

3. Vihik

Arvutuseeskirjad ja -näited

2. osa - arvutusnäited

2002

Saateks

Käeolevas vihikus (3. Vihiku 2. osa) tuuakse enamlevinud konstruktsioonide arvutusnäited. Näidete lahendamisel on kasutatud abimaterjalina käsiraamatuid *Пособие по проектированию каменные и армокаменные конструкции (к СНиП II-22-81) [3]*, *Murverkshandboken MUR 90, TCK AB, 1990, Häfte 2, Häfte 4A...4C, Häfte 5C [4]*.

Vihikusse on tehtud parandused 2002.a.

Näidetes kasutatud müüritise tugevused on tinglikud.

Koostas V. Voltri

Sisukord

| | |
|--|-----------|
| Näide 1 (Müürituse tugevuse määramine) | 52 |
| Näide 2 (Välisseina tugevuse kontroll) | 52 |
| Näide 3 (Pilastriga posti tugevuse kontroll)..... | 54 |
| Näide 4 (Kivist võlvi tugevus) | 59 |
| Näide 5 (Armeerimata ridasilluse tugevus)..... | 61 |
| Näide 6 (Armeeritud ridasilluse tugevus) | 62 |
| Näide 7 (Armeeritud ridasilluse - kõrgetala tugevus) | 64 |
| Näide 8 (Posti tugevdamine metallsärgiga) | 65 |
| Näide 9 (Keldriseina tugevuse kontrollimine) | 66 |
| Näide 10 (Põikseina tugevuse kontroll vertikaal- ja horisontaalkoormusele)..... | 68 |
| Lisa 1 (Graafikud ristlõike raskuskeskme ja inertsimomendi määramiseks) | 70 |
| Lisa 2 (Pinge jaotumine müüritises) | 72 |
| Lisa 3 (Armeeritud ridasilluse parameetrid ja kasutusala)..... | 74 |
| Lisa 4 (Armeeritud kõrge tala)..... | 75 |
| Lisa 5 (Hoone töötamine tuulekoormusele)..... | 76 |
| Kasutatud kirjandus | 77 |

Näide 1

Määrata müüritise tugevus järgmiste andmete alusel.

Õhkuivad täis(soliid)kivid on keskmise tugevusega

$$R_m = 25 \text{ MPa (N/mm}^2\text{)},$$

kivide mõõtmed on

$$60 \times 100 \times 200 \text{ mm},$$

tegemist on esimese tugevusgrupi kividega,

mördi keskmine tugevus on

$$f_m = 5 \text{ MPa}.$$

Määrame kivide normaliseeritud tugevuse (vt 1. vihik ja EPN-ENV 6.1.1 tabel 3.2)

$$f_b = \delta \times R_m = 0,85 \times 25 = 21,25 \text{ MPa}.$$

Müüritise normsurvetugevus

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} \text{ MPa (vt 1. vihik (3.1))},$$

kus

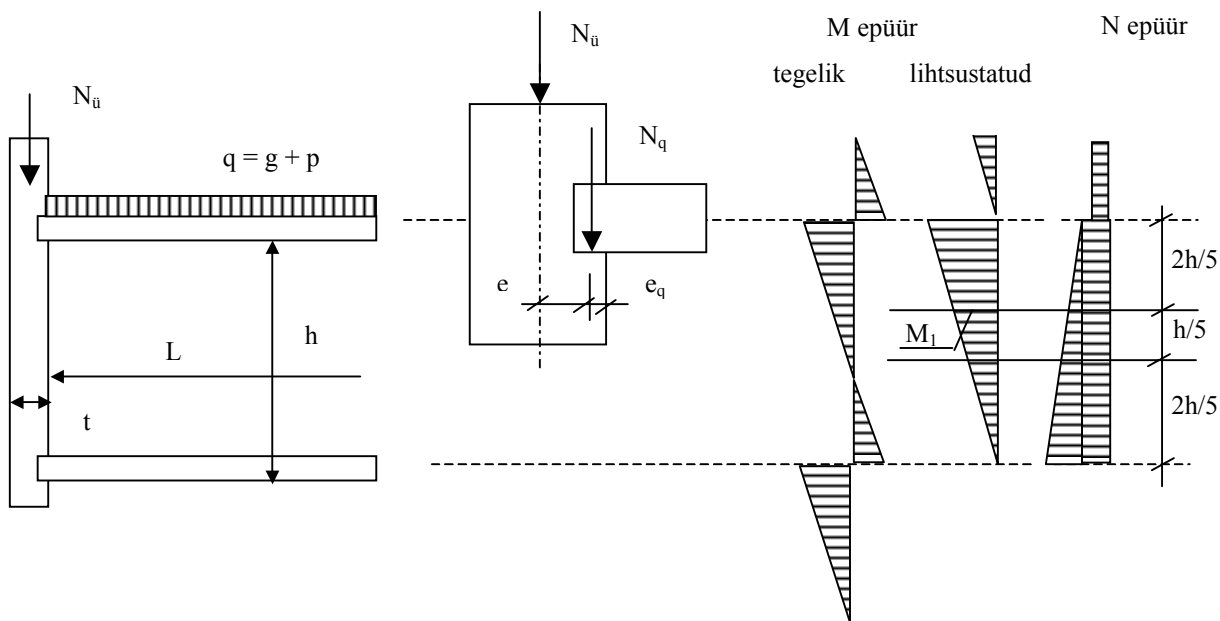
$$K = 0,46 \text{ esimese tugevusgrupi puhul},$$

$$f_k = 0,46 \times 21,25^{0,7} \times 5^{0,3} = 6,3 \text{ MPa}$$

(Soome normidest võetud ajutine väärtus on natuke suurem, vt Lisa H tabel H1 [1], $f_k \approx 7,2 \text{ MPa}$).

Näide 2

Hoone välissein on koormatud järgmise skeemi 1 järgi, kontrollida seina tugevust.



Skeem 1 Konstruktsiooni koormamise skeem

Lähteandmed:

$N = 100 \text{ kN/m}$,

$q = 22 \text{ kN/m}^2$,

valime müüritise tugevuseks

$f_k = 5 \text{ MPa}$,

$t = 38 \text{ cm}$,

$h = 300 \text{ cm}$,

paneelid toetuvad seinale 70 mm,

$L = 6 \text{ m}$.

Lahendus:

Määrame laekoormuse ekstsentrilisuse seina telje suhtes-

$e = t/2 - e_q = 38/2 - 3,5 = 15,5 \text{ cm}$.

Moment laekoormusest

$M = N_q \times e$,

kus

$N_q = q \times L/2 = 22 \times 3 = 66 \text{ kN/m}$.

$M = 66 \times 0,16 = 10,6 \text{ kNm/m}$.

Seinas ülevalt tulev koormus loetakse üldiselt rakendatuks seina teljel. Seina omakaalust korruse kõrguses võib üldjuhul loobuda.

Vastavalt normidele tuleb seina tugevust kontrollida kolmes tsoonis kõrguse järgi.

Kõikides tsoonides peab olema rahuldatud tingimus

$$N \leq N_{Rd} = \frac{\chi_{i(m)} A_c f_k}{\gamma_M}$$

Kontrollime ülemist tsooni (2h/5):

lihtsustatud paindeskeemi järgi

$M = 10,6 \text{ kN/m}$ ja

$N = N_{\bar{u}} + N_q = 100 + 66 = 166 \text{ kN/m}$.

Ristkülikristlõike puhul

$$A_c = (1 - 2 \frac{e}{t}) A_s$$

kus

$$e = \frac{M}{N} + e_a$$

kus

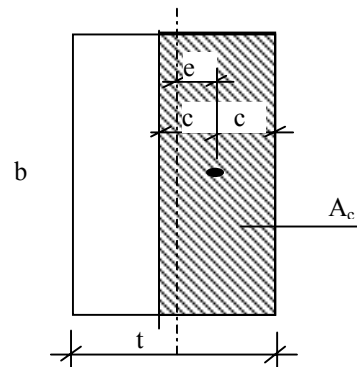
e_a on juhuslik ekstsentrilisus ,

$e_a \approx 300/300 = 1 \text{ cm}$.

$e = 10,6/166 + 0,01 = 0,07 \text{ m}$.

$$A_c = (1 - 2 \frac{0,07}{0,38}) \times 0,38 = 0,24 \text{ m}^2$$

Ristkülikukujulise ristlõike puhul võib survetsooni pindala määrata ka geomeetriliselt-



Skeem 2 Survetsooni määramine

Antud juhul

$c = 0,38/2 - e = 0,19 - 0,07 = 0,12 \text{ m}$.

$A_c = 1,00 \times 2 \times 0,12 = 0,24 \text{ m}^2$.

Ülemises ja alumises tsoonis

$\chi_i = 1$.

$$N_{Rd} = \frac{1 \times 0,24 \times 5 \cdot 10^6}{2,0} = 0,60 \cdot 10^6 \text{ N/m} =$$

$= 600 \text{ kN/m} > 166 \text{ kN/m}$.

Tugevus on tagatud.

Kontrollime keskmist tsooni (kõrgusega h/5).

Keskmes tsoonis

$$\chi_m = e^{-\frac{u^2}{2}}$$

kus

$$u = \frac{\lambda_h - 2}{23 - 32 \frac{e_{mk}}{t}}$$

ristkülikulise ristlõike puhul.

Seina saledus

$$\lambda_h = \frac{h_{ef}}{t_{ef}}$$

kus

h_{ef} on seina arvutuslik kõrgus vastavalt j 3.4.1.4,

$$h_{ef} = \rho_n h.$$

Vastavalt alapunktile a) tuleks võtta $\rho_2 = 1,0$.

Seega

$$h_{ef} = 1,0 \times 3,0 = 3,0 \text{ m.}$$

Seina arvutuslik paksus määratakse j 3.4.1.5 alusel, ühekihilise seina puhul $t_{ef} = t$.

Seina saledus

$$\lambda_h = 3,0/0,38 = 7,9,$$

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

kus

$$e_m = \frac{M_m}{N_m} + e_a.$$

Moment M_m võetakse suurimana tsooni piirides koos temale vastava normaaljõuga (vt skeem 1).

Interpooleerime momendi lihtsustatud paindeskeemi järgi kaugusel 1,2 m ülemisest servast

$$M_{m1} = 6,4 \text{ kNm/m.}$$

Juhul kui me ei arvesta seina omakaalu juurdekasvu korruse kõrguses, siis normaaljõu väärtus samas lõikes on

$$N = 166 \text{ kN/m.}$$

$$e_m = 6,4/166 + 0,01 = 0,05 \text{ m.}$$

Ekstsentrilisus e_k arvestab roome mõju seina tu-

gevusele,

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

kus Φ_∞ on lõplik roometegur tabelist 3.5 (vt vihik 1).

Betoonkivide puhul võiks roometeguri arvutusväärtuseks võtta

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

$$e_k = 0,002 \times 1,5 \times 7,9 \times \sqrt{0,38 \times 0,05} = 0,0039 \text{ m,}$$

$$e_{mk} = 0,05 + 0,004 = 0,054 \text{ m.}$$

$$\text{Siit } u = \frac{7,9 - 2}{23 - 32 \frac{0,054}{0,38}} = 0,32 \text{ ja}$$

$$\chi_m = e^{-\frac{-0,32^2}{2}} = 0,95.$$

Määrame survetsooni pindala-

$$A_c = (1 - 2 \frac{0,054}{0,38}) \times 0,38 = 0,28 \text{ m}^2.$$

Kontrollime ristlõike tugevust

$$N_{Rd} = 0,95 \times 0,28 \times 5 \times 10^6 / 2,0 = 0,665 \times 10^6 \text{ N} = 665 \text{ kN} > 166 \text{ kN.}$$

Tugevus on tagatud.

Lähteandmed:

Müüritise tugevus

$$f_k = 5 \text{ MPa,}$$

$$N_{\bar{u}} = 200 \text{ kN,}$$

$$N_t = 100 \text{ kN,}$$

posti mõõtmed-

$$a = 103 \text{ cm, } b = 38 \text{ cm, } f = 26 \text{ cm, } d = 25 \text{ cm.}$$

Raudbetoonpadja mõõtmed-

$$38 \times 25 \times 14 \text{ cm,}$$

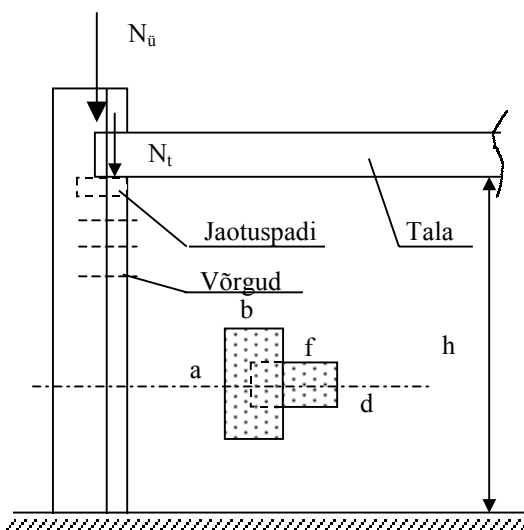
raudbetoonpadi tuleks viia seina sisse pilastri taha vähemalt 12 cm, padja paksus peaks olema vähemalt 14 cm [2],

$$h = 3 \text{ m.}$$

Tala laius vastab jaotuspadi laiuks, tala toetub jaotuspadjale ilma tsentreerimislapita, tala toetus-

Näide 3

Kontrollime pilastriga posti tugevust.



Skeem 3 Konstruktsiooni skeem

$l_t = 25$ cm, toetuspunkti kaugus servast ~ 7 cm.

Toetuspadja alune armeeritakse konstruktiivsete võrkudega.

Lahendus

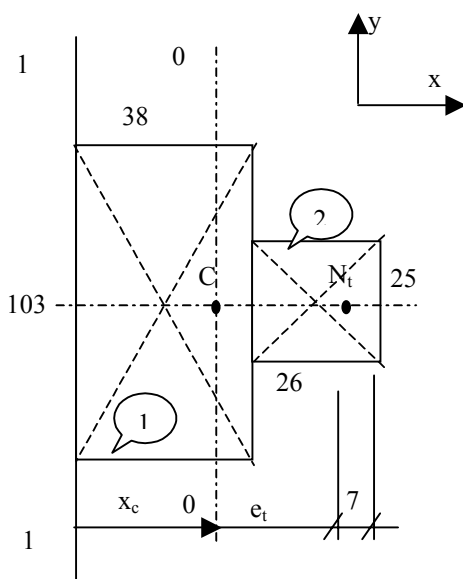
Jaotame ülesande lahenduse kahte ossa:

posti tugevuse üldkontroll ja

tugevuse kontroll muljumisele padja all.

Posti tugevuse üldkontroll

Määrame ristlõike geomeetriselised karakteristikud.



Skeem 4 Ristlõike skeem

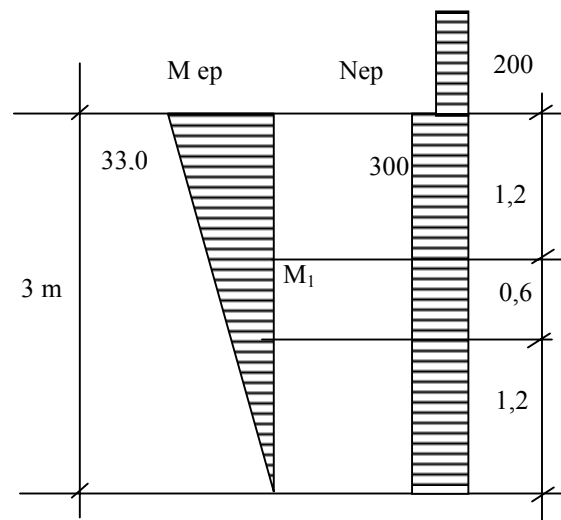
Raskuskeskme kaugus

$$x_c = \frac{1,03 \times 0,38 \times 0,19 + 0,26 \times 0,25 \times 0,51}{1,03 \times 0,38 + 0,26 \times 0,25} = 0,24 \text{ m,}$$

ristlõike inertsimoment

$$I = \Sigma (I_{oi} + \Delta x_i^2 A_i) = \frac{1,03 \times 0,38^3}{12} + 0,05^2 \times 1,03 \times 0,38 + \frac{0,25 \times 0,26^3}{12} + 0,27^2 \times 0,26 \times 0,25 = 0,0107 \text{ m}^4.$$

Posti sisejõud-



Skeem 5 Sisejõudude epiürid

Jõu N_t eksentrilisus

$$e_t = 0,64 - 0,24 - 0,07 = 0,33 \text{ m,}$$

moment postis $M = 0,33 \times 100 = 33 \text{ kNm,}$

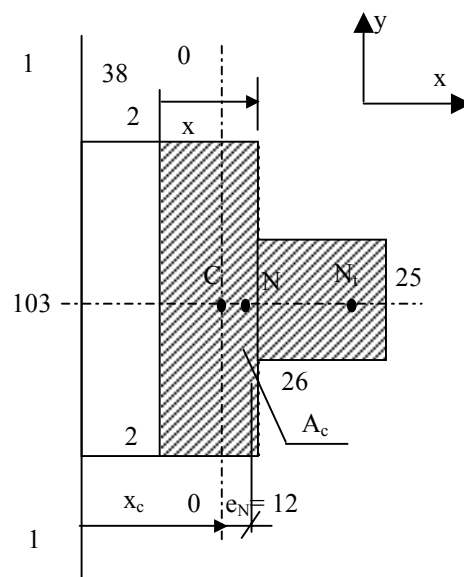
normaaljõud $N = 300 \text{ kN.}$

Ülemine tsoon

$$e_N = \frac{M}{N} + e_a,$$

$$e_N = 33/300 + 0,01 = 0,12 \text{ m.}$$

Survetsooni määramine



Skeem 6 Survetsooni määramine

Lähtume eeldusest, et jõud N on rakendatud survetsooni (A_c) raskuskeskmesse. Raskuskeskme kaugus teljest 2 – 2 (skeem 6) -

$$x_N = x - 0,02 = \frac{x \times 1,03 \frac{x}{2} + 0,26 \times 0,25 \times (x + 0,13)}{x \times 1,03 + 0,26 \times 0,25}.$$

Siit saame ruutvõrrandi

$$0,52x^2 - 0,021x - 0,01 = 0,$$

$$x = 0,16 \text{ m.}$$

Survetsooni pindala

$$A_c = 0,16 \times 1,03 + 0,26 \times 0,25 = 0,23 \text{ m}^2.$$

Tugevuskontroll

$$N \leq N_{Rd} = \frac{\chi_{i(m)} A_c f_k}{\gamma_M} = \frac{1 \times 0,23 \times 5 \times 10^6 / 2,0}{1,0} =$$

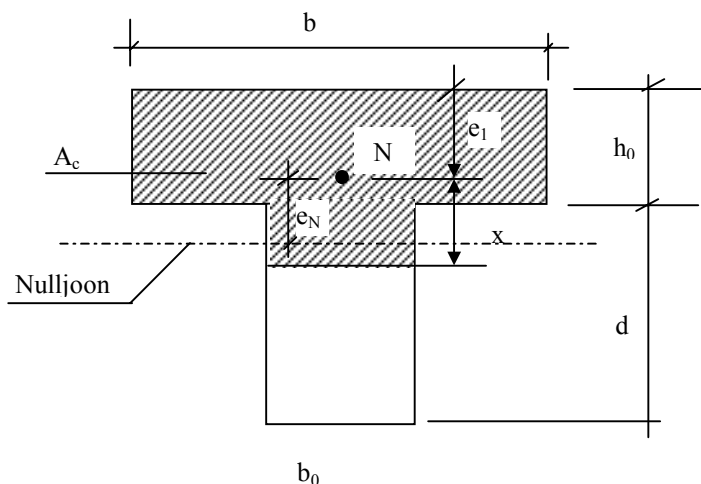
$$= 575 \times 10^3 \text{ N} = 575 \text{ kN} >> 300 \text{ kN.}$$

Tugevus on tagatud.

Ristlõike survetsooni sügavuse võib leida ka järgmiste avaldiste abil:

kui ekstsentrilisus on suunatud riikli poole

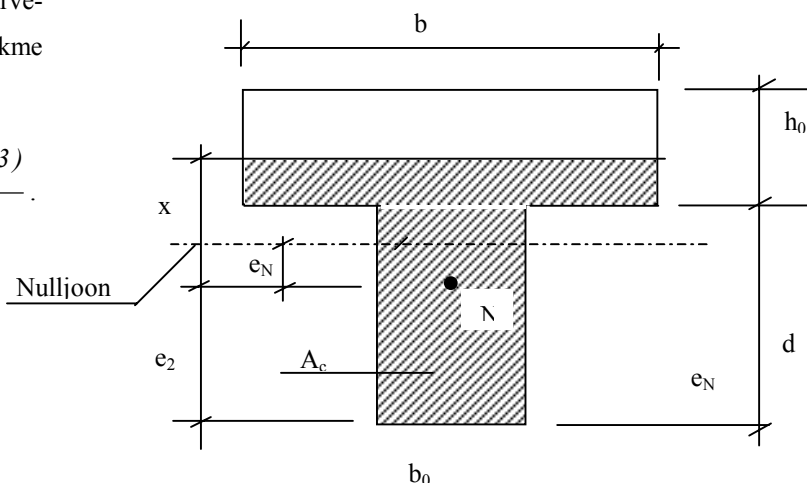
$$x = \sqrt{\frac{b h_0}{b_0} (2e_1 - h_0) + (e_1 - h_0)^2},$$



Skeem 7 Survetsooni määramine, kui ekstsentrilisus on riikli poole

kui ekstsentrilisus on suunatud ribi poole

$$x = \sqrt{\frac{b_0 d}{b} (2e_2 - d) + (e_2 - d)^2}.$$



Skeem 8 Survetsooni määramine, kui ekstsentrilisus on ribi poole

Ülesande lahendamiseks võib kasutada ka lisa toodud graafikuid.

Määrame arvutuslikud suurused abimaterjali alusel.

Nulljoone asukoht

$$\alpha = h_0/h = 0,38/0,64 = 0,59,$$

$$\beta = b_0/b = 0,25/1,03 = 0,24,$$

graafikult

$$\chi = 0,368,$$

$$z_0 = 0,368 \times 0,64 = 0,24 \text{ m} (x_c = 0,24 \text{ m}).$$

Määrame survetsooni pindala lähtudes ekstsentrilisusest $e_N = 0,12 \text{ m}$ (skeem 8) -

$$x = \sqrt{\frac{b_0 d}{b} (2e_2 - d) + (e_2 - d)^2} =$$

$$= \sqrt{\frac{0,25 \times 0,26}{1,03} (2 \times 0,28 - 0,26) + (0,28 - 0,26)^2} =$$

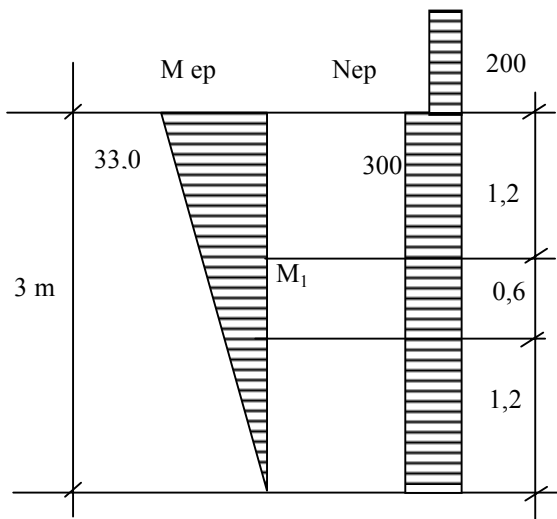
$$= 0,139 \text{ m,}$$

$$A_c = (x + 0,02) \times 1,03 + 0,26 \times 0,25 = 0,16 \times 1,03 + 0,26 \times 0,25 = 0,23 \text{ m}^2.$$

Tulemus vastab eelnevatele arvutustele.

Tugevuskontroll keskmises tsoonis

Sisejõud



Skeem 9 Sisejõudude epüürid

$$M_1 = \frac{33,0}{3} \times 1,8 = 19,8 \text{ kNm},$$

$$N = 300 \text{ kN}.$$

Koormuse ekstsentrilisus

$$e = 19,8/300 = 0,07 \text{ m}.$$

Tugevuskontroll

$$N \leq N_{Rd} = \frac{\chi_m A_c f_k}{\gamma_M},$$

kus

$$\chi_m = e^{-\frac{u^2}{2}},$$

kus

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

Alustame posti saleduse määramisest

$$\lambda_i = \frac{h_{ef}}{i},$$

kus

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}.$$

Ristlõike inertsimoment

$$I = 0,0108 \text{ m}^4.$$

Inertsiraadius

$$i = \sqrt{\frac{0,0108}{0,46}} = 0,15 \text{ m}.$$

Posti arvutuslik kõrgus

$$h_{ef} = \rho_2 h = 1,0 \times 3,0 = 3,0 \text{ m}.$$

Posti saledus

$$\lambda_i = 3,0/0,15 = 20.$$

Survetsooni pindala

$$x = \sqrt{\frac{0,25 \times 0,26}{1,03} (2 \times 0,33 - 0,26) + (0,33 - 0,26)^2} = 0,17 \text{ m},$$

$$A_c = 1,03 \times (0,17 + 0,07) + 0,26 \times 0,25 = 0,31 \text{ m}^2.$$

Suurus

$$u = \frac{20 - 7}{16 + 64 \frac{0,31}{0,46}} = 0,22.$$

$$\chi_m = e^{-\frac{0,22^2}{2}} = 0,98,$$

$$N_{Rd} = \frac{0,98 \times 0,31 \times 5 \times 10^6}{2,0} = 760 \times 10^3 \text{ N} = 760 \text{ kN} >$$

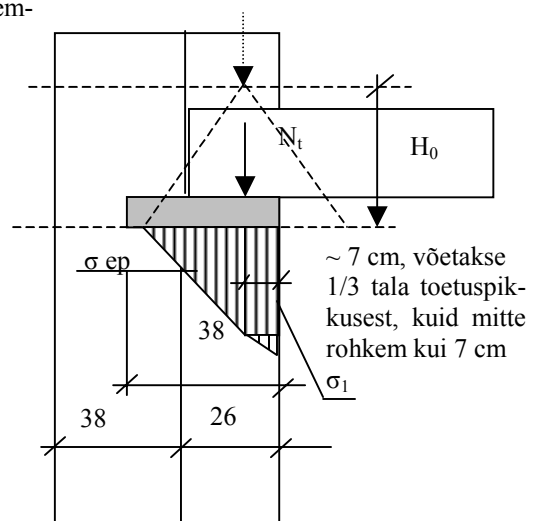
>300 kN.

Tugevus on tagatud.

Kontrollime müürituse tugevust padja all

Lähteandmed (padja all täiskivid või betooniga täidetud plokki)

raudbetoonpadja mõõtmed 38x25x14 cm, toetuse skeem-



Skeem 10 Toetuspadi

betooni elastsusmoodul

$$E_b = 25000 \text{ MPa,}$$

$$N_t = 100 \text{ kN.}$$

Pinged padja all võib määrata [3] abil (vt ka Lisad). Padja asendamine tingliku müüritisega-

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

kus

$$E_p = 0,85 E_b \text{ raudbetoonpadja puhul,}$$

$$I_p \text{ padja inertsimoment,}$$

$$E_m \text{ müüritise elastsusmoodul,}$$

$$d \text{ padja mõõde vaatega ristsuunas.}$$

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

$$I_p = \frac{0,25 \times 0,14^3}{12} = 57,2 \times 10^{-6} \text{ m}^4,$$

müüritise algelastsusmoodul võib vastavalt [1]-le võtta $E = 1000f_k$ ja tugevusarvutustes $E_m = 0,6E$.

$$E_m = 0,6 \times 1000 \times 5 = 3000 \text{ MPa.}$$

$$H_0 = 2\sqrt[3]{\frac{21250 \times 57,2 \cdot 10^{-6}}{3000 \times 0,25}} = 0,24 \text{ m,}$$

pingete jaotusraadius

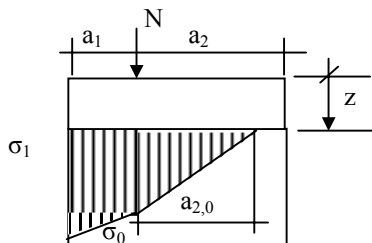
$$s = \frac{\pi H_0}{2} = \pi \times 0,24 / 2 = 0,38 \text{ m.}$$

Abisuurused

$$a_1 = 7 \text{ cm,}$$

$$a_2 = 19 \text{ cm.}$$

Nendele parameetritele vastab pingajaotusskeem 4.



Skeem 11 Pinged padja all

Arvutame pinget σ_0

$$\sigma_0 = \frac{N}{2a_0 d} \left(1 + 0,41 \frac{a_0^2}{z^2} \right),$$

kus $a_0 = 1,125$ $a_1 = 1,125 \times 0,07 = 0,079$ m ja $z = 0,24$ m,

$$\sigma_0 = \frac{100 \times 10^3}{2 \times 0,079 \times 0,25} \left(1 + 0,41 \frac{0,079^2}{0,24^2} \right) =$$

$$= 2,6 \times 10^6 \text{ N/m}^2 = 2,6 \text{ MPa.}$$

$$a_{2,0} = \sqrt{\frac{4Na_1}{\sigma_0 d}} - a_1 = \sqrt{\frac{4 \times 100 \times 10^3 \times 0,07}{2,6 \times 10^6 \times 0,25}} - 0,07 =$$

$$= 0,14 \text{ m,}$$

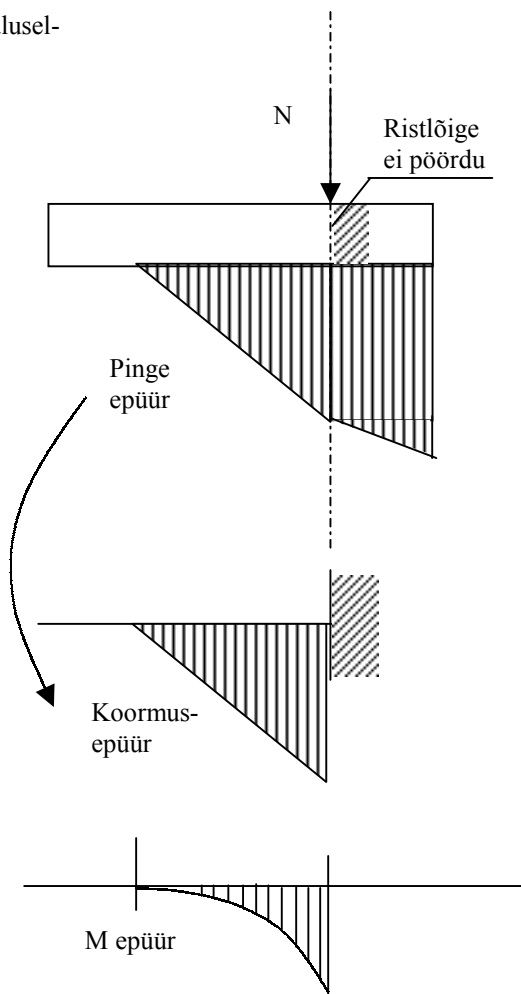
$$\sigma_1 = \frac{2N}{a_1 d} - \frac{\sigma_0(a_1 + a_{2,0})}{a_1} =$$

$$= \frac{2 \times 100 \times 10^3}{0,07 \times 0,25} - \frac{2,6 \times 10^6 (0,07 + 0,14)}{0,07} =$$

$$= 3,6 \times 10^6 \text{ N/m}^2 = 3,6 \text{ MPa} > 5,0 / 2,0 = 2,5 \text{ MPa.}$$

Tugevus ei ole tagatud. Koormus tuleks viia padja keskkohale lähemale.

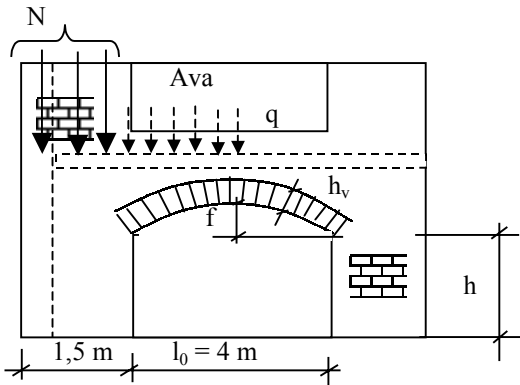
Raudbetoonpadja kontrollitakse järgmise skeemi alusel-



Skeem 12 Sisejõud padjas

Näide 4

Kontrollida kivist võlvi tugevust



Skeem 13 Võlvi skeem

Lähteandmed:

$h = 3,5 \text{ m};$

$h_v = 25 \text{ cm};$

$f = 0,50 \text{ m};$

$t = 38 \text{ cm};$

$N = 500 \text{ kN}$ postile;

sellest 400 kN alalist koormust;

$g = 20 \text{ kN/m};$

$p = 10 \text{ kN/m};$

$f_k = 6,0 \text{ MPa}.$

Lahendus

Jaotame tugevuskontrolli kolme ossa [4] -

võlvi tugevuse kontroll,

võlvi kanna kontroll nihkele,

hoone nurga tugevuskontroll.

Võlvi tugevuse kontroll

Kui kaar moodustab ringi osa, siis

kaarelukus sisejõuõla võib määrata avaldisega

$$z = r(1 - \cos \varphi) + \frac{h_v}{3}(2 - \cos \varphi),$$

kui $\varphi < 20^\circ$, siis ligikaudselt

$$z = f + h_v/3 \text{ ja}$$

kui $\varphi > 20^\circ$, siis

$$z = f + h_v/3(2 - \cos \varphi).$$

Arvutusliku ava võib võtta ligikaudselt

$$l = l_0 + 0,1 \dots 0,2 \text{ m}.$$

Võtame

$$l = 4,2 \text{ m}.$$

Määrame kaare avanemisnurga-

suhte puhul $\frac{l_0}{f} = 4,0/0,50 = 8,0$ on

$$2\varphi = 56^\circ, \text{ siit } \varphi = 28^\circ > 20^\circ.$$

Sisjõuõlg

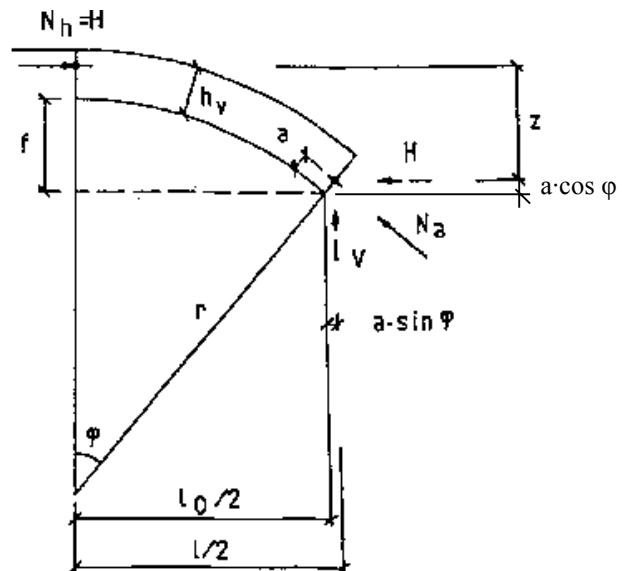
$$z = 0,5 + 0,25/3(2 - \cos 28^\circ) = 0,59 \text{ m}.$$

Määrame lihttala momendi avas

$$M = \frac{ql^2}{8} = 30 \times 4,2^2 / 8 = 66,2 \text{ kNm ja}$$

horisontaaljõu lukus

$$H = M/z = 66,2/0,59 = 112,2 \text{ kN}.$$



Skeem 14 Võlvi geometria

Jõu H ekstsentrilisus lukus

$$e = (z + a \cos \varphi) - (f + 0,5h_v) = 0,59 + 0,09 - 0,50 - 0,13 = 0,05 \text{ m}.$$

$h_v/6 = 0,25/6 = 0,04 \text{ m} < e = 0,05 \text{ m}$ (survejõud jääb ristlõike tuuma sisse), vastavalt juhendi soovitusel võiks tugevusarvutused teha elastsusteooria alusel (vt j 3.4.1.8.3).

Tugevustingimus

$$\sigma_{\max} \leq f_k / \gamma_M.$$

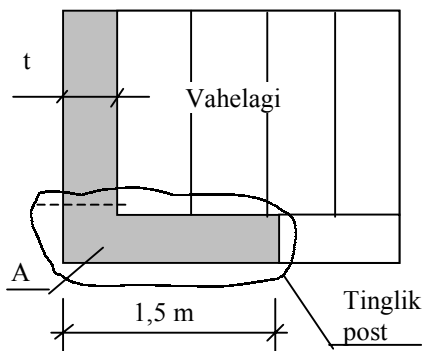
$$\sigma_{\max} = \frac{H}{A} + \frac{H \cdot e}{W} = 112,2 \times 10^3 / (0,25 \times 0,38) +$$

$$+112,2 \times 10^3 \times 0,05 / (0,38 \times 0,25^2 / 6) = 2,60 \times 10^6 \text{ N} = 2,6 \text{ MPa} < 6,0 / 2,0 = 3,0 \text{ MPa}.$$

Tugevus on tagatud.

Yõlvi kanna kontroll nihkele

Hoone nurga skeem-



Skeem 15 Hoone nurk

Tugevustingimus

$$H \leq R_h = f_v A.$$

Normnihketugevus (vt 1. Vihik)

$$f_{vk} = f_{vk0} + \mu \sigma_d.$$

Garanteeritud vertikaalpingeks postis võtame

$$\sigma_d = (400 \times 10^3 + 30 \times 10^3 \times 2,0 + 20 \times 10^3 \times 1,1) / (1,5 \times 0,38) = 0,91 \times 10^6 \text{ N/m}^2 = 0,91 \text{ MPa}.$$

Garanteeritud vertikaalpinge määramisel on arvestatud kogu koormust $q = g + p$ vahelaelt kuna horisontaaljõud H on määratud q alusel (tegemist on ühe ja sama koormuskombinatsiooniga), seinasaale A tulev paneelide koormus on võetud g .

Müüritise nihketugevus

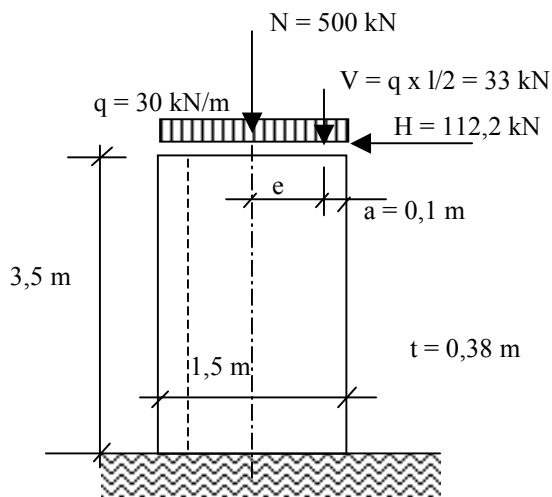
$$f_{vk} = 0,15 + 0,5 \times 0,91 = 0,60 \text{ MPa} < 1,7 \text{ MPa}.$$

$$R_h = \frac{0,60 \times 10^6}{2} \times 1,5 \times 0,38 = 170 \times 10^3 \text{ N} = 170 \text{ kN} > H = 112,2 \text{ kN}.$$

Tugevus on tagatud.

Hoone nurga tugevuskontroll.

Hoone nurka vaatleme ekstsentriliselt surutud postina-



Skeem 16 Hoone nurga arvutus

Jõu V ekstsentrilisus

$$e = 1,5/2 - 0,1 = 0,65 \text{ m}.$$

Summaarne vertikaalne jõud

$$\Sigma N = 500 + 33 + 30 \times 1,5 = 578 \text{ kN},$$

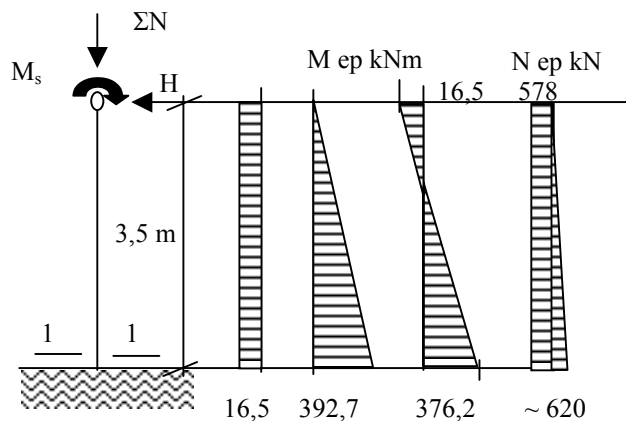
moment jõu V ekstsentrilisusest

$$M = Ve = 33 \times 0,65 = 16,5 \text{ kNm}.$$

Summaarse jõu ekstsentrilisus

$$e_s = 16,5 / 578 = 0,03 \text{ m}.$$

Seinaposti arvutuslik skeem ja sisejõudude epüürid-



Skeem 17 Sisejõudude epüürid

Ristlõike suurte mõõtmete tõttu paindetasapinnas nõtkohtu ei ole, kontrollime tugevust lõikes 1 – 1 – arvutuslik ekstsentrilisus

$$e = 376,2 / 620 = 0,61 \text{ m},$$

$$N \leq N_{Rd} = \frac{\chi_i A_c f_k}{\gamma_M},$$

kus

$$\chi_i = 1 \text{ ja}$$

$$A_c = 2 \times (1,5/2 - 0,61) \times 0,38 = 0,11 \text{ m}^2.$$

$$N_{Rd} = 1 \times 0,11 \times \frac{6,0 \times 10^6}{2,0} = 330 \times 10^3 \text{ N} = 330 \text{ kN} <$$

< 620 kN.

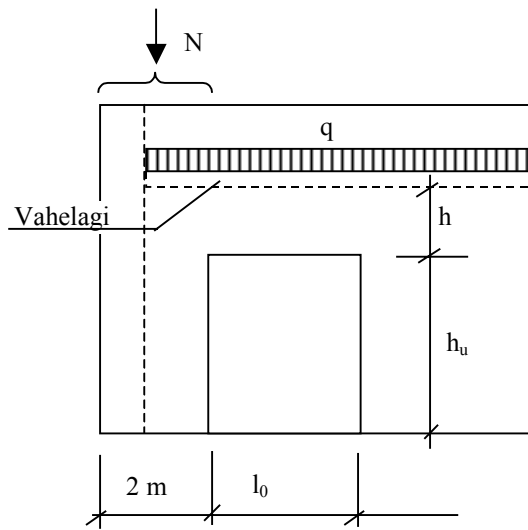
Tugevus pole tagatud.

Tuleb arvestada, et hoone nurgarajoonides võib esineda tihti raskusi võlvide või kaarte kannareaktsioonide vastu võtuga.

Näide 5

Kontrollida armeerimata ridasilluse tugevust.

Konstruksiooni skeem



Lähteandmed:

$$l_0 = 2 \text{ m } (\leq 2 \text{ m});$$

$$h_u = 3 \text{ m,}$$

$$h = 1 \text{ m } (l_0/4 \leq h \leq 0,7l_0);$$

$$t = 0,38 \text{ m;}$$

$$N = 500 \text{ kN;}$$

$$q = 30 \text{ kN/m;}$$

$$f_k = 6,0 \text{ MPa.}$$

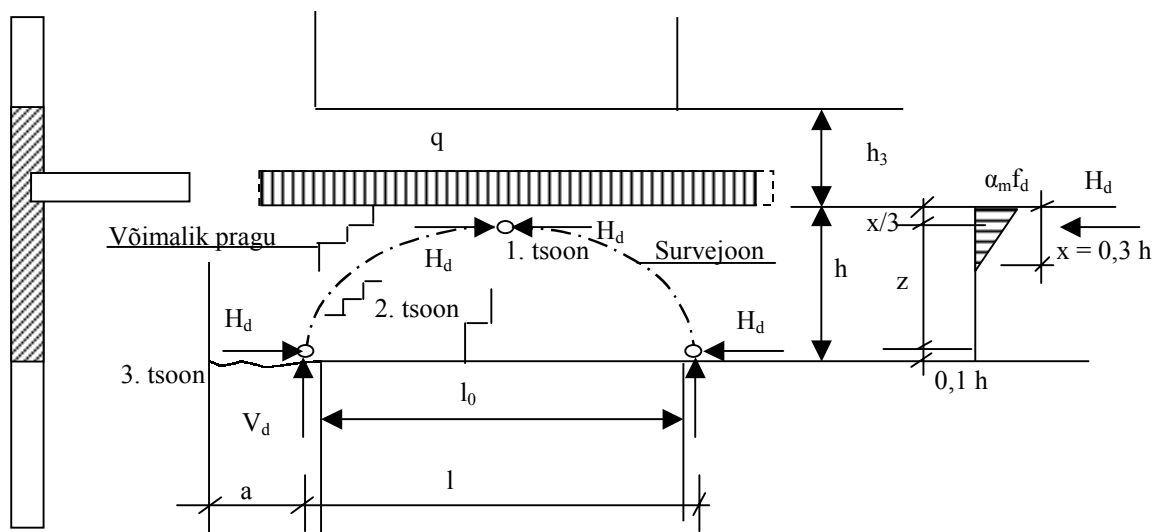
Arvutuslik ava

$$l = l_0 + 0,1h = 2,2 \text{ m} > 1,07l_0 = 2,14 \text{ m, võtame}$$

$$l = 2,14 \text{ m.}$$

Skeem 18 Ridasillusega ava

Arvutuse aluseks võtame juhendis toodud skeemi-



Skeem 19 Ridasilluse arvutuslik skeem

Sisejõud

$$z = h - 0,2h = 1,0 - 0,2 = 0,8 \text{ m,}$$

avamoment

$$M = ql^2/8 = 30 \times 2,14^2/8 = 17,2 \text{ kNm,}$$

horisontaaljõud

$$H = M/z = 17,2/0,8 = 21,5 \text{ kN.}$$

Kontrollime tugevust lukus

1. tsoonis

$$H \leq R_{h1} = 0,15thf,$$

$$R_{h1} = 0,15 \times 0,38 \times 1,0 \times \frac{6,0 \times 10^6}{2,0} = 171 \times 10^3 \text{ N} =$$

$$= 171 \text{ kN} < 21,5 \text{ kN.}$$

Tugevus on tagatud.

Tugevus peapingetele

2. tsoonis

$$H_d \leq R_{h2} = 0,5tl_0f_v,$$

kus nihketugevus

$$f_v = \frac{f_{vk}}{\gamma_M}.$$

Peapingesituatsioonis

$$f_{vk} = f_{vk0} = 0,15 \text{ MPa.}$$

$$R_{h2} = 0,5 \times 0,38 \times 2,0 \times 0,15 \times 10^6 / 2,0 = 28,5 \times 10^3 \text{ N} =$$

$$= 28,5 \text{ kN} > 21,5 \text{ kN.}$$

Tugevus on tagatud.

Tugevus nihkele kannas

3. tsoonis

$$H \leq R_{h3} = atf_v.$$

Nihketugevuse puhul saab arvestada alaliste koormuste mõju ristlõikes

$$f_{vk} = f_{vk0} + \mu\sigma_d.$$

Tingimus on ilmselt täidetud.

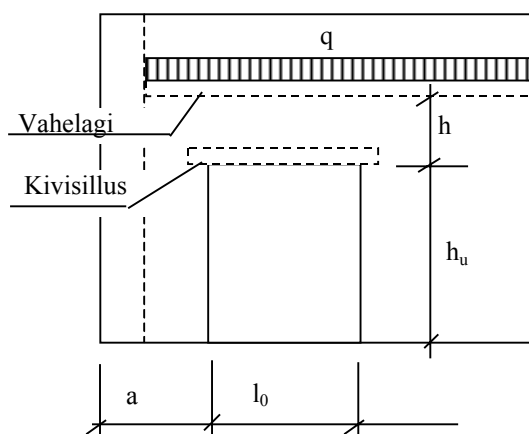
Tugevus kontroll

4. tsoonis

tehakse eelmise näite alusel.

Näide 6

Kontrollida armeeritud kivisilluse tugevust.



Skeem 20 Ava katmine armeeritud sillusega

Kivisilluse kontrollimisel on kaks võimalust, kui $h/l \leq 0,5$ siis kontrollitakse tugevust kui armeeritud sillustalas ([1] ja Lisa 3),

$h/l > 0,5$ siis vaadeldakse konstruktsiooni kui kõrget müüritistala (vt Lisa 4).

Lähteandmed:

$$q = 10 \text{ kN/m;}$$

$$l_0 = 5 \text{ m;}$$

$$t = 19 \text{ cm;}$$

$$h = 50 \text{ cm,}$$

$$h_u = 3 \text{ m;}$$

$$f_k = 6,0 \text{ MPa;}$$

täitebetoon C16/20

$$f_{ck} = 16 \text{ MPa.}$$

Arvutuslik ava

$$l \approx 1,05 l_0 = 1,05 \times 5,0 = 5,25 \text{ m.}$$

Suhe

$$h/l = 0,50/5,25 = 0,1 < 0,5,$$

arvutame müüritist ava peal sillustalana.

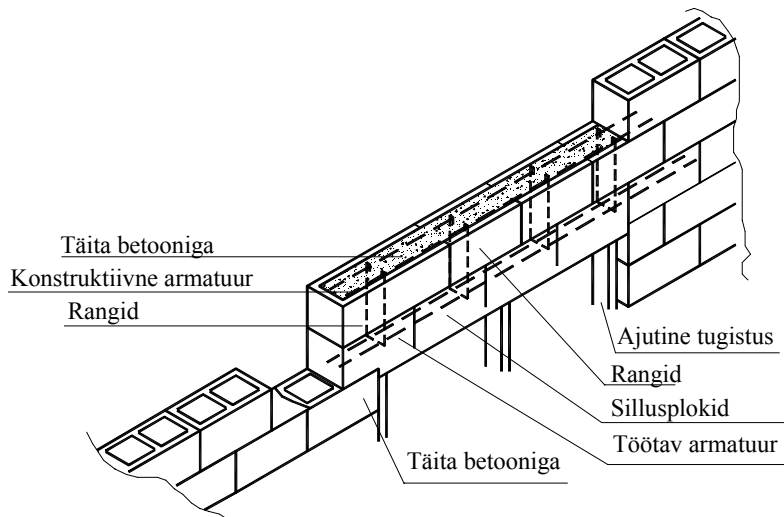
Arvutuslik moment

$$M = ql^2/8 = 10 \times 5,25^2/8 = 34,5 \text{ kNm.}$$

Eeldame, et sein on tehtud õõnesplokkidest ja sillusena armeeritakse kaks rida plokkke.

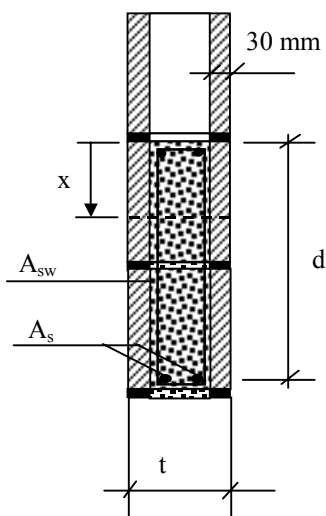
Silluse konstruktsioon on toodud skeemil 21.

Armeeritud kivisillus



Skeem 21 Kivisillus (õõnesplokkidest)

Silluse lõige-



Skeem 22 Silluse lõige

Kontrollarvutused (vastavalt EPN2 – Raudbetoon-konstruktsioonid [5]).

Valime armatuuri AII

$f_s = 280 \text{ MPa}$.

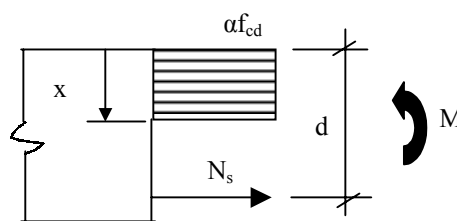
Ülesande lahendamisel on põhimõtteliselt kaks võimalust- tala survetsoonina vaatlеме ainult täitebetoonist osa

või

tala survetsoonina vaatlеме betooni koos teda ümbritseva müüritisega.

Esimesel juhul võetakse survetsooni tugevuseks betooni tugevus, teisel juhul – müüritise tugevus, mis on määratud tugevusena jõu mõjumisel piki müüriirida.

Võtame survetsooni täitebetooni ristlõike järgi.



Skeem 23 Arvutuslik skeem

Tasakaaluvõrrandid

$$x(t - 2 \times 0,03)\alpha f_{cd} - N_s = 0 \text{ ja}$$

$$M \leq x(t - 2 \times 0,03)\alpha f_{cd}(d - 0,5x).$$

Vähendustegur α võetakse üldiselt

$$\alpha = 0,8.$$

Avaldame teisest võrrandist x

$$x(0,19 - 2 \times 0,03) \times 0,8 \times \frac{16,0 \times 10^6}{1,5} \times (0,35 - 0,5x) =$$

$$= 34,5 \times 10^3, \text{ siit}$$

$$0,56x^2 - 0,39x + 0,035 = 0 \text{ ja}$$

$$x = 0,11 \text{ m.}$$

Vajaliku armatuuri saame

$$N_s = x(t - 2 \times 0,03) \alpha f_{cd}, \text{ siit}$$

$$A_s f_s = x(t - 2 \times 0,03) \alpha f_{cd} \text{ ja}$$

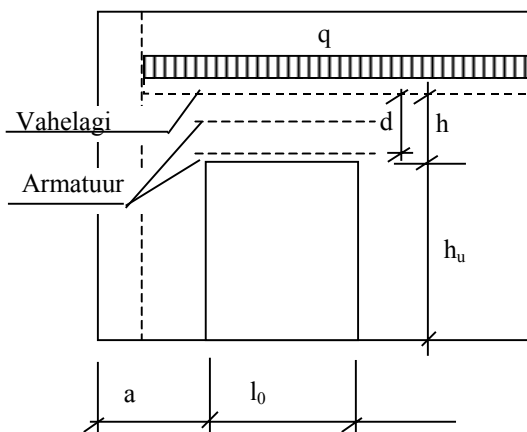
$$A_s \times 280 \times 10^6 = 0,11 \times 0,13 \times 0,8 \times 10^7 \times 10^6 \text{ siit}$$

$$A_s = 4,3 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

Valime 2 Ø 18 AII, $A_s = 5,09 \text{ cm}^2$.

Tuleks kontrollida ka vajaliku põikarmatuuri võimsust.

Näide 7
Kontrollida armeeritud kivilõluse tugevust



Skeem 24 Silluse skeem

Lähteandmed:

$$q = 20 \text{ kN/m;}$$

$$l_0 = 5 \text{ m;}$$

$$t = 19 \text{ cm;}$$

$$h = 2,7 \text{ m,}$$

$$h_u = 3 \text{ m;}$$

$$f_k = 6,0 \text{ MPa;}$$

täitebetoon C16/20

$$f_{ck} = 16 \text{ MPa.}$$

Arvutuslik ava

$$l \approx 1,05 l_0 = 1,05 \times 5,0 = 5,25 \text{ m.}$$

Suhe

$$h/l = 2,70/5,25 = 0,51 > 0,5,$$

arvutame müüritist ava peal kõrge talana (käsiraamatutes kasutatakse ka tingimust $l_0/3 < h \leq l_0$).

Pingejaotust toel ja avas vaata lisas.

Tugevustingimus on järgmine

$$M \leq f_s A_s z,$$

kus

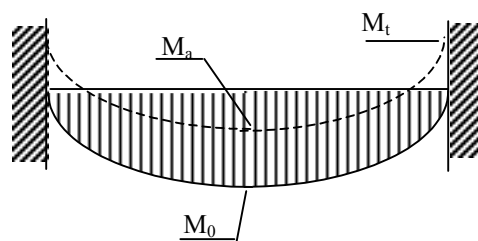
A_s on vaadeldava ristlõike armatuur ja

z on sisejõuõlg.

Sisejõuõla võib lihtsustatult määrata järgmisest tabelist

| Koormus | z |
|---------|---|
| | $z_f = (0,65 + 0,05 \frac{l_0}{h}) d \leq 0,85 d$ |
| | $z_f = (0,65 + 0,67 \frac{l_0}{h}) d \leq 0,85 d$ |
| | $z_f = (0,65 + 0,1 \frac{l_0}{h}) d \leq 0,85 d$ |
| | $z_f = (0,35 + 0,9 \frac{M_s}{hV}) h \leq 0,85 d$ |

Kõrge tala võib armeerida kas lihttalana või kinnistagedega talana. Viimasel juhul võib lihttala momendi jaotada võrdselt toe ja ava vahel.



Skeem 25 Momendi jaotumine kõrges talas

Leiame lihttala momendi-

$$M = (q+g_m) l^2/8,$$

kus

$$g_m = \gamma_F g_k \quad \text{— müüritise kaal ava kohal.}$$

Käesolevas näites

$$g_m = 1,35 \times (2,7 \times 0,19 \times 1,0 \times 20) = 13,9 \text{ kN/m.}$$

$$M = (20,0 + 13,9) \times 5,25^2 / 8 = 116,8 \text{ kNm.}$$

Ristlõike töötav kõrgus

$$d \approx h - 0,10 \dots 0,15 \text{ m,}$$

võtame

$$d = 2,70 - 0,15 = 2,55 \text{ m.}$$

Määrame sisejõu õla

$$z = (0,65 + 0,05 \times 5,0 / 2,7) \times 2,55 = 1,90 \text{ m.}$$

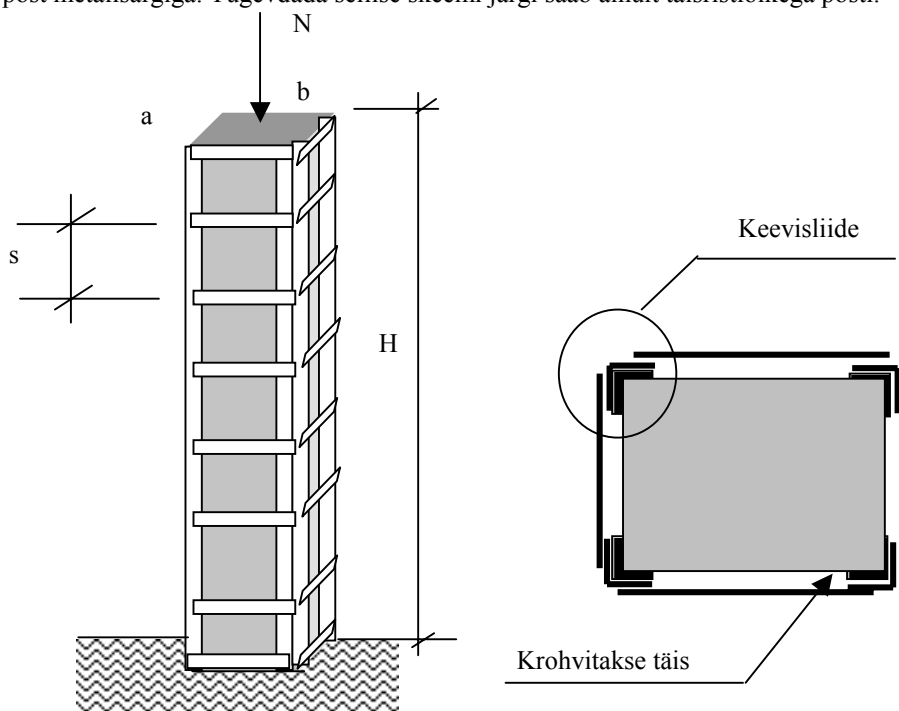
Vajalik armatuur lihttala skeemis

$$A_s = \frac{M}{f_s z} = 116,8 \times 10^3 / (280 \times 10^6 \times 1,90) = 2,20 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

Tuleb märkida, et kõrge tala ja võlvi vahe on põhiliselt selles, et kõrgel talal puudub horisontaalne kannareaktsioon.

Näide 8

Tugevdada post metallsärgiga. Tugevdada sellise skeemi järgi saab ainult täisristlõikega posti.



Skeem 26 Posti tugevdamine metallsärgiga

Lähteandmed:

$$H = 3,0 \text{ m;}$$

$$a = 0,38 \text{ m;}$$

$$b = 0,51 \text{ m;}$$

$$N = 500 \text{ kN;}$$

$$f_k = 6,0 \text{ MPa.}$$

Tugevusarvutuse teeme avaldisega [3]:

$$N \leq \psi \chi_{i(m)} \left[(\gamma_m f + \eta \frac{2,5\mu}{1 + 250\mu} \times f_{ywd}) A + f_{sc} A_{s2} \right],$$

kus

ψ — koormuse ekstsentrilisust arvestav tegur,

$\chi_{i(m)}$ — nõtk- (pikipainde) tegur,

γ_m — müüritise purunemise eksperthinnang. Kui müüritises ei ole vertikaalseid pragusid, siis $\gamma_m = 1$, süsteemsete pragude puhul $\gamma_m = 0,7$,

f — müüritise tugevus,

η — ekstsentrilisust arvestav tegur,

f_{ywd} on põikarmeerimise (-raua) tugevus,

f_{sc} on püstraua survetugevus,

A_{s2} on püstraua ristlõikepindala.

Valime kõik tugevdusprofiilid klassist AI, madalama margilise terase kasutamine on tugevduste puhul efektiivsem (teras kasutatakse paremini ära). Eeldame, et kivipost oli pragudega $\gamma_m = 0,7$.

Tugevdus pannakse paika üldiselt kogemuste alusel, tehakse kontroll ja vajadusel korrigeeritakse valitud profiile või mõõtmeid.

Eeldame, et koormuse ekstsentrilisus on null ja nõtketeguri võtame võrdseks $\chi = 1,0$.

Kontrollime posti kandevõimet tugevusavaldise esimese liikme järgi-

$N_{Rd} = \psi \chi \gamma_m f_d A = 1,0 \times 1,0 \times 0,7 \times 3,0 \times 10^6 \times 0,38 \times 0,51 = 410 \times 10^3 \text{ N} = 410 \text{ kN} < 500 \text{ kN}$, post vajab tugevdamist.

Valime püstraudadeks nurkraud $\perp 63 \times 4$ ja põikraud -4×40 sammuga $s = 400 \text{ mm}$, terase klass AI,

$f_{ywd} = 130 \text{ MPa}$ (vt juhend).

Arvutame põikarmeerimise teguri

$$\mu = V_s/V_m = (2 \times 0,38 + 2 \times 0,51) \times 0,16 \times 10^{-4} / (0,38 \times 0,51 \times 0,40) = 0,37 \times 10^{-2}$$

Kontrollime tugevust kahe esimese liikmega

$$\begin{aligned} N &\leq \psi \chi_{i(m)} \left(\gamma_m f + \eta \frac{2,5\mu}{1 + 250\mu} \times f_{ywd} \right) A = \\ &= \psi \chi_{i(m)} \gamma_m f A + \psi \chi_{i(m)} \eta \frac{2,5\mu}{1 + 250\mu} \times f_{ywd} A = \\ &= 410 \times 10^3 + 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times \\ &\times \frac{2,5 \times 0,37 \times 10^{-2}}{1 + 250 \times 0,37 \times 10^{-2}} \times 130 \times 10^6 = 410 \cdot 10^3 + \\ &+ 625 \times 10^3 = 1035 \times 10^3 \text{ N} = 1035 \text{ kN} > 500 \text{ kN}. \end{aligned}$$

Tugevus on tagatud.

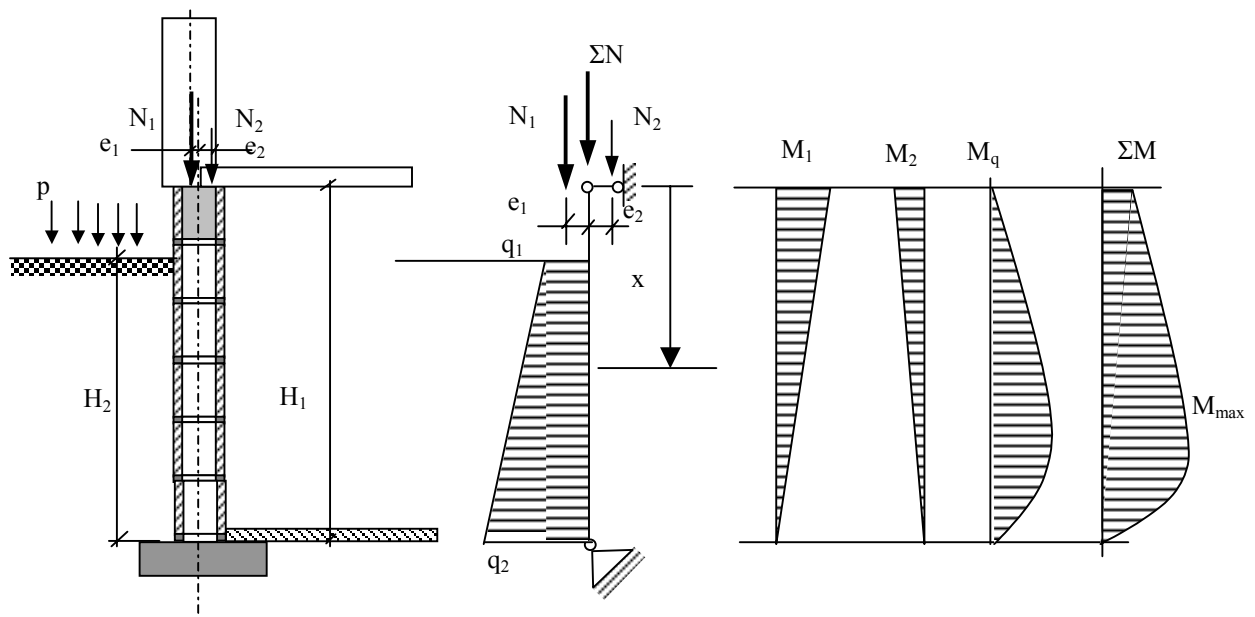
Antud arvutuses ei arvestatud püstraudade kandevõimet, juhul kui püstraud ei ole korralikult alt ja ülevalt konstruktsioonile toetatud, võetakse püstraua arvutuslikuks tugevuseks

$f_s = 40 \text{ MPa}$.

See annaks võrdlemisi vähe kandevõimele juurde.

Näide 9

Kontrollida keldriseina tugevust.



Skeem 27 Keldriseina arvutus

Pinnase surve keldriseinale võib arvutada järgmise

avaldisega-

$$q_1 = \gamma_{Fk} \gamma_p H_{red} \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) \text{ ja}$$

$$q_2 = \gamma_{Fp} \gamma_p \left(\frac{\gamma_{Fk}}{\lambda_{Fp}} H_{red} + H_2 \right) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2),$$

kus

γ_{Fk} on maapinnale mõjuva koormuse osava-

rutegur;

γ_{Fp} on pinnasekoormuse osavarutegur;

γ_p on pinnase mahukaal;

$H_{red} = p / \gamma_p$ on koormust p asendava tingliku mullakihi paksus;

φ on pinnase sisehõõrdenurk.

Arvutuslik moment seinas pinnase surve-

$$M_{q(x)} = \frac{1}{6} \left\{ \frac{H_2^2}{H_1} (2q_1 + q_2) x - \left[3q_1 + (q_2 - q_1) \frac{x - H_1 + H_2}{H_1} \right] (x - H_1 + H_2)^2 \right\}.$$

Kui arvestada, et pinnas on seinaga taga terves kõrguses

$$= 9,6 \text{ kNm/m.}$$

H_1 , siis maksimaalne moment seinas on

kaugusel

$$x = 0,6H_1 \text{ ja}$$

$$M_{\max} = (0,056q_1 + 0,06q_2) \times H_1^2.$$

Lähteandmed:

$$H_1 = 3,0 \text{ m;}$$

$$H_2 = 2,5 \text{ m;}$$

$$N_1 = 100 \text{ kN/m;}$$

$$N_2 = 30 \text{ kN/m;}$$

$$p = 5 \text{ kN/m}^2;$$

$$\gamma_p = 16 \text{ kN/m}^3;$$

$$\varphi = 32^\circ;$$

$$t = 38 \text{ cm,}$$

$$e_1 = 7 \text{ cm;}$$

$$e_2 = 5 \text{ cm;}$$

müüritis võib olla nii täiskividest kui õõnesplokkidest, valime müüritise surveugevuseks

$$f_k = 6,0 \text{ MPa.}$$

Määrame sisejõud seinas. Arvutuste lihtsustamiseks (tagavara kasuks) võtame, et $H_2 = H_1$ ja eeldame, et kõik koormustegurid $\gamma_F = 1,0$.

Redutseeritud pinnasekihi paksus

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

Määrame pinnase surve seinale [3] -

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

$$q_2 = 1,0 \times 16 \times (1,0 \times 0,31 + 3,0) \operatorname{tg}^2(45^\circ - 32^\circ/2) =$$

$$= 16,3 \text{ kN/m.}$$

Leiame maksimaalse momendi pinnasesurve

$$M_{\max,p} = M_{\max} = (0,056 \times 1,5 + 0,06 \times 16,3) \times 3,0^2 =$$

Maksimaalse momendi kaugust laest

$$x = 0,6 \times 3,0 = 1,8 \text{ m.}$$

Määrame momendid jõududest N

$$M_1 = 100 \times 0,07 = 7,0 \text{ kNm/m,}$$

$$M_2 = 30 \times 0,05 = 1,5 \text{ kNm/m.}$$

Määrame summaarse momendi lõikes 1,8 m laest-

$$M_{1,8} = 9,6 + \frac{7,0 \times 1,2}{3,0} - \frac{1,5 \times 1,2}{3,0} = 11,8 \text{ kNm/m.}$$

Summaarne normaaljõud

$$\Sigma N = 100 + 30 = 130 \text{ kN/m.}$$

Summaarse jõu ekstsentrilisus

$$e_0 = 11,8 / 130,0 = 0,09 \text{ m.}$$

Tugevuskontroll

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

kus

Λ_m määratakse graafiku abi (vt Vihik 3 1. Osa j 3.4.1.3).

Vajalikud abisuurused

$$e_0/t = 0,09/0,38 = 0,23 \text{ ja}$$

$$h/t = 3,0/0,38 = 7,9 \text{ ja vastav}$$

$$\Lambda_m \approx 0,45.$$

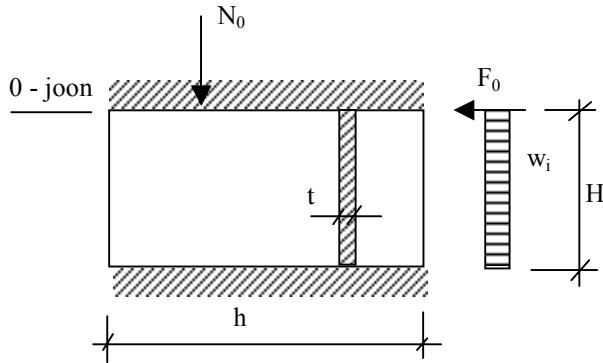
$$N_{Rd} = 0,45 \times 1,0 \times 0,38 \times 3,0 \times 10^6 = 0,51 \times 10^6 \text{ N/m} =$$

$$= 510 \text{ kN/m} > 130 \text{ kN/m.}$$

Tugevus on tagatud.

Näide 10

Kontrollida pöikseina tugevust horisontaal- ja vertikaalkoormusele (vt Lisa 5).



Skeem 28 Pöikseina koormamise skeem

Skeemil

N_0 - nulljoonest kõrgemal olevate normaaljõudude summa;

F_0 - nulljoonest kõrgemal olevate horisontaaljõudude summa.

Nulljoon määratakse tingimusest, et ristlõikes esinevad ainult ühemärgilised pinged (surve).

Lähteandmed:

$N_0 = 600 \text{ kN},$

$F_0 = 80 \text{ kN},$

$w = 1,0 \text{ kN/m},$

$H = 30,0 \text{ m},$

$h = 6,0 \text{ m},$

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

$g_m = 4 \text{ kN/m}^2,$

$f_k = 6,0 \text{ MPa}.$

Kontrollime suuruse c väärtust

$$c = \frac{\left(600 \cdot 6,0 + \frac{4,0 \cdot 3,0 \cdot 6,0^2}{2} - 3 \cdot 80 \cdot 3,0 - 1,5 \cdot 1,0 \cdot 3,0^2 \right)}{664,8 - 4,0 \cdot 3,0 \cdot 3,0} = 4,9 \text{ m} \approx 4,8 \text{ m}.$$

Tugevustingimus

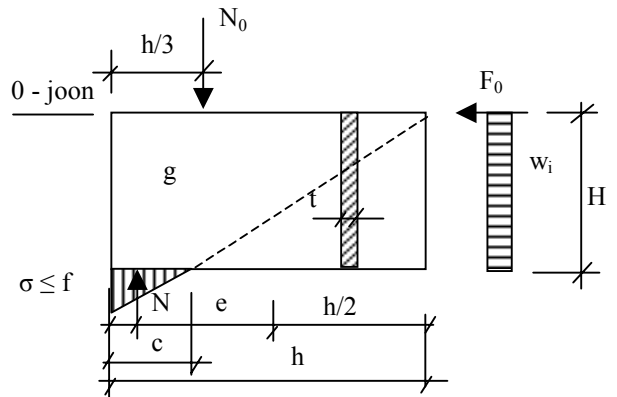
$\sigma = 2 \cdot 664,8 \cdot 10^3 / (4,9 \cdot 0,19) = 1,43 \cdot 10^6 \text{ N} = 1,43 \text{ MPa} < 3,0 \text{ MPa}.$

Tugevus on tagatud.

Tugevus vertikaalkoormusele.

Ülesande lahendamisel tuleks jõu N_0 asukoht määrata hoone arvutusest horisontaalkoormusele.

Lihtsustatud arvutustel [4] võib kasutada järgmist skeemi-



Skeem 29 Jäikusseina arvutus

Arvutusskeemis eeldatakse, et vertikaalkoormus on rakendatud horisontaalse ristlõike tuumapunkti lähedusse.

Üldisest tasakaalutingimusest võib määrata suuruse

$$c = \frac{\left(N_0 h + \frac{g H h^2}{2} - 3 F_0 H - 1,5 w H^2 \right)}{N - \frac{g H h}{2}} \text{ ja}$$

$$N = N_0 + g_m H \frac{h+c}{2}.$$

Võtame $c = 4,8 \text{ m}$, siit

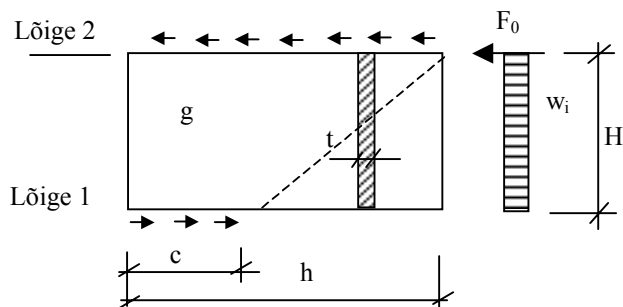
$N = 600 + 4,0 \cdot 3,0 \cdot 10,8/2 = 664,8 \text{ kN}.$

Tugevustingimus

$\sigma = 2N/(ct) \leq f.$

Tugevust nihkele

võib kontrollida järgmise eelmisel skeemil põhineva skeemiga



Skeem 30 Arvutus nihkele

Tugevustingimus on

$$V \leq R_v = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} t l_v$$

kus

lõikes 1 $l_v = c$ ja

lõikes 2 $l_v = h$.

Nihketugevus

$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \sigma$, kusjuures σ tuleks võtta keskmise väärtusena mõjuva epüüri ulatuses.

Kestsängitusega müüritise puhul

$$f_{vk} = \frac{g}{t} f_{vko} + 0,4 \sigma,$$

või $f_{vk} = 0,05 f_b$, kuid mitte vähem kui f_{vko} ,

g —kahe mördiriba summaarne

laius,

t —seina(müüri) paksus.

Vastavalt [4] on

$$f_{vko} = 0,15 \text{ MPa (betoonplokid).}$$

Lähteandmed:

$$N_0 = 600 \text{ kN,}$$

$$F_0 = 80 \text{ kN,}$$

$$w = 1,0 \text{ kN/m,}$$

$$H = 3,0 \text{ m,}$$

$$h = 6,0 \text{ m,}$$

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

$$g_m = 4 \text{ kN/m}^2,$$

$$g = 6 \text{ cm,}$$

$$f_k = 6,0 \text{ MPa,}$$

$$c = 4,9 \text{ m.}$$

Tugevus lõikes 1

Arvutuslik koormus

$$V = F_0 + wH = 80 + 1,0 \cdot 3,0 = 83 \text{ kN.}$$

Määrame keskmise pinge lõikes

$$\sigma_m = N/(2tc) = 665 \times 10^3 / (2 \times 0,19 \times 4,9) = 0,36 \times 10^6 \text{ N/m}^2.$$

Nihketugevus lõikes

$$f_{vk} = \frac{0,06}{0,19} \times 0,15 + 0,4 \times 0,36 = 0,05 + 0,14 =$$

$$= 0,19 \text{ MPa.}$$

Tugevustingimus

$$R_v = \frac{0,19 \cdot 10^6}{2,0} \times 0,19 \times 4,9 = 90,9 \times 10^3 \text{ N} \approx 91 \text{ kN} >$$

$$> V = 83 \text{ kN.}$$

Tugevus on tagatud.

Võib kasutada ka avaldist [3] -

$$V \leq R_v = \frac{0,7 f_v h t}{1 - \frac{\alpha}{\beta}} \gamma,$$

kus

α - tegur, mis võetakse $\alpha = 0,4$ täiskividest müüritisele ja $\alpha = 0$ õõnsustega kivide puhul,

$\beta = \frac{h}{H}$, tugevusavaldise kasutamise tingimuseks

on, et $0,8 \leq \beta \leq 2$,

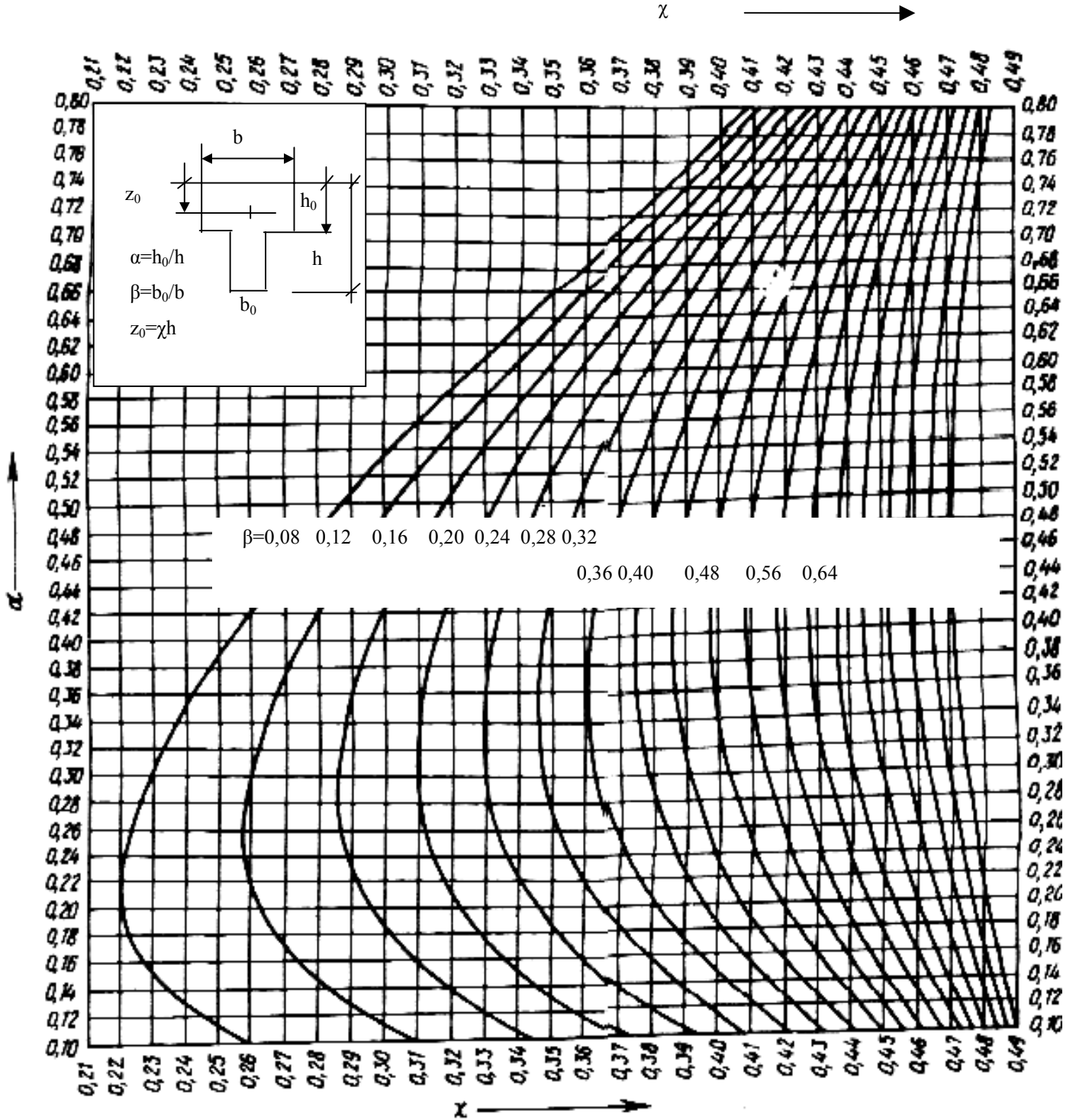
γ - tegur, mis arvestab avade olemasolu seinas.

Täisseina puhul $\gamma = 1,0$, $\gamma = 0,5(1-1,54(1-0,25(1-l_1/l))H_1/H)$,

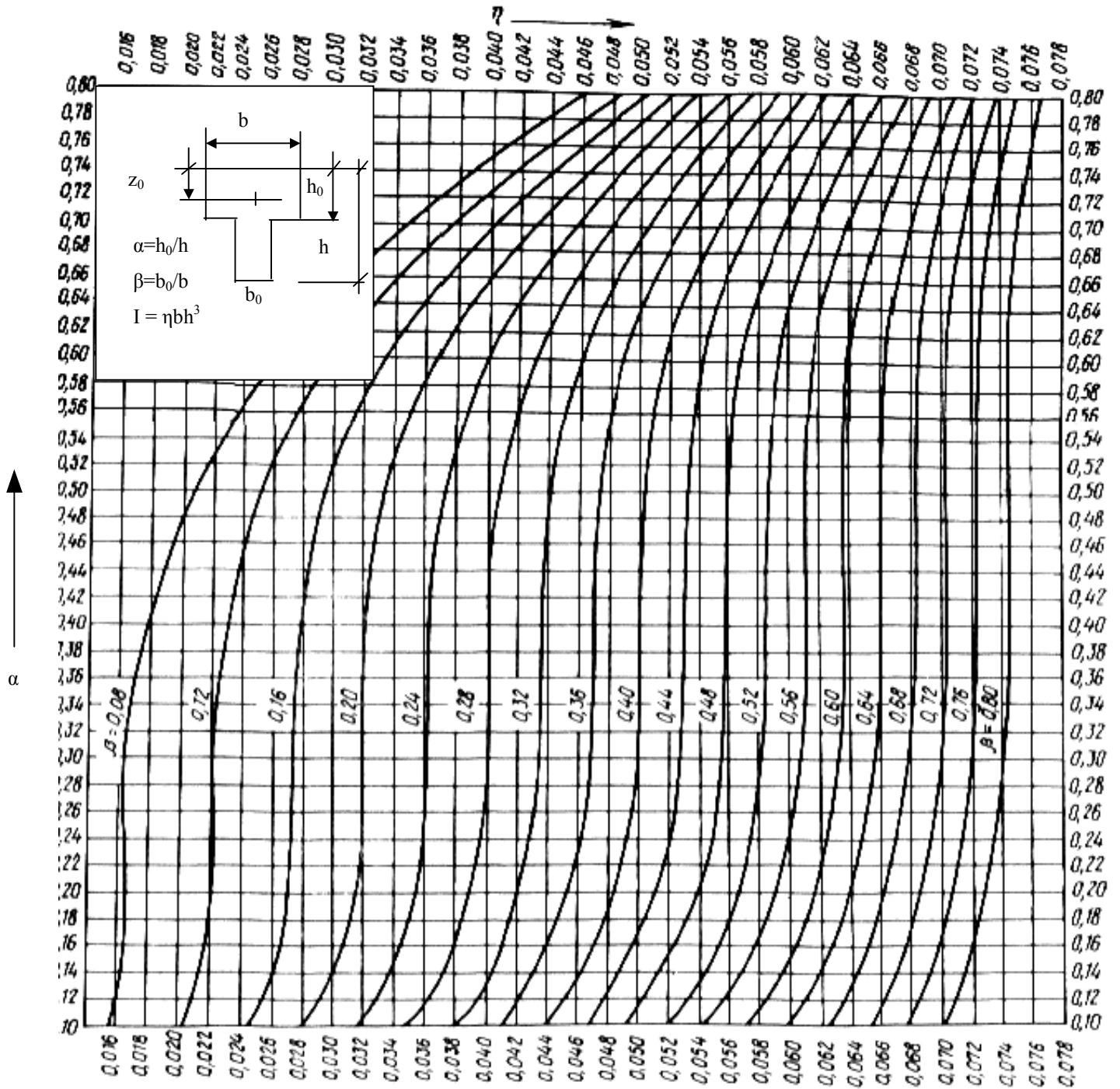
kus l_1 on ava laius ja H_1 ava kõrgus.

Lisa 1

Raskuskeskme leidmiseks võib kasutada järgmist graafikut.

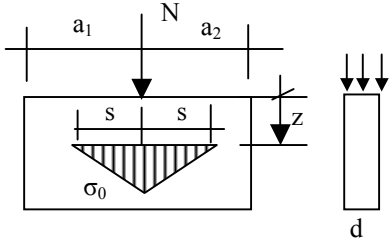
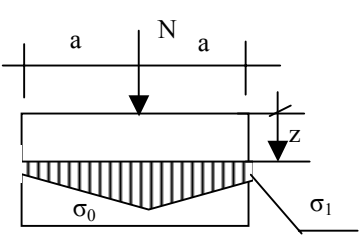
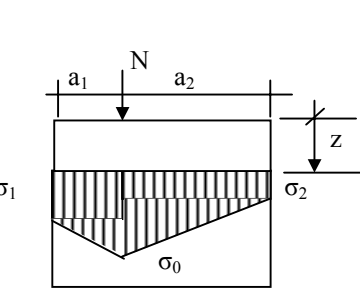
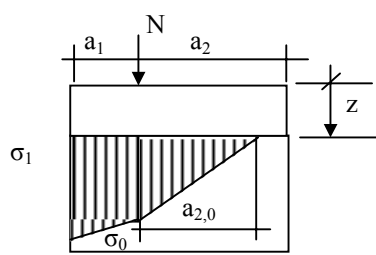
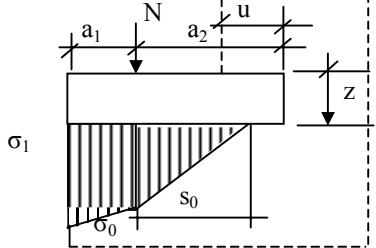


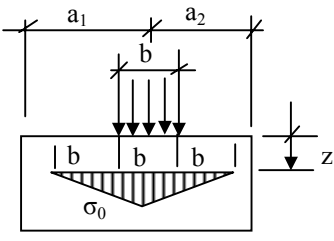
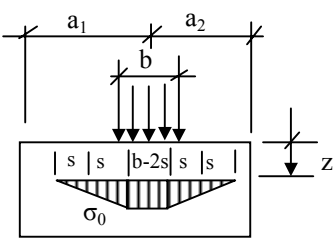
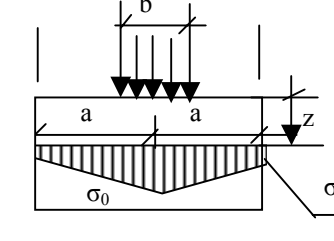
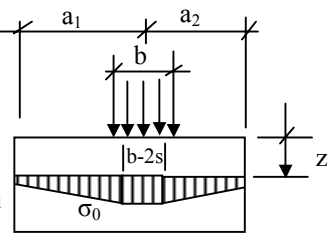
Graafik ristlõike inertsimomendi määramiseks.



Lisa 2

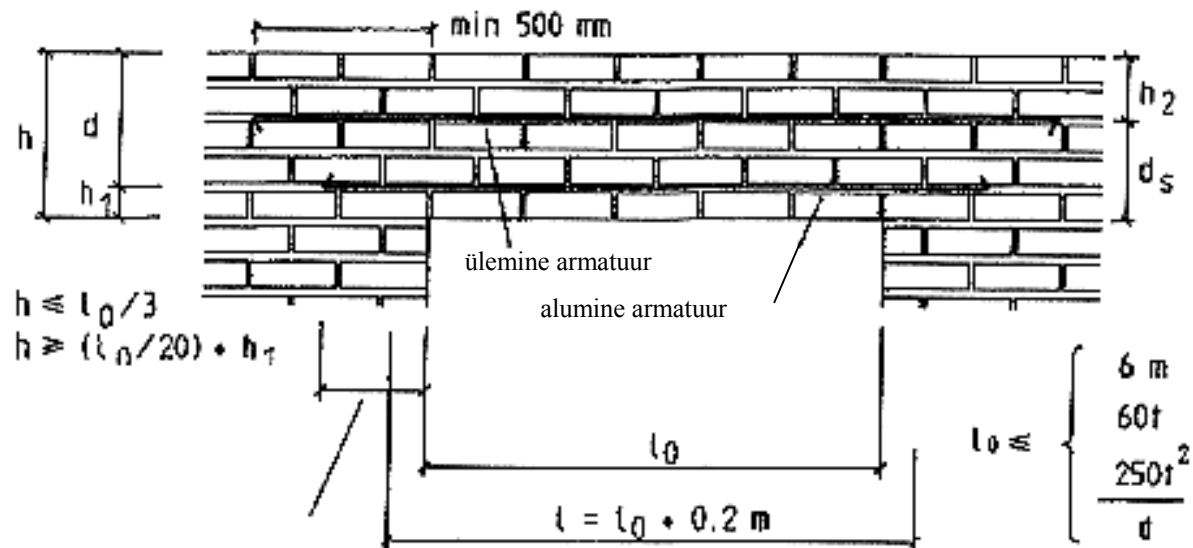
Pinge jaotumine müüritis

| Koormuse asetus | Avaldised on rakendatavad, kui | Pinge avaldised |
|--|---|--|
| <p>1</p>  | $a_1 \text{ ja } a_2 > s = \frac{\pi z}{2}$ | $\sigma_0 = 0,64 \frac{N}{zd}$ |
| <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>  | $a_1 < s \quad a_2 \geq s_0$ $a_1 < \frac{a_2}{2} \quad s_0 < a_2$ $u \geq 12 \text{ cm} > z$ | $\sigma_0 = \frac{N}{2a_0 d} \left(1 + 0,41 \frac{a_0^2}{z^2} \right)$ $\sigma_1 = \frac{2N}{a_1 d} - \frac{\sigma_0(a_1 + s_0)}{a_1}$ $a_0 = 0,15s + 0,85a_1$ $s_0 = 0,4a_1 + 0,6s$ |

| | | |
|--|--|--|
| <p>6</p>  | <p>a_1 ja a_2 on suuremad kui $s+b/2$ ja samaaegselt $b < 2s$</p> | $\sigma_0 = \frac{q}{d} \frac{2}{1 + \frac{\pi z}{b}}$ $q = \frac{N}{b}$ |
| <p>7</p>  | <p>a_1 ja $a_2 > s + b/2$ ja $b > 2s$</p> | $\sigma_0 = \frac{q}{d}$ |
| <p>8</p>  | <p>$a < s + \frac{b}{2}$ ja $b < 2s$</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>$a < s + \frac{b}{2}$ ja $b > 2s$</p> | $\sigma_0 = \frac{q}{d} \left[1 + \frac{(b + 2s - 2a)^2}{16as} \right]$ $\sigma_1 = \frac{q}{d} \cdot \frac{(b + 2s)^2 - 4a^2}{16as}$ |

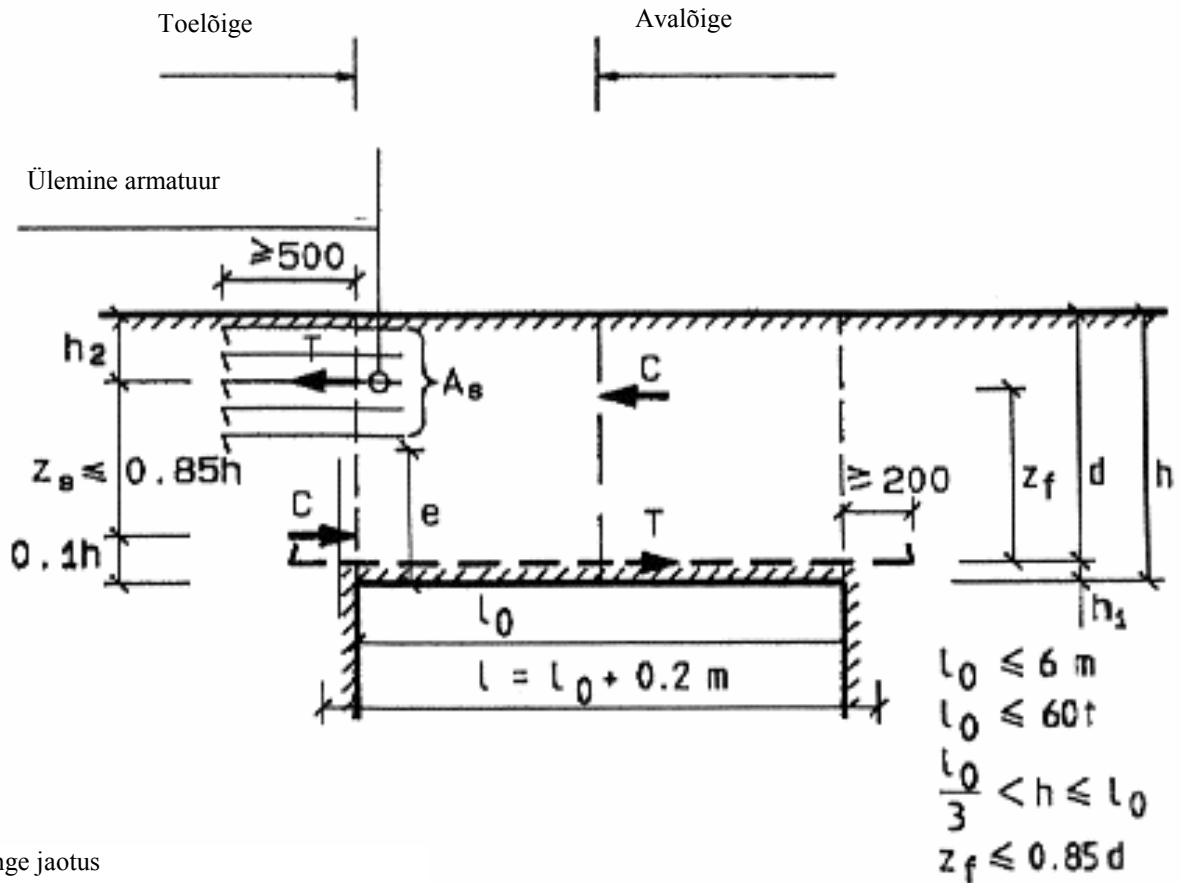
Lisa 3

Armeeritud ridasilluse parameetrid ja kasutusala

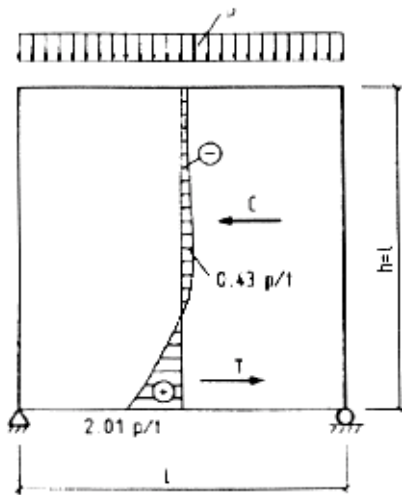


Lisa 4

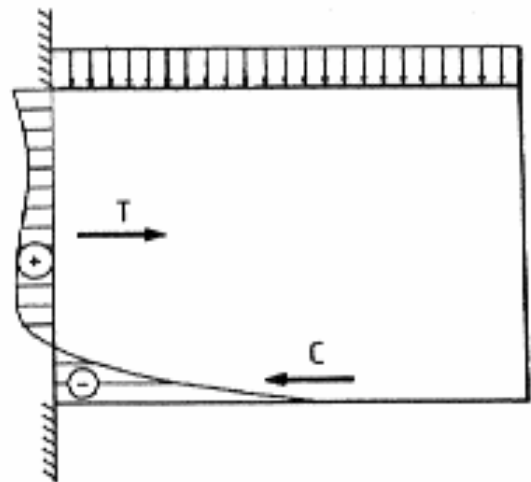
Armeeritud kõrge tala



Pinge jaotus



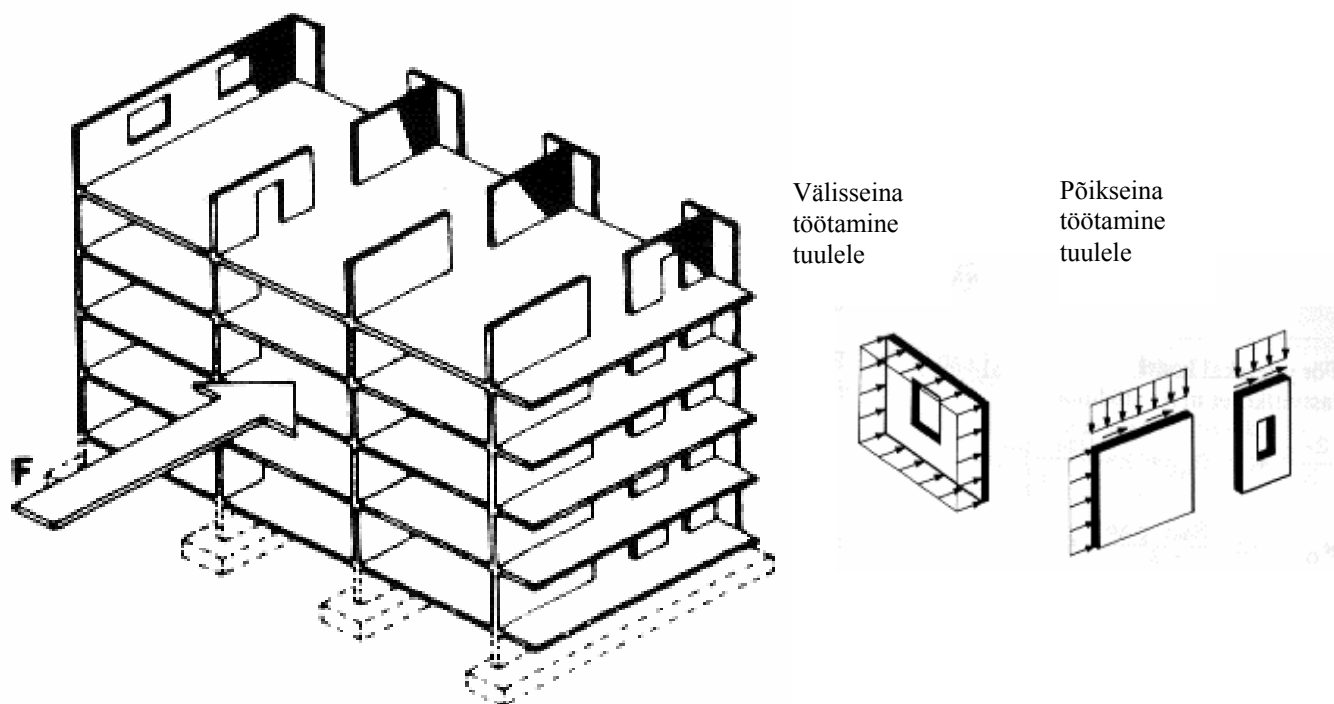
avas



toel

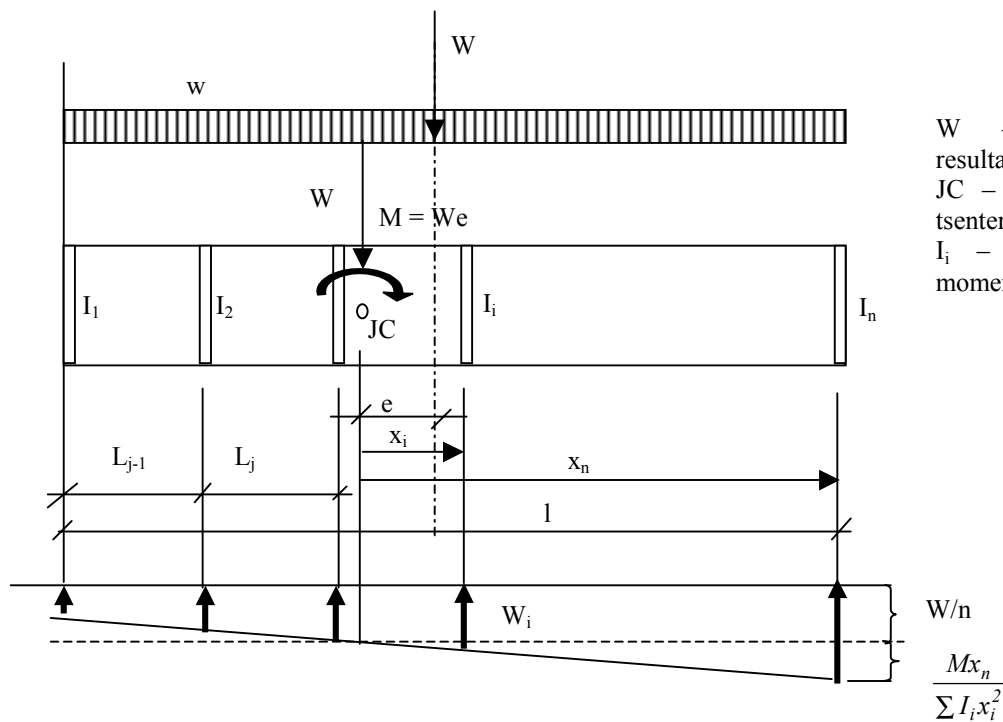
Lisa 5

Hoone töötamine tuulekoormusele



Hoone vahelae ja põikseinte töötamine tuulekoormusele

Vahelage vaadeldakse jätkuva(kõrge-)talana elastsetel tugedel



Koormuse jagunemine võrdse jäikusega seinte puhul.

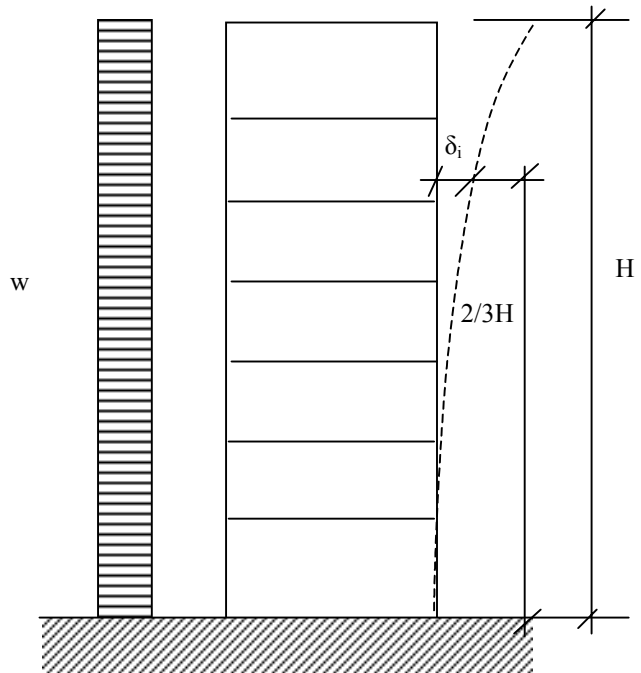
(Erinevate jäikustega põikseinte puhul tuleb pöörduda täpsemate arvutusmeetodite poole.)

Eeldades vahelae töötamist omas tasapinnas (horisontaalsele koormusele) jäiga talana võiks koormuse põikseinale määrata järgmise avaldisega (jäikustsenti ja koormusresultandi kokku langemisel)

$$w_i = w \left(\frac{v_i l}{\delta_j \sum_{j=1}^n \frac{I}{\delta_i}} + v_2 \frac{L_{j-1} + L_j}{2} \right),$$

kus

δ_i - põikseina paigutus hoone 2/3 kõrgusel jaotatud ühikkoormusest, üldjuhul $\delta = \delta_M + \delta_Q$ (paigutus momendist pluss paigutus põikjõust),
 v_1 ja v_2 on tegurid, mis arvestavad vahelae jäikust ja töötamise skeemi [1].



Kasutatud kirjandus

1. EPN-ENV 6.1.1 – EESTI PROJEKTEERIMISNORMID – KIVIKONSTRUKTSIOONID (eelnõu),
2. СНиП II-22-81 Нормы проектирования. Каменные и армокаменные конструкции,
3. Пособие по проектированию каменные и армокаменные конструкции (к СНиП II-22-81),
4. Murverkshandboken MUR 90, TCK AB, 1990, Häfte 2, Häfte 4A...4C, Häfte 5C,
5. EPN2 – EESTI PROJEKTEERIMISNORMID – RAUDBETOONKONSTRUKTSIOONID (eelnõu).
6. KIVIKONSTRUKTSIOONID, Konstruktsioonelementide ja sõlmede tugevusarvutused, Abimaterjal EPN-ENV 6.1.1 kasutajale EPN 6/AM-1, 1998.a.
7. KIVIKONSTRUKTSIOONID, Kivihoonete stabiilsus, Abimaterjal EPN-ENV 6.1.1 kasutajale EPN 6/AM-2, 1999.a.