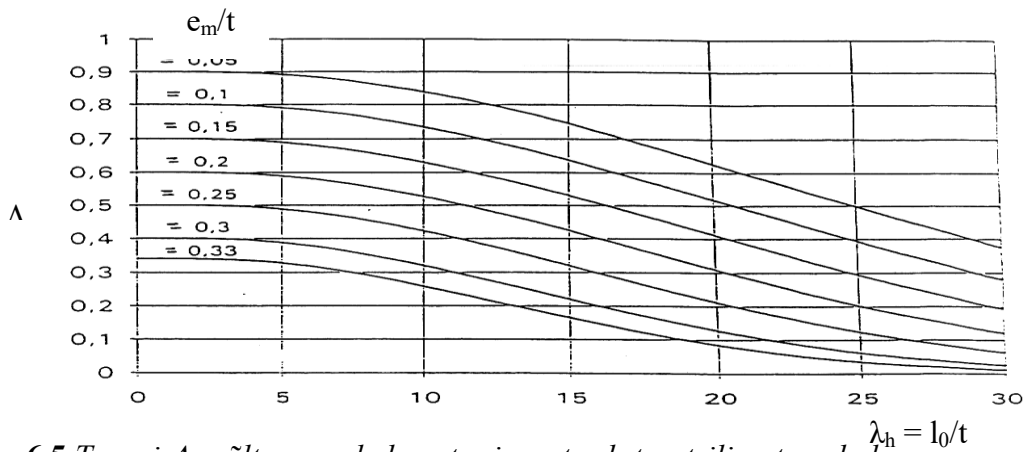


$\Phi_\infty$  — lõplik roometegur.

Seina keskkohal ühe viiendiku kõrguse pikkusel alal võib antud lihtsustusi kasutades kontrollida riskülikukujulist ristlõiget,  $E = 1000 f_k$  puhul, avaldisega,

$$N_{Rd} = \frac{\Lambda_m A f_k}{\gamma_M}, \quad (6.16)$$

kus tegur  $\Lambda_m$  määratakse joonisel 6.5 toodud diagrammi abil.



**6.5** Teguri  $\Lambda_m$  sõltuvus saledusest erinevate ekstsentrilisuste puhul  $\lambda_h = l_0/t$

### 6.3.4 Seina arvutuslik kõrgus

#### 6.3.4.1 Üldsätted

Kandevseina arvutusliku kõrguse määramisel arvestatakse seinaga seotud konstruktsioonelementide suhtelist jäikust ja sidemete efektiivsust.

Seina arvutusliku kõrguse määramisel peab vahet tegema seina kinnitustingimustes (kinnitatud kahest, kolmest neljast servast või vabaltseisev sein). Vahelagesid, sobivalt paiknevaid põikseinu ja muid seinaga seotud sama jäiku konstruktsioonelemente võib vaadelda seina kinnitusena ja neid arvestada konstruktsiooni üldstabiilsuse kontrollimisel.

#### 6.3.4.2 Seina jäik kinnitus

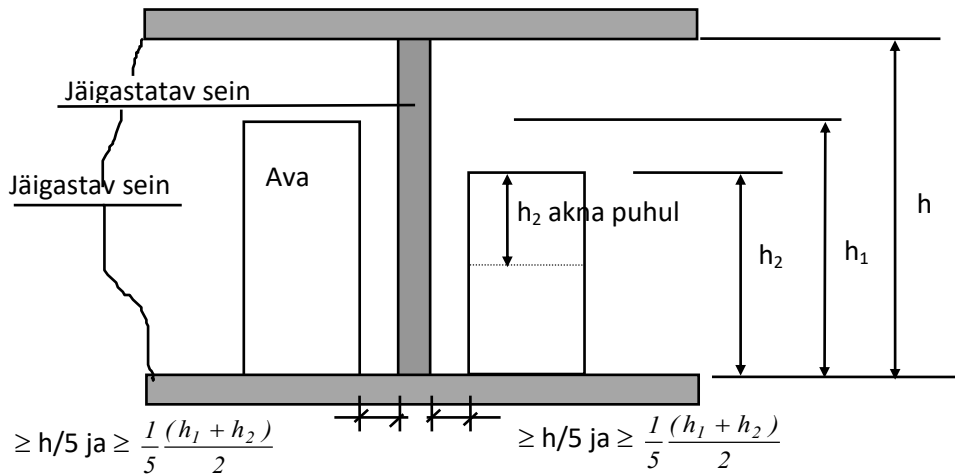
Seina vertikaalserva võib lugeda jäigalt kinnitatuks, kui:

—arvutuslikult ei teki pragu jäigastava seina ja antud seina vahel, st mõlemad seinad on omavahel seotud ja samaaegselt tehtud enam-vähem ühesuguste deformatsiooniomadustega materjalidest, on enam-vähem ühesuguselt koormatud ja mahukahanemine, koormamine jms ei põhjusta seinte omavahelist liikumist;

—antud seina ja jäigastava seina vahel on võimalik vastu võtta tekkivat tõmbe- ja survejõudu ankrute, sidemete või muude sarnaste vahendite abil.

Jäigastava seina pikkus peaks olema vähemalt 1/5 korruse kõrgusest ja paksus vähemalt 0,3 jäigastatava seina arvutuspaksusest, kuid mitte vähem kui 85 mm.

Kui jäigastavas seinas on avad, siis peaks avade minimaalne vahekaugus kohas, kus kinnitatakse jäigastatav sein, olema vastav skeemile 6.6 ja jäigastatav sein jääma avade servast vähemalt 1/5 korruse kõrguse kaugusele.



**Skeem 6.6** Avadega jäigastatava seina minimaalnõuded

Seinu võib jäigastada ka muude konstruktsioonelementidega eeldusel, et neil on samasuur jäikus kui jäigastaval tellisseinal ja nende ühendus jäigastava seinaga tagab tekkivate tõmbe- ja survejõudude vastuvõtu.

### 6.3.4.3 Seinade arvutuskõrguse määramine

Seina arvutuskõrguse võib määrata avaldisega

$$h_{ef} = \rho_n h, \quad (6.14)$$

kus

$h_{ef}$  —seina arvutuskõrgus;

$h$  —korruse puhaskõrgus;

$\rho_n$  —vähendustegur, kus  $n = 2, 3$  või  $4$  sõltub seina kinnitustingimustest.

Vähendusteguri  $\rho_n$  väärtuseks võib võtta:

a) seinale, mis on alt ja ülalt seotud mõlemale poole seina ulatuva raudbetoonvahelae või kaatusega või raudbetoonvahelae ühelt poolt seina, mis toetub seinale vähemalt 2/3 seinapaksuse ulatuses, kuid mitte vähem kui 85 mm

$$\rho_2 = 0,75,$$

kui koormuse ekstsentrilisus seina ülaserval on suurem kui 0,25 seinapaksust, siis

$$\rho_2 = 1,0;$$

b) seinale, mis on alt ja ülalt seotud mõlemale poole seinu ulatuva puitvahelae või katustega või puitvahelaeaga ühelt poolt seinu, mis toetub seinale vähemalt 2/3 seinapaksuse ulatuses, kuid mitte vähem kui 85 mm

$$\rho_2 = 1,0,$$

kui koormuse ekstsentrilisus seinu ülaserval on suurem kui 0,25 seinapaksust, siis alati

$$\rho_2 = 1,0;$$

c) kui ei sobi tingimus a) ega b), siis

$$\rho_2 = 1,0;$$

d) seinale, mis on kinnitatud alt ja ülalt ning jäigastatud ühel vertikaalserval (teine serv vaba)

$$\rho_3 = \frac{1}{1 + \left[ \frac{\rho_2 h}{3L} \right]^2} \rho_2 > 0,3, \quad (6.15)$$

kus  $h \leq 3,5 L$  puhul võetakse  $\rho_2$  a), b) või c) kohaselt;

$h > 3,5 L$  puhul

$$\rho_3 = \frac{1,5L}{h}, \quad (6.16)$$

kus  $L$  on vaba serva kaugus jäigastava seinu keskelt;

Märkus.  $\rho_3$  väärtuste graafik on antud lisa B.

e) seinale, mis on kinnitatud alt ja ülalt ning jäigastatud kahel vertikaalserval

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + \left[ \frac{\rho_2 h}{L} \right]^2} \rho_2, \quad (6.17)$$

kus  $h \leq L$  puhul  $\rho_2$  võetakse a), b) või c) kohaselt;

$h > L$  puhul

$$\rho_4 = \frac{0,5L}{h}, \quad (6.18)$$

kus  $L$  on jäigastusseinte tsentrite vahekaugus.

Märkus.  $\rho_4$  väärtuste graafik on antud käsiraamatutes.

Kui sein on jäigastatud kahel vertikaalserval, aga  $L \geq 30t$ , või sein on jäigastatud ühel vertikaalserval, aga  $L \geq 15t$  ( $t$  on jäigastusseina paksus), siis loetakse sein kinnitatuks ainult alt ja ülalt.

Kui sein on nõrgestatud avade, vagude või tühemikega, tuleks arvutustes kasutada tema vähendatud paksust  $t$  või eeldada, et seinu vaba serv asub nõrgestuse kohal. Kohta, kus vertikaalse vao tõttu seinu paksus väheneb poole võrra, tuleb alati vaadelda vaba servana.

Kui seinas on ava, mille puhaskõrgus on suurem kui 1/4 korruse kõrgusest, või puhaslaius on suurem kui 1/4 seina pikkusest või ava pind on suurem kui 1/10 selle seina pindalast, siis eeldatakse seina arvutuskõrguse määramisel, et ava ääres on seinal vaba serv.

Ühekihilise, kahekihilise, vooderdatud, kesttoetusega või mittetöötava voodriga seina ja betooniga täidetud kergseina arvutuspaksuseks  $t_{ef}$  võib võtta seina tegeliku paksuse  $t$ .

Kergseina arvutuspaksuseks  $t_{ef}$  võib võtta juhul, kui mõlemad seinakihid on seotud vastavalt nõuetele

$$t_{ef} = \sqrt[3]{t_1^3 + t_2^3}, \text{ kus } t_1 \text{ ja } t_2 \text{ on kihtide paksused.} \quad (6.19)$$

Kui koormatud seinakihi elastsusmoodul  $E$  on suurem kui teisel ja see võib viia seina arvutuspaksuse ülehindamisele, tuleks  $t_{ef}$  määramisel aluseks võtta kihtide suhteline jäikus.

Kui kergseina puhul on ainult üks seinakiht koormatud, võib seina arvutuspaksuse määrata avaldisega (6.19) eeldusel, et kihtide omavahelised sidemed on küllalt elastsed ja seinakihtide erinevad deformatsioonid ei too kaasa vigastusi seinas. Arvutuspaksuse määramisel ei võeta koormamata seinakihi paksust suuremaks koormatud kihi omast.

Seina saledus  $h_{ef}/t_{ef}$  ei tohi olla suurem kui 27.

Seina ehitamise kaarnevigade arvestamiseks tuleb arvutustes eeldada kogu seina kõrguses juhuslikku ekstsentrilisust  $e_a$ .

Juhusliku ekstsentrilisuse suuruseks võib võtta  $h_{ef}/450$ , kus  $h_{ef}$  on seina arvutuskõrgus.

Märkus. Suurus 450 peegeldab tööde tegemise keskmist taset. Eestis ei ole seda suurust täpsustatud.

### 6.3.5 Seina arvutuslik paksus

Ühekihilise, kahekihilise, vooderdatud, kesttoetusega või mittetöötava voodriga seina ja betooniga täidetud kergseina arvutuspaksuseks  $t_{ef}$  võib võtta seina tegeliku paksuse  $t$ .

Kergseina arvutuspaksuseks  $t_{ef}$  võib võtta juhul, kui mõlemad seinakihid on seotud vastavalt nõuetele

$$t_{ef} = \sqrt[3]{t_1^3 + t_2^3}, \text{ kus } t_1 \text{ ja } t_2 \text{ on kihtide paksused.} \quad (6.20)$$

Kui koormatud seinakihi elastsusmoodul  $E$  on suurem kui teisel ja see võib viia seina arvutuspaksuse ülehindamisele, tuleks  $t_{ef}$  määramisel aluseks võtta kihtide suhteline jäikus.

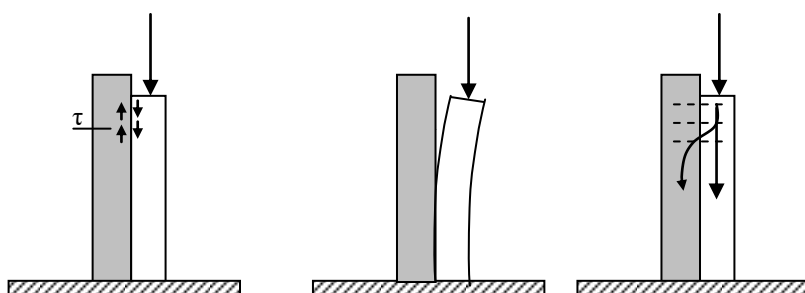
Kui kergseina puhul on ainult üks seinakiht koormatud, võib seina arvutuspaksuse määrata avaldisega (4.17) eeldusel, et kihtide omavahelised sidemed on küllalt elastsed ja seinakihtide erinevad deformatsioonid ei too kaasa vigastusi seinas. Arvutuspaksuse määramisel ei võeta koormamata seinakihi paksust suuremaks koormatud kihi omast.

6.3.6 Seinä ekstsentrilisus seotud süsteemis

Seotud süsteemis – seinad vahelaed, pöikseinad – määratakse seinä ekstsentrilisus lähtudes raamsüsteemi arvutustulemustest. Lihtsustatud meetod ekstsentrilisuse määramiseks on EVS-s.

6.3.7 Pilastriga seinad

Pilastriga seinä puhul eeldatakse, et koormus kantakse seinale pilastri kaudu. See eeldab, et pilaster on tugevalt seinä küljes. Pilaster tuleb laduda koos seinaga ja siduda temaga korrapäraselt sideridadega.



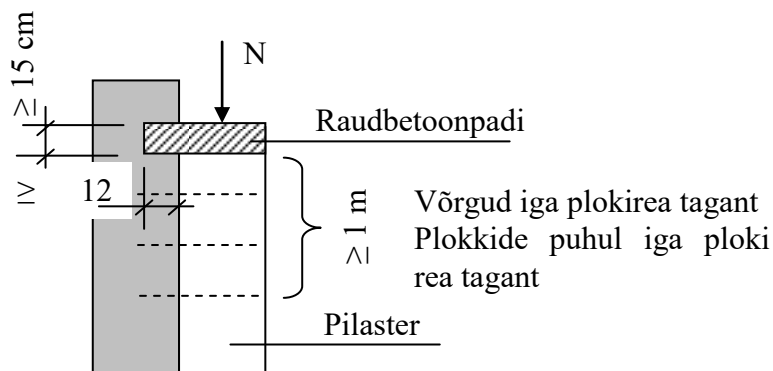
Eriti raskelt on koormatud nihkejõududega pilastri ja seinä vaheline ülemine osa.

- a) nihkejõud
- b) pilastri ja seinä vahe
- c) armeerimine võrkudega,

a) b) lõhe c) padi

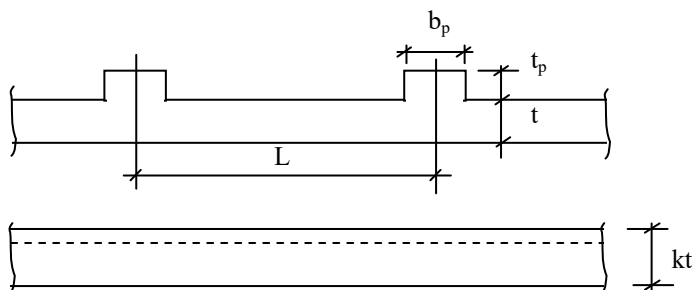
Skeem 6.7 Pilastri sidumine seinaga

Soovitav on kasutada järgmist tugevdusskeemi -



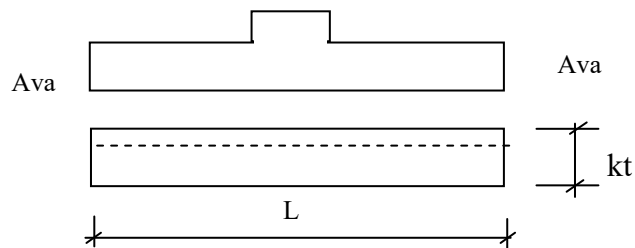
Skeem 6.8 Pilastri tugevdamine

Pilastriga seinä saledus määratakse



se redutseeritud saledusena,  $t_{ef} = kt$ .

Skeem 6.9 Pilastriga seinä efektiivpaksus täisseinä puhul

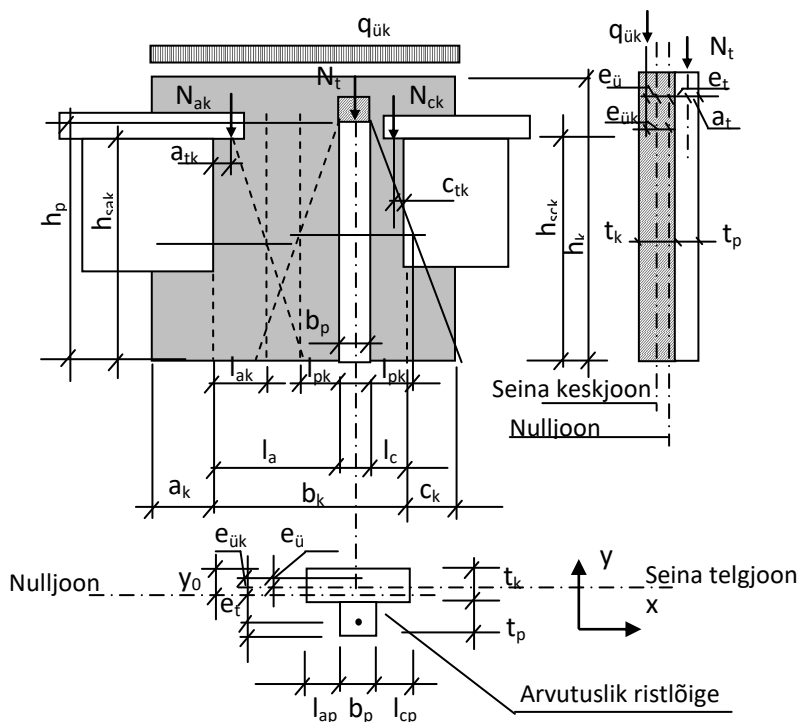


Skeem 6.10 Pilastri laius avade puhul efektiivpaksuse määramiseks

Teguri  $k$  võib valida järgmisest tabelist

$L/b_p$	$t_p/t$		
	1	2	3
6	1,0	1,4	2,0
10	1,0	1,2	1,4
20	1,0	1,0	1,0

Pilastriga seina arvutuskeem –



Skeem 6.11 Pilastriga seina arvutuskeem (vt Columbiakivi arvutusprogramm)

## 6.4 Vertikaalselt koormatud armeeritud müüritis

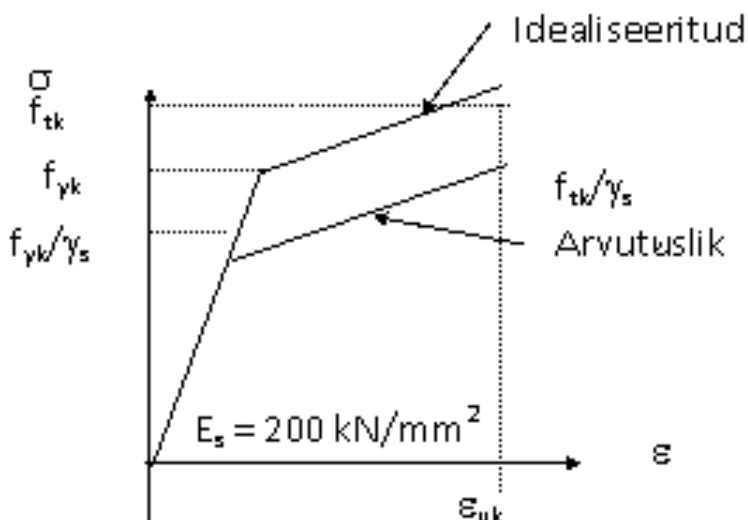
### 6.4.1 Üldsätted

Armeeritud müüritise tugevus tuleb määrata teooria abil, mis arvestab mittelineaarseid seoseid ja teist järku mõjusid. Müüritisel oleva täitebetooni deformatsiivsed omadused tuleb võtta võrdseks müüritise omadustega. Kõik nõuded müüritise kohta rakenduvad võrdselt ka müüritisel oleva täitebetooni kohta.

Momendi, momendi ja pikijõuga või pikijõuga koormatud armeeritud müüritise arvutus peab põhinema järgmistel eeldustel:

- tasapinnaline ristlõige jääb tasapinnaliseks;
- armatuuri ja seda ümbritseva müüritise deformatsioonid on võrdsed;
- müüritise tõmbetugevus on null;
- müüritise maksimaalne survedeformatsioon võetakse vastavalt materjalile;
- armatuuri maksimaalne tõmbedeformatsioon võetakse vastavalt materjalile;
- müüritise pingepikenemise seos võetakse paraboolne, parabool-täisnurkne või täisnurkne;
- armatuuri pingepikenemise seos vastab skeemile 6.12;
- ainult pikisurvega koormatud müüritise piirsurvedeformatsioon on -0,002;
- mitte üleni survega koormatud ristlõike puhul võetakse müüritise piirsurvedeformatsioon -0,0035. Vahepealses olukorras määratakse deformatsioonidiagramm eeldusel, et deformatsioon -0,002 on ristlõike enamsurutud servast 3/7 ristlõike kõrguse kaugusel (vt. skeem 6.13).

Kasutatavad valemid kehtivad paindel nii elemendi pinnas kui pinnast välja ja hõlmavad nii seinu kui talasid.



Müüritise või temas oleva täitebetooni surveepüüri üldine kuju võib põhineda skeemil, kus

$f_d = f_k / \gamma_M$  on müüritise jaoks (kasutada tuleb koormamise suunale vastavat väärtust) ja

$f_d = f_{ck} / \gamma_M$  müüritisel oleva täitebetooni jaoks.

Kui survetsoon sisaldab nii müüritist kui ka müüritisel olevat täitebetooni, tuleks survetugevuse määramisel kasutada nõrgema materjali survetugevusele vastavat pingediagrammi.

**Skeem 6.12** Armatuurterase arvutuslik pingedeformatsiooni diagramm



Armeeritud müüritise ava pikkust tuleks piirata tabelist 6.1 saadava väärtusega.

Ava pikkuse ja arvutuskõrguse piirsuhted sein ja tala jaoks

**Tabel 6.1**

Ääritingimus	Ava pikkuse ja arvutuskõrguse suhe	
	Sein	Tala
Lihhtala	35	20
Jätkuvtala	45	26
Kahes suunas töötav	45	-
Konsool	18	7

Märkused.

1. Sein puhul eeldatakse müüritise painet sein pinnast välja, tala puhul sein pinnas.

2. Eraldiseisva sein korral, mis ei ole ehitise osa ja on koormatud peamiselt tuulekoormusega, võib tabelist sein jaoks toodud arve suurendada 30% juhul, kui sellel seinal ei ole viimistluskihti, mida deformatsioonid võivad kahjustada.

Et kindlustada üheavalise või jätkuva seinaelemendi külgstabiilsust, ei tohiks puhaskaugus külgsidemete vahel ületada väiksemat suurustest:

$$60 b_c \text{ või } \frac{250}{d} b_c^2, \quad (6.18)$$

kus  $d$  — arvutuskõrgus,

$b_c$  —survepinna laius sidemetevahelises osas.

Konsoolil, millel on külgside ainult toe kohal, ei tohiks kaugus konsooli otsast kuni toe servani ületada väiksemat suurustest:

$$25 b_c \text{ või } \frac{100}{d} b_c^2, \quad (6.19)$$

kus  $b_c$  mõõdetakse toe serva kohalt.

Kui armatuur mingis müüritise lõikes on koondatud eri punktidesse nii, et see müüritise osa võib töötada kui äärikuga element, näiteks T- või L-kujuline, tuleks ääriku paksuseks  $t_f$  võtta müüritise paksus, kuid mitte rohkem kui  $0,5d$ , kus  $d$  on selle elemendi arvutuslik paksus. Sein koondatud armatuuride vahel peaks töötama kohalikule koormusele ja vastama äärikuga elemendi nõuetele.

Ääriku arvutuslaius tuleks võtta vähim järgnevatest:

a) T-kujulise elemendi korral:

— ääriku tegelik laius;

— tasku või ribi laius pluss 12 - kordne ääriku paksus;

— taskute või ribide vaheline kaugus (samm);

— 1/3 seina kõrgusest.

b) L- kujulise elemendi korral:

— ääriku tegelik laius;

— tasku või ribi laius pluss 6 - kordne ääriku paksus;

— pool taskute või ribide vahelisest kaugusest;

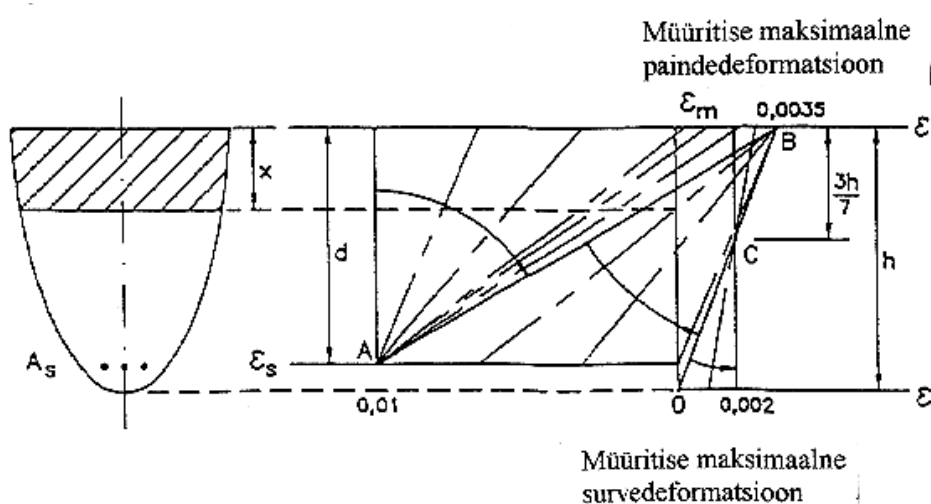
— 1/6 seina kõrgusest.

#### 6.4.2 Momendi ja/või pikijõuga koormatud armeeritud müüritise kontrollimine

Kandepiirseisundis peab armeeritud müüritise arvutuslik kandevõime (tugevus)  $R_d$  olema võrdne või suurem elemendile rakendatud arvutuskoormusest  $S_d$

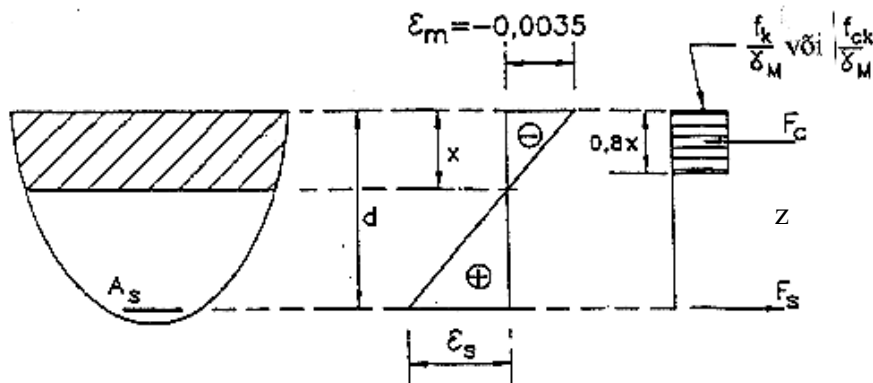
$$S_d \leq R_d \quad . \quad (6.20)$$

Arvutus peaks põhinema EVS-EPN 1996-1-1:2008 (või hiljem) j 6.6.1 toodud eeldustel. See viib skeemil 613 näidatud deformatsioonidiagrammil joonele kas läbi punkti A, B või C. Armatuuri suhtelist pikenemist tuleks piirata 0.01-ga.



#### Skeem 6.13 Deformatsioonidiagrammid kandepiirseisundis

Tasakaalu kirjeldamisel võib sisejõudude jaotumise elemendi ristlõikes võtta lineaarseks, kui elemendil on küllaldane venivus. Nulljoone kauguse surutud servast  $x$  ja ristlõike arvutuskõrguse  $d$  suhe ei tohiks ületada 0,4, kui ei soovita paindemomentide ümberjaotumist. Jätkuvas talas võiks lubada paindemomentide ümberjaotumist 15% ulatuses, kui kasutatakse suure venivusega terast. Sel juhul ei tohiks ümberjaotunud paindemomendi suhe esialgsesse momenti olla väiksem kui



**Skeem 6.14** Lihtsustatud täisnurkne pingepüür ristlõikes

$$0,44 + 1,25 \frac{x}{d} \quad , \quad (6.21)$$

tingimusel, et müüritise või müüritises oleva täitebetooni survetugevus ei ole suurem kui 35 MPa .

Tavalise venivusega terase kasutamisel ei tohiks lubada sisejõudude ümberjaotumist. Ristlõike vastupanumomendi määramisel võib lihtsustusena eeldada skeemi 6.14 näidatud täisnurkset pingeaotust.

Ainult momendiga koormatud ühepoolselt armeeritud täisnurkse ristlõike korral võib ristlõike arvutusliku vastupanu leida valemiga

$$M_{Rd} = \frac{A_s f_{yk} z}{\gamma_s} \quad , \quad (6.22)$$

milles oleva sisejõudude õla võib leida skeemil 6.14 näidatud lihtsustusega

$$z = d \left[ 1 - 0,5 \frac{A_s f_{yk} \gamma_M}{b d f_k \gamma_s} \right] \leq 0,95 d \quad , \quad (6.23)$$

kus

- $b$  — ristlõike laius;
- $d$  — ristlõike arvutuskõrgus;
- $A_s$  — tõmbearmatuuri ristlõikepindala;
- $f_k$  — müüritise normsurvetugevus koormatud suunas või täitebetooni normsurvetugevus (väiksem nendest);
- $f_{yk}$  — armatuuri normatiivne voolavuspiir;
- $\gamma_M$  — müüritise või täitebetooni osavarutegur,
- $\gamma_s$  — terase osavarutegur.

Ka äärikuga elemendi arvutusliku momendivastupanu võib leida seosest (6.22), kuid seda ei tohiks võtta suuremana kui

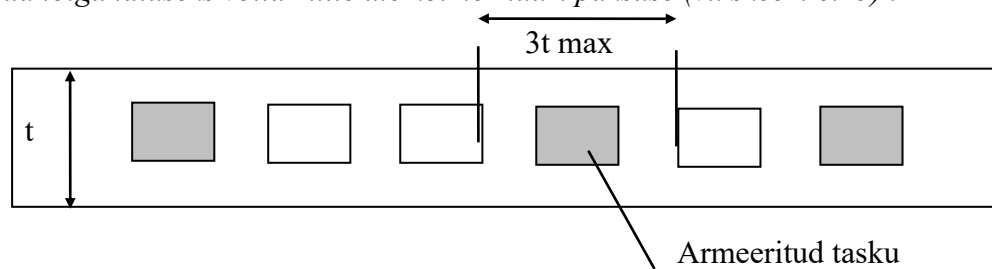
$$\frac{f_k}{\gamma_M} b_{ef} t_f (d - 0,5 t_f) \quad , \quad (6.24)$$

kus

$t_f$  —ääriku paksus,

$b_{ef}$  —ääriku arvutuslaius.

Kui armatuur on müüritislõigus nii paigutatud, et seda ei saa vaadelda äärikuga elemendina, tuleks armeeritud lõigu laiuseks võtta mitte üle kolme müüri paksuse (vt. skeem 6.15).



**Skeem 6.15** Koondatud armatuuriga müürilõigu arvutuslik laius

## 6.5 Nihkele töötav müüritis

### 6.5.1 Üldsätted

Horisontaaljõudude vastuvõtmine on üldiselt ette nähtud vahelagedest ja seintest koosneva, nihkele töötava süsteemi abil. Konstruktsioon peab olema selline, et mõjuvad jõud ei ületaks tema kandevõimet horisontaaljõudude suhtes.

Avad nihkele töötavas seinas võivad märgatavalt halvendada seina töötamist, seetõttu tuleks nende olemasolu arvestada. Võib kasutada lihtsustatud lähenemist, kui see on õigustatud.

Uurded ja taanded vähendavad seina nihkevastupanu. Selle vähenemise võib lugeda tähtsuseks, kui uurded ja taanded on lubatud piirides. Kui uurete ja taanete suurus, arv või paigutus ületavad lubatava piiri, siis tuleb seina nihketugevust kontrollida uurde või taande kohal vähenenud seinapaksust arvestades.

Teatav osa ristuvast seinast võib osaleda antud nihkele töötava seina äärikuna suurendades tema jäikust ja tugevust. Seda võib arvutuses arvestada juhul, kui on kontrollitud, et peamise nihkele töötava seina ühendus äärikuga on võimeline vastu võtma tekkivat nihkepinget ja äärik ei nõtku välja.

Ristuva seina osa pikkus, mida võib arvestada nihkele töötava seina äärikuna, on nihkele töötava seina paksus pluss täiendavalt mõlemale poole (kui see on võimalik) vähim suurustest (vt ka skeemi 6.11):

—  $h_0/3$  ja mitte rohkem kui  $6t$ ,

kus

 $h_0$  — nihkele töötava seina kogukõrgus, $t$  — ääriku paksus;

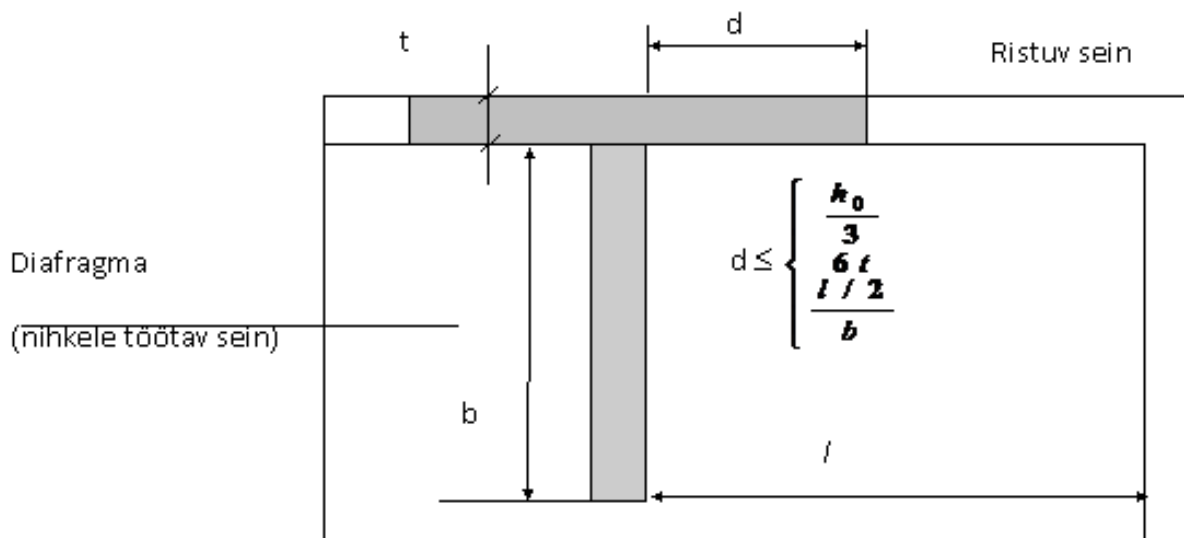
— pool nihkele töötavate seinte vahekaugusest, kui ristuv sein ühendab neid;

— nihkele töötava seina enda pikkus;

— pool korruse kõrgusest.

Oma pinnas paindele töötava kiviseina mittelineaarsete karakteristikute puudumisel võiks äärikuga nihkele töötava seina elastset jäikust kasutada ainult sisejõudude jaotuse määramiseks. Seinte korral, mille kõrgus on kaks korda pikkusest suurem, võib nihkedeforatsioonide mõju jäikusele hüljata.

Kui vahelagesid saab vaadelda jäikade diafragmadena (näiteks kohapeal betoneeritud plaadid), siis tavaliselt jaotatakse horisontaaljõud nihkele töötavate seinte vahel proportsionaalselt nende jäikustega eeldusel, et nende läbipainded on võrdsed; vajaduse korral võib kasutada ka täiuslikumaid analüütilisi arvutusmeetodeid.



**Skeem 6.16** Ääriku laius, mida võib arvestada nihkele töötava seina arutamisel

Kui nihkele töötav sein on plaanis ebasümmeetriline või mingil teisel põhjusel mõjub horisontaaljõud eksentriliselt kogu konstruktsiooni jäikustsentrile suhtes, siis tuleb arvesse võtta süsteemi pöördumisel tekkiva väände mõju üksikseintele.

Kui vahelaed ei ole küllalt jäigad vaatlemaks neid horisontaalsete diafragmadena (näiteks omavahel ühendamata monteeritavad raudbetoonelemendid), siis tuleks nihkele töötava seina horisontaalkoormuseks võtta jõud, mis tulevad seinaga seotud vahelaosadelt, mille külge see sein on otseselt kinnitatud.

Armeeritud müüritise puhul tuleb arvestada veel täiendavaid nõudmisi:

kandepiir seisundis peab armeeritud müüritise arvutuslik põikjõutugevus  $V_{Rd}$  olema vähemalt võrdne arvutusliku põikjõuga  $V_{Sd}$  elemendis

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad ; \quad (6.24)$$

ühtlaselt jaotatud koormusega elemendis mõjuva arvutusliku põikjõu leidmisel võib eeldada, et maksimaalne põikjõud tekib kaugusel  $d/2$  toe servast, kus  $d$  on elemendi arvutuskõrgus;

kui maksimaalne põikjõud võetakse mõjuvana  $d/2$  kaugusel toe servast, peavad olema täidetud järgmised tingimused:

—koormus ja toereaktsioon on sellised, et nad põhjustavad elemendis diagonaalsurve (otsene toetumine);

— tõmbearmatuur, mis on vajalik  $2,5 d$  kaugusel toe servast, on viidud äärmisele toele ja ankurdatud;

— vahetoe serva kohal vajalik tõmbearmatuur ulatub vähemalt  $2,5 d$  pluss ankurduspikkuse võrra avasse;

armeeritud elemendi arvutusliku põikjõutugevuse  $V_{Rd}$  võib arvutada kas

—elemendis sisalduvat põikarmatuuri arvestamata, kui nõutud põikarmatuuri minimaalset kogust ei ole ette nähtud või

—võttes arvesse elemendis sisalduva põikarmatuuri kaasatöötamist, kui põikarmatuuri minimaalne kogus on ette nähtud.

### 6.5.2 Armeerimata müüritise nihkekontroll

Nihkele töötava seina arvutamisel tuleb arvutuslik horisontaal- ja vertikaalkoormus rakendada kogu konstruktsioonile.

Arvutuslik horisontaalkoormus ei tohi olla väiksem kui kujuteldav horisontaaljõud.

Märkus. Tavaliselt on küllaldane vaadelda horisontaaljõudude mõju kahes peamises suunas.

Vertikaal- ja horisontaalkoormuse kõige ebasoodsamaks kombinatsiooniks võiks olla üks järgnevatest:

— maksimaalne teljesuunaline koormus nihkele töötava seina ühikpikkuse kohta, mis on tingitud vertikaalkoormusest, arvesse võttes konsooli paindest tingitud pikiekstsentrilisust;

— maksimaalne teljesuunaline koormus ääriku või jäigastava seina ühikpikkuse kohta;

— nihkele töötava seina maksimaalne horisontaalne nihkekoormus kui minimaalse teljesuunalise koormusega kaasnev arvutuslik nihketugevus kombineerub maksimaalse horisontaalkoormusega;

— maksimaalne vertikaalne nihkekoormus nihkele töötava seina ja mõne tugevusarvutuses arvessevõetava ristuva seina või ääriku liitekoha pikkuseühiku kohta.

Nihketugevust määrava minimaalse teljesuunalise jõu leidmisel võib kahes suunas töötavale plaadile mõjuva koormuse jaotada võrdselt teda toetavatele seintele. Mõlemas suunas võrdse avaga vahelae korral võib madalamate korruste otseselt koormamata seinte teljesuunalise koormuse leidmisel lugeda koormuse 45°-se nurga all jaotuvaks.

Seinas mõjuvat maksimaalset horisontaalset nihkejõudu, mis on arvutatud elastse arvutuskeemi alusel, võib vähendada, arvestades seina mõningasest pragunemisest põhjustatud jõudude võimalikku ümberjaotumist piirulukorras. Üksikus seinas mõjuvat nihkejõudu võib vähendada kuni 15 %, suurendades nihkejõudu paralleelsetes seintes nii, et oleks tagatud tasakaal koormavate jõududega.

Kandepiirseisundi puhul tuleb nihkele töötavat seina ja temaga ristuvast seinast moodustuvat äärikut kontrollida vertikaal- ja horisontaalkoormusega.

Seina või ääriku töötav netopikkus ja - paksus tuleks määrata, arvestades avade, uurete ja taanete olemasolu ning hüljates vertikaalse tõmbepinget alla sattuva seiniosa.

Nihkele töötava seina ja arvutuses arvestatava, ristuvast seinast moodustuva ääriku ühendust tuleb kontrollida vertikaalse nihke suhtes.

Arvutuslik põikjõutugevus  $V_{Rd}$  peab olema vähemalt võrdne mõjuva põikjõu arvutussuurusega  $V_{Sd}$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd}. \quad (6.25)$$

Arvutuslik põikjõutugevus määratakse avaldisega

$$V_{Rd} = \frac{f_{vk} t l_c}{\gamma_M}, \quad (6.26)$$

kus

$f_{vk}$  — müüritise normnihketugevus, mis arvestab vertikaalkoormusega surutud seiniosa ja ei arvesta tõmmatud seiniosa;

$t$  — seina tegelik paksus;

$l_c$  — surutud seiniosa pikkus, mitte arvestades tõmmatud seiniosaga;

$\gamma_M$  — materjali osavarutegur.

Surutud seiniosa pikkuse  $l_c$  võib arvutada, eeldades kolmnurkset pinget jaotust seinas.

Vertikaalse liite nihketugevus tuleks määrata sellise liite katseandmete alusel. Katseandmete puudumisel võib kasutada arvutusväärtust  $f_{vko} / \gamma_M$  ( $f_{vko}$  on nihketugevus nullsurvepinge korral) eeldusel, et ühendus seinte vahel vastab nõuetele.

Kui avaldisega (6.26) kontrollimisel vastab sein kandepiirseisundi nõuetele, siis võib ta lugeda ka kasutuspiirseisundile vastavaks.

### 6.5.3 Armeeritud müüritise töötamine nihkele

#### 6.5.3.1 Põikarmatuurita müüritise nihkekontroll

Element, mille põikarmatuuri kaasatöötamist ei arvestata, peaks rahuldama tingimust

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} \quad , \quad (6.27)$$

kus

$$V_{Rd1} = \frac{f_{vk} b d}{\gamma_M} \quad , \quad \text{milles} \quad (6.28)$$

$b$  — elemendi minimaalne laius arvutuskõrguse ulatuses;

$d$  — elemendi arvutuskõrgus;

$f_{vk}$  — müüritise normnihketugevus või täitebetooni normnihketugevus (väiksem nendest);

$\gamma_M$  — müüritise või täitebetooni osavarutegu.

Märkus. Kui vajalik, võib  $V_{Rd1}$  arvutamisel arvesse võtta normnihketugevuse  $f_{vk}$  suurenemist pikiarmatuuri olemasolu tõttu.

Lihhtalal või konsoolil, mille põikjõuava ja arvutuskõrguse suhe on väiksem kui 2, võib  $V_{Rd1}$  määramiseks kasutatavat  $f_{vk}$  suurendada teguriga

$$\frac{2 d}{a_v} \leq 4 \quad , \quad (6.29)$$

kus  $d$  — elemendi arvutuskõrgus,

$a_v$  — kaugus toe servast koormuseni,

juhul, kui arvutuslik põikjõud on arvutatud toe serva kohal,  $f_{vk}$  ei ole võetud suuremana kui 0,7 MPa ja põikjõuava on määratud kui maksimaalse arvutusliku paindemomendi ja maksimaalse arvutusliku põikjõu jagatis.

#### 6.5.3.2 Põikarmatuuriga müüritise kontrollimine

Põikarmatuur pannakse vertikaalsetesse vuukidesse, plokkide õõnsustesse või puuritakse kividesse vajalikud avad.

Elementi, milles arvestatakse põikarmatuuriga, tuleks kontrollida avaldisega

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2} \quad , \quad (6.30)$$

milles  $V_{Rd1}$  saadakse avaldisest (6.28),

$$V_{Rd2} = 0,9 d \frac{A_{sw}}{s} \frac{f_{yk}}{\gamma_s} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha \quad , \quad (6.31)$$

kus

$d$  — elemendi arvutuskõrgus;



- $A_{sw}$  — põikarmatuuri ristlõikepindala;  
 $s$  — põikarmatuuri samm;  
 $\alpha$  — nurk põikarmatuuri ja elemendi telje vahel ( $45^\circ$  kuni  $90^\circ$ );  
 $f_{yk}$  — terase normatiivne voolavuspiir;  
 $\gamma_s$  — terase osavarutegur.

Tuleks rahuldada tingimust

$$V_{Rd1} + V_{Rd2} \leq \frac{0,30 f_k b d}{\gamma_M}, \quad (6.32)$$

kus

- $b$  — elemendi minimaalne laius arvutuskõrguse ulatuses;  
 $d$  — elemendi arvutuskõrgus;  
 $f_k$  — müüritise normsurvetugevus koormuse suunas või täitebetooni normsurvetugevus (väiksem nendest);  
 $\gamma_M$  — müüritise või täitebetooni osavarutegur.

## 6.6 Kohalik tugevus

Müüritise tugevus kohaliku koormuse all on üldiselt suurem tema arvutustugevusest. Kohaliku koormuse all mõistetakse konstruktsiooni koormamist tema suhteliselt väiksel pinnal  $A_b$ . Tugevnemine tekib seoses ruumilise pingeolukorra tekkimisega müüritises koormuse all (vt lisa 1 II osa).

*Kui esimese grupi kividest tehtud kestsängituseta sein on koormatud koondatud jõuga, siis tuleks kontrollida, et koondatud jõu all ei ületaks survepinged järgmise avaldisega antud väärtust*

$$\sigma_c \leq \frac{f_k}{\gamma_M} \left[ 1,15 * \left( 1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{ef}} \right) \right], \quad (6.33)$$

kuid mitte vähem kui  $\frac{f_k}{\gamma_M}$  ega rohkem kui  $1,5 \frac{f_k}{\gamma_M}$ .

*Eelmise avaldise tähised:*

- $f_k$  — müüritise normsurvetugevus;  
 $\gamma_M$  — materjali osavarutegur;  
 $A_b$  — toetuspind, mida ei võeta suuremaks kui  $0,45 A_{ef}$ ;  
 $A_{ef}$  — seina arvutuslik ristlõikepind  $L_{ef} t$ ;  
 $t$  — seina paksus, mis arvestab uurdeid sügavusega enam kui 5 mm.

Koormuse ekstsentrilisus ei tohiks olla suurem kui  $t/4$ .

Käsiraamatutes antakse ka muid arvutusvariante sõltuvalt koormuspinnast ja koormatava elemendi muudest omadustest.

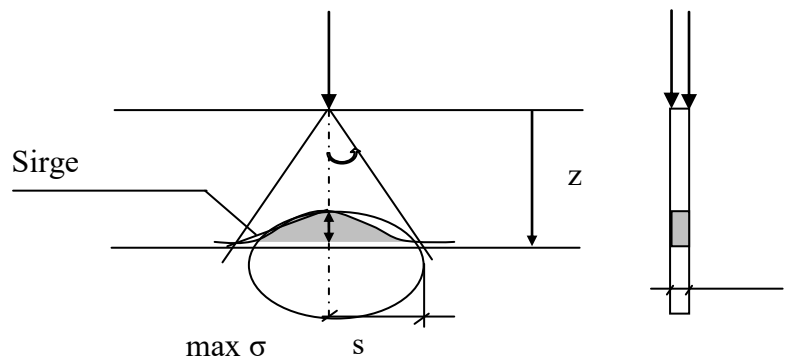
Eraldi tuleks vaadelda konstruktsiooni toesõlmi.

## 7 Pingejaotus müüritis

### 7.1 Üldsätted

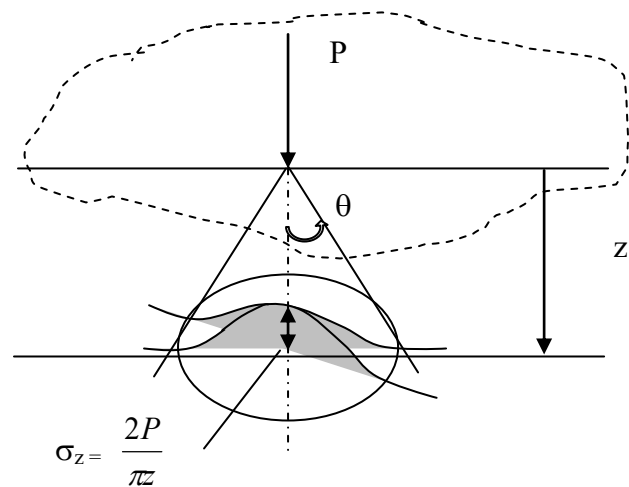
Pingejaotus elastses poolruumis koondatud koormuse all on lahendatud *I. Boussinesq*'i poolt möödunud sajandil.

Vaatleme situatsiooni, kui jõud on rakendatud poolruumile-



**Skeem 7.1** Pingejaotus poolruumis

Lõikame sellest poolruumist välja õhukese seibi (seina)



**Skeem 7.2** Pingejaotus seinas

Pingejaotus nurk  $\theta$  on nii poolruumi kui –

tasapinna puhul praktiliselt võrdne. Kolmnurkse surveepüüri puhul sügavusel  $z$  on sel juhul maksimaalne pinge

$$\sigma_z = 0,64 \frac{P}{zt}. \quad (7.1)$$

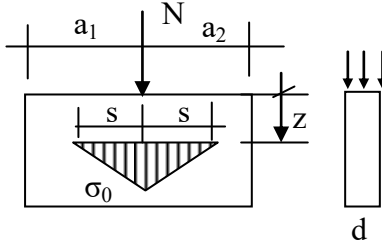
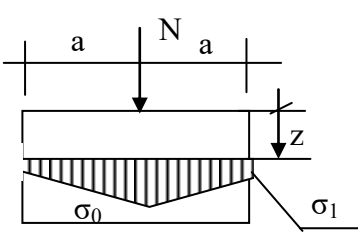
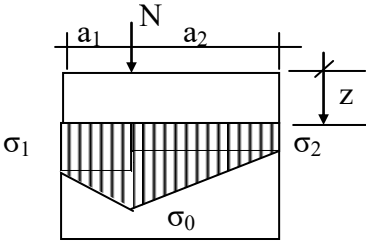
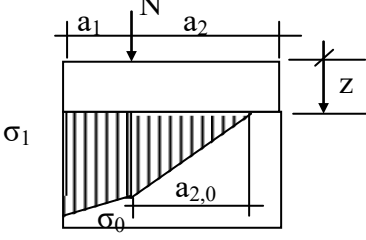
Pinge muutub nulliks kaugusel  $s = 0,5 \pi z$ .

7.2 Survepingete jaotus

Survepingete jaotus omab suurt tähtsust tugede kontrollimisel ja seinte koormamisel.

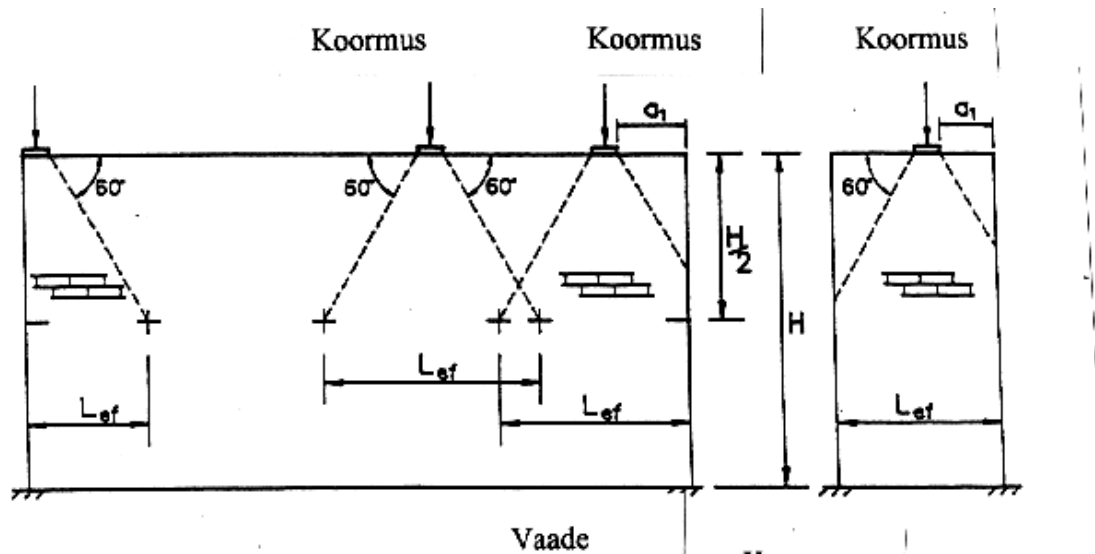
Lihtsustatud arvutustes kasutatakse järgmisi skeeme:

Pinge jaotumine müüritisel

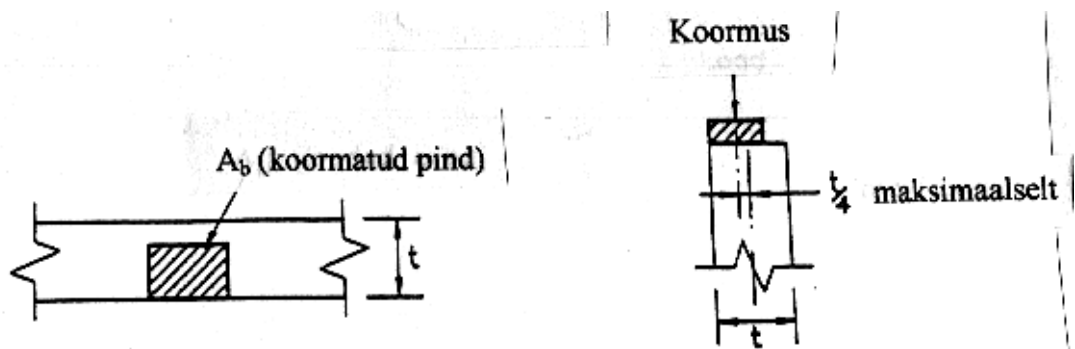
Koormuse asetus	Avaldised on rakendatavad, kui	Pinge avaldised
<p>1</p> 	$a_1 \text{ ja } a_2 > s = \frac{\pi z}{2}$	$\sigma_0 = 0,64 \frac{N}{z d}$
<p>2</p> 	$a < s$	$\sigma_0 = \frac{N}{2ad} \left( 1 + 0.41 \frac{a^2}{z^2} \right)$ $\sigma_1 = \frac{N}{2ad} \left( 1 - 0.41 \frac{a^2}{z^2} \right)$
<p>3</p> 	$a_1 < s$ $a_1 \geq \frac{a_2}{2}$	$\sigma_0 = \frac{N}{2a_0 d} \left( 1 + 0.41 \frac{a_0^2}{z^2} \right)$ $\sigma_1 = \frac{2Na_2}{(a_1 + a_2)a_1 d} - \frac{\sigma_0(a_1 + a_2)}{2a_1}$ $\sigma_2 = \frac{2Na_2}{(a_1 + a_2)a_2 d} - \frac{\sigma_0(a_1 + a_2)}{2a_2}$ $a_0 = \frac{(a_1 + a_2)^4}{8(a_1^3 + a_2^3)}$
<p>4</p> 	$a_1 < s$ $a_1 < \frac{a_2}{2}$ $a_{2,0} < a_2$	$\sigma_0 = \frac{N}{2a_0 d} \left( 1 + 0.41 \frac{a_0^2}{z^2} \right)$ $\sigma_1 = \frac{2N}{a_1 d} - \frac{\sigma_0(a_1 + a_{2,0})}{a_1}$ $a_0 = 1,125a_1$ $a_{2,0} = \sqrt{\frac{4Na_1}{\sigma_0 d}} - a_1$

<p>5</p>	$a_1 < s \quad a_2 \geq s_0$ $a_1 < \frac{a_2}{2} \quad s_0 < a_2$ $u \geq 12 \text{ cm} > z$	$\sigma_0 = \frac{N}{2a_0d} \left( 1 + 0.41 \frac{a_0^2}{z^2} \right)$ $\sigma_1 = \frac{2N}{a_1d} - \frac{\sigma_0(a_1 + s_0)}{a_1}$ $a_0 = 0,15s + 0,85a_1$ $s_0 = 0,4a_1 + 0,6s$
<p>6</p>	<p><math>a_1</math> ja <math>a_2</math> on suuremad kui <math>s+b/2</math> ja samaaegselt <math>b &lt; 2s</math></p>	$\sigma_0 = \frac{q}{d} \frac{2}{1 + \frac{\pi z}{b}}$ $q = \frac{N}{b}$
<p>7</p>	<p><math>a_1</math> ja <math>a_2 &gt; s + b/2</math> ja <math>b &gt; 2s</math></p>	$\sigma_0 = \frac{q}{d}$
<p>8</p>	<p><math>a &lt; s + \frac{b}{2}</math> ja <math>b &lt; 2s</math></p>	$\sigma_0 = \frac{qb}{2ad} (1 + \beta^2)$ $\sigma_1 = \frac{qb}{2ad} (1 - \beta^2)$ $\beta = \frac{2a}{\pi z + b}$
<p>9</p>	<p><math>a &lt; s + \frac{b}{2}</math> ja <math>b &lt; 2s</math></p>	$\sigma_0 = \frac{q}{d} \left[ 1 + \frac{(b + 2s - 2a)^2}{16as} \right]$ $\sigma_1 = \frac{q}{d} \cdot \frac{(b + 2s)^2 - 4a^2}{16as}$

Skeem 7.3 Pingeepüürid müüritises



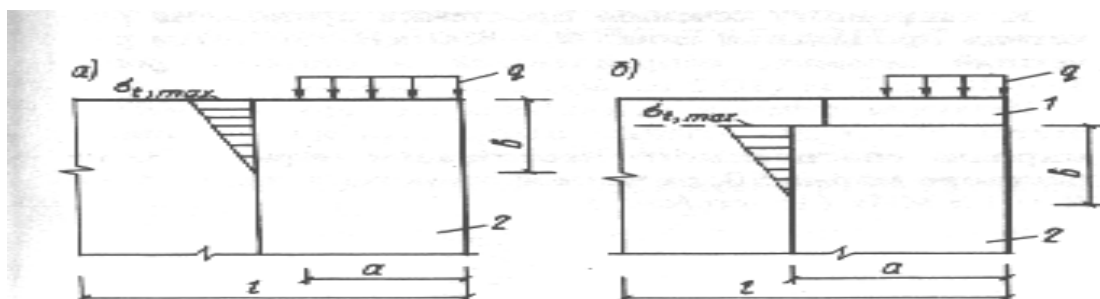
Eeldatakse ,et koormus jaotub  $\alpha \approx 60^\circ$  all horisontaalpinnast.



Skeem 7.4 Pingejaotus müüris

### 7.3 Tõmbepinged seinas

Müüritise nurkade koormamisel tekkivad nurgalähedases rajoonis horisontaalsed tõmbepinged



Skeem 7.5 Tõmbepinged müüri nurgas, a – ilma jaotusplaadita, b – jaotusplaadiga; 1 – jaotusplaat, 2 – müüritis.

Elastusteooria lahend on ligikaudu järgmine -  
maksimaalne tõmbepinge müüritises

$$\sigma_{t,\max} = 0,4q/(9,6 \nu^2 - 1,7 \nu + 1), \quad (7.2)$$

kus  $a$  -koormatud ala pikkus;  $\nu = a/l$ ;  $l$  -seina pikkus.

Pingestatud ala sügavus

$$b = a(1,75 \nu^2 - 2,75 \nu + 1,25). \quad (7.3)$$

Pragude tekkimise vältimiseks tuleks pingestatud ala armeerida võrkudega.

## 8 Hoonete arvutuslikud skeemid

### 8.1 Hoonete töötamise idealiseeritud skeemid

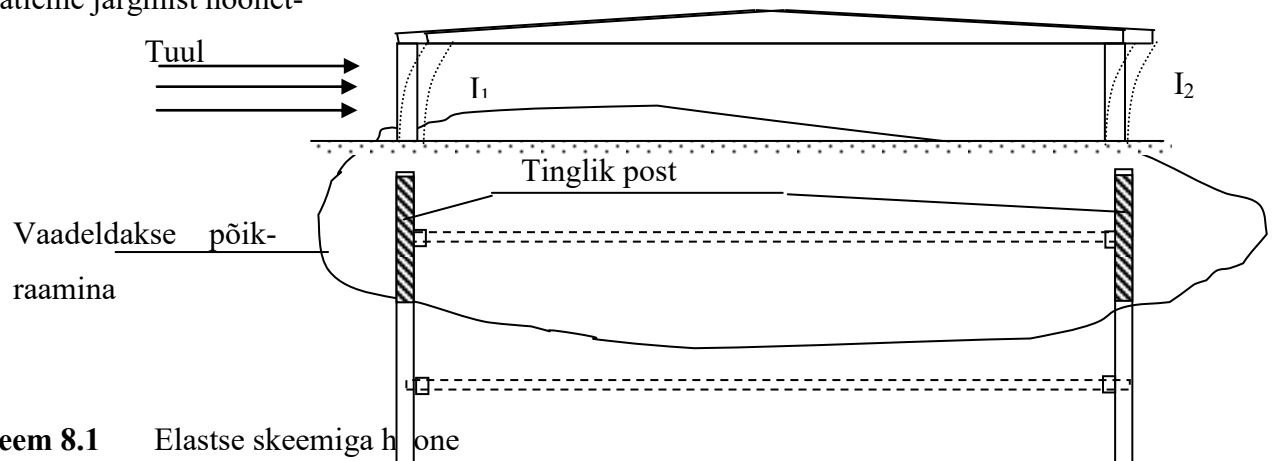
#### 8.1.1 Üldiselt

Hooned on tervikuna keerukad ruumilised süsteemid, hoone arvutamine tervikuna on üldiselt väga keeruline ja pole ka alati võimalik. Praktilised kogemused on näidanud, et piisavalt hea tulemuse saab, kui teha olulisi lihtsustusi hoone üldskeemis. Üldjuhul asendatakse arvutustes ruumiline skeem tasapinnalisega, hoone lõigatakse tinglikult tasapinnalisteks ribadeks, mida vaadeldakse kui kõrvuti töötavaid raame. Sellise raami elementideks võivad olla hoone seinad, vahelaed, põikseinad jne. Arvutuslik põikraam on üldjuhul määramatu süsteem, teataval juhtudel saab siiski olukorda lihtsustada ja arvutada raami elemente iseseisvate konstruktsioonidena.

#### 8.1.2 Elastse skeemiga hoone

Elastse skeemiga hoones (staatiliselt määramatus süsteemis) põhjustavad koormused ühele elemendile sisejõude kõikides ülejäänud elementides, sisejõudude jaotus on määratud süsteemi elementide omavahelise jäikusega.

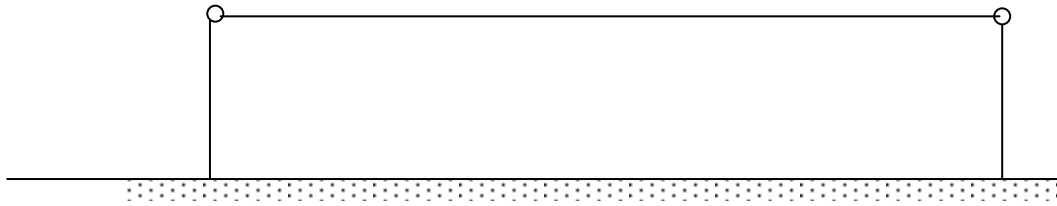
Vaatleme järgmist hoonet-



**Skeem 8.1** Elastse skeemiga hoone

Sisejõud vastasseintes sõltuvad seinte jäikuste omavahelisest suhtest.

Hoone arvutuslik skeem on järgmine

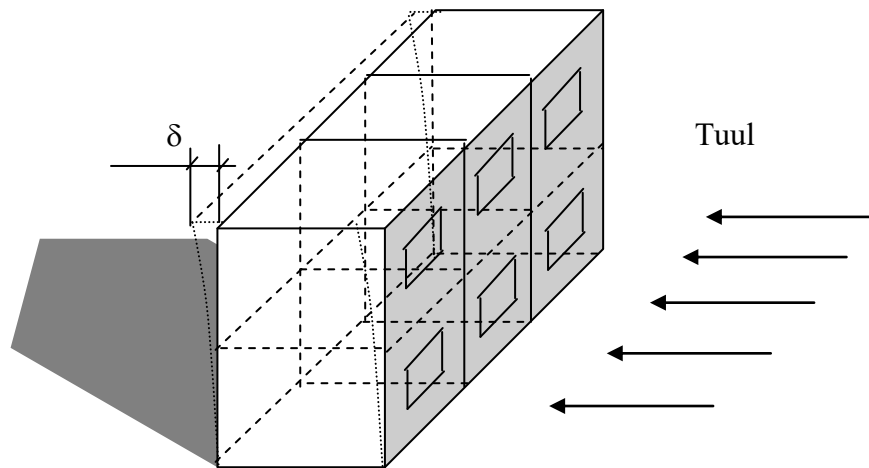


**Skeem 8.2** Hoone arvutuslik skeem

Kivihoonete puhul on siiski elastse skeemi järgi harva vajadust.

### 8.1.3 Jäiga skeemiga hoone

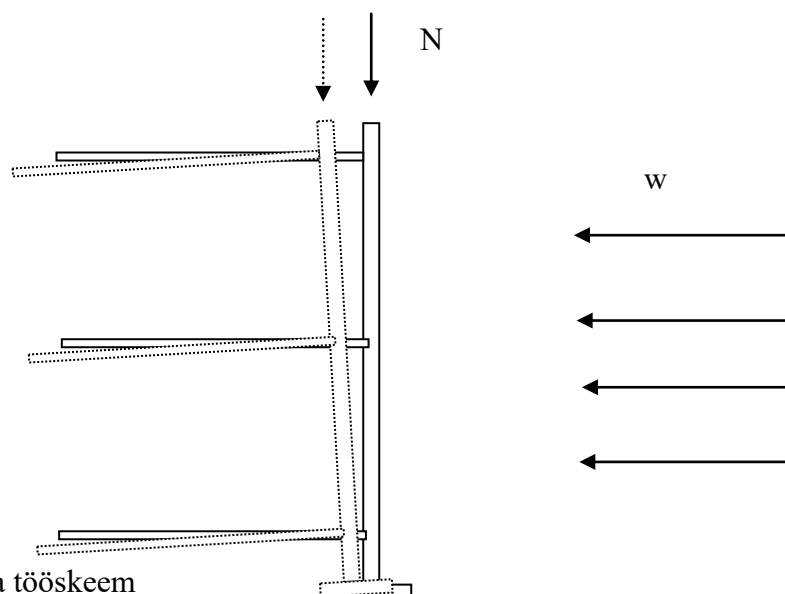
Tüüpiline kiviseintega hoone on selline, millel on kivist välisseinad, kivist põikseinad ja raudbetoonvahelaed.



**Skeem 8.3** Hoone konstruktiivne skeem

Uurimised on näidanud,

et hoone kui terviku deformatsioonid ( $\delta$ ) tuulekoormusele ei mõjuta seina kohalikke sisejõude.



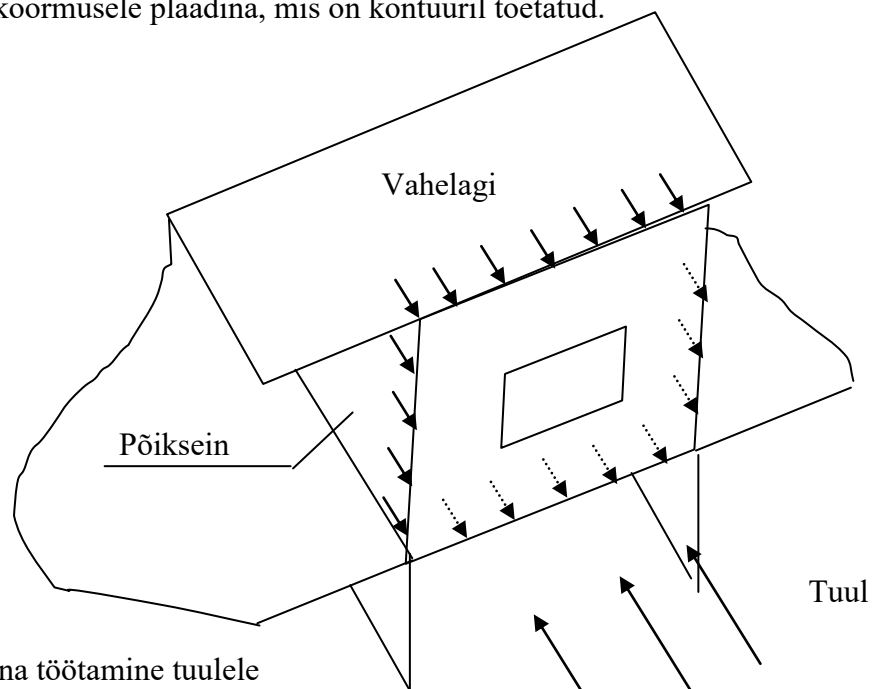
**Skeem 8.4** Seinä tööskeem

Pööre on nii väike ja sellest ei tekki kohalikke deformatsioone, sein võib vaadelda vertikaalsena.

## 8.2 Jäiga arvutusskeemiga hoone sisejõudude arvutamine

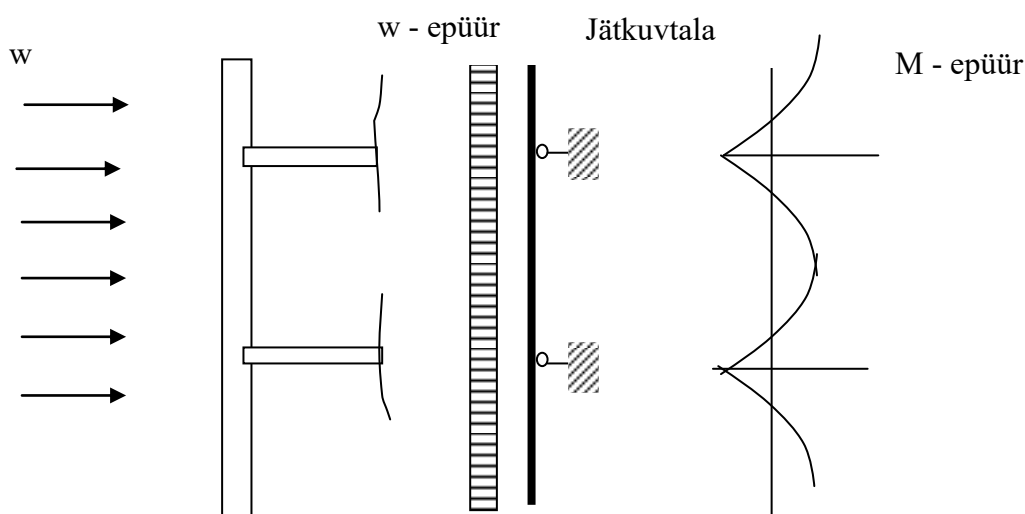
### 8.2.1 Välisseinte töötamine vertikaal- ja horisontaalkoormustele

Vahelagi moodustab suure plaadi (lamiku), mis oma pinnas praktiliselt ei deformeeru. Välissein töötab horisontaalkoormusele plaadina, mis on kontuuril toetatud.



**Skeem 8.5** Välisseina töötamine tuulele

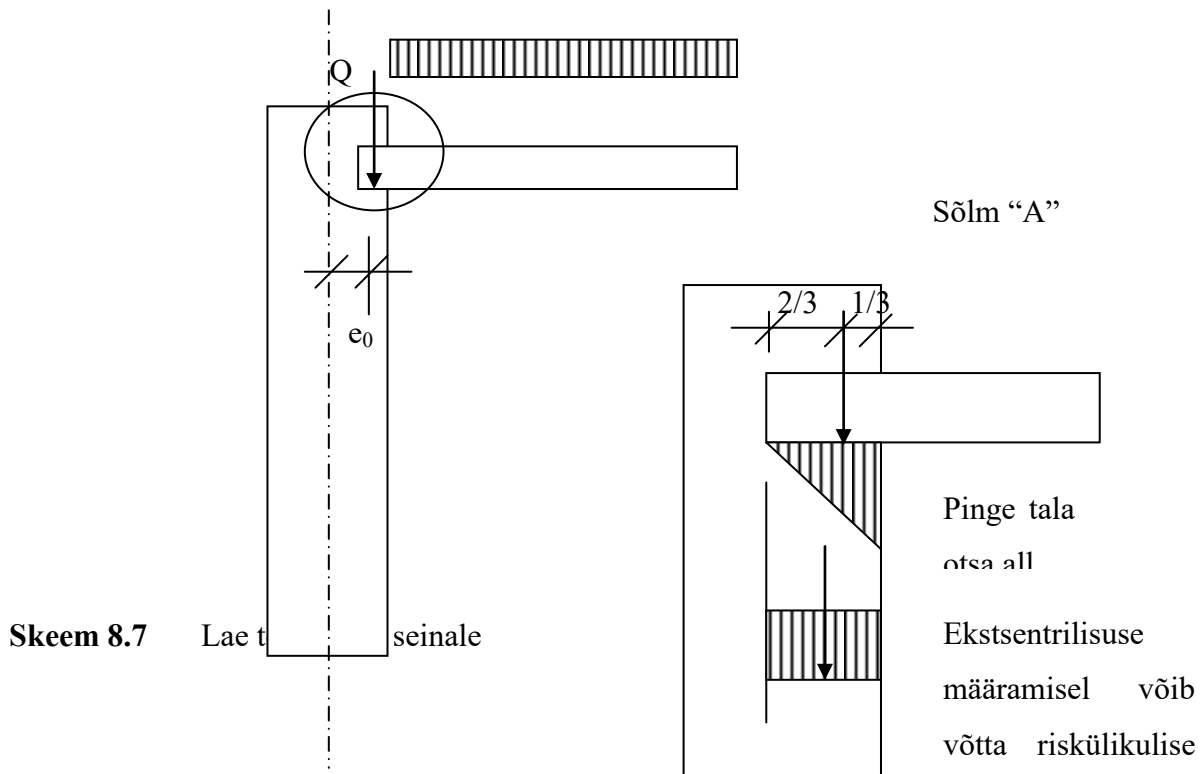
Vertikaalsuunas moodustub selliselt jätkuv süsteem. Kui võrd põikseinte vahe on tavaliselt suurem kui korruse kõrgus, siis on õigustatud vaadelda välisseina töötavana paindele ühes suunas – lühema külje suunas. Sellisel juhul võime vaadelda seinast ainult ühiku laiust riba üle tugede (vahelagede).



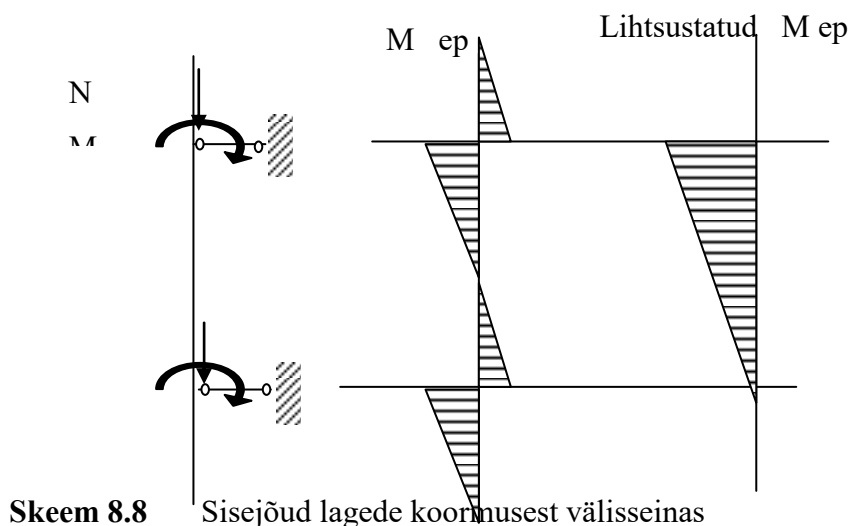
**Skeem 8.6** Seinast töötamine horisontaalkoormusele



Vertikaalkoormuseks on seinte omakaal, lagede koormus, lumekoormus ja vertikaaljõud seinast tuulest (hoonele tervikuna). Lähtudes koormuse jaotumise printsiibist võib öelda, et koruse kõrguse ulatuses rakendatud koondatud jõud jaotub alumises tasapinnas konstantse pinnaga st arvutuslikult on ristlõige tsentriselt koormatud. Kohalik tuulekoormus on horisontaalkoormuseks.

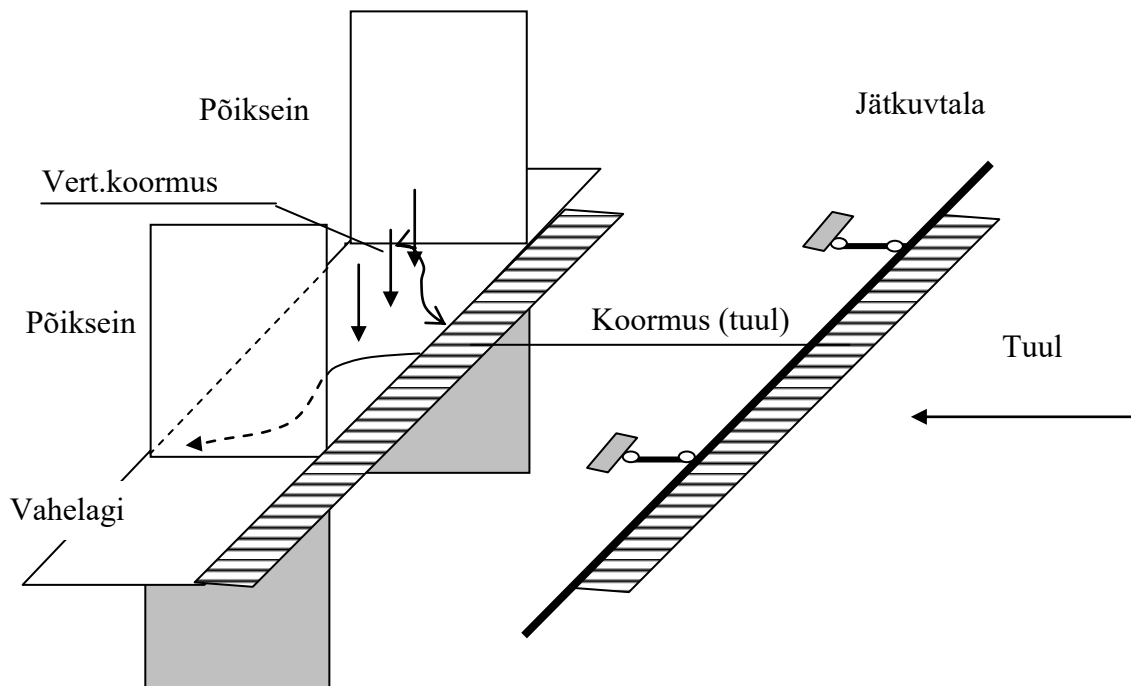


Momendid seinas vahelae koormuse ekstsentrilisusest. Arvutuskeem.



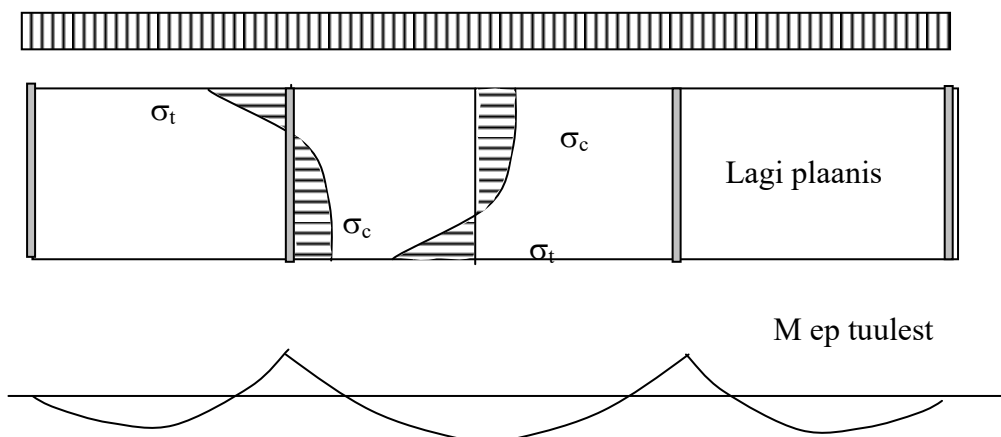
### 8.2.2 Lagede töötamine omas pinnas

Jäiga skeemiga hoone töötamise kontseptsiooni aluseks on lagede töötamine omas pinnas. Nagu skeemilt 8.5 võib näha koormatakse vahelae serv horisontaalse koormusega tuulest. Vahelagi peab selle koormuse edasi kandma põikseintele ja need maandavad koormuse. Kõik see eeldab osavõtivate konstruktsioonide töötamist vastavalt tugevusõpetuse nõuetele.



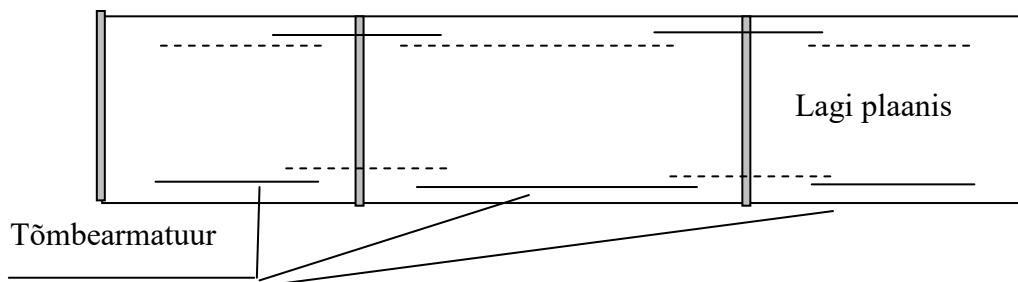
**Skeem 8.9** Vahelae töötamise skeem horisontaalkoormusele (samal ajal töötab lagi ka vertikaalkoormusele)

Lagi peab seega olema konstrueeritud ka horisontaalsuunas talana.



**Skeem 8.10** Pinged laes horisontaalkoormusest

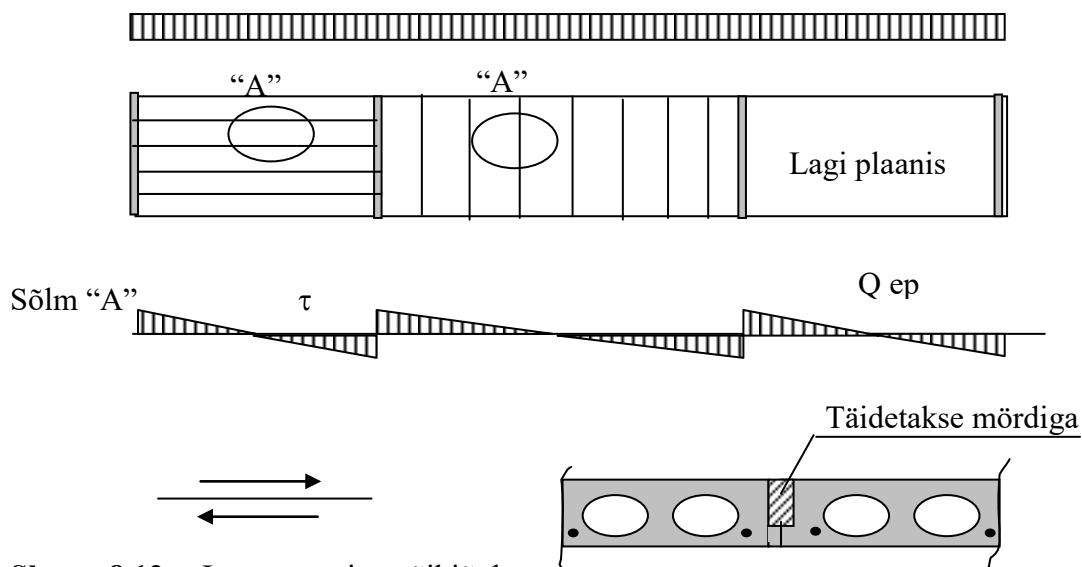
Lagi tuleb vastavalt ka armeerida.



**Skeem 8.11** Lae armeerimine horisontaalkoormusele

Lagi armeeritakse vertikaalkoormusele vastavalt tema konstruktiivsele skeemile.

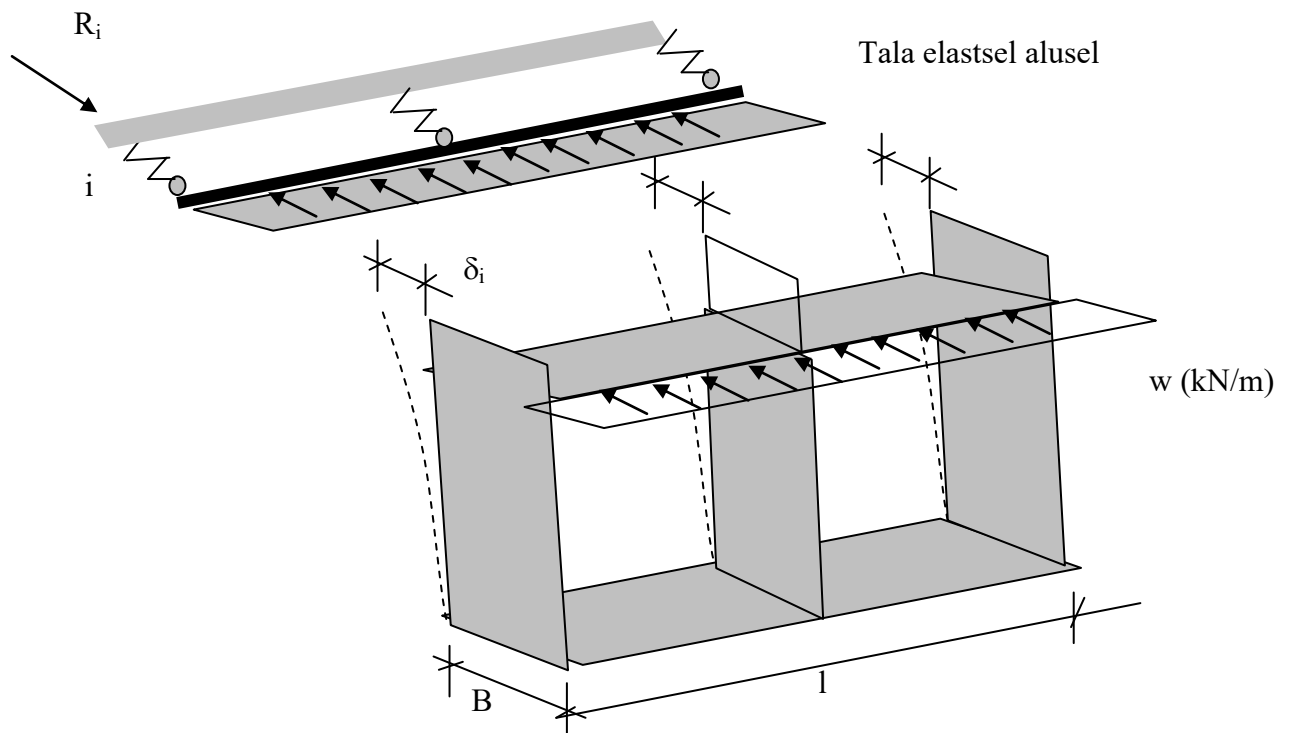
Põikjõud horisontaalpinnas.



**Skeem 8.12** Lae töötamine põikjõule

### 8.2.3 Põikseinte töötamine tuulekoormusele, diafragma

Kui tuulekoormus kandub vahelae servale, siis vahelagi kannab selle koormuse edasi põikseintele, põikseinad on vahelagedele tugedeks horisontaalsuunas. Kuna põiksein on arvutuslikult konsool, siis tema koormamisel ta ka paindub. Seega on meil tegemist elastse toega (vedruga).



**Skeem 8.13** Põikseinte töötamine tuulekoormusele

Nagu skeemil 8.13 näha, töötab vahelagi nagu tala elastsel alusel, kusjuures tala tugede paigutused on võrdelised põikseina paindejäikusega omas pinnas (täpsemalt painde- ja nihkejäikusega). Kuivõrd vaadeldava tala (vahelae) kõrgus ( $B$ ) on väga suur, siis tema läbipainded horisontaalsuunas tuulekoormusest on väga väikesed. Praktilistes arvututes võib vahelae paindejäikuse omas pinnas lugeda lõpmata suureks st vahelae võime lugeda absoluutselt jäigaks (temas ei esine deformatsioone).

Sellisel juhul summaarne tuulekoormus  $W = wl$  (kN) jaotub kõikide tugede (põikseinte) vahel võrdeliselt nende jäikustele (juhul kui koormuse resultandi rakendusjoon läbib süsteemi jäikustsentrit). Jäikustsenter on punkt, millest läbimisel koormus ei pane süsteemi pöörlema, seega on ta määratav staatilise momendi määramise põhimõttel.

Hoonete põikseinte konstrueerimisel püütakse üldiselt saavutada, et jäikustsenter asuks hoone sümmeetria teljel (tuulekoormuse seisukohalt). Sel juhul määratakse  $i$  – ndale põikseinale langetu tuulekoormuse osa üldisest tuulekoormusest võrdeliselt põikseina jäikusega põikseinte summaarse jäikuse suhtes.

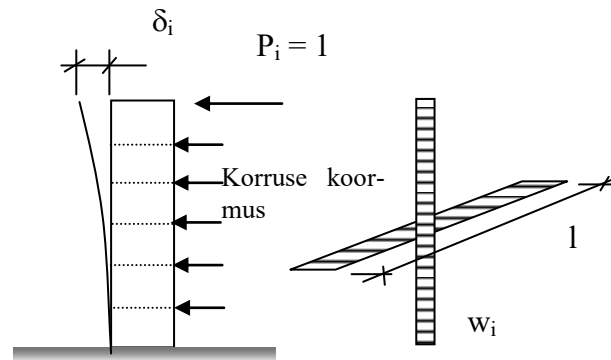
Tuulekoormus

$W_i = R_i$ , võrdub tala toereaktsiooniga vastava põikseina kohal.

Kuna põikseina arvutuslik jäikus koosneb üldjuhul paindejäikuse ja nihkejäikuse summast, siis ei ole ülesanne otseselt jäikuste võrdlemise alusel lahendatav. Selle asemel kasutatakse põikseinte paigutuste  $\delta$  võrdlemist (põikseina deformatsioon mingil kõrgusel on määratav

painde ja nihke koosmõjust). Kõrgetel ja kitsastel (B) seintel on määravaks paindejäikus, madalatel seintel on määravaks nihkejäikus. Ülesande lahendamisel eeldatakse, et vahelae paigutus on terves ulatuses konstantne

$$\delta_i = \text{const.}$$



**Skeem 8.14** Põikseina arvutamine

Kui määrata kõikide põikseinte paigutus ühikkoormusest, siis võib võtta saadud paigutused aluseks tuulekoormuse jaotamiseks erinevate põikseinte vahel.

Korruste kohale rakendatud koormuse võib lihtsuse mõttes asendada jaotatud koormusena vertikaalsuunas ( $w$  – kN/m).

Kui vaadelda hoone ulatuses ( $l$ ) horisontaalset 1 m laiust riba, mis on koormatud tuulekoormusega  $w$  (kN/m<sup>2</sup>), siis

$$W = \sum w_i,$$

kus  $w_i$  on määratud jaotusteguriga  $c_i$ ,  $\sum c_i = 1$ .

Võib anda järgmise avaldise tuulekoormuse määramiseks toodud jaotussüsteemi alusel

$$w_j = w \left( \frac{v_1 \cdot l}{\delta_j \sum_{i=1}^n \frac{1}{\delta_i}} + v_2 \frac{L_{j-1} + L_j}{2} \right),$$

kus

$w_j$  on koormus põikseina jooksvale meetrile vertikaalis;

$w$  on tuulekoormus fassaadile;

$v_1$  ja  $v_2$  on tegurid eksperthinnangu alusel,

$v_1 = 0,9$  ja  $v_2 = 0,1$  monoliitbetoonist vahelagede puhul,

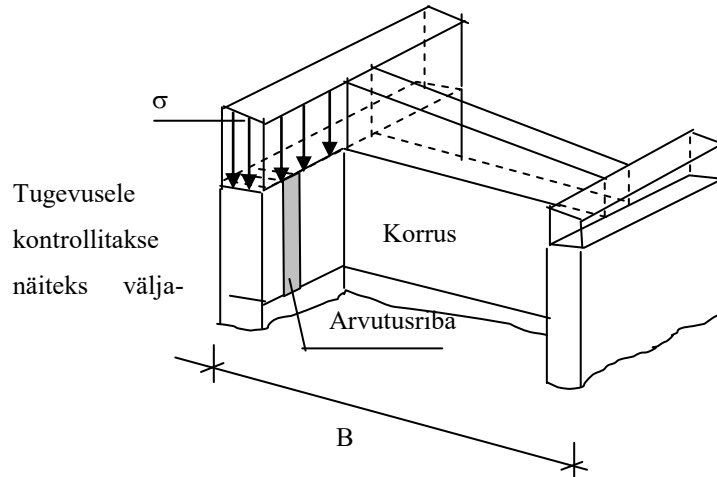
$v_1 = 0,65$  ja  $v_2 = 0,35$  paneelidest lae puhul,

$v_1 = 0,1$  ja  $v_2 = 0,9$  puitlagede puhul;

$L_j$  on põikseinte vahekaugus;

$\delta$  on seina paigutus ühtlaselt jaotatud ühikkoormusest.

Peale pöikseinale langeva koormuse  $w_j$  määramist leitakse pinged pöikseinas nii tuulekoormusest kui ka vertikaalkoormusest. Arvutuses vaadeldakse pöikseina kui vertikaalset konsooli. Pöikseina suure ristlõike tõttu kontrollitakse tema eri osade tugevust eraldi. Tihti osutub määravaks seina kohalik stabiilsus. Ristlõike suuruse tõttu ei eeldata pingete ümberjaotumist ristlõike piirides.



### Skeem 8.15 Pinged pöikseinas

Tugevuskontrolliks võetakse 1 m laiune seina riba, keskmise pinge alusel määratakse vertikaalne koormus ja kontrollitakse tugevust. Kontrollitakse neid ääriku osasid, mis on ristuvast seinast kaugel. Sel juhul eeldatakse vaba nõtkumist.

Täpsemad arvutused vaata “Kivihoonete stabiilsus”.

Pöikseina nimetatakse tihti ka diafragmaks, selle mõistega tähistatakse pöikseina hoonet tuulele jäigastavat mõistet. Karkasshoonete puhul on diafragma karkassi auku täitev konstruktsioon – kas müüritis või raudbetoonelement, mis töötab omas pinnas.

Diafragma töö on seotud alati ka nihketugevuse loomisega vastavas kohas.

Pöikseina puhul peab olema tagatud nihketugevus igas tema lõikes, samuti nihketugevus ristuvate seinte joonel.

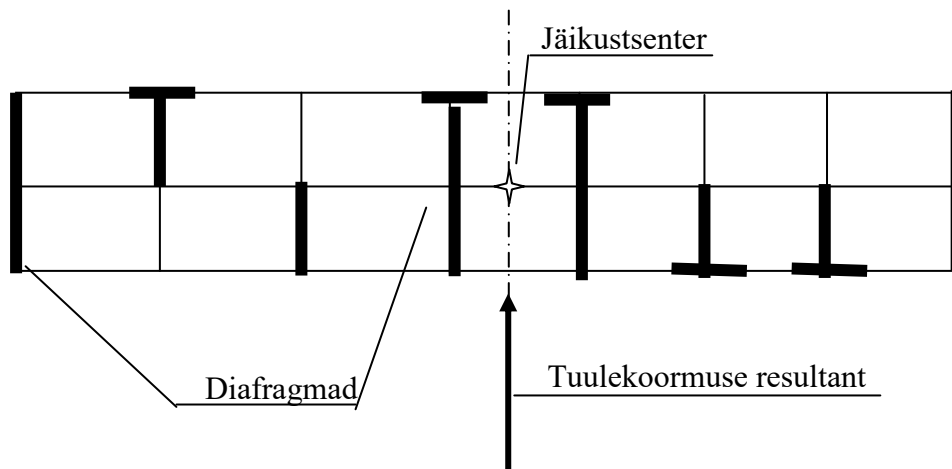
Diafragma nihketugevust kontrollitakse avaldisega

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} = \frac{f_{vk} t l_c}{\gamma_M},$$

kus  $l_c$  on ristlõike surutud osa pikkus.

### 8.2.4 Kõrghoone konstrueerimine

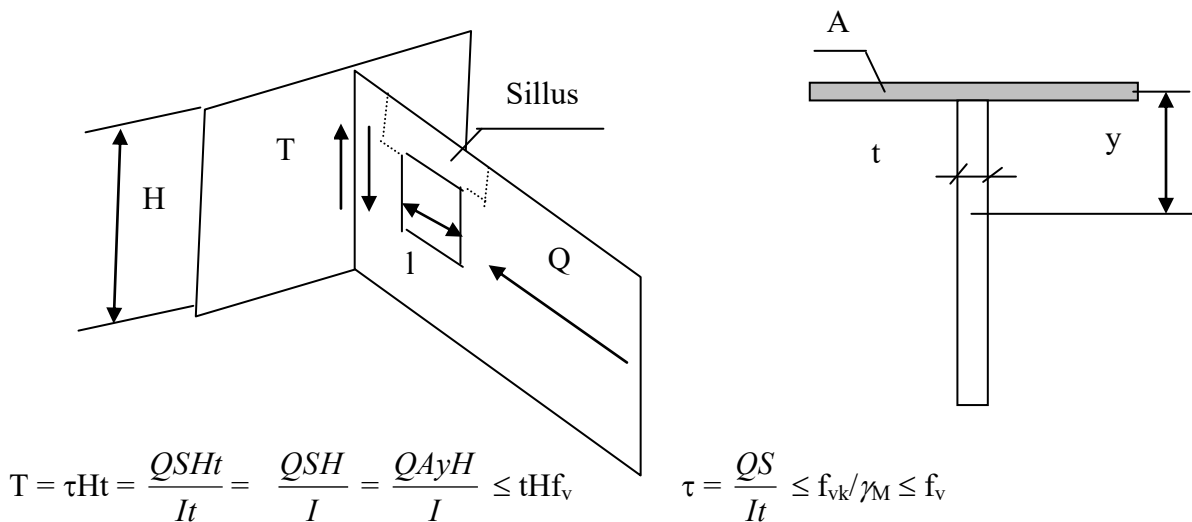
Kõrghoone konstrueerimisel tuleb põhitähelepanu pöörata hoone üldstabiilsusele ja jäikusele. Üldreeglina paigutatakse põikseinad (diafragmad) sümmeetriliselt plaanis ja samadel kohtadel



korrustel.

**Skeem 8.16** Diafragmade asetus plaanis

Põikseina kontrollitakse nihkele tema ristumisel pikiseinaga.



**Skeem 8.17** Nihkekontroll

Kui seinas on ava, peab selle sillus vastu võtma sama jõu T põikjõuna ja momendina  $Tx_l$ . Kui see ei osutu võimalikuks eeldatakse silluse otstes šarniirid.

Erilist tähelepanu tuleb pühendada seinte ja lagede omavahelisele ankurdamisele.

**Lisa 1 Kohalik (lokaalne) tugevus, variandidid**

Tugevuskasvu võib hinnata järgmise avaldisega

$$f_{loc} = \xi f,$$

kus

$f$  -materjali tugevus,

$\xi$  -tugevusekasvu arvestav tegur.

Tegur  $\xi$  määratakse avaldisega

$$\xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_{loc}}} \leq \xi_i.$$

Avaldis on koostatud katsetulemuste alusel ja põhineb müüritise kaudse tugevnemise efektil.

Selles avaldises  $A$  on tinglik arvutuspind, mis määratakse vastava koormusskeemi alusel (vt lisatud skeeme).

$A_{loc}$  - konkreetne toetuspind.

Teguri  $\xi$  piirväärtus sõltub koormusskeemist

Müüritise materjal	$\xi_i$ vastavalt koormamise skeemile			
	a, b, b', d, ж		б, г, е, и	
	kohalik koormus	summa kohalikust ja põhi-koormusest	kohalik koormus	summa kohalikust ja põhi-koormusest
1. Täiskivi, plokid betoonist	2	2	1	1,2
2. Kärgetellis	1,5	2	1	1,2
3. Õõnesplokid. Mullbetoonist plokid	1,2	1,5	1	1

Märkus: Kivinemata mördi puhul rakendatakse  $\xi_i$  väärtusi kolmanda rea järgi.

Lokaalse ja ülevalt tuleva (põhi-) koormuse üheaegsel mõjumisel tehakse kontrollarvutused eraldi lokaalsele koormusele ja summaarsele koormusele (arvestatakse erinevaid  $\xi_i$  väärtusi tabelist).

Summaarse koormuse määramisel võib võtta lokaalseks koormuseks koormuse, mis oli rakendatud ülevalt tuleva koormuse lisamiseni.

Tala otsa peale võib panna pehme vahetüki, sel juhul rakendub muljumisel ainult lokaalne koormus.

Üldkandevõimet hinnatakse avaldisega

$$N_{Rd,loc} = \psi d f_{loc} A_{loc},$$

kus



$\psi$  koormusepüüri täiteaste -  $\psi = 1$  ühtlaselt jaotatud koormuse epüüri puhul pinnal  $A_{loc}$ ,

$\psi = 0,5$  kolmnurkse epüüri puhul;

$d$  tegur, mis arvestab tugevuse varu lokaalse pinna ebaühtlasest koormamisest,  $d = 1,5 - 0,5\psi$ ,  $d = 1$  õõnesplokkidel ja mullbetooni puhul.

Arvutusliku pinna  $A$  määramise skeemid kohalikul surveel – pind  $A$  võrdub kogu viirutatud alaga.

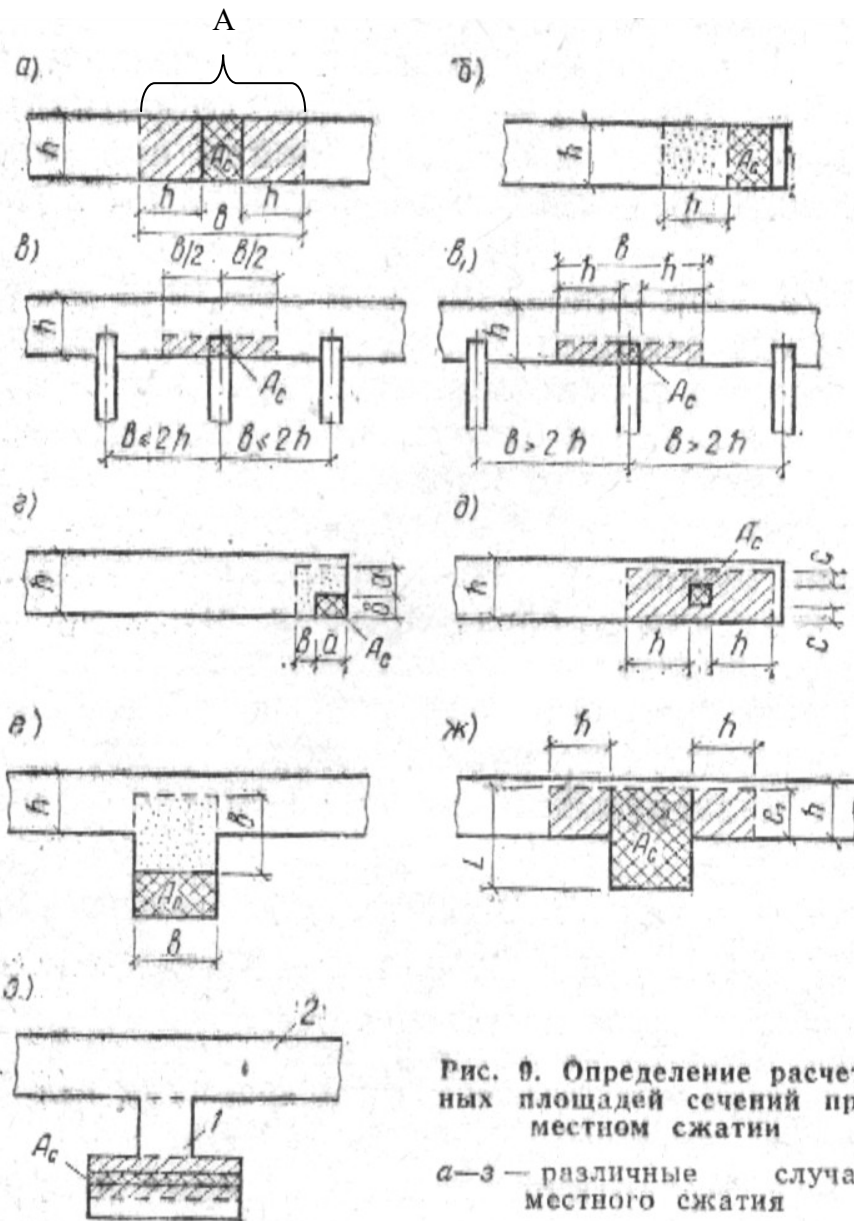


Рис. 9. Определение расчетных площадей сечений при местном сжатии

а-з — различные случаи местного сжатия

**Skeem** Arvutuslikud pinnad ( $A_c$  on  $A_{loc}$ ,  $h = t$  seina paksus),  $A$  on kõik viirutatud pind kokku

Täpsemad juhised vt СНиП II – 22 – 81 Каменные и армокаменные конструкции

## 6.7 Partially loaded areas

- (1)P For partially loaded areas, local crushing (see below) and transverse tension forces (see 6.5) shall be considered.
- (2) For a uniform distribution of load on an area  $A_{c0}$  (see Figure 6.26) the concentrated resistance force may be determined as follows:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1} / A_{c0}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \quad (6.63)$$

where:

$A_{c0}$  loaded area,

$A_{c1}$  maximum design distribution area with corresponding geometrically to  $A_{c0}$

- (3) The design distribution area  $A_{c1}$  required for the resistance force  $F_{Rdu}$  should correspond to the following conditions:
- The height for the load distribution in the load direction should correspond to the conditions given in Figure 6.28
  - the centre of the design distribution area  $A_{c1}$  should be on the line of action of the centre of the load area  $A_{c0}$ .
  - If there is more than one compression force acting on the concrete cross section, the designed distribution areas should not overlap.

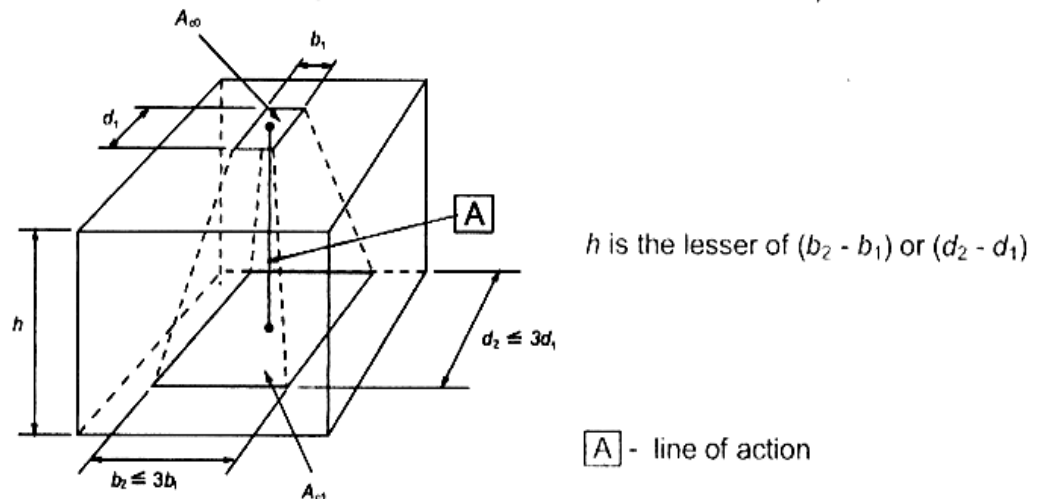


Figure 6.28: Determination of areas in partially loaded areas

The value of  $F_{Rdu}$  should be reduced if the load is not uniformly distributed on the area  $A_{c0}$  or if high shear forces exist.