

G.KLEIN
N.DOROŠKEVIŠ
P.SMIRENKIN

ALUSED JA

YUNDAMENDID

A-30772

G. KLEIN, N. DOROŠKEVIŠ,
P. SMIRENKIN

ALUSED JA VUNDAMENDID



KIRJASTUS «VALGUS» · TALLINN
1970

Kaane kujundanud *M. Ruljand*

Originaali tiitel:

Г. К. Клейн, Н. М. Дорошкевич, П. П. Смиренкин. **Основания и фундаменты.** Издание третье, переработанное и дополненное. Допущено Управлением кадров и учебных заведений Министерства монтажных и специальных строительных работ СССР в качестве учебника для техникумов. «Высшая школа», Москва 1967

Käesolevas raamatus on käsitletud pinnaste ehitust ning aluste ja vundamentide konstruktsioone ja arvutamist. Kirjeldatud on ka vaivundamente, pinnase tugevdamist, aluste ja vundamentide rajamist eritingimustes ning vundamentide rekonstrueerimist.

Tõlkimisel on raamatut täiendatud andmetega Eesti geoloogilise ehituse ja geotehnika kohta, samuti on tehtud mõningaid uutest ehitusnormidest tingitud muudatusi ja muid väiksemaid täpsustusi nii tekstis kui ka joonistel.

Määratud õpikuks tehnikumidele.

УДК 624.18

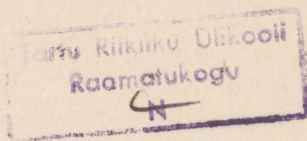
ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Г. К. Клейн, Н. М. Дорошкевич, П. П. Смиренкин

В книге изложено строение грунтов, конструкции и расчет оснований и фундаментов. Описаны свайные фундаменты, стабилизацию грунтов, устройство оснований и фундаментов в особых условиях и реконструкции фундаментов. Предназначен учебником для техникумов.

171 иллюстрация, 39 таблиц, библиография 33 назв.

Vene keelest tõlkinud *E. Soonurm*



TARTU ÜLIKOOLI
RAAMATUKOGU

SISSEJUHATUS

Põhimõisted

Aluste ja vundamentide kursus käsitleb mitmesuguste ehitiste vundamentide projekteerimist ja ehitamist, silmas pidades ehitusplatside geoloogilisi tingimusi.

Vundamendiks nimetatakse maapinnast allpool asetsevat hoone või ehitise osa, mis annab ehitise koormuse alusele, s. o. pinnasemassiivile. Lisaks sellele kaitseb vundament ehitist pinnasevee mõju eest.

Kõikidel hoonetel ja muudel ehitistel — sildadel, tammidel jne. — on ka maa-alune osa — vundament. Mõnikord on vundamendid selgelt eraldatavad ehitise muudest konstruktsioonidest, näiteks tsiviil- ja tööstushoonete puhul. Teinekord sulavad vundamendid kokku ehitise enesega, näiteks tammide, tugiseinte, sillammaste puhul.

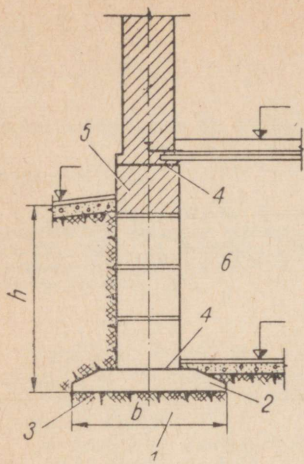
Vundamendi põhilised geomeetrilised mõõtmed on tema rajamissügavus h ja tallalaius b (joon. 1).

Vundamendi tallaks nimetatakse tema alumist pinda, mis toetub pinnasele. Kaugust planeeritud maapinnast kuni vundamendi tallani nimetatakse vundamendi rajamissügavuseks.

Ehitusalusena kasutatavad pinnased võib jagada kahte gruppi:

- 1) kaljupinnased — tugevasti liitunud või tsementunud osakestega looduslikud kivimid, mille tugevus on üldjuhul väga suur;
- 2) purdpinnased — üksikutest teradest ehk osakestest (pinnase skelett) koosnevad pinnased, kus teradevahelisi tühemeid (poore) täidavad vesi või gaasid.

Kui alus koosneb ühest pinnasekihist, nimetatakse seda alust ühtlaseks, kui mitmest kihist, siis ebaühtlaseks. Kihti, millele toetub vundament, nimetatakse tegevkihiks, allpool lasuvaid kihte — aluskihtideks.



Joon. 1. Alus ja vundament:

1 — alus; 2 — vundament; 3 — vundamendi tald ja aluse pealispind; 4 — hüdroisolatsioonikiht; 5 — sokkel; 6 — hoone kelder

Looduslikes lasumistingimustes olevad pinnased moodustavad ehitiste loodusliku aluse, eelnevalt tihendatud või eri-meetoditega tugevdatud pinnased aga tehisaluse.

Aluseid ja vundamente käsitleva teaduse uurimisobjektiks on aluspinnase ja konstruktsioonide koostöö.

Vundamendi koormuse mõjul tekivad aluses täiendavad deformatsioonid ja pinged, mis põhjustavad pinnase tihenemise.

Pinnase tihenemise tõttu tekkinud vundamendi vertikaalsiirdeid nimetatakse vajumiteks*.

Aluste ja vundamentide kursuses käsitletakse pinnase lasumistingimusi, füüsikalisi ja mehaanilisi omadusi, vundamendikonstruktsioone, nende arvutus- ja ehitusmeetodeid.

Kursuse «Alused ja vundamendid» õppimisel on vaja teadmisi ehitusgeoloogia alustest, hüdrogeoloogiast ja pinnasemehaanikast.

Ehitusgeoloogia uurib geoloogilisi protsesse, millest sõltuvad ehitustingimused, ja nähtusi, mis tekivad pinnastes hoonestatud aladel.

Hüdrogeoloogia uurib pinnasevesi.

Pinnasemehaanika annab meetodid pinnase surve, pingeseisundi, kandevõime ja deformatsioonide määramiseks.

Põhiteadmised ehitusgeoloogiast, hüdrogeoloogiast ja pinnasemehaanikast antakse käesolevas raamatus.

Kursus «Alused ja vundamendid» on tihedalt seotud õppeainetega «Ehituskonstruktsioonid», «Ehitustehnoloogia» ning «Ehitusmasinad ja -seadmed».

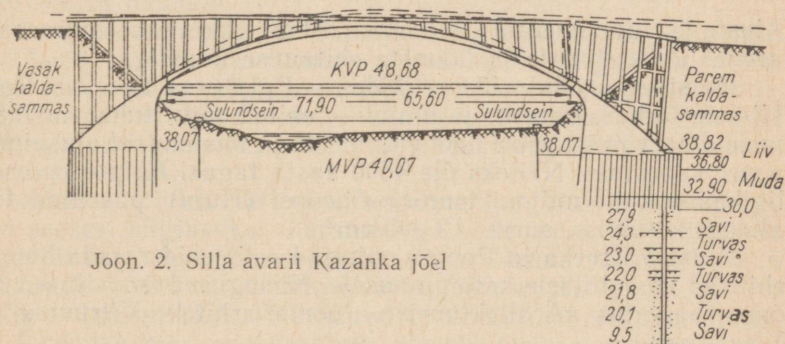
* Termin vajum tähistab vajumise (nähte, tegevuse) tuiemust, selle arvu- list suurust. Niisiis, aastavajum on aastase vajumise tulemus, avaldatuna näiteks mm. Tõlk.

NSV Liidu rahvamajanduse arendamise plaani täitmisel on vundamendiehituse põhiülesandeiks täiustada hoonete ja ehitiste vundamentide konstruktsiooni, kiirendada ehitamist ja alandada selle maksumust.

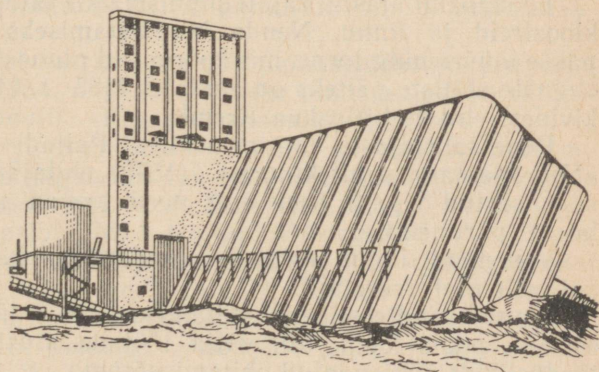
Nende ülesannete täitmiseks tuleb valida kõige ökonoomsemad teostamisvariandid; maksimaalselt kasutada pinnase kandevõimet; ulatuslikumalt kasutada monteeritavaid eelpingestatud vundamendikonstruktsioone; rakendada tööde tegemise, mehhaniseerimise ja organiseerimise eesrindlikke meetodeid; parendada vundamendiehituse kvaliteeti; rakendada pinnase uurimise kiirmeetodeid.

Tuleb silmas pidada, et vead, mis tehti vundamentide projekteerimisel või ehitamisel, põhjustavad ehitise kallinemise, aga tihti ka avarii. Avariide põhjuseks on kas aluspinnase ebapiisav uurimine, ebaõige vundamendikonstruktsiooni valik või tehnoloogilised vead ehitustööde käigus.

Geoloogiliste tingimuste puuduliku uurimise tulemusena tekkinud avarii näiteks on 1929. a. ehitatud silla purunemine



Joon. 2. Silla avarii Kazanka jõel



Joon. 3. Transconi elevaatori avarii

Kazanka jõel. Avariid tekisid silla ühe kaldasamba katastroofilise vajumi (ligi 2 m) tõttu. Kaldasambad ehitati 8 m pikkustele vaiadele. Vajumine tekis vaiatostest 3 m sügavamal lasuva turbakihi kokkusurumise tagajärjel. Turba olemasolu ehitusgeoloogiliste uurimiste käigus ei avastatud.

Joonisel 3 on kujutatud Transconi elevaator Kanadas pärast avariid, mis tekis pinnase ülekoormamise tagajärjel. Pinnase väljasurumise tõttu vundamendi alt vajus elevaatori üks külg 8,8 m, teine tõusis 1,5 m.

Rio de Janeiros varises 1958. a. kokku 10-korruselise karkasselamu. Varisemise põhjustasid suured vajumid, mis tekisid madalakvaliteediliste kohtvaiade tõttu.

Käesoleva kursuse ülesandeks on aidata õppijal omandada kogemusi ehitusgeoloogiliste tingimuste õigeaks hindamiseks ning oskusi vundamentide arvutus- ja ehitusmeetodite valikuks, mis tagaksid ehitiste tugevuse ja stabiilsuse.

Vundamendiehituse arengu lühiülevaade

Aluste ja vundamentide ehitamise oskus tekis juba muinasajal ja arenes koos ehitiste ja hoonete ehitamise kunstiga.

Muistseis orjanduslikes riikides — Egiptuses, Kreekas, Roomas, Hiinas, Indias, Urartus ja mujal — ehitati mitu tuhat aastat enne meie ajaarvamist suuri hooned ja ehitisi, mis andsid aluspinnasele suure koormuse. Näiteks üle 4500 aasta tagasi Egiptuses ehitatud ligikaudu kuue miljoni tonnine Cheopsi (Hufu) püramiid tekitab aluses keskmise surve 12 kG/cm².

Muistse Kreeka ja Rooma ehitajad eelistasid rajada hooned ja ehitised monoliitsele kaljupinnasele. Niisugused soovitusel annab oma raamatus «Arhitektuurist» rooma arhitekt Vitruvius Pollio I saj. e.m.a.

Feodalismi ajastul rajati sunnimaiste talupoegade tööga losse, kloostreid ja linnu. Nende kindlustamiseks ehitati kõrgeid ja pakse müüre ning torne, mis koormasid pinnast suure survega. Niisuguste ehitiste näiteks on aastatel 1485... 1495 loodus- ja telliskividest ehitatud Moskva Kreml.

Renessansiajastu suurim arhitekt Palladio hoiatas oma teoses «Neli raamatut arhitektuurist» (1570) ehitajaid vundamendiehitusega seotud vigade eest, sest need toovad enesega kaasa kogu hoone purunemise.

Venemaal ilmus esimene vundamendiehituse juhend XVIII saj. esimesel veerandil.

Suurte raudteesildade ehitamiseks, mis läks hoogu XIX saj. esimese poole lõpul, tuli välja töötada aluste ja vundamentide teaduslikult põhjendatud ehitamisvõtted.

Üheks aluseid ja vundamente käsitleva teadusharu rajajaks

Venemaal oli insener M. S. Volkov, kes oma töödes «Ehituskunsti tarbeks tehtavast maapinnaste uurimisest» (1835) ja «Kivihoonete alustest» (1840) andis aluste ja vundamentide jaoks sobiva teooria, mille põhiline skeem ja esitusviis on säilinud tänapäevani.

Prof. V. M. Karlovitši koostatud esimene aluste ja vundamentide süstemaatiline kursus ilmus 1869. a.

Ligikaudse lahenduse vundamendi minimaalse rajamissügavuse määramiseks aluse tugevusest lähtudes andis esimesena prof. G. E. Pauker möödunud sajandi kuuekümnendatel aastatel. Sama küsimust uuris katseliselt prof. V. I. Kurdjumov. Ta tegi kindlaks, et jääga vundamendi surumisel pudedasse pinnasesse tekivad selles kõverjoonelised lihkepinnad. Kurdjumovi katseid on kirjeldatud tema 1889. a. ilmunud teoses «Looduslike aluste tugevusest».

Uut ehitusmaterjali, XIX saj. lõpul kasutusele võetud raudbetooni hakati peatselt kasutama vaiade valmistamiseks, vaju-kaevude, kessoonide, plaatvundamentide ja muude konstruktsioonide ehitamiseks. See võimaldas lahendada vundamendiehituse alal rea olulisi küsimusi.

XX saj. osutus tähtsaks ülesandeks aluste ja vundamentide arvutusteooria loomine.

1914. a. näitas prof. P. A. Minajev eksperimentaaltööde põhjal elastse keha teooria kasutamise võimalikkust pingete ja deformatsioonide määramiseks ka puistekehas. See võimaldas rakendada elastsusteooriat pinnasemehaanika teoreetilise baasina. Selleks aitas kaasa ka prof. K. Terzaghi teos «Füüsikaline pinnasemehaanika» (1925).

Nõukogude Liidus on pinnasemehaanika läbi teinud suure arengu seoses hiiglaslike ülesannetega, mis püstitati ehitajaile rahvamajanduse arendamise plaanidega. Nende täitmiseks tuli lahendada palju keerukaid vundamendiehituse probleeme.

1923. a. ilmus prof. N. P. Puzõrevski töö «Vundamendi arvutus», milles kirjeldatakse tema uurimusi elastsusteooria rakendamiseks aluse arvutamisel ja antakse valem pinnasele ohutu surve määramiseks.

Kolmekümnendatel aastatel eraldus pinnasemehaanika iseseisvaks distsipliiniks. 1934. a. ilmus esimese pinnasemehaanika õpikuna prof. N. A. Tsõtovitši «Pinnasemehaanika alused».

Elastsusteoorial ja puistekeha teoorial põhinevate arvutusmeetodite edasisele arengule on suurt mõju avaldanud nõukogude teadlaste N. M. Gersevanovi, N. A. Tsõtovitši, V. A. Florini, V. V. Sokolovski, N. N. Maslovi, M. I. Gorbunov-Possadovi, V. G. Berzantsevi, K. J. Jegorovi jt. uurimused. Oma töös «Pinnasemassi dünaamika» (1931...1947) andis prof. N. M. Gersevanov pinnasemassi tihenemise teooria, millel põhinevad mitmesugused vajumiste prognoosimiseks välja töötatud arvutusmeetodid. (Nende meetodite autoriteks on N. A. Tsõtovitš, V. A. Florin, S. A. Roza, D. J. Polšin jt.).

Dünaamilise koormusega vundamentide arvutamiseks on meetodid välja töötanud N. P. Pavljuk, D. D. Barkan, O. A. Savinov jt.

Eriti keerukates pinnasetingimustes rajatavate ehitiste puhul tekkivaid probleeme on lahendatud J. M. Abelevi, N. J. Denissovi, G. M. Lomize (lössitaolised pinnased), M. I. Sumgini, N. A. Tsõtoviitši (igikülmunud pinnased), B. D. Vassiljevi (ebaühtlaselt deformeervad pinnased), D. J. Polšini (mudad) ja teiste teadlaste töödes.

Mitmesugused meetodid pinnase tehislikuks stabiliseerimiseks on välja töötanud B. A. Ržanitsõn, V. V. Askalonov, I. M. Litvinov ja V. S. Podjakonov.

Pinnase füüsikalis-mehaaniliste omaduste uurimisele on pühendatud G. I. Pokrovski, N. J. Denissovi, M. N. Goldšteini, I. I. Tšerkassovi jt. tööd.

Tunduva panuse vundamendiehituse arengusse tegi V. K. Dmohhovski — tuntud aluste ja vundamentide kursuse autor ja enamiku esimeste viisaastakute suurehitiste konsultant.

Tänapäeval kasutatakse vundamendiehituses uusi progressiivseid konstruktsioone — monteeritavaid raudbetoonvundamente, vaivundamente, sügavvundamente suure läbimõõduga betoon- ja raudbetoon-õõnesvaiade näol, monteeritavaid raudbetootugi-seinu jne.

Uut tüüpi ehitusmasinate loomine on võimaldanud viimastel aastatel vundamendiehituses laialdaselt rakendada uusi meetodeid. Nendeks on: kessoonitööde hüdro mehhaniseerimine; nõelfilterseadmete kasutamine veetõrjeks; elekterkuivendamine; vibraatorite rakendamine puurimistöodei, vaiade süvistamisel ja väljatõmbamisel; kruvivaiade kasutamine; nõrkade pinnaste tampimine nende kandevõime suurendamiseks; lösspinnaste termiline töötlemine niiskussvajumise vältimiseks jt.

Suurt edu on nõukogude ehitajad saavutanud ka hoonete ja teiste ehitiste teisaldamisel. Kõige huvitavamateks töödeks sel alal võiks lugeda Moskvast Gorki tänaval silmahaigla ja Komso-moli prospektil kahe suure hoone nihutamist uude asukohta.

Nõukogude Liidu ja rahvademokraatiamaade spetsialistide loominguiline koostöö on rikastanud vundamendiehitust uute saavutustega.

Pinnasemehaanika ja vundamendiehituse alast teaduslikku uurimistööd koordineerib Moskvast asuv Aluste ja Allmaaehitiste Teadusliku Uurimise Instituut (НИИОПС).

Tuleb märkida, et NSV Liidu aluste ja vundamentide projekteerimise alased normatiivsed materjalid on välismaa vastavate materjalidega võrreldes kõige progressiivsemad ja kajastavad selle ala teaduslikke saavutusi. Nende aluseks on käesoleval ajal piir-seisundite teoorial põhinev arvutusmeetod, mis annab kõige öko-noomsema lahenduse.

Nõukogude vundamendiehitusteadus on juhtival kohal,

mida tõendab pinnasemehaanika ja vundamendiehituse IV, V ja VI rahvusvahelisel kongressil (aastatel 1957, 1961 ja 1965) nõukogude teadlaste poolt esitatud ettekannete suur hulk ja kõrge kvaliteet ning välismaa teadlaste suur huvi nende tööde vastu. Nende kõiki vundamendiehituse põhiprobleeme haaravate uurimistööde iseloomulikuks jooneks on teooria tihedat katsete ja ehituspraktikaga.

Kui eelnevast selgus, et iseseisva teadusharuna on pinnasemehaanika ja vundamendiehitus (järjest sagedamini väljendatakse neid mõisteid terminiga geotehnika) alles noor, siis seda enam kehtib see meie vabariigi kohta.

1919. a. kaitses prof. O. Maddison doktoriväitekirja sillasammaste vundamentide püsivuse alal 1934. a. viis prof. L. Jürgenson doktoriväitekirjana lõpule uurimuse, milles ulatusliku katsematerjali põhjal analüüsiti pinnase nihketugevuse olemust ning elastus- ja plastsusteooria rakendamise võimalusi pinnase kandevõime määramisel.

Üldiselt olid aga sõjaajal perioodil tehtud ehitusgeoloogilised uurimistööd puht rakendusliku iseloomuga. Tavaliselt lahendati üksikute vastutusrikkamate ehitiste püstitamisega seotud eriküsimusi. Sel viisil kogunenud materjal ei võimaldanud teha üldistusi suuremate maa-alade ehitusgeoloogiliste tingimuste või enam levinud pinnasetüüpide omaduste kohta. Pinnase kandevõime hindamine ja vundamentide projekteerimine toimus enamasti empiirilisel, s. t. praktiliste ehituskogemuste najal.

Sõjajärgsest taastamisperioodist alates tegelevad ehitusgeoloogiliste uurimistöödega mitmesugused projekteerimisorganisatsioonid, kes vajavad lähteandmeid vundamentide projekteerimiseks. Algul tegid neid töid peamiselt Moskva ja Leningradi spetsiaalsed projekteerimisinstituudid. Vabariiklike projekteerimisorganisatsioonide kasvuga kandus vabariiki ka ehitusgeoloogiliste tööde raskuspunkt. Käesoleval ajal on suurem osa Eesti NSV territooriumil tehtavatest ehitusgeoloogilistest tööd koondunud «Eesti Tööstusprojekti» ja «Eesti Projekti». Väiksemas ulatuses teevad uurimistöid ülejäänud vabariiklikud projekteerimisorganisatsioonid ja üksikjuhtudel ka vennasvabariikide vastavad asutused.

Kogemuste üldistamiseks ja edaspidiste töösuundade seadmiseks organiseeriti 1961. aastal esimene vabariiklik geotehnika konverents. Juhtiva teadusliku keskuse puudumise tõttu vabariigis loodi 1962. a. Eesti NSV MN Riikliku Ehituskomitee juurde mitmesuguste asutuste esindajaist koosnev Geotehnika Komisjon, kelle ülesandeks on vundamendiehitusega seotud probleemide lahendamine ja vastavate uurimistööde koordineerimine. Seda aastat võib lugeda ka süstemaatiliste üldistavate uurimistööde alguseks vabariigis — koostati «Eesti NSV ehitusgeoloogiline ülevaade» («Eesti Tööstusprojekti» ehitusgeoloogide kollektiiv) ja anti vabariigi

ehitusgeoloogilise rajoneerimise üldskeem (V. Olli, ENSV TA Geoloogia Instituut).

Järgmistel aastatel koondati tähelepanu vabariigi tüüpiliste pinnaseliikide ehitusgeoloogiliste omaduste selgitamisele ja üldistamisele. Kompleksse uurimistöö tulemusena on koostatud vabariigi tingimustele vastavad ehitusgeoloogiliste uurimistööde juhised ja vundamentide projekteerimise normid. Alustati samasuunalisi uurimistöid ka vaivundamentide alal.

Alates 1961. aastast korraldatakse iga kolme aasta järel vabariiklik geotehnika konverents (seni 1961., 1964. ja 1967. a.).

1964. a. moodustati Eesti NSV MN Riikliku Ehituskomitee juurde Eesti Ehitusgeoloogia Fond, mille ülesandeks on vabariigi territooriumil tehtud kõikide ehitusgeoloogiliste uurimistööde andmete kogumine, säilitamine ja süstematiseerimine hilisemaks korduvaks kasutamiseks. Kogutud materjali põhjal on koostatud vabariigi 11 suurema linna (ka Tallinna) ehitusgeoloogilise rajoneerimise skeemid.

1. MAA GEOLOOGILINE EHITUS

1. MAAKERA EHITUS

Maavärinate ajal Maas tekkivate mitmesuguste lainete levikiiruste mõõtmistulemused lubavad tänapäeval kujutleda maakera koosnevana mitmest kontsentrilisest vööst või koorikust, millel on erinev tihedus ja erinevad elastsusomadused. Nende asetusjärjekord Maa keskme suunas on: atmosfäär, hüdrofäär, litosfäär, vahevöö ja tuum.

Atmosfäär on Maad kuni 1000 km kõrguseni ümbritsev õhkkond.

Hüdrofäär ehk vesikond hõlmab ookeanide, merede, järvede, jõgede ja ka kivimipoorides leiduvad veed. Vesikonna keskmine sügavus on 3,7 km.

Litosfäär ehk maakoor on Maa pealmine kõva koorik, mille paksus on 40...80 km.

Maakoor on kihiline.

Peamiselt settekivimitest koosnev ülemine kiht ulatub keskmiselt 10 km sügavusele maapinnast. Ta koosneb peamiselt kivimitest, mis tekkisid mitmesuguste väikeste osakeste ladestumise teel. Settekivimites leidub varem maakera asustanud loomade ja taimede jäänuseid.

Allpool, 10...15 km sügavusel lasub nn. graniidikiht, mis sisaldab räni, alumiiniumi, kaltsiumi, kaaliumi ja naatriumi. Selle kihi kivimite keskmine tihedus on 2,6...2,8 g/cm³. Kohati ulatub graniidikiht maapinnani.

Veel sügavamal, 50...60 km maapinnast, lasub basaldikiht, mis koosneb peamiselt raua-, magneesiumi- ja kaltsiumirikastest kivimitest keskmise tihedusega 2,7...3,4 g/cm³. See kiht katab kogu maakera, paljandudes ulatuslikult Vaikse ookeani põhjas.

Basaltkooriku alumistes kihtides ulatub temperatuur kuni 1500 °C ja rõhk 13 500 at.

Tänapäevaks on uuritud ainult maakoore pealmine osa, sest šahtide sügavus ulatub kuni 2,5 km, puuraukudel 5...6 km*.

Maa vahevööks nimetatakse Maa sisekihti, mis ulatub kuni 3000 km sügavusele. Oletuste kohaselt koosneb see vöö väga räni-, kvartsi-, magneesiumi- ja rauarikastest kivimitest. Suures sügavuses valitseva hiigelrõhu tõttu on nende kivimite tihedus tunduvalt suurem (kuni 6,8 g/cm³). Vahevöö temperatuur tõuseb sügavuse suurenedes aeglaselt ja saavutab alumistes kihtides ligikaudu 2000 °C. Rõhk ulatub 1 400 000 atmosfäärini.

Maa vahevöö katab Maa tuuma, tahket ainet, millel 10...12 g/cm³ ja suurema tiheduse juures on vedeliku omadused. Tuuma aine keemiline koostis ei erine Maa vahevöö aine keemilisest koostisest. Tuuma vedel olek ja suur tihedus seletub elektronide eraldumisega aine aatomituumadest kõrge temperatuuri ning kuni 3,5 miljoni atmosfäärini ulatava rõhu juures.

2. MINERAALID JA KIVIMID

Maakoore moodustavad kivimid, mis koosnevad hapnikust, ränist, alumiiniumist, rauast, kaltsiumist, naatriumist, kaaliumist, magneesiumist ja teistest keemilistest elementidest.

Nende elementide mitmesuguste looduslike ühenditena on tekkinud Maa mineraalid, näiteks kvarts, magnesiit, pruunraukivi, päevakivi, küünekivi, kips, dolomiit jne. Erinevaid mineraale tuntakse üle 3000, kuid maakoore peamise osa moodustavad ainult 20...25 mineraali.

Mineraalidest moodustuvad kivimid, näiteks graniit, basalt, lubjakivi, liivad ja savid, ja neist omakorda maakoore (litosfäär).

Tekkeviisi järgi jagatakse kivimid kolme põhirühmi: tard-, sette- ja moondekivimid.

Tardkivimid

Need kivimid on tekkinud magma, s. o. maakoore sügavuses oleva sulamassi jahtumisel. Jahtumise (tardumise) tingimustest sõltuvalt esineb kahte liiki tardkivimeid — süva- ja purskekivimid.

Süvakivimid, näiteks graniit, süeniit, dioriit jt. tardusid maakoores aeglaselt ja suure rõhu all. Neid kivimeid iseloomustab jämedateraline kristalliline ehitus.

Süvakivimite, peamiselt graniitide ulatuslikumad levialad on Ukrainas ja Uraalis, Põhja-Kaukaasias ja Kasahstanis, Taga-Baikalis, Altais, Koola poolsaarel ja teistes rajoonides.

Purskekivimid, näiteks basalt, andesiit, diabaas, porfüür tõusid vulkaaniliste pursete ajal sulamassina maapõuest ning

* Nõukogude Liidus on kavandatud 15 km sügavuste puuraukude puurimine.

kõvastusid kiiresti maakoore ülemistes kihtides või isegi maapinnal. Purskekivimitele on iseloomulik peeneteraline, vahel ka klaasjas struktuur.

Võimsad basaldikihid lasuvad Jenissei ja Leena jõgede vahelisel alal, Taga-Baikali rajoonis, Sahhalini saarel ja Altais. Basalti leidub ka Armeenias ja Ukrainas.

Tardkivimite kui ehitusaluse omadused sõltuvad nende koostisest, struktuurist, oleku- ja lasumistingimustest. Eriti tuleb silmas pidada, et neis leiduvad lõhed ja tühemed võivad järsult vähendada kivimimassiivi püsivust.

Settekivimid

Vee, õhu ja temperatuurivahelduse koosmõjul purunevad maapinnal leiduvad kivimid suuremateks või väiksemateks tükkideks, mis omakorda murenevad peenimate osakesteni ja osaliselt lahustuvad vees. Õhus või vees settides, tihenedes ja tugevnedes moodustavad need setted settekivimite kihte.

Sette kivimiks muundumise protsess mängib tähtsat osa purdsetete, eriti aga savisetete ehituslike omaduste kujunemisel. Seda protsessi nimetatakse *d i a g e n e e s i k s*.

Terade tsementumisel mitmesuguste veest väljasettivate ainetega muutuvad liivad liivakiviks, ümardunud veerised ehk klibu koos kruusaga konglomeraadiks ja teravakandilised veerised ehk rähk — *b r e t š a k s* (rihaseks).

Settekivimite ehituslikud omadused on väga mitmesugused, sõltudes nende koostisest ja tekkeviisist.

Settekivimid tekivad ka taime- ja loomajäänuste kuhjumise tagajärjel, näiteks karplubjakivi, kriit ja turvas.

Karplubjakivi moodustavad meres elunenud elavorganismide karpe sisaldavad tihenenud setted. Lubjakivil on küllaldane tugevus, kuid suhteliselt kerge lahustuvus vees võib põhjustada tühikute tekkimise, mis järsult vähendab niisuguse aluse püsivust.

Kriit on juurjalgsete lubirüüdest moodustunud ja kõvastunud meresete. Kriidil on sama keemiline koostis mis lubjakivilgi, kuid ta pole nii tugev. Kuivas olekus võib kriit olla päris heaks ehitusaluseks.

Turvas koosneb rohttaimede lagunemisjäänustest. Suure poorsuse tõttu on turvas koormuse all tugevasti kokkusurutav.

Settekivimid tekivad ka keemiliste setetena suurendatud sooladesisaldusega veekogude põhjas, näiteks ooliit (oidlubjakivi), dolomiit ja kips. Nende ehituslikud omadused on lähedased karplubjakivi omadustele.

Settekivimite kihiline iseloom ja kihtide suund mõjutavad nende tugevust, deformeeritavust, veeläbilaskvust ja teisi omadusi.

Moondekivimid

Maapinnalt maakoore sügavusse sattunud kivimid võivad kõrge temperatuuri, rõhu ja keemiliste protsesside mõjul moonuda. Nii-suguseid kivimeid nimetatakse metamorfseteks ehk moondekivimiteks.

Loetletud tegurite mõjul ei moondu ainult settekivimid, vaid isegi tardkivimid. Näiteks lubjakividest tekivad marmorid, graniitidest — gneissid.

Teiste moondekivimite seas tuleb märkida kiltkive. Kiltkivide iseloomulikuks omapäraks on nende omadus lõheneda õhukesteks kihtideks. Seetõttu kasutatakse neid näiteks katusekattematerjalina, kilttahvliteks jne. Enamiku ehitiste jaoks on kiltkivid usaldatavaks aluseks.

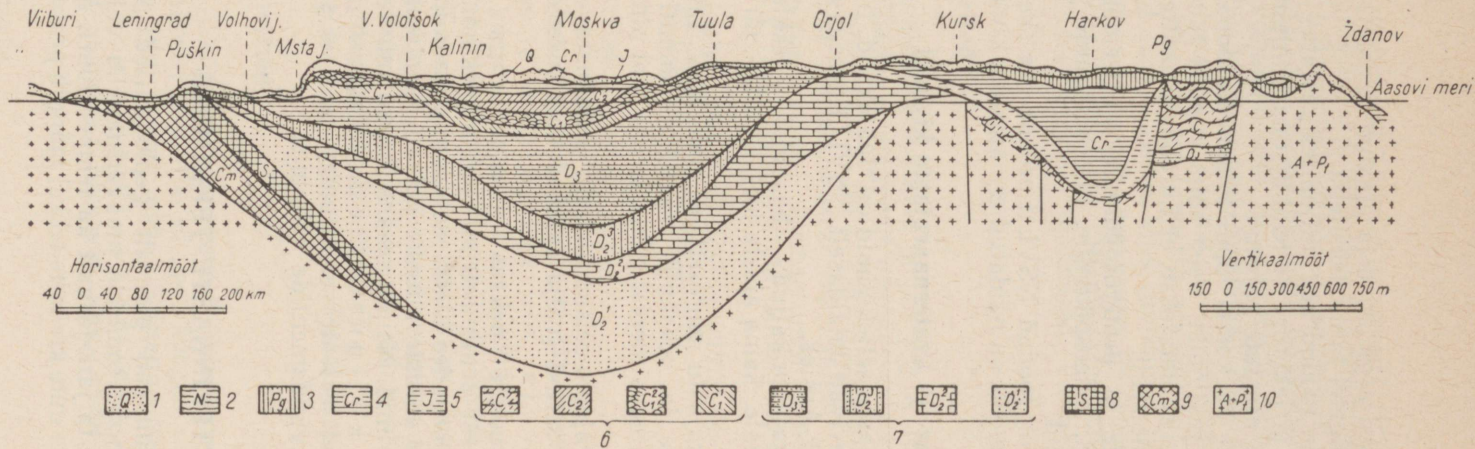
3. GEOLOOGILINE KRONOLOOGIA

Geokronoloogiline tabel

Maakoore tekkeprotsess kestis palju miljoneid aastaid. Maakoore (litosfääri) erinevad settelised kihid kuuluvad oma tekkeaja poolest geoloogilistesse aegkondadesse, mis omakorda jagunevad geoloogilisteks ajastuteks.

Tabel 1. Geokronoloogiline tabel

Aegkond	Ajastu	Indeks	Kestus milj. aastat
	Kvaternaar	Q	1
Kainosoikum Kz (uus-)	Tertsiaar	Neogeen (uus)	25 ... 30
		Paleogeen (vana)	30 ... 35
Mesosoikum Mz (kesk-)	Kriit	Cr	55 ... 60
	Juura	J	25 ... 35
	Triias	T	30 ... 35
Paleosoikum Pz (vana-)	Perm	P	25 ... 30
	Karbon (kivisöe)	C	50 ... 55
	Devon	D	45 ... 50
	Silur	S	40 ... 45
	Ordoviitsium	O	70 ... 80
	Kambrium	Cm	70 ... 90
Proterosoikum Pt (agu-)	—	—	600 ... 800
Arhaikum Ar (ürg-)	—	—	>900



Joon. 4. NSVL Euroopa-osa skemaatiline geoloogiline läbilõige:

1 — kvaternaarsegused (Q); 2 — neogeen (N); 3 — paleogeen (Pg); 4 — kriidajastu segused (Cr); 5 — juura (J); 6 — kiviladestust (C); 7 — devon (D); 8 — silur (S); 9 — kambrium (Cm); 10 — agur ja ürgaegkonna segused (Pt+Ar)

Geoloogilised aegkonnad ja ajastud tähistatakse geoloogilistel kaartidel ja lõigetel tähtindeksitega.

Tabelis 1 on toodud aeg miljonites aastates, mille jooksul toimus maakera järjekordse settekihtkonna kuhjumine, geoloogiliste aegkondade ja ajastute vahetus.

Kainosoilise aegkonna lõpul toimus Euroopa, Aasia ja Põhja-Ameerika neli jäätumist. Neist kolm viimast toimusid kvaternaari ajastul, kusjuures oletatakse, et Euroopa jääkatte keskmine paksus ulatus 1000 meetrini.

Arhaikumile ja proterosoikumile on iseloomulikud tard- ja moondekivimid, paleosoikumile, mesosoikumile ja kainosoikumile aga settekivimid.

Joonisel 4 on toodud NSVL Euroopa-osa skemaatiline geoloogiline läbilõige, kus on näidatud eri ajastute kivimite asetus.

Tertsiaar- ja kvaternaarajastu kivimid

Tertsiaarajastu settekivimid on: lubjakivid, liivakivid, liivad ja savid. Need levivad laialdaselt NSVL Euroopa-osa lõunapiirkondades ja Kesk-Aasias.

Kvaternaarajastu kaljud — basaldid — tekkisid magma voolamisel maapinnale. Sama ajastu jõe-, liustiku-, järve- ja tuulesetteid esineb kõikjal.

Kvaternaarajastu meresetteid võib NSV Liidu territooriumil kohata merede ja ookeanide rannikul, samuti Balti-Valgemere madalmikul, Kaspia merest põhja ja ida pool ning Mustasi merest põhja pool.

Kvaternaarajastu-eelsed kivimid moodustavad aluspõhja, kvaternaarsed setted (välja arvatud liustikusetted) aga pinnakatte.

Kvaternaarsetete paksus muutub väga suurtes piirides — mõnekümnest sentimeetrist kuni mõnekümne meetrini. Mäenõgudes ja jõeorgudes ulatub settekihi paksus mõnesaja meetrini.

Hoonete ja ehitiste aluseks jäävad enamikul juhtudel kvaternaarajastu kivimid. Nende seas esinevad inimtegevuse tulemusel tekkinud nn. kultuursetted. Niisuguste, vanade linnade territooriumidel levivate setete omapäraks on suur kobedus, mis komplitseerib vundamentide ehitamist.

4. SETTEPINNASTE TEKKIMINE

Maakoore toimuvad pidevalt geoloogilised protsessid. Lisaks maakoore deformeerumisele maavärinate ja vulkaanide tegevuse tõttu mureneb ta järk-järgult ka temperatuuri, õhu ja vee toimel. Murenemisel ja uute kivimite tekkel mängib peaosu päikeseenergia.

Päikese käes soojenevad kivimid paisuvad, jahtumisel aga tõmbuvad kokku ja pragunevad, eriti siis, kui nende pooridesse satub vesi, mille maht külmumisel teatavasti suureneb. Pideva peenendumise tulemusena võib kivimi üksikute terakeste mõõt väheneda kuni millimeetri kümnendikuni. Seda protsessi nimetatakse *rahemiseks* (füüsikaliseks murenemiseks). Maa sisemusse tungivad vesi ja õhk. Neis leiduv hapnik ja süsihappegaas lagundavad kivimeid keemiliselt. Vesi ise lahustab niisuguseid keemiliselt ebapüsivaid kivimeid nagu kivisool, kips, lubjakivid. Seda nähet nimetatakse *porsumiseks* ehk keemiliseks murenemiseks.

Tekkeviisi põhjal liigitatakse settepinnased mitmeks alaliigiks, millel on erinevad ehituslikud omadused. Vaatleme setete põhilike.

Liustikusetted

Eriti võimsalt avaldub vee (lume ja jää kujul) töö mägedes, kui liustikud ja lumelaviinid mägedelt orgudesse laskudes kaasa viivad kaljurahne, kive, rähka, liiva. Pärast liustiku sulamist jääb järele segu sellest mitmesugusest materjalist.

Liustike tegevuse toimel formerunud setteid nimetatakse *moreenideks*. Liustikusetete ehituslikud omadused on väga mitmekesised.

Kvaternaarajastul tekkinud liustikusetteid on hakatud tähistama tähtedega *gl* indeksi *Q* ees, seega *glQ*.

Eluviaalsetted

Murenemisel tekkekohta, s. o. lähtekivimi lähedusse jäänud murendit nimetatakse eluuviumiks ehk eluviaalsetteks. Eluuvium võib koosneda suurtest kivitükkidest, liivast ja savist.

Murenemisastmest olenevalt kujutab eluuvium erineva tugevusega materjali. Suure poorsuse ja ebaühtlase koostise tõttu põhjustab eluuvium ehitiste all ebaühtlasi vajumisi. Kuid tiheda, ühtlase tekstuuri ja tugeva aluspõhjakivimi puhul võib eluuvium olla ehitistele täiesti usaldatavaks aluseks.

Kvaternaarajastu eluviaalseteid tähistatakse indeksiga *elQ*.

Deluviaalsetted

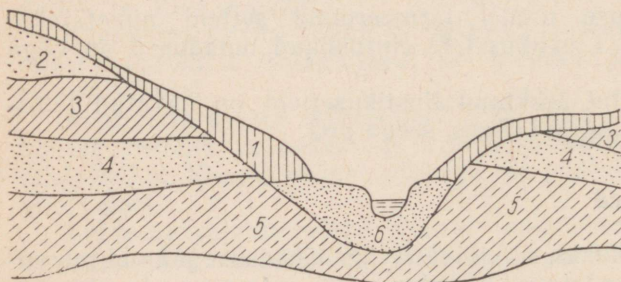
Mööda nõlvu voolavad sademeveed uhuvad lahti pinnase liiva- ja saviosakesed ja kuhjavad need kõrgendike jalamile. Seda pealekantud ja tihti ainult vähe tihenenud setet nimetatakse *deluuviumiks* ehk *deluviaalsetteks*. Niisuguste setete hulka kuuluvad peamiselt liivsavid, kuid vahel ka liivad, savi-liivad ja savid.

Maakoha üldist pinnareljeefi jälgides deluuvium nagu varjaks tema all lasuvaid kivimeid kattega. Deluuviumkatte paksus on seejuures väiksem nõlva serval ja suureneb jalami suunas. Eluuviumist erinevalt võib nõlvadele settinud deluuvium koosneda erisuguste kivimite tükkidest ja oma kobeda ehituse tõttu osutada vähem püsivaks aluseks ehitistele. Seda asjaolu tuleb arvestada ehitustööde tegemisel. Deluviaalkihti kaevatud süvend, eriti kalaku alumises osas, võib põhjustada maalihke nõlva ülemises osas.

Deluviaalseteid tähistatakse indeksiga *dQ*.

Jõesedted

Kivimeid peenendades ja segi paisates moodustavad jõed oma orgudesse niinimetatud jõesedteid ehk alluuviumi (joon. 5). Alluviaalsetted koosnevad põhiliselt liivadest koos kruusa ja veeristega. Mägijõgede alluuvium koosneb tavaliselt rahnudest ja kruusast, tihti ka puhtast liivast. Jõesedted erinevad järsult liustiku- ja deluviaalsetetest.



Joon. 5. Settepinna sed jõeorus:

1 — deluviaalsetted; 2 — moreenipealsed liivad; 3 — moreen; 4 — moreenivahelised liivad; 5 — moreen; 6 — alluviaalsetted jõesängis

Kevadise suurvee ajal kattuvad jõgede kaldad veega, kusjuures üleujutuse ulatuse määravad uhtelammi piirid. Pinnasetingimused on jõelammi piires enamasti ühetaolised.

Pärast suurvee alanemist jäävad lammile väikesed järved ja vanad jõesängid, mis järk-järgult täituvad mudaga ning kasvavad kinni tarna ja kõrkjatega. Selle tulemusena tekivad alluviaal-liivade sekka ka turba- ja mudakihid.

Alluuviumi ebaühtlus ning turba- ja teiste vahekihtide esinemisvõimalus nõuab tähelepanu ehituskoha valikul ja hoolt tööde teostamisel.

Kvaternaari jõesedteid tähistatakse tähtedega *alQ*.

Proluviaalsetted

Mäestikualadel tekivad vihma- ja lumesulamisperioodidel r u s u v o o l u d. Need valguvad laiali kohtades, kus uhtorud ja jääarakud suubuvad jõeorgudesse. Seejuures välja settivat purdmaterjali nimetatakse p r o l u v i a a l s e t t e k s. Nende setete koosseis on tavaliselt kirju (liivsavid, saviliivad, rähk, kruus jt.).

Proluuviumi tähiseks on *plQ*.

Meresetted

Ookeanid ja mered, mis katavad 2/3 Maa pinnast, ladestavad võimsaid settekihte.

Ranniku lähedale ladestunud mineraalsetete põhimassi — rahnud, veerised, kruus, liiv ja savi — kannavad kohale jõed. Ookeanide ja merede keskosade setted koosnevad peamiselt ainuraksete räni- ja lubiskelettidest.

Mere piirjooned pole teatavasti püsivad. Maismaale tunginud meri uhub ja tasandab maapinda, kattes selle setetega. Nii näiteks leitakse Moskva ümbrusest merikarpe sisaldavaid lubjakive, savisid ja liivu, mis tõestab, et seal oli kunagi meri.

Meresetted — liivad, veerised ja merelise päritoluga vanad savid — on heaks ehitusaluseks. Kuid kallakutel ja kaevandite nõlvadel võivad need savid põhjustada lihke. Meresetetes leidub ka orgaanilisi aineid sisaldavat m u d a. Muda võib ehitusalusena kasutada ainult pärast tema eelnevat järk-järgulist tihendamist pealeveetud liiva- või kruusakihi omakaalu abii.

Meresetete tähiseks on *mQ*.

Järve- ja soosetted

Sood hõlmavad ligikaudu 7% kogu NSV Liidu pindalast. Sood tekivad kahel viisil: 1) järvede kinnikasvamise ning turvastumise ja 2) metsade ja rohumaade soostumise teel.

Kõik soode setted kujutavad endast taimejäänuste kuhjatisi. Siia kuuluvad turvas, järvemuda ja järvelubi ehk järvekriit.

Järve- ja soosetetel on väike kandevõime, mistõttu nad nõuavad vundamentide ehitamisel erimeetodite kasutamist.

Järvesetete tähiseks on *lQ*, soosetetel — *iQ*.

Tuulesetted

Tähelepanndavat geoloogilist tööd teeb tuul. Kõrbete ja steppide kuiva kliima tingimustes kannab tuul kivimite peened murendid õige kaugele. Nii tekivad t u u l e s e t t e d. Need on düüne ja barhaane moodustavad eoolilised liivad.

Düünid ehk luited on liivakünkad merede, järvede ja jõgede liivastel lauskrannikutel. Barhaanid ehk kaarluited on kõrbetele omased künklikud liivakuhtajised.

Eoolilised setted on tuule mõjul liikuvad. Nad võivad matta isegi valmis ehitise.

Tuulesetete hulka liigitatakse ka suur osa lössidest, s. t. pinnastest, mis on tekkinud tuule kantud osakeste settimise ja samaaegse mullatekkeprotsessi koosmõjul.

Deluviaalsete, alluviaalsete ja muude protsesside toimel muundub löss lössitaoliseks saviliivaks või liivsaviks. Need pinnased koos lössiga moodustavadki lösspinnaste grupi.

Lösspinnastele võib ehitada. Kuid nad kardavad niiskumist, sest selle tagajärjel tekkida võivad pinnase deformatsioonid (nn. niiskusvajumine) on ehitistele ohtlikud.

Kvaternaari tuulesetteid tähistatakse indeksiga sQ.

EESTI ALUSPÕHJA JA PINNAKATTE ÜLEVAADE*

Eesti NSV territooriumi geoloogilises läbilõikes esineb kolm põhilist kihtkonda: ürg- ja aguaegkonna tard- ja moondekivimeist koosnev kristalne aluskord, vanaaegkonna settekivimeist koosnev aluspõhi ja pudedatest setetest moodustuv pinnakate.

Kristalne aluskord ulatub maapinnale Soomes, Rootsis, Koola poolsaarel ja Karjalas. Eesti alal aga lasub juba kõikjal allpool merepinda. Põhja-Eestis on kristalse aluskorra sügavus maapinnast umbes 100...300 m, Lõuna-Eestis 300...600 m.

Aluskorra pealispind on ebatasane. Näiteks Tallinna piirides esineb kuni mitmekümne meetri lasumissügavuse kõikumisi. Kristalseid kivimeid katab mõne meetri paksune murenemiskoorik, mis tekkis nähtavasti proterosoikumi lõpus või paleosoikumi alguses.

Eesti alal on kristalse aluskorras avastatud peamiselt gneisse, vähemal määral kristalseid graniite, kiltasid ja gabrokivimeid.

Arhaikumi vältel toimusid intensiivsed kurrutusprotsessid, mis vanemas proterosoikumis tunduvad nõrgenesid. Sel ajal tekkis põhiline osa meie ala graniitidest. Noorema proterosoikumi tektoonilised liikumised haarasid ainult kristalse aluskorra ülemisi kihte.

Proterosoikumi lõpus kulus Baltoskandia ürgmäestik intensiivselt, mille tulemusel kujunes siin paleosoikumi alguseks ulatuslik pigatasandik. Selle vajumisel tungis meri Eesti alale ning algas vanaaegkonna settekivimite moodustumine.

* Ülevaate aluseks on ENSV Teaduste Akadeemia Geoloogia Instituudi väljaanne: A. Aaloe, E. Mark, R. Männil, K. Müürisep, K. Orviku, Ülevaade Eesti aluspõhja ja pinnakatte stratigraafiast, Tallinn 1960.

Aluspõhi

Kristalsel aluskorral lasuva paleosoikumi settektivimite kompleksi — aluspõhja — paksus on Eesti alal 100...700 m. Need setted on kuhjunud kambriumi, ordoviitsiumi, siluri ja devoni vältel. Karboni ja permi ajastute setted Eestis puuduvad.

Eesti aluspõhja kõige vanemaks ja seetõttu kõige sügavamal lasuvaks osaks on 100...250 m paksune kambriumi ladestu, mis koosneb madalas kambriumi meres settinud savidest, liivadest, kruusadest ja konglomeraatidest. Kivistisi kohtab kambriumi setteis harva, sagedamini maismaataimede eoseid.

Ladestu avaneb kitsa ribana Eesti paekaldast põhja poole jääval tasandikul. Vanimaks Eestis paljanduvaks kihistuks üldse on Põhja-Eesti 40...70 m paksune alamkambriumi sinisavi — Tallinn-Kopli, Kunda ja Aseri savikarjäärid. Nõrgait tsementunud peeneteralistest liivakividest koosneva 10...15 m paksuse Pirita kihistu tuntumad paljandid on paekalda jalamil — Pirita jõe orus Lükati silla lähedal, Kakumäel ja Kundas. Samuti paekalda jalamil (Tiskres, Rannamõisas, Narvas) paljandub 10...25 m paksune hele, nõrgait tsementunud peeneteralise kvartsi-liivakivi kiht — Tiskre kihistu.

Lõuna suunas laskub kambriumi ladestu järjest sügavamale, olles Lõuna-Eestis umbes 200...400 m allpool merepinda.

Kambriumi setteil lasuv ordoviitsiumi ladestu avaneb Eesti paekaldal ning sellega piirnevas 40...50 km laiuses vööndis ja Hiiumaa põhjapoolses osas. Kesk- ja Lõuna-Eestis lasub ordoviitsiumi ladestu 100...400 m sügavusel. Teda katavad siluri ja devoni setted.

Ordoviitsiumi ladestu koosneb Eestis peamiselt lubjakividest. Ainult kõige alumises osas esineb vähemal määral liivakive ja kilta. Ordoviitsiumi setted kuhjusid samuti merelises basseinis — meie ala katnud 100...150 m sügavuses ordoviitsiumi meres. Setteis leidub rikkalikult sammalloomade, tigude, karpide ja teiste loomarühmade, vahel ka vetikate kivistunud jäänuseid.

Geoloogid jagavad ordoviitsiumi ladestu kolmeks ladestikuks ja need omakorda 16 lademeks, mis kõik paljanduvad Põhja-Eestis. Nimetame neist mõned tuntumad.

Alamordoviitsiumi kuuluv leetse lade — Paldiskist kuni Narvani hästi jälgitav kuni 4 m paksune roheka värvusega glaukoniitliivakivi.

Keskordoviitsiumi ladestikku kuuluv lasnamäe lade paljandub hästi Paldiski, Lasnamäe, Vão, Aseri, Toila, Narva ja teistes paemurdudes. Lade koosneb suhteliselt ühtlastest, kõvadest ja tihedatest helehallidest väikese savisisaldusega lubjakividest, mida kogu avamuse ulatuses kasutatakse laialdaselt ehituskivina (rahvasuus paas). Lademe paksus Tallinna piirkonnas on 8...9 m.

Paljandite poolest rikas 9...10 m paksune jõhvi lade

koosneb ühtlastest sinakashallidest merglistest lubjakividest. Lademe kivim ei ole sobiv ehituskiviks, küll aga Kunda tsemenditööstusele tooraineks.

Jõhvi lademest lõuna pool avanev 15...20 m paksune keila lade (paljandid Keilas, Sael, Pääskülas jm.) koosneb samuti merglistest lubjakividest, mida kasutatakse killustikuks ja lubjapõletamiseks. Ehituskiviks lademe kivim ei sobi.

Veel lõuna poole avaneb kitsa vöötmena oandu (vasalemma) lade. Sellest on töenduslikult tähtsam Vasalemma ümbruses leviv umbes 10 m paksune vasalemma kihistik, mis koosneb paksukihilisest jämedateralisest lubjakivist, nn. vasalemma marmorist. Seda kivimit kasutatakse laialdaselt ehituskivina ja lubjapõletamisel toorainena.

Ka ülemordoviitsiumi lubjakivilademed on kohased lubjapõletamiseks. Tüsedam neist on nabalalade (30...35 m), mille ülemisest vööst (12...18 m) murtakse head ehituskivi — valkjashalli või kollakat tihedat peeneteralist, kohati suurel määral dolomiidistunud lubjakivi.

Ordoviitsiumi ladestul lasub Kesk-Eestis ja Lääne-Eesti saartel avanev siluriladestu. Mere üldise taganemise tõttu on siluri setted kuhjunud peamiselt rannikulähedase madalmeeringimustes. Esinevad mitmesugused lubjakivid, dolomiidid ja merglid, vähemal määral ka savid ja liivakivid.

Eestis eristatakse siluri ladestus 11 ladet. Kui siluri vanemate lademete avamused ulatuvad Hiiumaa läänerannikult kuni Peipsi järveni (Mustvee ümbrusse), siis ülemsiluri avamus levib ainult Saaremaal ja selle läheduses asetsevatel väiksematel saartel. Et kõikides lademetes domineerivad mitmesugused lubjakivid, siis kasutatakse neid väiksemal või suuremal määral ehituskivina, toorainena lubjapõletamisel, ka tselluloosi- ja klaasitööstuses.

Vanematest lademetest nimetame 3...20 km laiuse vööndina avanevat ning väga vahelduvate omadustega lubjakividest koosnevat 7...14 m paksust tamsalu lade ja samuti vahelduvalmelist, umbes 50 m paksust raikküla lade.

Noorematest lademetest on huvipakkavam Saaremaal läänest itta kuni 20 km laiuse vöötmena avanev kaarma lade. Mitmesugused tundemärgid lubavad oletada, et 24...52 m paksune kaarma lade on tekkinud poolsuletud basseinis settimise teel. Lademe kõige ülemised kihid, Saaremaa keskosas levivad valkjaskollased paksukihilised dolomiidid, mida laialdaselt kasutatakse ehituskivina (kaarma dolomiit ehk nn. saaremaa marmor), on aga nähtavasti settinud merest peaaegu täiesti eraldunud kõrgendatud soolsusega laguunitaolises basseinis.

Silurile järgnenud devoni ajastul toimus meie ala vahelduv, kuid intensiivne kerkimine ja vajumine. Seega vaheldusid mandrilised ja merelised settimistingimused, mis peegelduvad setete tsüklilises ehituses: deltatasandikel paksud liivakad setted;

Lõuna-Eesti laguunides kips; mujal dolomiidistunud lubjakivid, dolomiidid, merglid, savid, aleuoliidid (liiva ja savi vahepealsed kõvastunud setted osakeste läbimõõduga 0,1...0,01 mm) ja liivakivid.

Devoni liivakivid haaravad Riia lahe ja Peipsi järve vahel peaaegu poole Eesti NSV territooriumist. Eristatakse 10 ladet, millest ainult kaks noorimat Eesti alal ei paljandu.

Vanim devoni lade on 10...70 m paksune pärnu lade, mille tuntumaks paljandiks on «Tori põrgu». Lade koosneb valgetest, hallidest, rohekashallidest, kollastest ja pruunidest liivakividest ja aleuoliitidest.

Laijal alal paikneb n a r o o v a lademe avamus. Narva jõe piirkonnas on lademe paksus umbes 30 m, sisaldades allosas mergdolomiiti ja merglit, ülaosas aga valdavalt pruunikaspunaseid liivakive ja aleuoliite. Lõuna ja kagu suunas lademe paksus kasvab, ulatudes Võru ümbruses 75 meetrini.

A r u k ü l a lademe avamus paikneb Lõuna-Eestis. Tuntumad paljandid on Kallastel, Arukülas Tartu lähedal, Viljandis, Öisus ja mujal. 30...100 m paksune lade koosneb peamiselt punastest ja kollastest vilgurikastest pehmetest liivakividest, mis vahelduvad kirjude savide, merglite ja liivakivide kihtidega.

Valdavalt heledavärvilistest liivakividest koosneva 36...56 m paksuse b u r t n i e k i lademe avamus asub Kagu-Eestis, tähtsamad paljandid Karksis, Ohne jõel, Taevaskojas Ahja jõel, Põlvas ja Võhandu jõel. Leidub ka tellisesavisid ja raskesti sulavaid savisid.

Suured liivakivipaljandid Vastseliinas Piusa jõel ja Piusa raudteejaama juures kuuluvad 20...180 m paksusse ülemdevoni gauja lademesse. Lademe liivakivid on tavaliselt valged (kasutatakse klaasiliivana), kollakad ja helepunased, sisaldades ka jämedateralisi liivaläätsi ja suuri kvartsiveeriseid.

Devoni ajastu settekivimite üldpaksust Eesti NSV territooriumil hinnatakse kuni 500 meetrile.

Devoni lõpust kuni kvaternaari ajastu alguseni on Eesti ala geoloogilises kroonikas suur lünk, sest vahepealsed ladestud puuduvad.

Pinnakate

Maa geoloogilise ajaloo kõige nooremal ajalõiku nimetati varem k v a t e r n a a r i k s ja sel ajal tekkinud setteid kvaternaari ladesuks. Et vastaval ajajärgul arenes ka inimene, siis on viimasel ajal hakatud seda ajastut nimetama a n t r o p o g e e n i k s ning vastavaid setteid antropogeeni ladesuks.

Antropogeeni ehk kvaternaari setted moodustavad meie alal paleosoilist aluspõhja katva pudedatest setetest koosneva p i n n a k a t t e.

Ajavahemikus ülemdevonist kvaternaarini oli Eesti maa-ala sadade miljonite aastate vältel maismaa, mille aluspõhja kujundas tuule ja voolava vee tegevus. Aluspõhja pealmiste kihtide kulumise tagajärjel kujunes sel ajal pinnareljeef, mille suurvormid — lavamaad ja nendega vahelduvad kulumisnõod, samuti aluspõhja kivimeisse lõikunud ürgorud (mille põhjad on praegusest merepinnast kuni 100 m madalamal ja maetud hilisemate setete alla) jt. on enamuses säilinud tänapäevani.

Kvaternaari ladestu jaotatakse tavaliselt pleistotseeni ja holotseeni ladestikeks.

Pleistotseeni vältel (algas umbes miljoni aasta eest ja lõppes 10 000 aastat tagasi) oli Eesti maa-ala mitmel korral kogu ulatuses kaetud mandrijääga, mis liikus siia kaugemalt põhjast ja loodest ning iga kord peaaegu täielikult hävitas varem tekkinud setted ja pinnavormid. Senised uurimised näitavad, et Eesti maa-ala pleistotseeni setted kuuluvad kõik neemeni ladejärku ja on tekkinud kõige viimase jäätumise, nn. valdai jääaja jooksul. Ainult kohati (näiteks Tartu ja Purtse vanad mattunud orud) leidub ka eelmise jääaja mandrijää sulavete setteid liiva, kruusa ja veeristiku näol.

Neemeni ladejärgu (ja üldse kvaternaari ajastu) settest on kõige levinum moreen, mille kivimiline koostis sõltub suurel määral aluspõhja kivimeist. Koostise ja värvuse põhjal võib eristada kolme moreenitüüpi:

1) paekaldaeelne rohekashall või sinakashall moreen, mis sisaldab kambriumi setetest pärinevat sinisavi ja liiva ning tard- ja liivakivide tükke, kuid lubjakivid puuduvad;

2) ordoviitsiumi ja siluri avamusala hall moreen (Põhja-Eesti moreen), milles leidub õige rohkesti lubjakivide rähka, veeriseid ja teri;

3) devoni avamusala punakaspruun moreen (Lõuna-Eesti moreen), milles leidub palju devoni kivimite peenendunud osi.

Moreenis ja selle pinnal leidub rohkesti ka kristalseist kivimeist koosnevaid rändkive, mis mandrijää on siia toonud Soome alalt.

Moreenkatte paksus muutub võrdlemisi suurtes piirides — Põhja-Eesti tasandikel enamasti 0,5... 1,5 m, Lõuna-Eestis 1... 8 m, kõrgustike aladel 10... 20 m ja rohkem.

Moreeni kõrval leidub neemeni ladejärgus rohkesti mandrijää sulavetest tekkinud jääjõgede setteid mitmesuguste kihitatud ja sorditud veeristike, kruusade ja liivade näol ning jääpaisjärvede setteid viirsavide ning kihitatud liivsavide ja saviliivade näol. Need setted lasuvad tavaliselt moreenil.

Hästi on säilinud valdai jääajal Eesti alal tekkinud liustikulisel, jääjõgede ja jääpaisjärvede pinnavormid: künklik moreenne reljeef Haanjas, Otepääl; voorestikud Saadjärvel, Suure-Jaanis; Pandivere kõrgustiku vallseljakud; jõgede ürgorud jne.

Balti jääpaisjärve olemasolu ajal algas järve veepinnast kõrgemal olevatel aladel mullatekkeprotsess, esines taimestik ja loomastik. Algas metsade levik ka Põhja-Eestis (on leitud lepa, kuuse jt. õietolmu teri). Kuid hiljem kliima halvenemisel asendusid metsad tundrataimestikuga. Pleistotseeni setteist on imetajate (peamiselt mammuti) luid leitud suhteliselt vähe.

Setteid, mis on Eesti alal tekkinud alates kliima lõpliku paranemise algusest pärast viimast valdai jäätumist, loetakse holotseeni ladestikku kuuluvaks. Umbes 10 000 aastat kestnud holotseeni vältel on setted ja pinnavormid tekkinud samade geoloogiliste jõudude, nagu murenemise, voolava vee, tuule, soostumise, mere tegevuse jne. toimel, mis esinevad meil ka praegu.

Suurel määral on setete ja pinnavormide tekkimist mõjutanud kogu holotseeni vältel toimunud aeglane maakoore kerkimine. Selletõttu vabanes suur osa Eesti alast Balti mere veekalttest. Nii-sugune ebaühtlane maakoore kerkimine muutis pidevalt vete voolusuundi, põhjustas järvede tühjaksjooksmist ja kinnikasvamist, turbalasundite kuhjumist jne.

Nagu on mitmekesised olnud holotseeni geoloogilised jõud, nii on väga mitmesuguste omadustega ka holotseeni ehk balti ladejärgu järve-, jõe- ja soosetted. Balti ladejärg jaotatakse õietolmuanalüüsi andmeil veel kolmeks lademeks. Kõige noorema, ülembalti lademe vähe kõdunenud rabaturvas lasub vahetult kesk-balti lademe tugevasti kõdunenud rabaturbal. See näitab, et ülem-balti eal on kliima muutunud uuesti jahedamaks ja niiskemaks.

Tänapäeval jätkub Eesti alal samade geoloogiliste jõudude tegevus, mis esines siin balti ajajärgul. Nii jätkub ka setete ja pinnavormide kujunemine, ilma et oleks võimalik tõmmata selget piiri holotseeni ja tänapäeva vahele.

2. PINNAS JA PINNASEVESI

5. PINNASE KOOSTIS JA STRUKTUUR

Pinnas kujutab endast poorset purdmaterjali, mis koosneb kolmest põhiosast: pinnase skeletti moodustavatest kõvadest mineraaliosakestest, veest ja gaasist (peamiselt õhk).

Kõvade pinnaseosakeste liigid

Pinnaseosakeste omadused sõltuvad nende kujust, mõõtmetest ja mineraloogilisest koostisest.

Pinnase koostises eristatakse kaht liiki kõvu osakesi.

1. Osakesed, mis on tekkinud kivimite mehaanilise purunemise tagajärjel. Need osakesed on ebakorrapärase kujuga, ümar-
dunud või teravakandilised, nende keemiline koostis ühtib emakivimi, s. o. lähtekivimi keemilise koostisega.

2. Osakesed, mis on tekkinud kivimite keemilise ümberkujune-

Tabel 2. Fraktsioonide liigitus

Fraktsiooni nimetus	Osakese mõõde mm
Veeris; klibu	üle 10
Kruus	10 ... 2
Liiv:	
järe	2 ... 0,5
keskmine	0,5 ... 0,25
peen	0,25 ... 0,05
Tolm:	
järe	0,05 ... 0,01
peen	0,01 ... 0,005
Sau	alla 0,005

mise teel. Need osakesed on nõela- või liblekujulised. Liblede pak-
sus on pikkusest ja laiuselt 10...100 korda väiksem. Osakeste
mõõtmed on väga väikesed, nende keemiline koostis aga erineb
emakivimi koostisest.

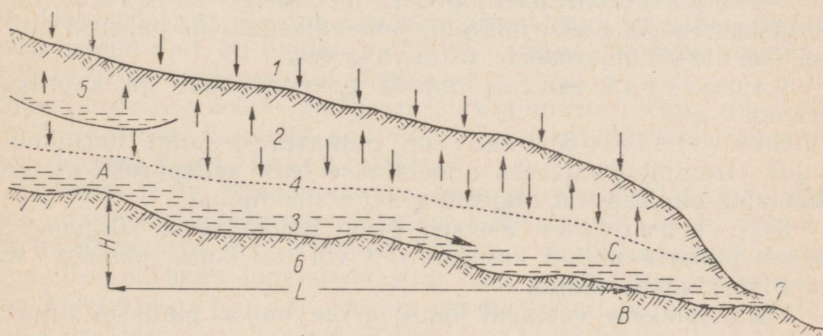
Osakesi liigitatakse terajämeduse põhjal tabeli 2 kohaselt.

Looduslikud pinnased koosnevad mitmesuguse terajämedusega
osakestest.

Pinnasevesi, tema teke

Pinnasevee põhiallikaks on vettläbilaskvate kihtide kaudu maa
sisse nõrguvad sademed. Peale sademete (vihma, lume, kaste,
rahe) tungib pinnasesse niiskus ka veeaurude kondenseerumise
tagajärjel.

Vettpidava kihini jõudnud, voolab vesi edasi mööda kihi kallak-
pinda (joon. 6). Kui teel vettpidava kihini kohtab vesi kohalikke
savipinnase läätsti, jääb osa vett sellesse kihti ja tekib nn. ü l a -
v e s i. Viimane pole püsiv, teda lisandub vihmade järel, väheneb
aga pärast seda aurumise ja taimede imamise tõttu.



Joon. 6. Pinnasevesi:

1 — maapind; 2 — vettläbilaskev pinnas (liiv); 3 — pinnaseveevool; 4 — kapillaarvee
pind; 5 — ülavesi; 6 — vettpidav pinnas (savi); 7 — pinnasevee väljapääs (allikas);
H — veepinna lang punktide A ja B vahel; L — pinnasevee teekonna horisontaalprojektsioon
punktide A ja B vahel

Keemiliselt puhast vett looduses ei ole. Pinnasesse tungimisel
täieneb enam-vähem puhas sademevesi gaasidega ning pinnase
orgaaniliste ja anorgaaniliste ainete lahustega. Mõnel juhul võib
pinnasevesi sisaldada niisuguseid ühendeid, mis avaldavad purus-
tavat toimet nii vundamendimaterjalile (betooni leostamine) kui
ka aluse kivimeile (lubjakivid, dolomiidid, kipsid). Niisugust pin-
nasevett nimetatakse a g r e s s i i v s e k s.

Pinnasevee liigid

A. F. Lebedevi, I. V. Grebenštšikovi ja teiste kodumaa teadlaste uurimised on viinud järeldusele, et vesi võib pinnases esineda seotult, vabaveena, jääna ja auruna.

J ä ä n a esineb vesi pinnases miinustemperatuuril, täites poorid üksikute läätsete ja vahekihikestega.

V e e a u r tekib teiste veeliikide aurustumise teel ja liigub pinnase poorides gaasina.

S e o t u d v e t t kohtab pinnases hügroskoopsus- ja kilevee näol.

Seotud vesi hoitakse pinnases molekulaar-külgetõmbejõududega, mis vahetult osakeste pinnal ulatuvad mitmesaja kilogrammini 1 cm^2 kohta ja lakkavad mõjumast juba $0,5 \text{ }\mu\text{m}$ kaugusel osakese pinnast.

H ü g r o s k o o p s u s v e s i sadestub pinnaseosakeste pinnale kondensaadina. Selle nähte tõenduseks on asjaolu, et kuivatuskapist välja võetud pinnase kaal suureneb õhust vee juurdeimamise teel. Maksimaalne hügroskoopsusniiskus ehk maksimaalne hügroskoopsus on liivas kuni 1% ja savis kuni 17% kuivpinnase kaalust.

Veehulga suurenemisel pinnases moodustub k i l e v e s i, mille kihipaksust mõõdetakse mikronikümnendikega. Kile paksuse suurenemisel üle $0,5$ mikromeetri tekib vaba vesi.

V a b a v e s i esineb pinnases gravitatsiooni- ja kapillaarveena.

G r a v i t a t s i o o n i v e s i on pinnasevesi kõige harilikumal kujul. Gravitatsiooniveeks nimetatakse teda sellepärast, et tema liikumine pinnases on tingitud gravitatsioonijõust.

K a p i l l a a r v e s i asetseb gravitatsiooniveest kõrgemal ja täidab pinnase poorid kas osaliselt või täielikult, püsides seal kapillaarjõudude mõjul.

Küllastumisele vastavat kapillaarvee hulka pinnases nimetatakse pinnase k a p i l l a a r m a h u t a v u s e k s. Kapillaarvee taseme kõrgus sõltub kapillaari ristlõike mõõtmest ja pinnaseosakeste materjalist. Kapillaartõus poorides lõpeb siis, kui saabub tasakaal tõstetud veesamba kaalu ja kapillaarjõu vahel. Liivpinnase kapillaari läbimõõdu $d=0,1$ mm puhul ulatub kapillaarvee tõus kõigest 30 sentimeetrini; kapillaari läbimõõdu $0,005$ mm puhul, mis vastab saviosakese mõõdule, tõuseb aga kapillaarvesi kuni 400 cm.

Kapillaarvee imamist esineb ka hoonetes juhul, kui need pole kaitstud niiskumise eest. Hoonete kivivundamentides ja -seintes näiteks võib kapillaarvesi tõusta ühe korruse kõrguse võrra ja põhjustada ruumide niiskumist.

Pinnase struktuur ja nidusus

Pinnase struktuuri all mõistetakse erineva suuruse ja kujuga osakeste vastastikust asetust ja teradevaheliste sidemete iseloomu. Neid sidemeid nimetatakse struktuurilisteks sidemeteks. Struktuuriliste sidemete iseloom mõjutab suurel määral pinnase tugevust, sest pinnase mineraalosakeste vahel tekivad tõmbepinged võetakse vastu ainult nendevaheliste struktuuriliste sidemetega. Vastupanu, mis takistab osakeste vastastikust nihkumist, nimetatakse nidususeks. Pinnase nidusus sõltub osakeste vahel mõjuvate molekulaarjõudude suurusest, mis omakorda sõltub osakeste puutepindade iseloomust ja molekulaarselt seotud vee hulgast.

Liivpinnastel, mis koosnevad jämedatest (üle 0,1 mm) terakujulistest osakestest ja millel puutepinnad on väga väikesed, pole nidusust. Neid pinnaseid nimetatakse nidususe ta ehk pudedateks pinnasteks.

Pinnaseid, mille koosseisus on suur hulk suure puutepinnaga peeni liblekujulisi saviosakesi, nimetatakse niduspinnasteks. Niduspinnaste olek sõltub osakestevaheliste sidemete tugevusest.

Pinnases leiduv vaba vesi vähendab sidemete tugevust, eraldab osakesed ja suurendab nende liikuvust. Kui pinnases leidub ainult seotud vett, on pinnas tahkes olekus. Niiskuse suurenemisel ja vaba vee ilmumisel läheb pinnas algul plastsesse ja seejärel voolavasse olekusse. Niduspinnaste olekut, mis väljendab osakeste liikuvust sõltuvalt niiskusesisaldusest, nimetatakse pinnase konsistentiks.

Struktuuriliste sidemete purunemise põhjuseks ei pruugi olla ainult niiskuse suurenemine. Pinnase vedeldumist võivad põhjustada ka dünaamilised koormused. Koormuse mõju lakkamisel teradevaheliste sidemete tugevus taastub. Seda nähet nimetatakse pinnase tiksotroopiaks. See on omane ainult niduspinnastele.

6. PINNASELIIGID

«Ehitusnormide ja -eeskirjade» (СНиП II-Б.1-62) kohaselt eristatakse nelja liiki pinnaseid: kalju-, jäme- ja liiv- ja savipinnased.

Kaljupinnased

Kaljupinnaseks nimetatakse tugevalt neotud, s.t. liitunud või tsementunud teradega tard-, sette- ja moondekivimeid, mis lasuvad kompaktse massiivina või kuivmüritist meenutavate lõhenenud kihtidena.

Levinumad kaljupinnased on graniidid, liivakivid, lubjakivid jt.

Kaljupinnaste deformatsioon aluses on isegi kõige raskemate ehitiste puhul tühine. Seetõttu võib kaljupinnaseid lugeda praktiliselt kokkusurumatuiks. Kuid hoolimata oma tugevusest võivad kaljupinnased nagu teisedki pinnaseliigid atmosfääri mõjul järkjärgult mureneda. Vesi võib lahustada või leostada kivimi põhimaterjali või tsementiva aine.

Eriti tugevat purustavat toimet avaldavad kaljupinnastele keemia- ja metallurgiatehaste heitvetes leiduvad happed.

Niisuguste väliste mõjude puudumise korral osutuvad monoliitsed kaljupinnased kõige tugevamaks aluseks mistahes ehitiste ja hoonete puhul.

Kaljupinnaseid, mille survetugevus veega küllastunud olekus on alla 50 kG/cm^2 (merglid, ränistunud savid, savi-ränitsemendiga liivakivid jne.) või mis lahustuvad või pehmenevad vees (kips, kipsiga liivakivid jne.), nimetatakse poolkaljupinnasteks. Poolkaljupinnased on välismõjudele, eriti murenemisprotsessidele tundlikumad kui kaljupinnased.

Vee mõju kaljupinnastele mõõdetakse pehmenemisteguriga K_p . Pehmenemisteguriks nimetatakse veega küllastunud ja õhukuiva pinnaseproovi survetugevuste suhet. Kaljupinnased teguriga $K_p \leq 0,75$ loetakse pehmenevaks.

Kipsile, lubjakividele, merglitele ja mõnele teisele poolkaljupinnasele mõjuv pinnasevesi tekitab kivimikihtides lõhesid ja õõsi, mille tagajärjel maapinnale ilmuvad nõod, lehtrid ja lõhangud. Need on niinimetatud karstinähted, mis levivad Krimmi, Kaukaasia ja Uraali mägedes.*

Kaljude ja poolkaljude pinda katavad tavaliselt põhikivimist murenenud tükid, mida nimetatakse ka murenenud kaljuks.

Vastutusrikaste ehitiste puhul tuleb mõnikord murenenud kalju kas eemaldada või tugevdada teda tsementimise või bituumendamisega (vt. p. 30) teel.

Jäme purdpinnased

Jäme purdpinnasteks nimetatakse tsementimata osakesetega pinnaseid, mille koostises on kristalsete ja sette kivimite 2 mm jämedamaid tükikesi kaaluliselt üle poole. Jäme purdpinnaste hulka kuuluvad rähk (klibu) ja mügi (kruus) (vt. tabel 4 lk. 34).

Rähk koosneb 100...10 mm suurustest teravakandilistest kivimitükkidest. Samade mõõtmetega ümardunud kivitükke nimetatakse klibuks.

Mügi on kivimi murenemisel tekkinud 10...2 mm suurused

* Eesti maa-alal esineb Põhja-Eestis Kostiveres jm. Tõlk.

teravakandilised tükikesed. Ümardunud tükikesed moodustavad kruusa.

Jämepurdpinnased võivad olla eluviaalse, deluviaalse või alluviaalse päritoluga. Niisugused pinnased on tavaliselt rahuldavaks aluseks: deformeeruvad koormuse all vähe, on suure nihketugevusega ja veega vähe uhutavad. Jämepurdpinnaste füüsikalised omadused niiskurnisel tavaliselt ei muutu.

Liivpinnased

Liivpinnasteks loetakse neid, mis kuivas olekus jäävad pudedaks, sisaldavad 2 mm jämedamaid teri alla poole kaalust ja on mitteplastsed. Terad on enam-vähem ümardunud. Sõltuvalt terajämedusest jaotatakse liivpinnased kruusliivaks, jäme-, kesk-, peen- ja tolmliidiks.

Liivpinnaste liigitus terajämeduse alusel on antud tabelis 4 lk. 34.

Mineraloogilise koostise poolest esineb kvarts-, kilt- ja lubi-liivu. Kõige tugevamad on kvartsliidid.

Liivpinnase niiskumine võib halvendada tema ehituslikke omadusi. See mõju on vähem märgatav jämeliiva puhul, kuid kasvab koos terasuuruse vähenemisega. Eriti tugevasti mõjutab niiskumine muda- ja saviliasandiga peen- ja tolmliidu. Veega küllastunud olekus muutuvad need liivad surve mõjul voolavateks (nn. vesiliivad).

Niisugused pinnased raskendavad tunduvalt aluste rajamist, kuid õiget tööd tehnoloogiat kasutades on need raskused ületatavad (vt. p. 39).

Puhtad liivad, eriti jämeliiv, on heaks ehitusaluseks.

Savipinnased

Savipinnasteks nimetatakse niduspinnaseid, mis on plastsed, s. t. millel on võime muuta kuju surve all ja säilitada seda muutunud kuju pärast surve eemaldamist. Vee lisamisel võivad niisugused pinnased minna tahkest olekust üle tainataolisse ja edasisel niiskumisel voolavasse olekusse. Savipinnase plastsusel tingib liblekujuliste osakeste olemasolu, mille suurim mõõt on alla 0,005 mm ja paksus alla 0,001 mm.

Lähtudes plastsusmäärast, mis sõltub savipinnase terastikulisest koostisest, nimetatakse teda kasviliivaks, liivsaviks või saviks. Saviliivad sisaldavad 3...10% alla 0,005 mm osakesi, liivsaveid 10...30% ja saveid üle 30%.

Osakeste erineva koostise, kuju ja mõõtmete tõttu on savi- ja liivpinnastel sootuks erinevad omadused.

Savipinnaste ehituslikud omadused sõltuvad oluliselt nende

niiskusesisaldusest. Samuti mõjub nende pinnaste ehituslikele omadustele madal temperatuur. Külma tulekul võivad tekkida külma-kerked, s. t. ebaühtlased kühmud maapinnal, mis kevadel pärast pinnase sulamist alanevad. Pärast seda on pinnas külmamuhkude kohal niivõrd veega küllastunud, et kaotab esialgse tugevuse.

Külmakerked võivad tõsta ka vundamente, eriti kergetel vähekorruselistel hoonetel. Kevadel, kui pinnas sulab, vundamendid vajuvad. Niisuguse ebaühtlase tõusmise ja vajumise tulemusena tekivad seintesse praod, mis tihti häirivad hoone normaalset kasutamist.

Külmakerkeid uurisid esimestena vene insenerid (L. N. Ljubimov, V. N. Stukenberg) möödunud sajandil. Uurimised jätkuvad tänapäeval. V. N. Stukenberg selgitas, et külmamuhkude tekkimiseks ei piisa sellest veest, mida sisaldab pinnas külmumisel. On vaja, et läbikülmuv pinnas imaks endasse vett all-lasuvatest kihetidest.

Sõltuvalt konsistentsist võib savipinnas olla rohkem või vähem usaldatavaks aluseks — täiesti kindel tahkes ja plastses olekus, kahtlane voolavana ja külmunult.

Savipinnaseid, milles on palja silmaga nähtavad ja pinnaseosa-kestest tunduvalt suuremad poorid, nimetatakse *m a k r o p o o r s e t e k s* pinnasteks.

Mudadeks nimetatakse pinnasetekke algstaadiumis olevaid, orgaaniliste ainete poolset rikkaid savipinnaseid, mis sisaldavad umbes 30...50% alla 0,01 mm teri.

Koormuse all mudad deformeeruvad tugevasti ja seepärast ei kõlba aluseks. Kuid sügaval lasuvad mudakihid, mis on tihenenud peallasuvate teiste tüsedate kihtide mõjul, võivad olla piisavaks aluseks, ehkki proovi võtmisel puuraugust näivad esimesel hetkel nõrkadena.

Taimejäänustega pinnased

Ühel või teisel määral taimejäänuseid sisaldavaid pinnaseid nimetatakse ka *t a i m p i n n a s t e k s*. Nende liike on mitu.

Kui taimejäänuste sisaldus on kuni 10% (kaaluliselt üle 3% mineraalsest osast liivpinnaste ja üle 5% savipinnaste puhul), siis lisatakse pinnase nimetusele «*t a i m e j ä ä n u s e i d s i s a l d a v*».

Kui lagunenuid taimejäänuseid on 10 kuni 60%, siis lisatakse pinnase nimetusele sõna «*t u r v a s t u n u d*». Lagunenud taimejäänuste sisalduse korral üle 60% nimetatakse pinnast *t u r b a k s*.

Ehitiste rajamisel tuleb maapinna taimkate eemaldada. Erandiks võivad olla kerged ajutised ehitised.

Üksikjuhtudel on vähekorruselisi tellishooneid rajatud ka turvaspinnasele, mis näitab turvaspinnase alusena kasutamise võimalikkust. Seejuures tuleb arvestada suurte vajumite vältimatust ja ette näha vajalikud abinõud hoonete võimalike vigastuste vastu.

7. PINNASE FÜSIKALISED OMADUSED

Pinnase füüsikalised ja mehaanilised omadused sõltuvad pinnase koostisosade omadustest, nende koguselisest suhtest ja vastastikusest mõjust.

Pinnase füüsikalisi ja mehaanilisi omadusi väljendatakse mitmesuguste näitajate abil. Põhinäitajad määratakse katse teel laboratooriumis või välitingimustes, tuletatud näitajad aga arvutatakse põhinäitajaid sisaldavate valemite abil.

Pinnase füüsikalisteks lähtenäitajateks on: terastikuline koostis, erikaal, mahukaal, niiskus, rullpiir ja voolavuspiir.

Pinnase terastikuline koostis

Pinnase terastikuline ehk granulomeetiline koostis ehk lõimis — see on mitmesuguse terajämedusega mineraalosakeste suhteline sisaldus, mida on hakatud väljendama protsentides uuritava pinnase üldkaalust.

Pinnase lõimis tehakse kindlaks granulomeetrilise analüüsiga, milleks eraldatakse pinnase mineraalosakesed suuruse järgi gruppideks ehk fraktsioonideks. Iga niisugune grupp kaalutakse ja määratakse üksikute fraktsioonide kaaluprotsent pinnaseproovis. 10 cm suuremad kivid korjatakse pinnasest välja ja kaalutakse eraldi.

Terade fraktsioonideks eraldamiseks kasutatakse standardset sõeltekomplekti (aukude läbimõõt 10, 2, 0,5, 0,25, 0,1 mm), millega sõelutakse eelnevalt konstantse kaaluni kuivatatud pinnaseproov kaaluga vähemalt 50 G*. Sõelumisel jäävad pinnases leiduvad üle 10 mm tükid ülemisele sõelale, alla 0,1 mm terad aga langevad alumise sõela all olevasse kaussi.

Igale sõelale jäänud osakeste kaal, väljendatuna protsentides kuiva pinnaseproovi üldkaalust, kantakse tabelisse. Sõelanalüüsi tulemuse näide esitatakse tabelis 3.

Tabel 3. Sõelanalüüsi andmed

Osakese läbimõõt mm	> 10	10 ... 2	2 ... 0,5	0,5 ... 0,25	0,25 ... 0,1	< 0,1	Kokku
Fraktsiooni kaal G	4	6	10	13	12	5	50
Kaal %	8	12	20	26	24	10	100

* Sõelumiseks võetava proovi kogus sõltub pinnase terajämedusest. Vastavad minimaalkogused on antud laboratoorsete katsete juhendis. Tõlk.

Kõige peenemate (alla 0,1 mm) osakeste edasiseks eraldamiseks kasutatakse setteanalüüsi, mille kestus sõltub terajämedusest.

Pärast veega segamist eralduvad savi- ja liivpinnase osakesed silindrilises anumus sadestudes fraktsioonideks vastavalt teatud seosele terade suuruse ja langemiskiiruse vahel.

Segamise lõpetamisel sadestuvad anuma põhjale kõigepealt liivaterad. Pärast sadestuvad neile saviosakesed. Liiva- ja savikihtide paksuste suhe annab nende ligikaudse suhte pinnases. Mida väiksem on eraldatava osakese läbimõõt, seda pikem on sadestusaeg — kuni mitu ööpäeva.

Ülevaatlikkuse mõttes antakse granulomeetrilise analüüsi tulemused vahel graafikuna (joon. 7), mille horisontaalteljele kantakse mikronites avaldatud terajämeduse logaritmid, vertikaalteljele aga antud moodsust jämedamate osakeste protsentuaalne sisaldus pinnaseproovis. Igale teramõodule vastav ordinaat saadakse järkjärgulise summeerimise teel. Saadud kõverat nimetatakse pinnase ebaühtluskõveraks.

Pinnase terastikulise koostise ebaühtluse määra iseloomustatakse ebaühtlusteguriga

$$K_e = \frac{d_{60}}{d_{10}}, \quad (1)$$

kus d_{60} — niisugune läbimõõt, millest peenemaid osakesi on pinnases 60% kaalu järgi;

d_{10} — läbimõõt, millest peenemaid osakesi on pinnases 10% kaalu järgi.

Ebaühtlusteguri suurus ei saa olla alla ühe ja praktiliselt ei ületa 200. Mida väiksem on ebaühtlustegur, seda ühtlasem on pinnas. $K_e > 3$ puhul loetakse liivpinnas ebaühtlaseks.

Tabel 4. Jämepurd- ja liivpinnaste liigitus

Pinnase liik	Osakeste jaotus terasuuruse järgi
Jämepurdpinnased	
JämERAHk (kui ülekaalus on ümardunud terad, siis jämekruus)	10 mm jämedamaid osi kaaluliselt üle 50%
RÄhk (kui ülekaalus on ümardunud terad, siis kruus)	2 mm jämedamaid osi üle 50%
Liivpinnased	
Kruusliiv	2 mm jämedamaid teri üle 25%
Jämeliiv	0,5 mm „ „ „ 50%
Keskliiv	0,25 mm „ „ „ 50%
Peenliiv	0,1 mm „ „ „ 75%
Tolmliiv	0,1 mm „ „ „ alla 75%

Vee eemaldamiseks pinnaseproovist kuivatatakse seda 100... 105 °C temperatuuril kuni muutumatu kaaluni. Osakeste maht määratakse püknomeetri abil veega (vt. ГОСТ 5181-64).

Ligikaudu, täpsusega kuni 2%, võib erikaaluks võtta: liivadel 2,66 g/cm³, saviliivadel 2,70 g/cm³, liivsavidel 2,71 g/cm³, savidel 2,74 g/cm³, lössidel 2,65 g/cm³ ja lössitaolistel liivsavidel 2,68 g/cm³.

Pinnase mahukaalu γ_0 all mõistetakse nagu teistegi materjalide puhul mahuühiku kaalu, mis koosneb pinnaseskeleti ja poorides oleva vee kaalust.

Pinnase mahukaalu määramiseks (vt. ГОСТ 5182-64) tuleb pinnaseproov võtta rikkumata olekus, s. t. säilitada maht ja niiskus, mis tal oli pinnasemassiivis proovi võtmiseni. Selleks kasutatakse pinnasesse surutavaid proovivõtmiskesti (hülse).

Pinnaseproovi maht ja kaal tuleb määrata kohe pärast proovi võtmist. Vastasel juhul peab võetud pinnaseproovi kaitsma kuivamise ja kujumuutumise eest. Selleks tuleb proov katta parafiiniga või säilitada tihedalt sulgivate kaantega metallkarbis kuni mahukaalu määramiseni laboratooriumis.

Pinnase kaaluliseks niiskuse sisalduseks ehk niiskuseks W nimetatakse antud pinnasemahus oleva vee kaalu ja 100... 105 °C temperatuuril kuni jääva kaaluni kuivatatud pinnase kaalu suhet. Tavaliselt väljendatakse kaaluline niiskuse sisaldus protsentides.

Niiskuse sisalduse määramiseks kasutatakse pinnaseproove, mis võeti mahukaalu määramisel (vt. ГОСТ 5179-64).

Arvutusega määratavad pinnase näitajad

Teades pinnase põhinäitajaid γ , γ_0 ja W , võib arvutuse teel leida järgmised tuletatud näitajad.

Pinnase skeleti mahukaalu γ_s on 100... 105 °C temperatuuril jääva kaaluni kuivatatud pinnaseproovi kaalu suhe rikkumata olekus proovi mahtu.

Skeleti mahukaalu võib leida seosest

$$W = \frac{\gamma_0 - \gamma_s}{\gamma_s},$$

kust

$$\gamma_s = \frac{\gamma_0}{1 + W}, \quad (2)$$

milles W — kaaluline niiskus kümnendmurruna.

Erinevatel pinnastel kõigub suurus γ_s piires 1,30 kuni 1,85 t/m³, keskmiselt $\gamma_s = 1,50$ t/m³**.

Pinnase poorsus n — pooride mahu V_p ja pinnase kogumahu ($V_s + V_p$) suhe:

$$n = \frac{V_p}{V_s + V_p} = 1 - \frac{V_s}{V_s + V_p} = 1 - \frac{\gamma_0}{\gamma(1+W)}. \quad (3)$$

Siin V_s — võetud pinnaseproovi skeleti maht, seega konstantne suurus

$$V_s = \frac{\gamma_s}{\gamma} = \frac{\gamma_0}{\gamma(1+W)}.$$

Pooride maht V_p võib muutuda näiteks proovi loomulikult kuivamisel.

Poorsustegur ε — pooride mahu suhe mineraalosakeste, s. o. pinnase skeleti mahtu:

$$\varepsilon = \frac{V_p}{V_s} = \frac{n}{1-n} = \frac{\gamma(1+W)}{\gamma_0} - 1. \quad (4)$$

Poorsustegur on muutuva suuruse V_p suhe antud pinnasemahu puhul konstantsesse V_s ja seetõttu kasutamiseks mugavam kui kahe muutuva suuruse suhtena avaldatav poorsus n .

Tähisega ε tähistame edaspidi loodusliku, s. t. rikkumata struktuuriga pinnase poorsusteguri.

Liivpinnased jagunevad tihedateks, kesktihedateks ja kobedateks, olenevalt poorsusteguri suurusest (tabel 5).

Tabel 5. Liivpinnaste tihedus

Liivpinnase liik	Tihe	Kesktihe	Kobe
Kruus-, jäme- ja keskliiv	$\varepsilon < 0,55$	$0,55 \leq \varepsilon \leq 0,65$	$\varepsilon > 0,65$
Peenliiv	$\varepsilon < 0,60$	$0,60 \leq \varepsilon \leq 0,70$	$\varepsilon > 0,70$
Tolmliiv	$\varepsilon < 0,60$	$0,60 \leq \varepsilon \leq 0,80$	$\varepsilon > 0,80$

* Et kõik aluste ja vundamentide alal kehtivad projekteerimis- ja ehitusnormid on koostatud tehnilises mõõtühikute süsteemis (meeter, jõukilogramm ja sekund), siis on käesolevas õpikus jäädud sama süsteemi juurde.

Rahvusvahelisele mõõtühikute süsteemile (SI) üleminekuks tuleb jõud avaldada njuutonites (N); pinge ja rõhk njuutonites ruutmeetri kohta. Raamatus sagedamini esinevate ühikute seos SI süsteemiga:

1 G = 0,00981 N = 9,81 mN (millinjuuton)

1 kG = 9,81 N

1 T = 9807 N = 9,81 kN (kilonjuuton)

1 kG/cm² = 98067 N/m² ≈ 0,1 MN/m² (meganjuuton/m²)

1 at = 98067 N/m² ≈ 0,1 MN/m² (tehniline atmosfäär)

1 atü = 98067 N/m² ≈ 0,1 MN/m² (ülerõhk, rõhk õhurõhu suhtes)

1 g/cm³ = 1 t/m³ = 1000 kg/m³.

Tõlk.

Pinnase mahukaal vees γ_{ov} leitakse Archimedese seaduse kohaselt skeleti osakeste kaalukadu arvestades valemiga

$$\gamma_{ov} = (\gamma - \gamma_v) (1 - n) = \frac{\gamma - \gamma_v}{1 + \varepsilon}, \quad (5)$$

kus γ_{ov} — vee erikaal, võrdub 1 g/cm^3 .

Kui pinnase kõik poorid on veega täitunud, võib γ_{ov} arvutada valemiga

$$\gamma_v = \gamma_0 - 1. \quad (6)$$

Pinnase absoluutne niiskusemahutavus on pinnase kaaluline niiskusesisaldus veega täitunud pooride puhul:

$$W_a = \frac{V_p \gamma_v}{V_s \gamma} = \frac{\varepsilon \gamma_v}{\gamma}. \quad (7)$$

Küllastusmäär (relatiivne niiskus) G — pooride veega täitumise aste

$$G = \frac{W}{W_a} = \frac{\gamma W}{\varepsilon \gamma_v}. \quad (8)$$

Küllastusmäärast sõltuvalt võivad pinnased olla: $0 \leq G \leq 0,5$ puhul niisked; $0,5 < G \leq 0,8$ puhul märjad ja $0,8 < G \leq 1$ puhul veega küllastunud.

Savipinnase plastsus ja konsistents

Savipinnase plastsus muutub niiskusesisalduse muutumisega. Iseloomulikeks näitajaiks on rullpiir, voolavuspiir ja plastsusarv.

Rullpiir W_r on niiskusesisaldus, mille tühisel vähendamisel pinnas läheb üle poolkõvasse olekusse. Selle niiskuse juures hakkab pinnasetainast rullitud 3 mm läbimõõduga kepike tükikes-teks murenema (ГОСТ 5183-64).

Voolavuspiir W_v on niiskusesisaldus, mille tühisel suu- rendamisel pinnas muutub voolavaks. Selle niiskuse puhul vajub koos balanssiiridega 76 G kaaluv koonus 10 mm sügavuselt pin- nasetainasse (ГОСТ 5184-64). Voolavuspiiri määramise seadise skeem on kujutatud joonisel 8.

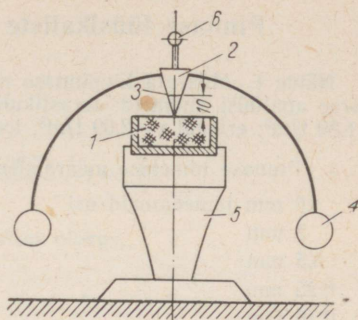
Suurused W_r ja W_v sõltuvad saviosakeste sisaldusest pinnases ja samuti nende mineraloogilisest koostisest.

Plastsusarv W_{pl} on voolavuspiirile ja rullpiirile vasta- vate niiskusesisalduste vahe, väljendatuna protsentides:

$$W_{pl} = W_v - W_r. \quad (9)$$

Joon. 8. Seadis pinnase voolavuspiiri määramiseks:

1 — pinnasetainas; 2 — koonus; 3 — märksoon; 4 — balansiir; 5 — alus; 6 — käepide



Plastsusarvu alusel liigitatakse savipinnased:

saviliiv, kui $1 \leq W_{pl} \leq 7$;
 liivsavi, kui $7 < W_{pl} \leq 17$;
 savi, kui $W_{pl} > 17$.

Plastsusarvu suurus on seotud alla 0,005 mm saviosakeste sisaldusega pinnases: mida rohkem neid osi, seda suurem on plastsusarv. Savides on saviosakesi üle 30%, liivsavides 10...30%, saviliivades 3...10%.

Savipinnase konsistents (olek) sõltub tema looduslikust niiskusest ja niiskusesisaldusest rull- ja voolavuspiiril. Konsistentsinäitaja B arvutatakse valemiga

$$B = \frac{W - W_r}{W_{pl}} = \frac{W - W_r}{W_v - W_r} \quad (10)$$

Näitaja B iseloomustab savipinnaste mitmesugust olekut, mille «Ehitusnormide ja -eeskirjade» kohane jaotus on toodud tabelis 6.

Tabel 6. Savipinnaste (välja arvatud lösside) nimetused konsistentsi järgi

Pinnase nimetus	Konsistentsinäitaja
Saviliiv	
Kõva	$B < 0$
Plastne	$0 \leq B \leq 1$
Voolav	$B > 1$
Liivsavi ja savi	
Kõva	$B < 0$
Poolkõva	$0 \leq B \leq 0,25$
Sitkeplastne	$0,25 < B \leq 0,50$
Pehmeplastne	$0,50 < B \leq 0,75$
Voolavplastne	$0,75 < B \leq 1$
Voolav	$B > 1$

Pinnase füüsikaliste näitajate määramise näited

Näide 1. Määrata liivpinnase nimetus ja omadused, teades järgmisi laboratoorse analüüsi andmeid: terastikuline koostis toodud tabelis 3; mahukaal $\gamma_0 = 1,89 \text{ t/m}^3$; erikaal $\gamma = 2,69 \text{ t/m}^3$; looduslik niiskus $W = 13,5\%$.

1. Pinnase nimetuse määramiseks esitame tabeli 3 andmed järgmisel kujul:

10 mm jämedamaid osi	8% kaalust
2 mm " "	8+12=20% "
0,5 mm " "	20+20=40% "
0,25 mm " "	40+26=66% "
0,10 mm " "	66+24=90% "

Ülaist alla lugedes on esimeseks teraläbimõõduks, mis vastab tabeli 4 näitajatele, 0,25 mm, mida on 66% kaalust, s.t. üle 50%. Järelikult kuulub antud pinnas keskliivade hulka. Selle pinnase ebaühtlusköver on kujutatud joonisel 7.

Et määrata teraläbimõõte, millest peenemaid osi on pinnases 60% ja 10% kaalust, tõmmatakse graafikul 60% ja 10% vastavad horisontaaljooned (vt. joon. 7). Köveraga lõikumisel saadakse vastavalt $d_{60} = 0,5 \text{ mm}$ ja $d_{10} = 0,1 \text{ mm}$.

Ebaühtlustegur

$$K_e = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0,5}{0,1} = 5 > 3.$$

Järelikult liiv on ebaühtlane.

2. Valemitega (3) ja (4) leiame poorsuse ja poorsusteguri:

$$n = 1 - \frac{\gamma_0}{\gamma(1+0,01W)} = 1 - \frac{1,89}{2,69(1+0,01 \cdot 13,5)} = 0,382;$$

$$\varepsilon = \frac{n}{1-n} = \frac{0,382}{1-0,382} = 0,618.$$

Tabeli 5 kohaselt on tegemist kesktiheda liivpinnasega.

3. Valemi (8) abil määratakse küllastusmäär

$$G = \frac{0,01 W \gamma}{\varepsilon \gamma_v} = \frac{0,01 \cdot 13,5 \cdot 2,69}{0,618 \cdot 1,0} = 0,59 < 0,8.$$

Järelikult pinnas on märg.

Antud pinnas osutub keskmise tihedusega märjaks keskliivaks.

Näide 2. Määrata savipinnase nimetus ja omadused järgmiste laboratoorse analüüsi andmete puhul: mahukaal $\gamma_0 = 2,01 \text{ g/cm}^3$, erikaal $\gamma = 2,77 \text{ g/cm}^3$, looduslik niiskus $W = 26,7\%$, niiskusesisaldus voolavuspiiril $W_v = 40,8\%$ ja rullpiiril $W_r = 19,8\%$.

1. Pinnase nimetus määratakse plastsusarvu alusel (vaiem 9)

$$W_{pl} = W_v - W_r = 40,8 - 19,8 = 21.$$

Plastsusarv vastab savile.

2. Konsistentsinäitaja valemi (10) järgi

$$B = \frac{W - W_r}{W_{pl}} = \frac{26,7 - 19,8}{21} = 0,329.$$

3. Poorsustegur valemiga (4)

$$\varepsilon = \frac{\gamma(1+0,01 W)}{\gamma_0} - 1 = \frac{2,77(1+0,01 \cdot 26,7)}{2,01} - 1 = 0,75.$$

Tabeli 6 kohaselt on antud savi siitkeplastes olekus.

8. PINNASE MEHAANILISED OMADUSED

Pinnase tugevusstaadiumid

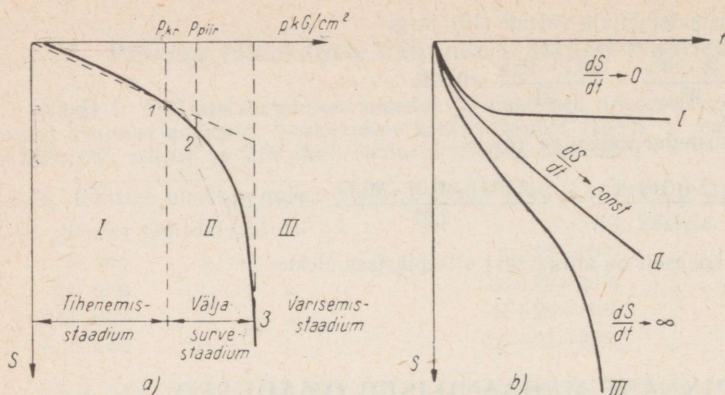
Hoonete ja ehitiste vundamentide projekteerimisel tuleb tagada aluse küllaldane tugevus ja hoida selle deformatsioonid lubatavates piirides.

Pinnase peamine iseärasus on see, et ta pole kompaktne keha, vaid sisaldab veega osaliselt või täielikult täitunud poore. Väliskoormuse mõjumisel toimub algul ainult pinnase tihenemine (kokkusurumine) pooride mahu vähenemise arvel. Tihenemise määr sõltub koormuse suuruselt ja pinnase poorsusest. Kui seejuures pinnase poorid on veega täitunud, siis võib tihenemine surve all toimuda ainult pinnase pooridest vee väljasurumise korral. Seetõttu sõltub tihenemise kiirus omakorda vee väljasurumise kiirusest, s. t. vee filtratsiooni kiirusest pinnases.

Pinnase koormuse suurendamisel ja eriti ehitiste põhjustatud horisontaaljõudude mõjumisel tekivad aluses nihkepinged, mis püüavad pinnaseosakesi vastastikku nihutada. Pinnase nihkevastupanu (nihketugevus) sõltub osakestevahelisest hõõrdest, savi-pinnaste puhul ka veel nidususest ehk kohesioonist. Juhul kui nihkepinged ületavad pinnase nihketugevuse, algab pinnaseosakeste nihkumine, mis kasvab intensiivselt ja viib lõpuks aluse varisemiseni.

Eespool vaadeldud nähteid iseloomustab hästi graafik, millel on näidatud stambi (koormusplaadi) või vundamenti vajumi sõltuvus koormusest (joon. 9).

Esimesel etapil toimub vajumine ainult pinnase tihenemise, s. t. pooride mahu muutumise arvel, kusjuures vajum sõltub koormusest lineaarselt. Aja jooksul niisugune vajumine lakkab (kustub). Kõvera sirgjoonelisele (lineaarsete) osale vastab pinnase tihenemise staadium.



Joon. 9. Pinnase tugevusstaadiumid:

a — vajumi sõltuvus koormusest; b — vajumi sõltuvus ajast

Kõvera teises osas, kus koormus suurem ja tekib osakeste vastastikune nihkumine, on vajumi ja koormuse vahelisel seosel kõverjooneline iseloom. Aja kulgedes suureneb vajum ühtlaselt. Pinnas deformeerub peamiselt osakeste nihete arvel. Seda pinnase vastupanustaadiumi nimetatakse väljasurumise staadiumiks. Selle algeriigidil pole pinnase kandevõime veel ammendatud. Kuid lõpuks põhjustab üha arenev nihe pinnases vajumi suurenemise ilma koormuse suurenemiseta, mille lõpptulemuseks on pinnase väljasurumine vundamendi alt.

Pinnasele antavad koormused peavad suuruse poolest vastama tihenemise staadiumile ja põhjustama ainult kustuvat vajumist. Seetõttu vundamendi koormus ei tohi ületada koormuse ja vajumi vahelist proportsionaalsuspiiri.

See asjaolu lubab pinnaseid vaadelda lineaarselt deformeeruvate kehadena, s. t. praktika jaoks küllaldase täpsusega lugeda deformatsioonid võrdeliseks pingetega. Sellel oletusel, et pinnas deformeerub lineaarselt, põhinevadki aluse pingete ja deformatsioonide arvutamise meetodid.

Pinnase kokkusurutavus ja kompressioonikatse

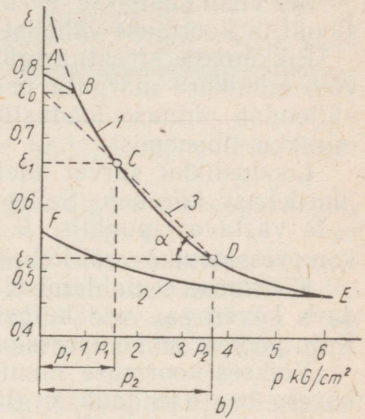
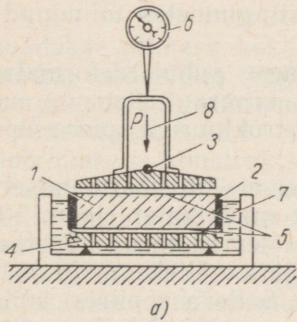
Pinnase kokkusurutavust uuritakse kas laboratooriumis või välitingimustes.

Laboratooriumis tehakse pinnase kokkusurutavuse katse ödomomeetriga (joon. 10, a). Pinnaseproov 1 asetatakse aparadi metallrõngasse 2. See asetseb kolvi 3 ja poorse põhja 4 vahel, mille läbi võib filtreeruda proovis sisalduv vaba vesi. Pinnasele surve

tekitamiseks antakse ödomeetri kolvile järk-järgult ($0,5 \text{ kG/cm}^2$ kaupa) kasvav koormus. Surve tõstetakse kuni $6 \dots 8 \text{ kG/cm}^2$ *. Proovi deformatsiooni mõõdetakse mõõtekella 6 abil.

Iga koormusastet hoitakse kuni deformatsioonide vaibumiseni, s. t. kuni pinnaseproovi vajumise stabiliseerumiseni. Liivpinnastes toimub see kiiresti — stabiliseerumise aega mõõdetakse minutitega. Savipinnastes võib aga stabiliseerumine kesta mitu päeva.

Koormusastmed ja proovi vastavad deformatsioonid kantakse graafikule: abstsissiteljele surve $p \text{ kG/cm}^2$, ordinaatteljele surve-deformatsioonid proovi poorsusteguri e muutumise näol (jõon. 10, b).



Joon. 10. Ödomeetri skeem:

a — ödomeeteriteim (-katse): 1 — pinnaseproov; 2 — rõngas; 3 — kolb; 4 — poorne põhi; 5 — filterpaber; 6 — mõõtekell; 7 — veega küllastunud pinnase uurimisel kasutatav veevann; 8 — koormus; b — kompressioonikõver: 1 — koormamisel tekkiv kõver; 2 — koormusest vabastamisel saadav kõver; 3 — sirgloik

Igale koormusastmele vastav poorsustegur määratakse proovi teimimisel saadava suhtelise deformatsiooni abil

$$e = \frac{\Delta}{h},$$

kus Δ — teimimisel mõõdetava deformatsiooni absoluutsuurus cm;

h — proovi kõrgus cm.

Seejuures loetakse, et proov deformeerub ainult pinnase pooride mahu muutumise arvel, kuid terad on kokkusurumatud.

* Õeldu kehtib liivpinnaste puhul. Savipinnaste korral valitakse surveastme suurus olenevalt pinnase konsistentsist. Tõlk.

Algolukorras, s. t. kuni koormuse rakendamiseni võib pinnaseproovi mahu ja poorsusteguri avaldada nii:

$$V = V_s + V_p = hF; \quad \epsilon_0 = \frac{V_p}{V_s},$$

kus F — proovi ristlõikepindala cm^2 .

Deformeerunud proovikeha (pärast koormuse rakendamist) maht vähenes $\Delta F = ehF$ võrra ja poorsustegur võrdub

$$\epsilon = \frac{V_p - ehF}{V_s} = \frac{V_p}{V_s} - \frac{e(V_s + V_p)}{V_s} = \epsilon_0 - e(1 + \epsilon_0). \quad (11)$$

Sel viisil saadakse kompressioonikõver, s. t. deformatsiooni ja koormuse vahelist seost iseloomustav kõver.

Rikkumata struktuuriga pinnaseproovi kompressioonikõveral võib mõnikord märgata peaaegu sirgjoonelist alglõiku AB , mis väljendab pinnase looduslikes lasumistingimustes toimunud loomulikkude tihenemist.

Looduslikku survet ületava koormuse puhul deformatsiooni juurdekasv kiireneb. Sellega seletubki kõvera iseloomu muutus ϵ_0 -le vastavas punktis B . Rikutud struktuuriga pinnaseproovi kompressioonikõveral lõik AB puudub.

Koormuse eemaldamisel tekkiv kõver ei ühti koormamisel saadava kõveraga, vaid kulgeb viimases madalamal (joon. 10, b). Kuju poolest on kompressioonikõvera mõlemad harud hüperboolid.

Väikeses koormuse muutuse vahemikus, näiteks p_1 ja p_2 , võib kõvera osa asendada sirglõiguga CD . Selle osa piires võib siis poorsusteguri ϵ ja rõhu p vahelise seose avaldada võrrandiga

$$\epsilon = \epsilon_0 - ap, \quad (12)$$

kus: ϵ_0 — sirglõigu pikendamisel saadav lõik vertikaalteljel;

a — $\text{tg } \alpha$ — pinnase tihenemismoodul ehk kokkusurutavusmoodul antud koormusintervallis.

Tihenemismooduli dimensioon on cm^2/kG .

Tihenemismooduli võib arvutada kompressioonikõveral võetud sirglõigu otspunktidele C ja D vastavate ϵ ja p väärtuste abil:

$$a = \frac{\epsilon_1 - \epsilon_2}{p_2 - p_1}. \quad (13)$$

Tihenemismooduli suuruselt olenevalt võivad pinnased olla:

$a \leq 0,001 \text{ cm}^2/\text{kG}$ puhul — vähe kokkusurutavad;

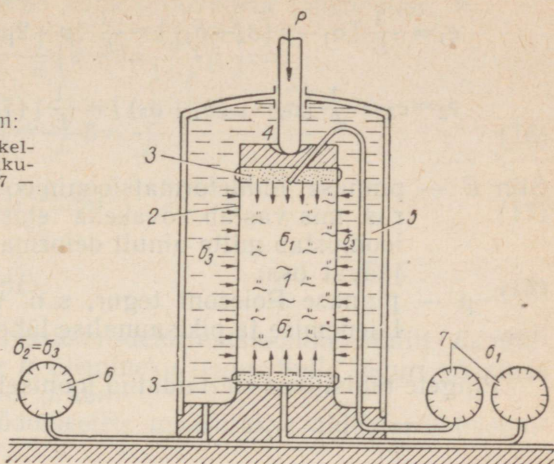
$a \leq 0,1 \text{ cm}^2/\text{kG}$ puhul — keskmiselt kokkusurutavad;

$a > 0,1 \text{ cm}^2/\text{kG}$ puhul — tugevasti kokkusurutavad.

Ödomeetril on oluline puudus. Pinnase hõõrde tõttu rõnga pin-

Joon. 11. Stabilomeetri skeem:

1 — pinnaseproov; 2 — kummikelme; 3 — kolvid; 4 ja 5 — vedelikuga täidetud katsekamber; 6 ja 7 — manomeetrid



nal saadakse pinnase kokkusurutavuse näitaja mõnevõrra teist-sugune kui looduslikes tingimustes.

See jääkade külgliseinte mõju kaob kolmetelgses surveaparaadis, mida nimetatakse stabilomeetrik (joon. 11).

Stabilomeetri konstruktsiooni iseärasus seisneb selles, et pinnaseproovi 1 katva kummikelme 2 ja paksuseinalise metallsilindri 5 vaheline ruum on täidetud vee või mõne teise vedelikuga 4 ja hermeetiliselt suletud. Sel viisil deformeerub katsekeha ilma pinnase hõõrdeta aparadi külgliseintel.

Vertikaalse väliskoormuse mõjumisel tekib pinnase horisontaalne surve (külgrõhk), mis suureneb võrdeliselt vertikaalkoormusega.

Pinnase teimimisel stabilomeetris registreeritakse külgrõhk, mille pinnaseproov annab vedelikule, manomeetriga 6. Sellest rõhust lähtudes arvutatakse üldistatud Hooke'i seaduse alusel valemi (15) abil pinnase Poissoni tegur μ .

Proovikeha kompressioonil tekkivad pinged ja deformatsioonid

Ödomeetri rõngasse asetatud pinnaseproovis tekib vertikaalkoormuse p mõjul surve. Samuti võtab ta vastu deformeerumatu rõnga seinte reaktsiooni igast küljest võrdse külgsurve q näol.

Niisiis on pinnaseproovist välja lõigatud elementaarkuubik surutud kolmes vastastikku ristiiolevas suunas (joon. 12).

Tugevusõpetusest tuntud üldistatud Hooke'i seaduse põhjal võib avaldada elementaarkuubi vertikaal- ja horisontaalsuunalise suhtelise lühenemise, eeldades, et kuup deformeerub lineaarselt ja

$$\sigma_2 = \sigma_3 = q:$$

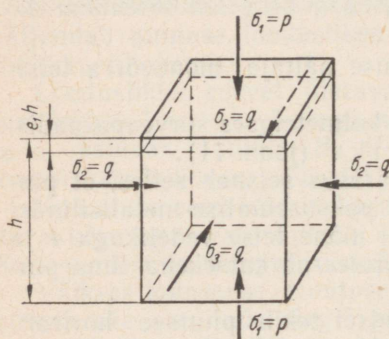
$$e_1 = \frac{1}{E} [\sigma_1 - \mu(\sigma_2 + \sigma_3)] = \frac{1}{E} (p - 2\mu q),$$

$$e_2 = e_3 = \frac{1}{E} [\sigma_2 - \mu(\sigma_1 + \sigma_3)] = \frac{1}{E} [(1 - \mu)q - \mu p]. \quad (14)$$

Siin E — pinnase ülddeformatsioonimoodul (kG/cm^2), s. o. suurus, mis vastab kõvakeha elastsusmoodulile, kuid ise loomustab mitte ainult deformatsiooni elastset, vaid ka jäävat osa;

μ — pinnase Poissoni tegur, s. o. materjali põiksuunalise laienemise ja pikisuunalise lühenemise suhe.

Pingete tähistused on näidatud joonisel 12.



Joon. 12. Pinnaseproovi kompressioonil tekkivad pinged ja deformatsioonid

Et jäiga rõnga tõttu proovikehal deformatsioonid horisontaalsuunas puuduvad, siis võib $e_2 = e_3$ avaldised võrrelda nulliga ja saada võrrandi

$$\frac{1}{E} [(1 - \mu)q - \mu p] = 0.$$

Kuna $1/E$ ei võrdu nulliga, tuleme järeldusele, et nulliga võrdub avaldis nurksulgudes. Siit saame

$$q = \frac{\mu}{1 - \mu} = \xi p. \quad (15)$$

Suurust ξ nimetatakse pinnase külgsurve teguriks. See tegur määrab pinnase külgsurve q ja vertikaalsurve p suhte külgede deformatsioonide puudumise korral.

Mõõtes vertikaalsurve p põhjustatud külgrõhu q suuruse, võib leida $\xi = \frac{q}{p}$ ja seega $\mu = \frac{\xi}{1 + \xi}$.

Avaldis (14) võimaldab leida proovikeha lühenemise

$$e_1 = \frac{1}{E} (p - 2\mu q) = \frac{1}{E} \left(p - 2\mu \frac{\mu}{1-\mu} p \right) =$$

$$= \frac{p}{E} \left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu} \right) = \frac{p}{E} \beta = \frac{p}{E_0}, \quad (16)$$

kus $\beta = 1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu} = \frac{(1-\xi)(1+2\xi)}{1+\xi}; \quad (17)$

$$E_0 = \frac{E}{\beta} \text{ ehk } E = \beta E_0. \quad (18)$$

Suurus β on kompressiooni-deformatsioonimoodulilt E_0 ülddeformatsioonimoodulile E ülemineku tegur. Selle teguri väärtuse saab arvutada leitud ξ või μ abil.

Pinnase teimimisel ödometris määratakse ülddeformatsiooni-moodul valemiga

$$E = \frac{1+\varepsilon}{a} \beta. \quad (19)$$

Pinnase teimimisel stabilomeetris määratakse ülddeformat-sioonimoodul valemiga

$$E = \frac{p}{e} \beta, \quad (20)$$

kus p — vertikaalsurve;
 e — suhteline deformatsioon.

Liiv- ja savipinnaste deformatsioonimoodulite keskmised väärtused on toodud tabelis 8a ja 8c, tegurite μ , ξ ja β väärtused tabelis 7*.

Lihtsustatud arvutuskeemi arvestava teguri β suuruseks võetakse 0,8 kõikide pinnaseliikide puhul**.

Tabel 7. Tegurite μ , ξ ja β väärtused

Pinnase liik	μ	ξ	β
Jämepeurd	0,27	0,37	0,80
Liiv ja saviliiv	0,30	0,43	0,74
Liivsavi	0,35	0,54	0,62
Savi	0,42	0,73	0,39

* Tabelid 7, 8a, 8b, 8c on koostatud СНиП II-Б.1-62 ja selles 1966. a. tehtud muudatuste alusel. *Tõlk.*

** See märkus on projekteerimisnormides СНиП II-Б.1-62 toodud vajumi arvutamise valemi juures /vt. p. 19, valem (66)/, kus tegur β peab korrigeerima lihtsustatud arvutuskeemi. Ülddeformatsioonimooduli E arvutamisel valemiga (19) tuleb erinevate pinnaste puhul anda tegurile β tabeli 7 kohaselt ka erinev väärtus. *Tõlk.*

Tabel 8a. Liivpinnaste (sõltumata east ja päritolust) lineaarsusparameetri c (kG/cm^2), sisehõordenurga φ (kraadides) ja deformatsiooni-mooduli E (kG/cm^2) norm- ja arvutusväärtused

Pinnase liik	Näitaja	Poorsustegur ε							
		0,41 ... 0,50		0,51 ... 0,60		0,61 ... 0,70		0,71 ... 0,80	
		norm.	arv.	norm.	arv.	norm.	arv.	norm.	arv.
Kruus- ja jämeliiv	c	0,02	—	0,01	—	—	—	—	—
	φ	43	41	40	38	38	36	—	—
	E	500	—	400	—	300	—	—	—
Keskliiv	c	0,03	—	0,02	—	0,01	—	—	—
	φ	40	38	38	36	35	33	—	—
	E	500	—	400	—	300	—	—	—
Peenliiv	c	0,06	0,01	0,04	—	0,02	—	—	—
	φ	38	36	36	34	32	30	28	26
	E	480	—	380	—	280	—	180	—
Tolmeliiv	c	0,08	0,02	0,06	0,01	0,04	—	0,02	—
	φ	36	34	34	32	30	28	26	24
	E	390	—	280	—	180	—	110	—

Tabelite 8a, 8b ja 8c kasutamisel tuleb silmas pidada järgmist.

1. Tabelis 8a toodud liivpinnaste näitarvud kehtivad sõltumata niiskusesisaldusest mitmesuguse terakulumise astmega kvartsliidude puhul, mis ei sisalda üle 20% pävakivi ja summaarselt üle 5% muid lisandeid (vilku, glaukoniiti, taimejäänuseid jm.).

2. Savipinnaste näitarvud tabelites 8b ja 8c kehtivad pinnaste puhul, mille küllastusmäär $G \geq 0,8$ ja taimejäänuste sisaldus kuni 5%.

3. Kui liiv- ja savipinnaseid iseloomustavad näitajad (poorsustegur ε , küllastusmäär G , niiskusesisaldus rullpiiril W_r , konsistents B) ületavad tabelleis 8a, 8b ja 8c antud piirid, tuleb nende pinnaste näitarvud c , φ ja E määrata ehitusgeoloogilise uurimise põhjal.

4. Kui pinnaste näitajad ε , G ja B on väiksemad tabelleis 8a, 8b ja 8c toodud alampiiridest, lubatakse näitarvud c , φ ja E võtta tagavara kasuks tabelite vastavate alampiiride järgi. Kuid majanduslikuma vundamendilahenduse saamiseks soovitatakse ka sel juhul näitarvud c , φ ja E määrata ehitusgeoloogilise uurimise teel.

Tabel 8b. Kvaternaari savipinnaste (konsistentsiga $0 \leq B \leq 1,0$) nidususe c (kG/cm²) ja sisehõordenurga φ (kraadides) norm- ja arvutusväärtused

Pinnase niiskuse- sisaldus rullpiiril W_r %	Näitaja	Poorsustegur ε											
		0,41 ... 0,50		0,51 ... 0,60		0,61 ... 0,70		0,71 ... 0,80		0,81 ... 0,95		0,96 ... 1,10	
		norm.	arv.	norm.	arv.	norm.	arv.	norm.	arv.	norm.	arv.	norm.	arv.
9,5 ... 12,4	c	0,12	0,03	0,08	0,01	0,06	—	—	—	—	—	—	—
	φ	25	23	24	22	23	21	—	—	—	—	—	—
12,5 ... 15,4	c	0,42	0,14	0,21	0,07	0,14	0,04	0,07	0,02	—	—	—	—
	φ	24	22	23	21	22	20	21	19	—	—	—	—
15,5 ... 18,4	c	—	—	0,50	0,19	0,25	0,11	0,19	0,08	0,11	0,04	0,08	0,02
	φ	—	—	22	20	21	19	20	18	19	17	18	16
18,5 ... 22,4	c	—	—	—	—	0,68	0,28	0,34	0,19	0,28	0,10	0,19	0,06
	φ	—	—	—	—	20	18	19	17	18	16	17	15
22,5 ... 26,4	c	—	—	—	—	—	—	0,82	0,36	0,41	0,25	0,36	0,12
	φ	—	—	—	—	—	—	18	16	17	15	16	14
26,5 ... 30,4	c	—	—	—	—	—	—	—	—	0,94	0,40	0,47	0,22
	φ	—	—	—	—	—	—	—	—	16	14	15	13

Tabel 8c. Kvaternaari savipinnaste deformatsioonimooduli E (kG/cm²) normatiivsed väärtused

Pinnase tekkeviis	Pinnase liik ja konsistents	Poorsustegur ϵ										
		0,31 ... 0,40	0,41 ... 0,50	0,51 ... 0,60	0,61 ... 0,70	0,71 ... 0,80	0,81 ... 0,90	0,91 ... 1,00	1,01 ... 1,10	1,11 ... 1,30	1,31 ... 1,50	1,51 ... 1,70
Alluviaalne; deluviaalne; järve-; järve-alluviaalne	Saviliiv $0 \leq B \leq 1$	—	320	240	160	100	70	—	—	—	—	—
	Liivsavi $0 \leq B \leq 0,25$ $0,25 < B \leq 0,50$ $0,50 < B \leq 1$	—	340	270	220	170	140	110	—	—	—	—
		—	320	250	190	140	110	80	—	—	—	—
		—	—	—	170	120	80	60	50	—	—	—
	Savi $0 \leq B \leq 0,25$ $0,25 < B \leq 0,50$ $0,50 < B \leq 1$	—	—	280	240	210	180	150	120	—	—	—
		—	—	—	210	180	150	120	90	—	—	—
—		—	—	—	150	120	90	70	—	—	—	
Fluvioglatsiaalne	Saviliiv $0 \leq B \leq 1$	—	330	240	170	110	70	—	—	—	—	
	Liivsavi $0 \leq B \leq 0,25$ $0,25 < B \leq 0,50$ $0,50 < B \leq 1$	—	400	330	270	210	—	—	—	—	—	
		—	350	280	220	170	140	—	—	—	—	
—		—	—	170	130	100	70	—	—	—		
Moreenne	Saviliiv, liivsavi $B \leq 0,5$	750	550	450	—	—	—	—	—	—	—	

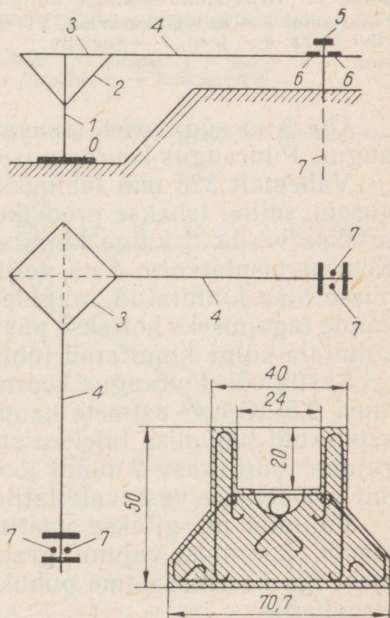
Pinnase kokkusurutavuse uurimine välitingimustes

Pinnase kokkusurutavuse uurimine laboratooriumis ei võimalda taastada kõiki looduslike tingimusi, kus pinnast ei piira mingisugused seinad, kus tihedus sügavusega suureneb jne. Seepärast täiendatakse eriti vastutusrikaste ehitiste rajamise puhul pinnase laboratoorset uurimist veel kokkusurutavuse uurimisega välitingimustes, s. t. modelleeritakse kohalikku koormust pinnase osalise külgdeformatsiooni võimalust arvestades.

Seejuures võib staatilise koormuse abil määrata pinnase deformatsioonimooduli E väärtuse ja selgitada koormatud pinnase vajumise ajalist kulgu.

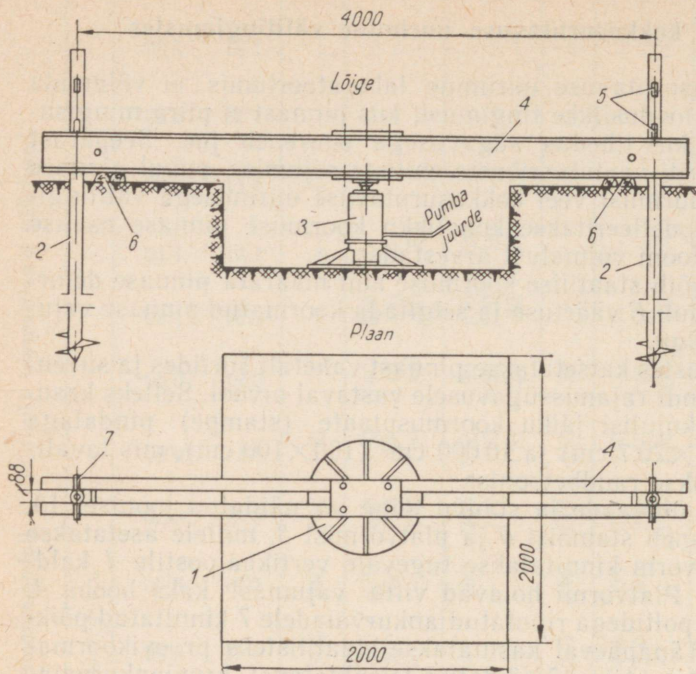
Välitingimustes katsetatakse pinnast vahetult šurfides ja süvendites vundamendi rajamissügavusele vastaval nivool. Selleks kasutatakse ruudukujulisi jäiku koormusplaate (stampe) pindalaga 5000 cm^2 ($70,7 \times 70,7 \text{ cm}$) ja $10\,000 \text{ cm}^2$ ($100 \times 100 \text{ cm}$), mis tavaliselt valmistatakse raudbetoonist.

Seadeldise üldvaade ja stambi lõige on näidatud joonisel 13. Seadeldis koosneb stambist 0 ja platvormist 3, millele asetatakse koormus. Platvorm kinnitatakse tugevale vertikaalpostile 1 kaldtugede 2 abil. Platvormi hoiavad viltu vajumast kaks hooba 4, mille otsad on poltidega riputatud ankurvaiadele 7 kinnitatud põikpuu 5 külge. Tänapäeval kasutatakse staatilisteks proovikoormamiseks joonistel 14 ja 15 näidatud teisaldatavat kruviankurvaiadega automaatseadeldist.



Joon. 13. Teisaldatava seadeldise skeem pinnase staatiliseks proovikoormamiseks (lõige ja plaan):

0 — stampe; 1 — vertikaalpost; 2 — kaldtoed; 3 — platvorm; 4 — tugihoo-
vad; 5 — põikpuu; 6 — tugipõikpuud;
7 — vaiad; all on antud standardse
raudbetoonstambi lõige



Joon. 14. Kruviankurvaiadega automaalseadeldise skeem:

1 — stamp; 2 — kruviankurvaiad; 3 — hüdrauliline tungraud; 4 — tugitala; 5 — pilud riivi jaoks; 6 — toed; 7 — tugiriiv

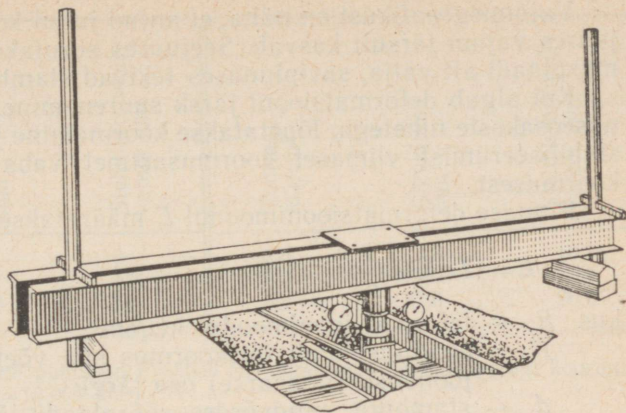
Üle 3 m sügavusel lasuvat pinnast proovikoormatakse puur-
augus. Puuraugus koormamise seadeldis on kujutatud joonisel 16.

Vähemalt 325 mm läbimõõduga manteltoru süvistatakse süga-
vuseni, millel tehakse proovikoormamine. Sellele kõrgusele paigu-
tatakse varda 3 külge kinnitatud 600 cm² pinnaga sõorstamp 2.
Koormamisplatvorm 6 on nelja tõmbi 7 abil riputatud varda üle-
misse otsa kinnitatud rangide 5 külge. Koormuse tsentrilise üle-
kande tagamiseks hoitakse püstvarda ülemine ots õigel kohal puur-
kolmjala külge kinnitatud juhtprusside 8 abil.

Surfis või puuraugus koormamisel suurendatakse stambi koor-
must 0,5 kG/cm² astmete kaupa. Seejuures hoitakse iga koormus-
astet kuni vajumise täieliku stabiliseerumiseni, s. t. niikaua kuni
vajumi juurdekasv 2 tunni jooksul ei ületa 0,1 mm. Stambi vaju-
mit mõõdetakse vastavale latile kinnitatud mõõtekellade abil.

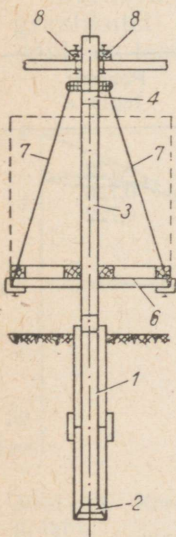
Vajumid märgitakse vaatluspäevikusse, seejärel joonistatakse
stambi koormuse-vajumi graafik ja vajumi graafiline sõltuvus
ajast iga koormusastme puhul. Graafikud joonistatakse millimeer-
terpaberile.

Joon. 15.
Seadeldise
üldvaade

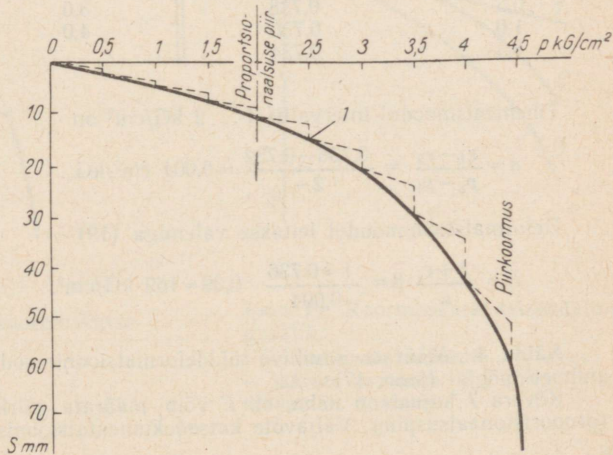


Šurfis tehtud pinnase staatilise proovikoormamise graafik on näidatud joonisel 17, kus 1 — koormusplaadi koormuse-vajumise kõver. Koormusplaadi vajumi suurenemise üle iga koormusastme puhul võib otsustada kõverale 1 kantud punktiirjoone vertikaal-lõikude järgi. Iga lõigu ülemine otspunkt vastab mõõteriistade näidule, mis saadi kohe pärast uue koormusastme lisamist, alu-mine otspunkt aga — antud koormusastme põhjustatud stabiili-seerunud vajumisele.

Joon. 16. Pinnase puuraugus proovikoormamise plat-vormi skeem:
1 — manteloru; 2 — stamp; 3 — varras; 4 — muhv; 5 — ran-gid; 6 — platvorm; 7 — tõmbid; 8 — juhtprussid



Joon. 17. Pinnase välikoormuskatse graafik (koormuse-vajumi kõver)



Vajumisgraafikust on näha, et antud juhul koormuse $4,5 \text{ kG/cm}^2$ juures vajum järsult kasvab. Seejuures surutakse liivpinnas koormusplaadi alt välja, savipinnases tekivad stambi ümber praod.

Kui algab deformatsiooni järsk suurenemine, mis kaasneb pinnaseosakeste nihetega, lõpetatakse koormamine ja pärast vajumise stabiliseerumist viimasel koormusastmel vabastatakse platvorm koormusest.

Pinnase deformatsioonimoodul E määratakse valemiga

$$E = (1 - \mu^2) \frac{P}{aS}, \quad (21)$$

kus E — deformatsioonimoodul kG/cm^2 ;

P — koormusplaadi täiskoormus kG ; võetakse kõvera sirgjoonelise (lineaarse) osa järgi;

d — stambiga pindvõrdse sõõrplaadi läbimõõt (600 cm^2 puhul $d = 27,7 \text{ cm}$, 5000 cm^2 puhul $d = 79,8 \text{ cm}$);

S — koormusele vastav lõppvajum cm ;

μ — pinnase Poissoni tegur.

Ülddeformatsioonimooduli määramise näited

Näide 3. Määrata sitkeplastse savi (vt. näide 2) ülddeformatsioonimoodul E ödomeeterteimi andmete põhjal. Katsetulemused on esitatud tabelis 9.

Tabel 9

Surve p kG/cm^2	Poorsus- tegur ϵ	Surve p kG/cm^2	Poorsus- tegur ϵ
0	0,740	2,0	0,732
0,5	0,738	3,0	0,726
1,0	0,736	4,0	0,722
1,5	0,734		

Tihenemismoodul intervallis $1 \dots 2 \text{ kG/cm}^2$ on

$$a = \frac{\epsilon_1 - \epsilon_2}{p_2 - p_1} = \frac{0,736 - 0,732}{2 - 1} = 0,004 \text{ cm}^2/\text{kG}.$$

Deformatsioonimoodul leitakse valemiga (19)

$$E = \frac{1 + \epsilon_1}{a} \beta = \frac{1 + 0,736}{0,004} \cdot 0,39 = 169 \text{ kG/cm}^2.$$

Näide 4. Määrata saviliiva ülddeformatsioonimoodul E välikoormuskatse andmete põhjal (joon. 17).

Kõvera 1 kujust on näha, et E võib määrata piirkonnas kuni 2 kG/cm^2 (proportsionaalsuspiir). Väljavõtte katsedokumentatsioonist on toodud tabelis 10.

Tabel 10. Koormusplaadi vajumi sõltuvus koormusest

Koormus kG/cm ²	Algvajum mm	Stabiliseerunud vajum mm	Koormus kG/cm ²	Algvajum mm	Stabiliseerunud vajum mm
0,0	0	0	2,0	8,5	10,5
0,5	1,2	1,8	2,5	11,0	15,0
1,0	3,0	5,0	3,0	17,0	20,0
1,5	6,0	8,0			

Surve $p=2$ kG/cm² puhul on $F=5000$ cm² pindalaga koormusplaadi koormuseks $P=pF=2 \cdot 5000=10\,000$ kG.

Koormusplaadiga pindvõrdse sõõri diameeter $d=79,8$ cm.

Stambi stabiliseerunud vajum surve 2 kG/cm² puhul oli graafiku kohaselt $S=10,5$ mm=1,05 cm.

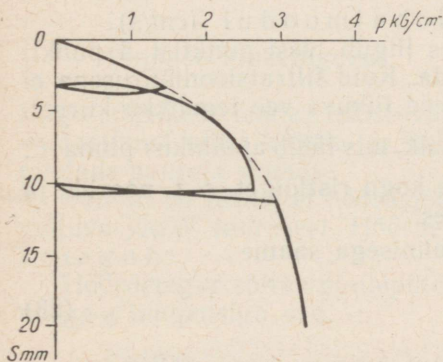
Tabeli 7 kohaselt on saviliiva Poissoni tegur $\mu=0,30$.

Deformatsioonimooduli E määramine valemiga (21):

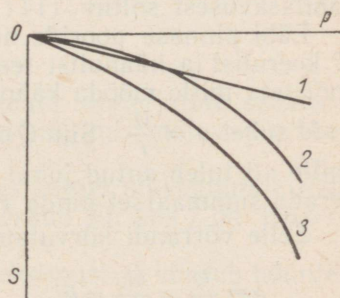
$$E = (1 - \mu^2) \frac{P}{dS} = (1 - 0,30^2) \frac{10\,000}{79,8 \cdot 1,05} = 108 \text{ kG/cm}^2.$$

Koormusplaadi koormamisel tekivad tema all pinnases taastuvad (elastsed) ja jäävad (plastsed) deformatsioonid.

Korduva koormamise ja koormusest vabanemise mõju avaldub graafikutel hüstereesisilmustena. Niisuguse graafiku näide on toodud joonisel 18.



Joon. 18. Korduva koormuskatse graafik



Joon. 19. Koormuskatse teisendatud graafik:

1 — taastuvate vajumite S_{el} sirge; 2 — jäävate vajumite S_{pl} kõver; 3 — üldvajumi S kõver

Stambi üldvajumite graafiku võib esitada teisendatult kolme kõvera kujul (joon. 19). Neist 1 vastab elastsele (taastuvale) vajumile S_{el} ; 2 — plastsele (jäävale) S_{pl} ja 3 — üldvajumile S . S -kõvera ordinaadid võrduvad S_{el} ja S_{pl} kõverate vastavate ordinaatide summaga.

Maapinnale asetatud stambi koormamisel vajub koos stambiga ka pinnas koormusplaadi vahetus ümbruses. Kuid need vajumid on põhiliselt taastuvad.

Pinnase veejuhtivus. Filtratsiooniseadus

Vaba pinnasevee liikumise põhiseaduse andis esimesena prantsuse insener A. Darcy 1885. a. Sõnastus kõlab nii: «Ajaühikus läbi pinnase filtreeruv veehulk on võrdeline ristlõikepinnaga ning rõhkude vahega vaadeldaval lõigul ja pöördvõrdeline filtratsioonitee pikkusega».

Vaatleme pinnasevee liikumist läbi ristlõike BC (vt. joon. 6). Eraldame selles ristlõikes pinna F . Tähistame sellest ristlõikepinnast ajaühikus läbivoolava veehulga Q . Joonise 6 kohaselt tähistame veevoolu teekonna projektsiooni punktide A ja B vahel L ning A ja B kõrguste vahe H .

Siis Darcy seaduse põhjal

$$Q = kF \frac{H}{L} . \quad (22)$$

Voolu langu iseloomustab hüdrauliline lang ehk gradient $i = \frac{H}{L}$. Nii võib Q anda kujus $Q = kFi$, kus k — pinnase veeläbilaskvusest sõltuv filtratsioonimoodul (cm/s).

Läbi pinnase pooride nõrgudes liigub vesi punktist A punkti B keerulist ja käänulist teed mööda. Kuid filtratsioonikiirusena ei mõisteta mitte mööda käänulist teed liikuva vee tegelikku kiirust, vaid suhet $q = \frac{Q}{F}$. Siin Q on veehulk, mis läbib ajaühikus pinna F , mille all tuleb antud juhul mõista kogu ristlõiget, s. t. pooride ja terade summaarset pinda ristlõikes.

Selle võrrandi kõrvutamisel eelmisega saame

$$q = \frac{Q}{F} = \frac{kFi}{F} = ki. \quad (23)$$

Looduses esinevad pinnasevee liikumiskiirused on isegi liivpinnastes tavaliselt tühised — enamasti ühest kuni mõne meetrini ööpäevas. Kuid üksikjuhtudel, näiteks kruusa ja jämeliiva puhul võib filtratsioonimoodul ulatuda kuni 100...150 m/ööp. Savipinnaste puhul on need kiirused tunduvalt väiksemad, langedes

peaaegu nullini. Seetõttu räägitakse vahel savipinnaste veepidavusest. See pole täpne, sest absoluutselt vettpidavat pinnast looduses ei ole.

Erinevate pinnaste filtratsioonimoodulite ligikaudsed väärtused on toodud tabelis 11.

Tabel 11. Pinnase filtratsioonimooduli ligikaudsed väärtused

Pinnase liik	k cm/s	Pinnase liik	k cm/s
Klibu ja kruus	$10^{-1} \dots 10$	Saviliiv	$10^{-5} \dots 10^{-3}$
Jämeliiv	$10^{-2} \dots 10^{-1}$	Liivsavi	$10^{-7} \dots 10^{-5}$
Keskliiv ja mudapinnas	$10^{-3} \dots 10^{-2}$	Savi	$10^{-10} \dots 10^{-7}$
Peenliiv, turvapinnas	$10^{-4} \dots 10^{-3}$		

Filtratsioonimooduli väljendamiseks dimensiooniga cm/aastas võib võtta $1 \text{ cm/s} = 3,15 \cdot 10^7 \text{ cm/a}$. ja $1 \text{ cm/s} = 864 \text{ m/ööp}$.

Savipinnastes avaldab filtratsioonile suurt mõju seotud vee olemasolu.

Savipinnaste puhul saab võrrand (23) teise kuju:

$$q = k(i - i_l), \quad (23a)$$

kus i_l — seotud vee vastupanu ületamiseks vajalik algrõhugradient ehk lävigradiënt.

Järelikult algab savipinnastes vee filtratsioon ainult juhul, kui rõhugradient i ületab antud pinnase lävigradiendi i_l .

Pinnase nihketugevus

Nagu füüsikast teada, takistavad pudedate materjalide osakeste vastastikust nihet hõõrde- ja kohesioonjõud, mis mõjuvad nihkepindade puutuja suunas.

Samuti on teada, et hõõrdejõu suurus sõltub nihkepinnale risti mõjuva jõu N suurusest. Hõõrdejõud võrdub Nf , kus f on hõõrde tegur.

Hõõrde tegur sõltub puutepindade iseloomust ja võrdub hõõrdenurga φ tangensiga, s. o.

$$f = \text{tg } \varphi. \quad (24)$$

Kui nihe toimub pinnasemassiivi sees, siis nimetatakse nurka φ vastavalt sisehõõrdenurgaks.

Sõltudes küll jõust N , ei sõltu hõõrdejõud aga puutepindade suurusest F , s. o. nihkepindalast. Kohesioonjõud aga vastupidi sõltub pindalast F ja võrdub cF , kus c — niidusus, s. o. kohesioon-

jõud pinnahikul kG/cm^2 . Suurus c sõltub keha ehitusest, milles nihe toimub, ja ei sõltu jõust N .

Niisiis avaldub pinnase nihketakistus T summana

$$T = N \operatorname{tg} \varphi + cF. \quad (25)$$

Väljendades nihketakistuse pinnahiku kohta, millel nihe toimub, saame nihketugevuse. Selleks tuleb eelnev T avaldis jagada F -ga:

$$\tau = \frac{T}{F} = \frac{N}{F} \operatorname{tg} \varphi + c = \rho \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (26)$$

kus ρ — nihkepinnaga risti mõjuv surve kG/cm^2 ;

c — nidusus kG/cm^2 .

Nihketugevuse näitavud φ ja c määratakse rikkumata struktuuriga ning loodusliku niiskusega pinnaseproovide teimimisel.

Nihke olemust uuritakse mitmesuguste aparatuuridega, mille skeem on näidatud joonisel 20.

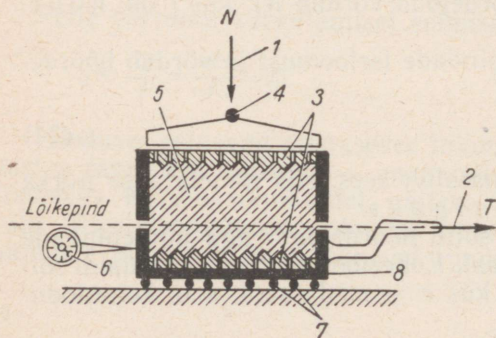
Vertikaalkoormust N lastakse mõjuda kuni pinnaseproovi deformatsiooni stabiliseerumiseni. Siis rakendatakse aparadi alumisele osale järk-järgult kasvav horisontaaljõud T . Selle jõu teatud suuruse juures algab aparadi alumise liikuva osa nihkumine ülemise liikumatu osa suhtes. See ongi nihke algus pinnases. Nihkejõud T tekitab horisontaalse lõikepinna pinnahikul nihkepinge $\tau \text{ kG/cm}^2$ ja koormus N samal pinnahikul vertikaalsurvepinge $\rho \text{ kG/cm}^2$.

Katset korratakse. Määratakse survetele p_2, p_3, p_4 jne. vastavad nihkepinged τ_2, τ_3, τ_4 jne.

Pinnase nihketeimi tulemused vormistatakse graafikute kujul (joon. 21). Abstsisssteljele kantakse vertikaalkoormuse N tekitatud surve $\rho \text{ kG/cm}^2$ ja ordinaatteljele — vastava nihkepinge τ suurused kG/cm^2 .

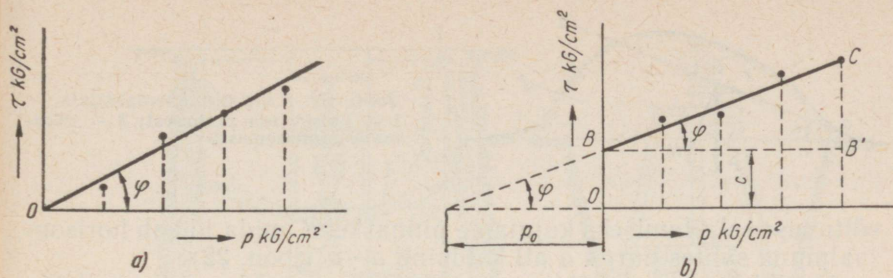
Liivpinnase puhul saadud punktid asetuvad ligikaudu sirgjoonel, mis lõikab ordinaattelge nullpunkti juures, sest liivpinnase nidusus on peaaegu null. Selle sirge kaldenurk abstsissstelje suhtes annabki liivpinnase sisehõordenurga suuruse.

Liivpinnase sisehõordenurk suureneb tiheduse ja terajämeduse



Joon. 20. Pinnase nihkeaparadi skeem:

1 — normaaljõud N ; 2 — horisontaaljõud T ; 3 — ogade ja aukudega plaadid; 4 — tsentreerimiskuul; 5 — pinnaseproov; 6 — mõõtekell; 7 — kuullaagrid; 8 — nihkekarp



Joon. 21. Nihkegraafikud:
 a — liivpinnasel; b — savipinnasel

suurenemisel. Ühtlase terastikulise koostisega liivadel, samuti ka ümardunud teradega liivadel on sisehõrdenurk ja järelikut ka nihketakistus väiksem kui ebaühtlase koostise ja ümardumata teradega liivadel.

Mõningane nidusus (haakumine) liivaosakeste vahel tekib sellepärast, et osakesed haakuvad üksteise külge pinna ebatasasuste tõttu. Haakumise mõju on seda suurem, mida suurem on liiva tihedus. Suurust c nimetatakse liivpinnaste puhul lineaarsusparameetrik.

Liivpinnaste normikohased sisehõrdenurgad ja lineaarsusparameetrid on toodud tabelis 8a.

Savipinnaste puhul lõikab korrelatsioonsirge BC telge tunduvalt ülalpool nullpunkti.

Selle sirge iga ordinaati võib vaadelda koosnevana konstantsest osast OB , mis võrdub c -ga, ja ülalpool OB muutuvast osast (näiteks $B'C$), mis võrdub $p \operatorname{tg} \varphi$.

Graafikust nähtub, et suurust c võib vaadelda teatava algsurve p_0 (kohesioonsurve) ja sisehõrdenurga tangensi korrutisena, s. t. $c = p_0 \operatorname{tg} \varphi$.

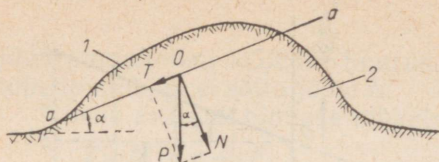
Savipinnaste nidususe põhjustajaks on molekulaar-tõmbejõud ja mõnel juhul ka osaliselt pinnasepoore täitva vee pindpinevusjõud. Pindpinevus on seda suurem, mida väiksemad on poorid.

Hoonete ja ehitiste aluste projekteerimise normides ja eeskirjades (СНП II-Б.1-62) antakse savipinnaste, mille küllastusmäär $G > 0,8$, sisehõrdenurga ja nidususe normatiivsed ja arvutuslikud suurused sõltuvalt looduslikust poorsustegurist ja niiskusesisaldusest rullpiiril (vt. tabel 8b).

Pinnase varikaldenurk

Pinnase varikaldenurgaks nimetatakse suurimat nurka, mis moodustub horisontaalpinna ja kergelt, ilma raputusteta puisutatud pinnase pealispinna vahel.

Pinnase varikaldenurk sõltub pinnase nihketakistusest. Selle



Joon. 22. Lihe pinnasemassiivis:
1 — libisev osa pinnasest; 2 — liikumatu pinnasemassiiv

sõltuvuse selgitamiseks kujutame pinnaskeha, mida lõikab horisontaalpinnas suhtes nurga α all kaldpind $a-a$ (joon. 22).

Kaldpinnast $a-a$ ülespoole jääv pinnas, mida võib vaadelda ühtse massiivina, võib säilitada tasakaalu või hakata liikuma temale rajatud ehitise ja omakaalu P mõjul.

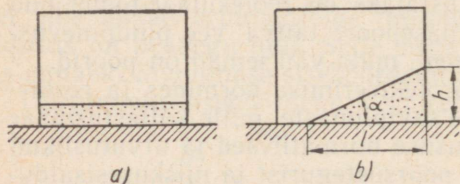
Lahutame P kaheks jõuks: tasapinnaga $a-a$ risti olevaks $N = P \cos \alpha$ ja paralleelseks $T = P \sin \alpha$. Jõud T püüab nihutada lõikepealset osa, mida hoiavad aga hõõrde- ja kohesioonjõud tasapinnal $a-a$.

Piirtasakaaluseisundis, kui nihutav jõud tasakaalustub nidususe ja hõõrdetakistusega, kuid nihet veel ei teki, kehtib võrdus (25), s. o. $T = N \operatorname{tg} \varphi + cF$.

Savipinnastes takistab lihet põhiliselt nidusus.

Kuival liival nidusus peaaegu puudub ja piirtasakaaluseisundit iseloomustab seos $T = N \operatorname{tg} \varphi$. Asendades N ja T saame $P \sin \alpha = P \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi$ ehk $\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} \varphi$ ja $\alpha = \varphi$, s. t. nidususega pinnase piirtasakaaluseisundis võrdub nurk α pinnase sisehõõrdenurgaga φ .

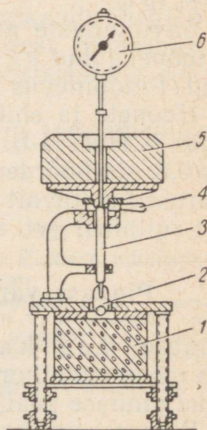
Liiva varikaldenurga määramine on kujutatud joonisel 23. Liiva varikaldenurk määratakse kaks korda — loodusliku niiskusesisalduse juures ja vee all. Selleks puistatakse liivpinnas täisnurksesse klaasnõusse nagu näidatud joonisel 23, a. Seejärel kallutatakse nõu vähemalt 45° ja lastakse ettevaatlikult tagasi algasendisse (joon. 23, b). Nüüd määratakse tekkinud kaldpinna ja horisontaali vaheline nurk α seose $h : l = \operatorname{tg} \alpha$ abil.

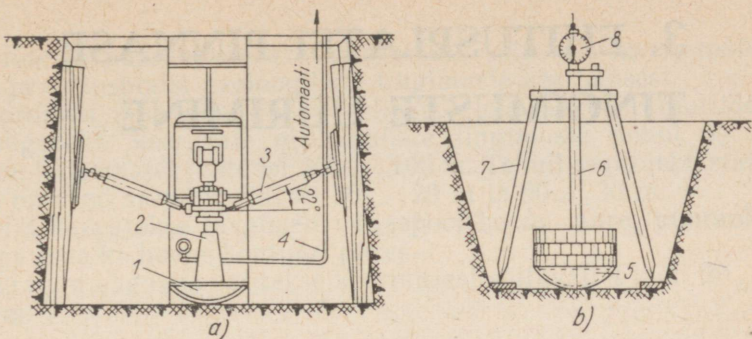


Joon. 23. Pinnase varikaldenurga määramise seadme skeem

Joon. 24. Aparadi skeem nidususe määramiseks proovikuuliga:

1 — pinnaseproov; 2 — kuulstamp; 3 — varras; 4 — seadekruvi; 5 — koormus; 6 — mõõtekell deformatsiooni mõõtmiseks





Joon. 25. Valgevene NSV Ehituse ja Arhitektuuri Akadeemias konstrueeritud seadeldis savipinnaste välikatseteks prof. Tsõtoviši kuulstampmeetodi kohaselt: *a* — kõva savipinnase jaoks; *b* — nõrga savipinnase ja turba jaoks; 1 — 50 cm läbimõõduga kera osa; 2 — 5-tonniline hüdrauline tungraud; 3 — tugiosa; 4 — toru püsivat survet hoidva reductoriga varustatud hüdraulilise pumba juurde; 5 — 50 cm või 30 cm läbimõõduga kera osa; 6 — varras koos koormusplaadiga; 7 — kolmjalg-staativ; 8 — mõõtekell

Viimastel aastatel on pinnase nihkenäitajate määramiseks esitatud rida uusi meetodeid: pinnase teimimine stabilomeetris (vt. joon. 11), proovikuuli surumine pinnasesse (joon. 24) analoogiliselt Brinelli kõvaduskatsetega jt.

Pinnase teimimine proovikuuliga (joon. 24) seisneb kuuli vajumi mõõtmises, mis on tekkinud konstantse koormuse P mõjul.

Pinnase ekvivalentnidusus määratakse sel juhul valemiga

$$c_h = 0,18 \frac{P}{\pi d S} \quad (27)$$

kus P — kogukoormus pinnasele kG;

d — kuuli läbimõõt cm;

S — kuuli vajum cm.

Ekvivalentnidusus c_h arvestab mitte ainult pinnase kohesioonjõude, vaid ka sisehõõret.

Nidususe c leidmiseks korrutatakse ekvivalentnidusus c_h sisehõõrdenurgast φ sõltuva teguriga K (tabel 12).

Tabel 12. Teguri K väärtused

Sisehõõrdenurk φ°	0	10	20	30
Tegur K	1	0,61	0,26	0,12

Viimastel aastatel on hakatud kuulkatset rakendada ka väli-tingimustes. Sel juhul kasutatakse kuni 1 m läbimõõduga kuulstampe (joon. 25).

3. EHITUSPLATSI PINNASE- TINGIMUSTE UURIMINE

9. VÄLIUURING

Uurimistööde maht

Ehitusplatsi pinnasetingimusi uuritakse selleks, et saada hoonete ja teiste ehitiste aluste ja vundamentide projekteerimiseks ja ehitusmeetodite valikuks vajalikke lähtematerjale.

Püstitatud ülesande täitmiseks on vaja teha mitmesuguseid uurimistöid.

1. Koostada ehituskoha topograafiline plaan koos horisontaalide pealekandmisega. See on vajalik ehituskruundi planeerimiskõrguse määramisel ja pinnavete eemaldamisviisi valikul. (Topograafiliste plaanide koostamist käsitletakse geodeesia kursuses).

2. Koguda andmeid naaberehitiste seisundi kohta. Need andmed on tavaliselt väga hinnatavad tulevase aluse iseloomustamiseks ja vundamentitüübi valikuks. Mõnel juhul võimaldavad need andmed piirata uurimistööde mahtu ehitusplatsil.

3. Uurida ehitusplatsi pinnasetingimusi. Selleks tuleb eelkõige tutvuda ehitusrajooni ja selle naaberalade ehitusgeoloogiliste uurimiste arhiivimaterjalidega (aruannetega jne.). Teiseks tuleb korraldada geoloogiline uuring ehitusplatsil endal (uuringutehnikat kirjeldatakse edaspidi).

4. Uurida hüdrogeoloogilisi andmeid: pinnasevete režiimi ja eriti kõrgeimat ja madalaimat veeseisu, pinnasevee keemilist koostist ja tema mõju vundamenti materjalile. Hüdrogeoloogilised andmed selgitatakse üheaegselt pinnasetingimuste uurimisega.

5. Uurida aluse kandevõime määramiseks vajalikke füüsikalisi näitajaid. Nende näitajate määramiseks on vajalik laboratoorne varustus.

Sügaval asetsevate pinnasekihtide väliuurimine tehakse surfimise ja puurimise teel. Seda tööd võib tunduvalt kergendada kohalike paljandunud kihtide eelnev uurimine looduslikes ja tehissüvendeis.

Šurfide ja puuraukude arv määratakse sõltuvalt hoone mõõtetest ja ehitusplatsi geoloogiliste tingimuste keerukusest.

Eelprojekti staadiumi jaoks valitakse puuraukude (šurfide) vahekauguseks keerukate geoloogiliste tingimuste puhul 50... 30 m, lihtsamatel juhtudel 200... 100 m. Tehnilise projekti staadiumis on need arvud vastavalt 30... 20 m ja 50... 30 m.

Šurfid kaevatakse tavaliselt väljaspool hoone piire, puurauke võib aga teha ka hoone kontuuri piires.

Puuraugu sügavus valitakse koormusest sõltuvalt 4 kuni 20... 25 m.

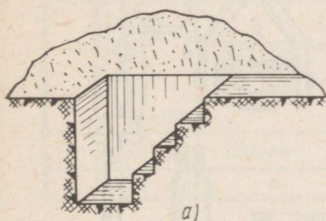
Šurfimine

Šurfiks nimetatakse pinnase vaatluse ja proovide võtmise jaoks maa sisse tehtud süvendit. Šurfi mõõtmised tuleb valida nii väikesed, kui töötingimused seda lubavad. Tavaliselt tehakse šurfid ümmarguste (läbimõõt 0,65... 1 m) või täisnurksete kaevanditena (vähemalt $1 \times 1,2$ m).

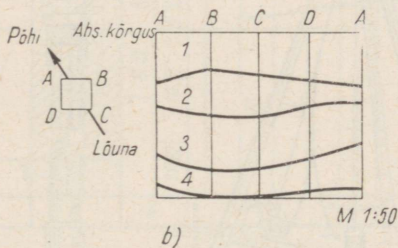
Šurfi üldvaade on näidatud joonisel 26, a, šurfi pinnalaotus koos kihtide märkimisega neljal seinal — joonisel 26, b.

Suure töömahu puhul tuleb šurfide kaevamiseks kasutada autošassiile ГАЗ-51 monteeritud spetsiaalset šurfikaevamismasinat ШКМ-1 (joon. 27).

Seda iseliikuvat masinat teenindab kolm töölist. Masin võib



a)



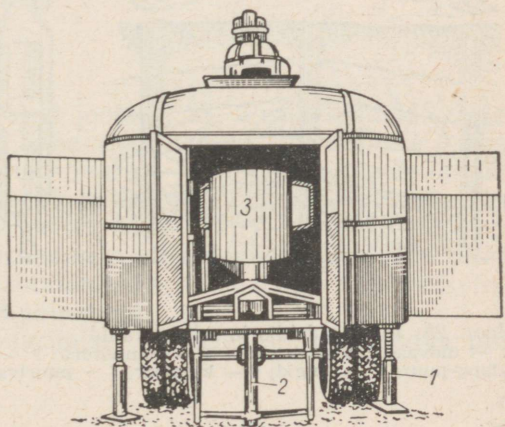
b)

Joon. 26. Šurfi üldvaade ja pinnalaotus:

1, 2, 3 ja 4 — pinnasekihid

Joon. 27. Šurfikaevamismasin ШКМ-1 tööasendis:

1 — tungraud; 2 — puurivarras; 3 — puur



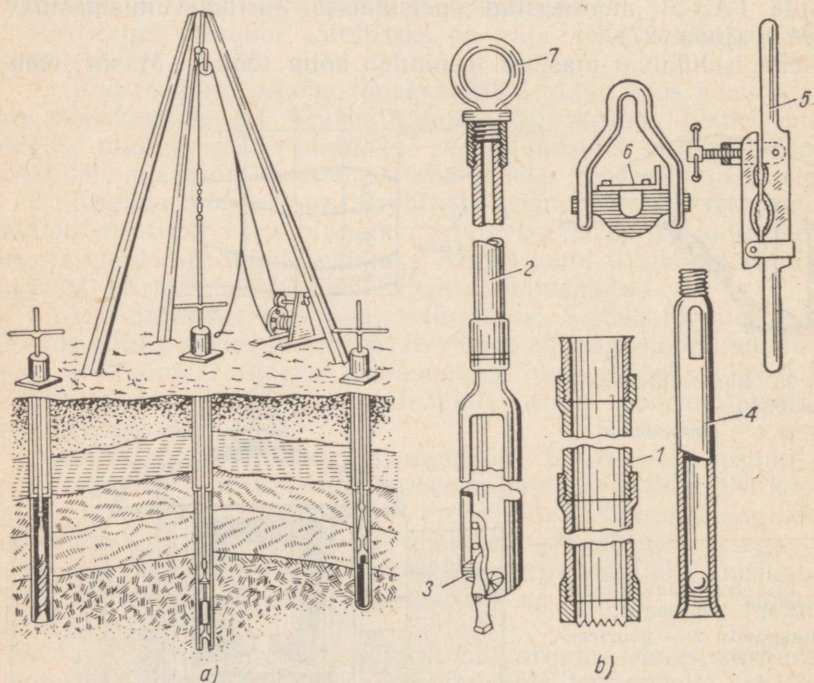
kaevata kuni 10 m sügavuse šurfi läbimõõduga 65...80 cm. Masina tootlikkus on neli korda suurem kui käsitsitööl. Vastavalt alaneb ka tööde omahind. Šurfi täitmiseks pärast pinnaseproovide võtmist on masinal niinimetatud puisteseade.

Tihedates pinnastes võib toime tulla šurfi seinu kindlustamata. Nõrkades pinnastes, kus vertikaalnõlv ei püsi, tuleb šurfi seinu kindlustada ja mullatööde tegemisel ning pinnaseproovide võtmisel järgida ohutustehnika eeskirju. Eriti vajalik on seinte kindlus liivpinnastes — vastasel juhul võib šurf ootamatult variseda.

Šurfe võib eriliste raskusteta kaevata kuni pinnaseveeni. Pinnasevees on kaevamine raskendatud ja šurfimise tuleks asendada puurimisega.

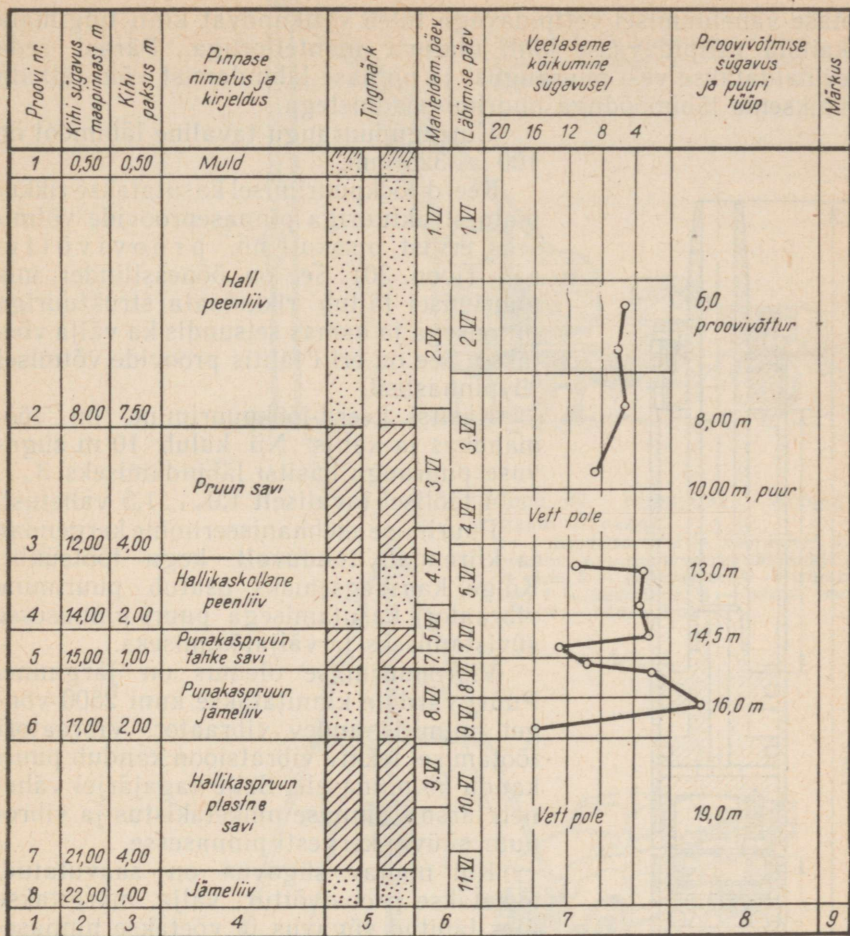
Puurimine

Uuringupuuraugud — need on üle 5 m sügavused väikese läbimõõduga augud. Puuraukude tegemiseks kasutatakse kas statsionaarseid või auto- või roomikveokile monteeritud puurmasinaid ja keerd-löökpuurimise käsiseadmeid.



Joon. 28. Puurseadeldis ja selle detailid:

a — üldvaade; b — detailid; 1 — manteltoru; 2 — puurivarras; 3 — lusikpuur; 4 — klapp-puur; 5 — rangid; 6 — klamber; 7 — puurivarda rõngas



Joon. 29. Puuraugu tulpprofiili vorm

Puurseadeldis on kujutatud joonisel 28. Peale seadeldise üldvaate (joon. 28, a) on siin näha (joon. 28, b) manteloru 1 ning puurivarras 2 otsakuga — lusikpuuriga 3 pehmete pinnaste läbimiseks ja klapp-puuriga 4 veega küllastunud liivades puurimiseks. Kaljupinnastes kasutatakse peitelpuuri.

Joonisel 29 on puurimisandmete kirjeldamise näide, nn. puuraugu tulpprofiil. Kasutatakse ka lihtsustatud märkimisviisi, mille puhul lahtrid 6, 7 ja 8 puuduvad.

Erilisi takistusi teeb puurimisel pinnasevesi. Vettkandva pin-

nase vaheldumisel vettpidavaga tuleb vettkandvat kihti tingimata kaitsta vettpidavasse kihti ulatuva manteltoruga. Pärast seda eemaldatakse vesi puuraugust ja pinnase läbindamist võib jätkata väiksema läbimõõduga puurimiseseadmetega.

Uuringupuuraugu tavaline läbimõõt on 100 ... 325 mm.

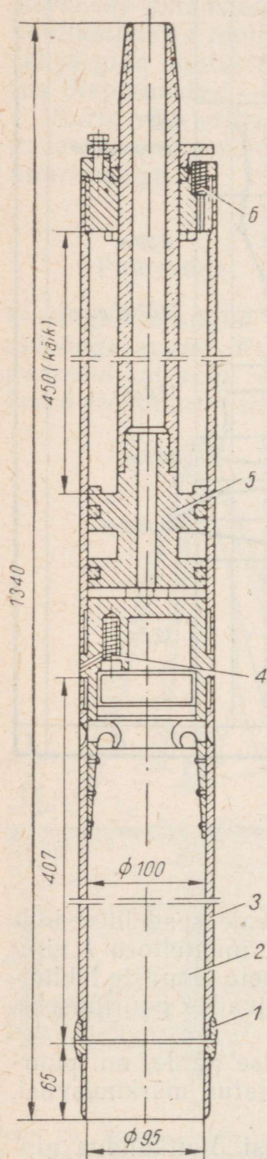
Keerd-löökpuurimisel kasutatakse rikkumata struktuuriga pinnaseproovide võtmiseks erilist otsakut, nn. proovivõtturit (joon. 30). See on õõnessilinder, mis puurimisel täitub rikkumata struktuuriga pinnasega ja samas seisundis ka välja võetakse. See on eriti tähtis proovide võtmisel liivpinnastest.

Käsitsi keerd-löökpuurimine on töömahukas ja kallis. Nii kulub 10 m sügavuse puuraugu käsitsi läbindamiseks 3 ... 4 töölisel tavaliselt 1,0 ... 1,5 vahetust.

Puurimise mehhaniseerimine kergendab ja kiirendab tunduvalt kogu töösükli. Kõige kaasaegsemaks osutub puurimine vibraatori kasutamisega puuri pinnasesse süvistamiseks ja väljatõstmiseks.

Vibropuurimise olemus on järgmine. Puuri vardale kinnitatakse kuni 2500 võnget minutis andev vibraator. Vibraatori töötamisel tekkinud vibratsioon kandub puuri kaudu ka pinnasele. Selle tagajärjel väheneb järsult pinnase nihketakistus ja vibropuur süüvib kergesti pinnasesse.

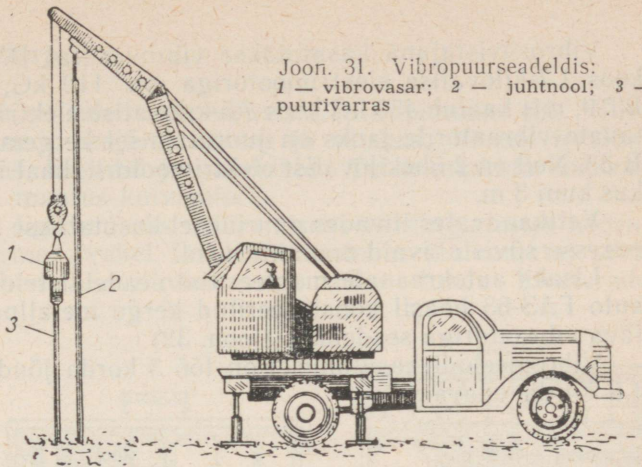
Kui nõutav sügavus on saavutatud, tõstetakse proovivõttur välja, märgitakse üles läbitud sügavus ja võetakse pinnaseproovid. Spetsiaalse sondi abil loigatakse pinnase looduslikest kihtidest välja p u u r s ü d a m i k, s. o. silindriline proovikeha, mis annab piltliku kujutise läbitud pinnase geoloogilisest ehitusest. Madalate puuraukude puhul on otstarbekas kasutada puurotsakut, mille pikkus võrdub puuraugu



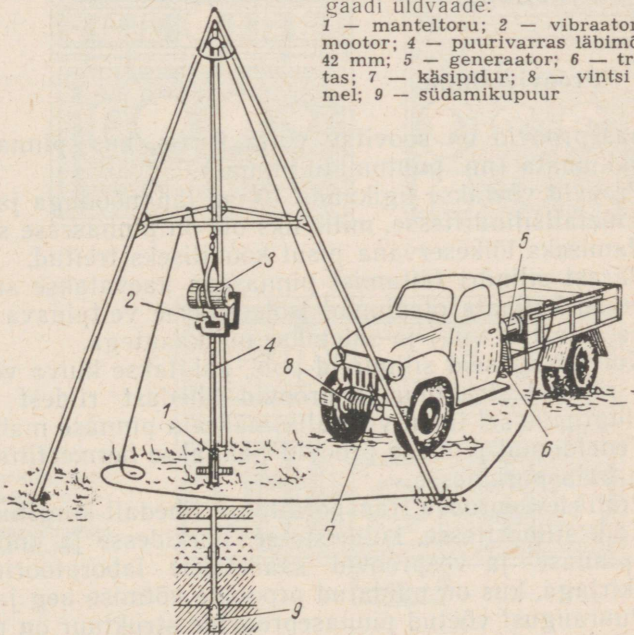
Joon. 30. «Vundamentprojekti» tüüpi hüdraulilise surveadmega õhukeseseinaline proovivõttur:

1 — king; 2 — südamik; 3 — õhukeseseinaline hüls; 4 ja 6 — kuulklapid õhu väljalaskmiseks pinnaseproovi võtmisel; 5 — kolb

Joon. 31. Vibropuurseadeldis:
1 — vibrovasar; 2 — juhtnool; 3 —
puurivarras



Joon. 32. Kolmjalaga vibroagregaadi üldvaade:
1 — mantelтору; 2 — vibraator; 3 —
mootor; 4 — puurivarras läbimõõduga
42 mm; 5 — generaator; 6 — trossiratas;
7 — käsipidur; 8 — vintsi trummel;
9 — südamikupuur



sügavusega. See võimaldab korraka saada täieliku geoloogilise läbilõike kogu puuraugust.

Joonisel 31 on näidatud 3-tonnise tõstejõuga autokraanale monteeritud vibropuurseadeldis.

Vibrometodil läbindatavate puuraukude sügavus on harilikult kuni 25 m, läbimõõt 74 kuni 200 mm.

Vibrosüvistajana kasutatakse vibrovasarat БМГ-5, mille kaal koos 1,7-kilovatise elektrimootoriga on 110 kG, või vibraatorit BT-9, mis kaalub 450 kG koos 7,5-kilovatise elektrimootoriga. Kantavate vibraatorite jaoks on juurutamisel kergemad vibrovasarad B-33. Neil on 2 ühekilovatist elektrimootorit, kaal 70 kG, sondi pikkus kuni 3 m.

Vettkandvates liivades puurimisel kasutatakse vibraatoriga pinnasesse süvistatavaid manteltorusid.

Lisaks autokraanale monteeritud seadeldistele kasutatakse ka auto ГАЗ-63 baasil konstrueeritud kerge metallpuurtorni ja kantava vibraatoriga seadeldist (joon. 32).

Vibromeetodi kasutamisel on töö 3 korda jõudsam ja puurauk 1,5 korda odavam.

10. PINNASE- JA VEEPROOVIDE VÕTMINE JA KIRJELDUS

Proovivõtmine

Pinnaseproovid on soovitatav võtta šurfiis, kus pinnase struktuur on rikkumata (nn. puutumatu pinnas).

Proovid võetakse ligikaudu 10 cm läbimõõduga ja avatud otstega metallsilindritesse, mille üks ots on pinnasesse surumise kergendamiseks lõikeservana pisut kooniliseks treitud.

Pärast silindri täitumist pinnasega kaevatakse silinder välja, mõlemad katmata otspinnad isoleeritakse vettpidava materjaliga (vaha, parafiin vm.) ja suletakse puitkaantega.

Kui niisuguseid silindreid pole, pakitakse kuiva või niiske pinnase rikitud struktuuriga proovid tihedast riidest kotikestesse. Muidugi pole sel juhul võimalik määrata pinnase mahukaalu.

Vedeldunud pinnase proovid pakitakse hermeetiliselt suletavatesse klaaspurkidesse.

Pinnaseveeproove transporditakse tihedalt korgitud pudelites.

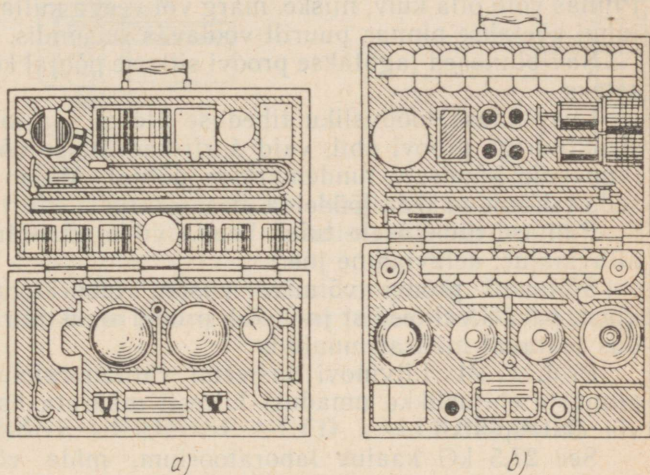
Kõik silindritesse, kotikestesse, purkidesse ja pudelitesse võetud pinnase- ja veeproovid saadetakse laboratoriumisse koos kaaskirjaga, kus on näidatud proovide võtmise aeg ja koht.

Puuraugust võetud pinnaseproovide struktuur on rikitud. Võib esineda ka juhuseid, kus võetud proovi satub mitmesuguseid pinnaseosi erinevatest sügavustest. Seetõttu annab täpsemaid tulemusi šurfimine, mis võimaldab proove võtta hästi vaadeldavast pinnasest. Pinnaseproovide katsetamine tuleb korraldada kohe pärast proovide võtmist, sest muidu võivad nad muutuda, eriti kuivamisel. Kui seda mitte arvestada, muutuvad pinnase värvus ja tihedus.

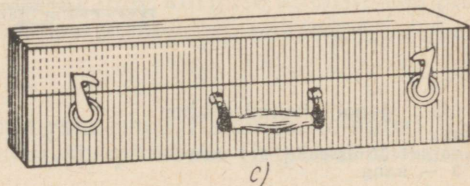
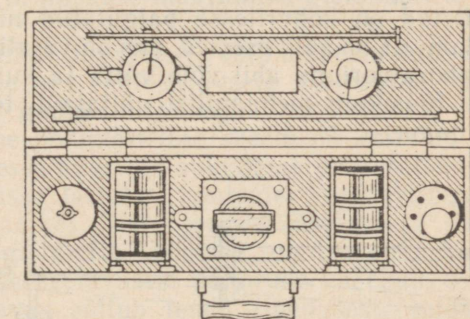
Proovide kirjeldus

Proovi kirjeldamisel tuleb esimesena näidata pinnase liik (liiv, savi, lubjakivi jne.), seejärel värvus ja niiskus, liivade teraline koostis ja tihedus, lisandid ja vahekihid. Tuleb märkida ka, kas proovide värvus muutus kuivamisel.

Pinnase liigi ligikaudseks määramiseks välitingimustes hõõrutakse pinnast sõrmede vahel. Looduslikus olekus (kuivamata) savi-pinnased on pehmed, saviliivades aga annab tunda liivaterade kõvadus.



Joon. 33. I. M. Litvinovi
pinnase-välilaboratoorium:
a — põhikomplekt; b —
kompressiooniseadmed; c —
kohver nihkeaparaadiga
avatud ja suletud kujul



Pinnastel on ka teisi eraldustunnuseid. Nii saab plastseid savi-pinnaseid peopesal rullida pikaks ja peeneks pulgaks; liivsavid on vähem plastsed, pudenevad ja annavad rabeda pulga; saviliiv aga pudeneb koost ja pulga rullimine pole üldse võimalik.

Pinnase värvust mõjutavad lisandid. Huumusained annavad pinnasele musta värvuse või väikese koguse puhul — halli; raudoksiidil on punane või roostekarva toon, lubjal — valge või valkjas. Seega annab pinnase värvus ettekujutuse lisandite olemasolust.

Niiskusesisaldus hinnatakse välikirjelduse puhul silma järgi. Pinnas võib olla kuiv, niiske, märg või veega küllastunud. Viimasel juhul võetakse pinnas puurilt voolavas seisundis.

Savipinnased jagatakse proovi sitkuse põhjal kõvadeks ja plastseteks.

Liivpinnase loodusliku tiheduse üle ei saa otsustada rikutud struktuuriga proovi abil, vaid šurfi kaevamise või puurimise ajal ilmnevate kaudsete tundemärkide põhjal. Mida tihedam pinnas, seda raskem on teda töödelda.

Pinnase nimetusele tuleb lisada viide päritolu kohta (näiteks alluviaalne, deluviaalne jne.).

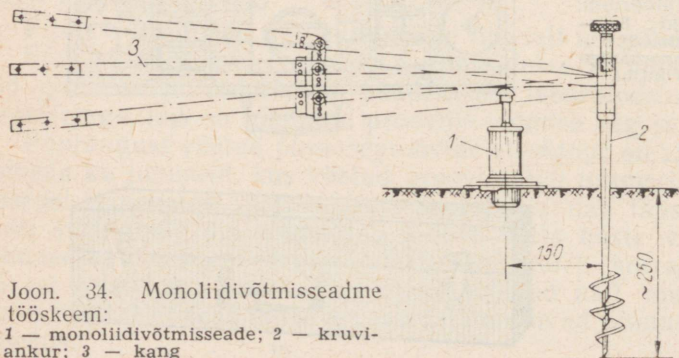
Sõltuvalt proovi võtmise viisist, laboratooriumis hoidmise ajast, pakkekvaliteedist jne. võib proovi struktuur ja niiskusesisaldus teataval määral muutuda.

Prof. I. M. Litvinovi süsteemi välilaboratoorium võimaldab pinnaste ehituslikke omadusi kiiresti määrata ka välitingimustes või ehitusplatsil.

See 27,5 kG kaaluv laboratoorium, mida võib üks inimene kanda, on paigutatud nelja kohvrise.

Riistad on kohvrisesse paigutatud niisuguse arvestusega, et igas kohvrises on kõik esemed, mis on vajalikud teatava katse juures.

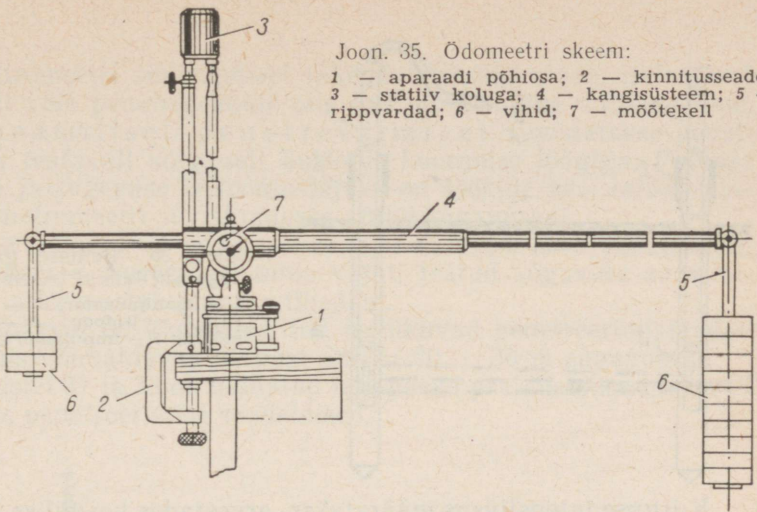
Laboratooriumi abil võib võtta ja kuivatada proove, määrata nende füüsikalisi-mehaanilisi näitajaid, teha nihke- ja kompressiooniteime.



Joon. 34. Monoliidivõtmisseadme tööskeem:
1 — monoliidivõtmisseade; 2 — kruvi-
ankur; 3 — kang

Joon. 35. Ödomeetri skeem:

1 — aparadi põhiosa; 2 — kinnitusseade;
 3 — statiiv koluga; 4 — kangisüsteem; 5 —
 rippvardad; 6 — vihid; 7 — mõõtekell



Võrreldes harilike laboratoorsete katsetega, võimaldab I. M. Litvinovi välilaboratoorium pinnaste uurimist kiirendada 15...20 korda.

Joonisel 33 on näidatud laboratooriumikomplekti üldvaade; joonisel 34 seadme tööskeem proovi võtmisel ja joonisel 35 ödomeetri skeem.

11. PINNASE UURIMISE UUED VÄLIMEETODID

Pinnase tiheduse ja niiskuse määramine gammakiirte abil

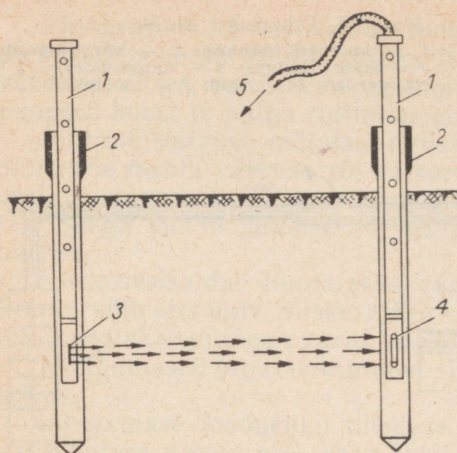
Pinnase tiheduse looduslikes tingimustes võib määrata šurfi kaevamata pinnase kiiritamise teel radioaktiivsete isotoopide (näiteks koobalti isotoobi Co-60) gammakiirgusega.

Pinnasekiiritusseadme põhimõtteline skeem on esitatud joonisel 36. Eelnevalt pinnasesse puuritud aukudesse paigutatakse kaks vertikaalatoru. Ühte torusse lastakse konteiner radioaktiivse kiirgusallikaga (koobaltraadike). Teise torusse asetatakse gammakvantide mõõtja, mis registreerib kiirguse intensiivsust. Viimane sõltub kiiritatava pinnase neelavusest ja torude vahekaugusest.

Pinnase kiirgusneelavus sõltub tema tihedusest, mida võib väljendada mahukaalu γ_0 abil. Kui on teada torude puhas vahekaugus (tavaliselt võetakse 0,5 m) ning kiirguse intensiivsus pinnases ja õhus, siis võib leida pinnase mahukaalu valemiga

$$\gamma_0 = 1,15 \log \frac{I_1}{I_2}, \quad (28)$$

kus I_1 — kiirguse intensiivsus õhus (impulssi minutis);
 I_2 — kiirguse intensiivsus pinnases (impulssi minutis).



Joon. 36. Pinnase gammakiir-
tega kiiritamise skeem:

1 — manipulaator; 2 — mantelto-
ru; 3 — isotoop; 4 — kiirguse-
mõõtja; 5 — impulsside loenduris

Kiirguse intensiivsus määratakse, arvestades kosmilise kiirguse foonist ja radiomeetrilise aparatuuri nn. surnud ajast sõltuvaid parandusi.

Looduslikes lasumistingimustes oleva pinnase mahukaalu kii-
reks määramiseks konstrueerisid S. I. Nossal, D. J. Polšin ja
I. I. Tšerkassov radiomeetrilise sondi. Selle abil läbitakse puurauk
kuni 1,6 m sügavuseni. Puuraukudesse asetatakse 40 mm läbimõõ-
duga terastorud, mis alt on hermeetiliselt suletud kooniliste otsa-
kutega.

5... 10 milliküriise aktiivsusega koobalti radioaktiivne isotoop
asetseb töökonteineris terassilindrikese kujul. Töökonteiner viiakse
ühte torudest varrasmanipulaatori abil.

Mõõtur võimaldab lugeda impulsse vahemikus 10 kuni 100 000
impulssi minutis (näiteks A. I. Danilini või L. N. Korobljovi mõõ-
tur, loendur ПС-64).

Teenindava personali kaitseks hoitakse töökonteinerit katse
vaheaegadel vähemalt 50 mm paksuse tinakattega kaitsekonte-
ineris.

Keskmise tihedusega pinnastes võtab 1,5 m sügavuse puuraugu
läbimine ja 14 kõrgusel mõõtmine aega umbes 2 tundi. Pinnase
mahukaalu määramise täpsus on ligikaudu 1%.

Pinnase tiheduse määramine penetratsiooni (sondimise) teel

Penetreerimisel määratakse looduslikus olekus liiva
tihedus penetromeetri (sondi) süvistamiseks vajamineva jõu alu-
sel. Penetromeeter on metallvarras, mida jätkatakse süvis-
tamise käigus. Varras lõpeb koonusekujulise otsakuga, mille läbi-
mõõt on 33... 77 mm.

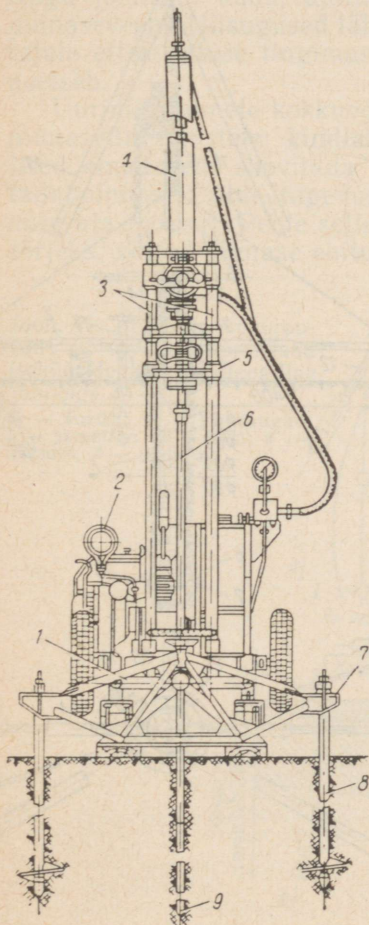
Penetromeetri süvistamisel rakendatava koormuse iseloomust olenevalt võib penetreerimine olla kas dünaamiline või staatiline.

Dünaamilisel penetreerimisel süvistatakse penetromeeter teatavalt kõrguselt kukkuva koormuse löögiga. Pinnase tiheduse ja tugevuse iseloomustajaks on löökide arv, mida vajatakse penetromeetri süvistamiseks antud sügavuseni.

Staatilisel penetreerimisel surutakse penetromeeter pinnasesse. Survejõud, mida vajati teatud sügavuse saavutamiseks, iseloomustab pinnase tihedust.

Tänapäeval on konstrueeritud iseliikuvad penetreerimisseadeldised, mis võimaldavad pinnast uurida 20...30 m sügavuseni.

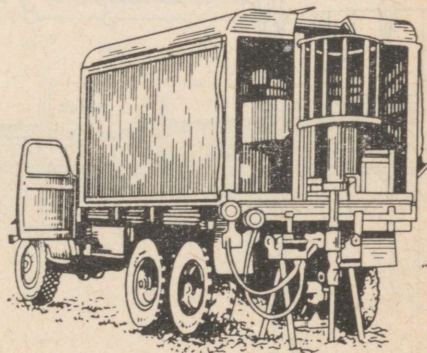
Joonistel 37 ja 38 on näidatud tänapäeva praktikas kasutatavad staatilise penetreerimise seadeldised.



Joon 37. Seadeldis V3K-3:

1 — tugiraam; 2 — pumbajaam; 3 — juhtpostid; 4 — hüdrauliline tungraud; 5 — survemõõtepea; 6 — penetromeeter; 7 — põiktraaversid; 8 — ankurkrivivaiad; 9 — koonus

Joon. 38. Seadeldis IV-117 veoauto ЗИЛ-157 baasil



Nihkekatsed tiiviksondiga

Pinnase nihketugevuse määramiseks välitingimustes kasutatakse tänapäeval spetsiaalseid tiiviksonde ehk tiivikuid. Tiiviksond koosneb neljast ristikujuliselt ühendatud metall-labast (joon. 39). Katsetamisel surutakse algul tiiviksond puurauku ja siis sondi pööramise abil lõigatakse pinnast mööda silinderpinda kõrgusega h ja läbimõõduga d . Maksimalne lõikejõud määratakse dünamomeetriga.

Seda võtet kasutatakse savipinnaste nihketugevuse määramisel.

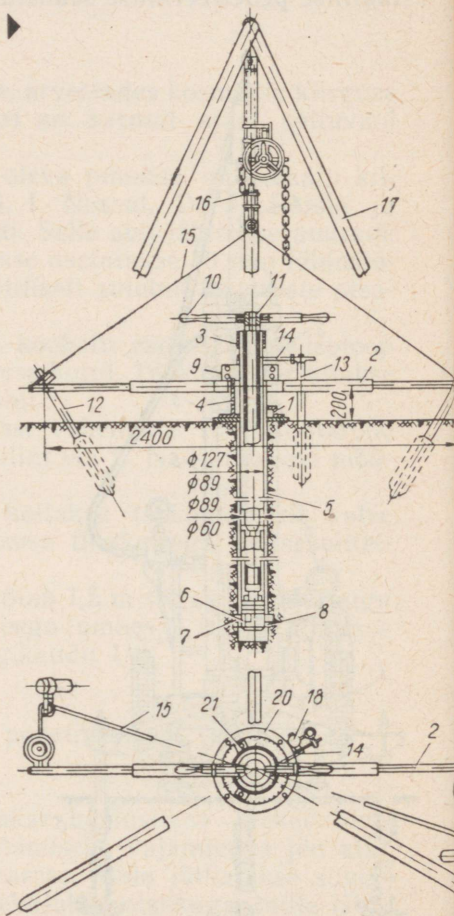
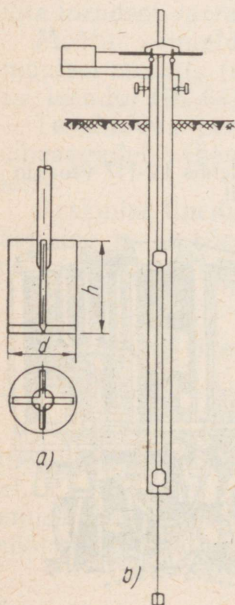
Joonisel 40 on näidatud seadeldise skeem, mis võimaldab üheaegselt määrata pinnase deformatsioonimooduli ja nihketugevuse.

Joon. 40. Seadeldise üldvaade:

1 — tugiplaat; 2 — pöördhoovad; 3 — sisetorud; 4 — pöördtugi; 5 — välistorud; 6 — väljalükkivate labadega sond; 7 — laba; 8 — põsk; 9 — terasrangid; 10 — käepide sisetorude pööramiseks; 11 — muhv käepidemete ühendamiseks; 12 — ankurval plokiga; 13 — mõõtekella kinnitusval; 14 — mõõtekella tugivarras; 15 — tross; 16 — käsitali; 17 — kolmjalg; 18 — mõõtekell; 19 — dünamomeeter; 20 — transportöör; 21 — tugiratta tapp

Joon. 39. Tiiviksondi skeem savipinnase nihketugevuse määramiseks välitingimustes:

a — tiiviksondi lõige; b — manteltoru ja pöördlõikemehhanismi lõige



12. EHITUSPLATSI GEOLOOGILISE UURIMISE TULEMUSED

Uurimisaruandes tuleb anda ehitusplatsi pinnasetingimuste ise-loomustus koos geoloogiliste läbilõigete ja pinnasevee kõrguse näitamisega.

Joonisel 41, *a* on toodud maa-ala plaan samakõrgusjoontega (isohüpsidega). Maa-alal on näidatud hoonete asend ning geoloogilise uuringu šurfide ja puuraukude asukohad.

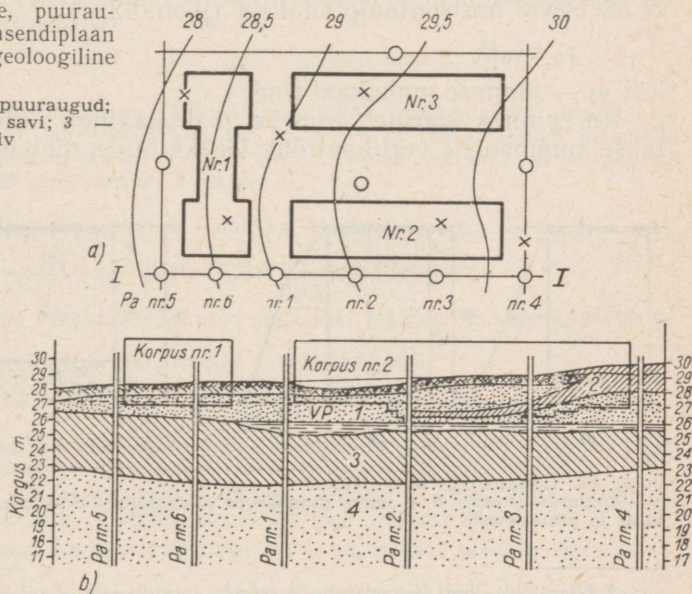
Joonisel 41, *b* on kujutatud geoloogiline läbilõige joonel *I-I*. Läbilõikel on näha ehituskoha reljeef ja geoloogiline kihistus kuue puuraugu andmetel. Pinnasevee tase on näidatud kõrgusel 26,0.

Lõikele on kantud ka hoonete vundamendid. See võimaldab hinnata vundamentide rajamistingimusi pinnasevee taseme suhtes. Nagu jooniselt näha, ulatub ainult 2. korpuse vundamentidale pinnaseveeni. Niisugused läbilõiked annavad projekteerijale ja ehitajale ettekujutuse tingimustest, milles ehitise vundament hiljem asetseb.

Uurimisandmete kokkuvõttena tuleb anda hinnang ehitusplatsi pinnasetingimustele; kindlaks teha pinnaste füüsikalise-mehaanilised omadused; soovitada vundamentide rajamissügavus; selgitada pinnasekihtide tugevus ja deformeeritavus ning vajumise kulg aja jooksul. Peale selle tuleb kavandada abinõud pinnasevee tõrjeks, võttes pinnase ehituslike omaduste parandamiseks jne.

Joon. 41. Ehitiste, puuraukude ja šurfide asendi plaan isohüpsidega ja geoloogiline läbilõige *I-I*:

X — šurfid; O — puuraukud;
1 — jämedliiv; 2 — savi; 3 —
liivsavi; 4 — peenliiv



4. EHITISE JA ALUSPINNASE KOOSTÖÖ

13. PINNASE OMAKAALUSURVE

Surve horisontaalpinnale

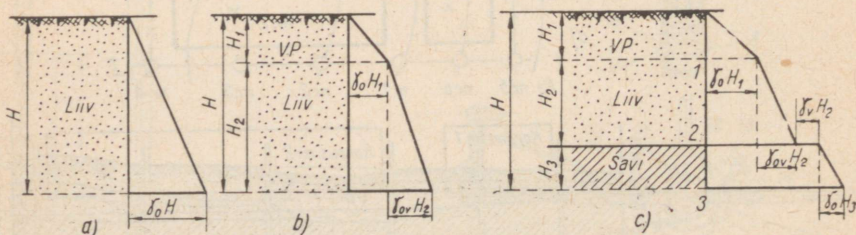
Pinnase omakaalu tekitatud vertikaalsurvet pinnasemassiivis nimetatakse tavaliselt looduslikuks rõhuks. See rõhk iseloomustab pinnase pingeseisundit enne ehituse algust, s. t. enne pinnase koormamist ehitise kaaluga. Loodusliku rõhu suurus sõltub pinnase mahukaalust ja vaadeldava horisontaalpinna sügavusest.

Pinnase vertikaalrõhk kG/cm^2 või T/m^2 * maapinnast sügavusel H asetseval horisontaalpinnal on (joon. 42, a)

$$p_0 = \gamma_0 H, \quad (29)$$

kus γ_0 — pinnase mahukaal t/m^3 .

Kui pinnas koosneb erineva mahukaaluga kihtidest, arvutatakse summaarne vertikaalrõhk üksikkihtide rõhkude liitmise teel.



Joon. 42. Loodusliku rõhu epüürid:

a — ühtlane pinnas; b — sama, pinnasevee olemasolul; c — kaks erinevat pinnasekihti ja pinnasevesi

* Üleminek ühelt dimensioonilt teisele toimub suhtega $1 \text{ kG/cm}^2 = 10 \text{ T/m}^2$.

Allpool pinnasevee taset olevates kihtides vähendatakse kõikide vettlâibilaskvate pinnaste mahukaalu vee üleslükke arvel.

Archimedese seaduse põhjal arvutatakse mahukaal vees valemiga (5)

$$\gamma_{ov} = (\gamma - \gamma_v) (1 - n) = \frac{\gamma - 1}{1 + \varepsilon},$$

kus γ — pinnaseosakeste erikaal t/m^3 ;
 n — pinnase poorsus, väljendatud kümnendmurruna;
 ε — poorsustegur.

Sel juhul rõhk sügavusel H (joon. 42, b) võrdub

$$p_0 = \gamma_0 H_1 + \gamma_{ov} H_2. \quad (30)$$

Vettpidava kihi puhul summeerub kihi pealispinnale mõjuv rõhk pinnase- ja veesurve. Seejuures võetakse arvesse allpool vee- pinda asetseva pinnase üleslüket (joon. 42, c)

$$p_0 = \gamma_0 H_1 + \gamma_{ov} H_2 + \gamma_v H_2. \quad (31)$$

Loodusliku rõhu epüüris esineb sel juhul aste, mille suurus võrdub veerõhuga.

Tuleb märkida, et allpool pinnasevee taset lasuvates kihtides peab arvestama vee üleslükke mõju antud kihile.

Kui vettpidavaks kihiks on kalju või tahke savipinnas, siis vee üleslüket ei arvestata.

Näide 5. Leida veega küllastunud liiva vertikaalsurve maapinnast $H=4$ m sügavusel, kui pinnasevee tase on $H_1=1$ m võrra allpool maapinda (joon. 42, b). Pinnase erikaal $\gamma=2,66$ t/m^3 , ülalpool vee- pinda oleva pinnase mahukaal $\gamma_0=1,80$ t/m^3 , poorsus $n=0,35$.

Lahendus. Veos oleva pinnase mahukaal leitakse valemiga (5):

$$\gamma_{ov} = (\gamma - \gamma_v) (1 - n) = (2,66 - 1,0) (1 - 0,35) = 1,08$$
 t/m^3 .

Pinnase ja vee vertikaalrõhk antud sügavusei määratakse valemiga (30)

$$p_0 = \gamma_0 H_1 + \gamma_{ov} H_2 = 1,80 \cdot 1 + 1,08 \cdot 3 = 5,04$$
 T/m^2 .

Näide 6. Anda joonisel 42, c toodud kahekihilise geoloogilise lâibilõike loodusliku rõhu epüür:

1) liivakiht paksusega $H_1+H_2=3$ m, erikaal $\gamma_1=2,65$ t/m^3 , mahukaal $\gamma_{01}=1,80$ t/m^3 , poorsus $n=0,35$, $\gamma_{ov}=1,08$ t/m^3 (näitest 5);

2) tahkes olekus savikiht paksusega $H_3=1$ m, erikaal $\gamma_2=2,70$ t/m^3 , mahukaal $\gamma_{02}=1,90$ t/m^3 .

Pinnasevee tase on $H_1=1$ m sügavusel maapinnast ja savikiht vettpidav.

Lahendus. Arvutame loodusliku rõhu suuruse.

1) Punktis 1 sügavusel 1 m valemiga (29):

$$p_{01} = \gamma_{01} H_1 = 1,80 \cdot 1 = 1,80 \text{ T/m}^2.$$

2) Liivakihi alumisel piiril punktis 2 valemiga (30):

$$p_{02} = \gamma_{01} H_1 + \gamma_{0v} H_2 = 1,80 + 1,68 \cdot 2 = 3,96 \text{ T/m}^2.$$

3) Savikihi peal punktis 2 veesurvet arvestades:

$$p'_{02} = p_{02} + \gamma_v H_2 = 3,96 + 1 \cdot 2 = 5,96 \text{ T/m}^2.$$

4) Savikihi piiril punktis 3:

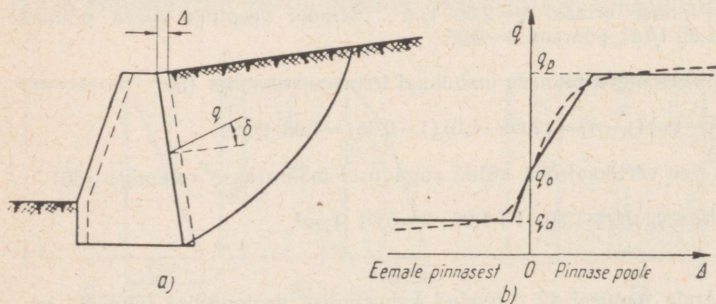
$$p_{03} = p'_{02} + \gamma_{c2} H_3 = 5,96 + 1,90 \cdot 1 = 7,86 \text{ T/m}^2.$$

Loodusliku rõhu epüüri joonistamiseks kanname peale arvatud ordinaadid ja ühendame nende otsad sirglõikudega.

Loodusliku rõhu epüür näitab pinnase omakaalu põhjustatud surve muutust sügavuti.

Pinnase surve tugiseinale*

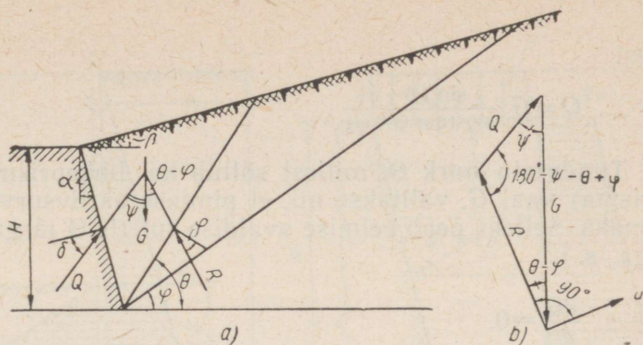
Nõlva varisemist takistavale tugiseinale või muule piirdele (joon. 43, a) avaldab pinnas survet, mille suurus igas punktis sõltub piirde siirdest Δ . Selle sõltuvuse ligikaudne kõver on näidatud joonisel 43, b punktiirjoonega. Lihtsustamiseks asendatakse see kõver sirglõikudest koosneva joonega, nagu seda tehakse elastoplastsete kõvakehade puhul (täisjoon joonisel 43, b).



Joon. 43. Pinnasesurve tugiseinale:

a – tugiseina paigutuse skeem; b – pinnasesurve sõltuvus tugiseina paigutusest

* Üksikasjalikumalt käsitletakse seda küsimust raamatus Г. К. Клейн, Расчет подпорных стен, «Высшая школа», 1964.



Joon. 44. Tugiseinale mõjuva pinnasesurve skeem:
 a — varisemisprisma; b — jõukolmnurk

Rõhku q_0 , mida avaldab liikumatu pinnas seinale, nimetatakse liikumatu pinnase surveks ehk geostaatiliseks surveks. Survet, mis tekib seinä mõningasel eemaldumisel pinnasest, nimetatakse pinnase aktiivsurveks. Vastupanu, mida avaldab pinnas mingi välismõju tõttu pinnase poole liikuvale seinale, nimetatakse pinnase passiivsurveks.

Aktiiv- ja passiivsurve suurimad väärtused on joonisel 43, b tähistatud vastavalt q_a ja q_p .

Nende maksimaalsete survete määramiseks, mille põhjal tavaliselt dimensioonitakse tugiseinad, kasutatakse enamasti Coulomb'i ligikaudset teooriat.

See teooria põhineb oletusel, et mõlema piirseisundi puhul tekib pinnases pidev lihkepind, mis lihtsustamiseks asendatakse tasapinnaga. Teiseks lihkepinnaks loetakse seinä enda tagapind. Kahe lihkepinna vahele jäävad pinnaseprismat vaadeldakse piirtasakaalu seisundis, kus mõjuvad kolm jõudu: pinnase omakaal G , seinä reaktsioonjõud Q ja lihkepinnal tekkiv pinnase reaktsioon R (joon. 44, a). Seejuures on jõud Q ja R vastavate lihkepindade normaalide suhtes kaldu nurga δ ja φ all. δ on pinnase ja tugiseina tagapinna vaheline hõõrdenurk, φ — pinnase sisehõõrdenurk. Nurga δ suurus võetakse piires 0 kuni φ .

Tasakaalus olevad jõud G , Q ja R moodustavad joonisel 44, b näidatud kolmnurga. Aktiivsurve puhul on kolmnurga nurkade suurused järgmised: 1) $\psi = 90^\circ - \alpha - \delta$; 2) $\theta - \varphi$; 3) $180^\circ - \psi - \theta + \varphi$.

Siin θ on lihkepinna kaldenurk horisontaali suhtes ja suurem kui φ .

Kõiki jõude jõuga R risti olevale teljele u projekteerides saame tasakaaluvõrrandi

$$\Sigma u = -G \sin(\theta - \varphi) + Q \sin(\psi + \theta - \varphi) = 0,$$

kust

$$Q = G \frac{\sin(\Theta - \varphi)}{\sin(\psi + \Theta - \varphi)}. \quad (32)$$

Tundmatu nurk Θ , millest sõltub ka lihkeprisma (varisemisprisma) kaal G , valitakse nii, et pinnase aktiivsurve osutuks suurimaks. Selleks peab eelmise avaldise tuletis Θ järgi võrduma nulliga, s. t.

$$\frac{dQ}{d\Theta} = 0. \quad (33)$$

Kui seinataguse täite pind on tasapinnaline, saadakse võrranditest (32) ja (33) seina tagapinnale mõjuva jõu suurus

$$Q = \frac{1}{2} \gamma_0 H^2 \lambda_a, \quad (34)$$

kus:

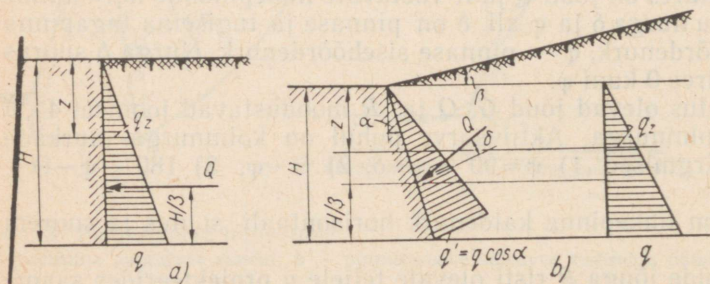
$$\lambda_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2 \cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta)}; \quad (35)$$

α — seina tagapinna kaldenurk vertikaali suhtes;
 β — maapinna kaldenurk horisontaali suhtes.

Lihtsaima erijuhu puhul, kui sein on vertikaalne ($\alpha = 0$) ja absoluutselt sile ($\delta = 0$) ning maapind horisontaalne ($\beta = 0$) (joon. 45), lihtsustub valem (35):

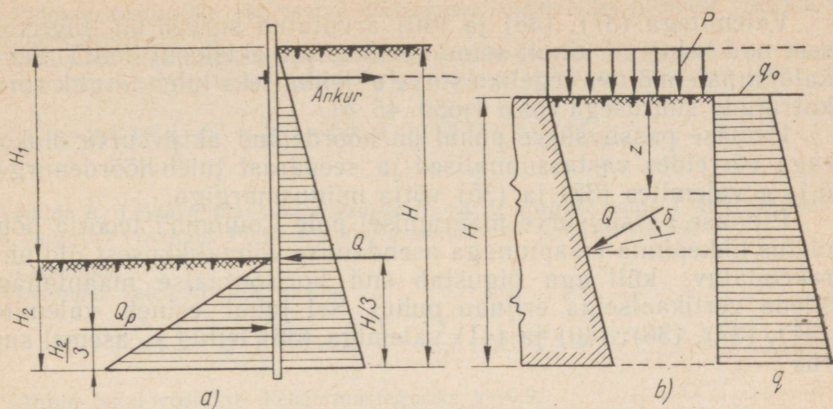
$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}, \quad (36)$$

kusjuures $\Theta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$.



Joon. 45. Pinnasesurve:

a — siledale vertikaalseinale horisontaalse maapinna puhul; b — karedale kaldseinale tõusva maapinna puhul



Joon. 46. Pinnasesurve seinale:

a — pinnase aktiiv- ja passiivsurve seinale; b — juhul, kui maapinnal on ühtlane koormus

Seina kõrguse suunas muutub pinnasesurve kolmnurga seaduse järgi (joon. 45) ja sügavusel z on

$$q_z = \gamma_0 \lambda_a z. \quad (37)$$

Suurim surve tekib seinla aluse tasapinnal, s. o. $z = H$ puhul:

$$q = \gamma_0 \lambda_a H. \quad (38)$$

Survejõud (summaarne surve) seinale võrdub joonisel 45, a näidatud kolmnurkse surveepüüri pinnaga, s. o.

$$Q = \frac{1}{2} qH. \quad (39)$$

Selle jõu rakenduspunkt asetseb kolmnurkse epüüri raskuskeskmes, s. o. kõrgusel $H/3$.

Kui maapinda koormab ühtlaselt jaotatud koormus p T/m, siis pinnase kaudu seinale antav täiendav aktiivsurve on seinla kõrguse suunas konstantne ja võrdub (joon. 46, b)

$$q_0 = p \lambda_a. \quad (40)$$

Sel juhul on seinale mõjuva koormuse- ja pinnasesurve summaarne epüür trapetsikujuline ja survejõud

$$Q = \lambda_a H \left(\frac{1}{2} \gamma_0 H + p \right). \quad (41)$$

Valemitega (37), (38) ja (40) arvutatud surved on tinglikud, sest nad kehtivad ainult seinä vertikaalprojektsiooni kohta. Seinä kaldpinnale mõjuva tegeliku surve q' leidmiseks tuleb tinglik surve korrutada suurusega $\cos \alpha$ (joon. 45, b).

Pinnase passiivsurve puhul on hõrdejõud aktiivsurve olukorraga võrreldes vastassuunalised ja seepärast tuleb hõrdenurgad δ ja φ valemities (32) ja (35) võtta miinusmärgiga.

Pinnase passiivsurve määramisel pole Coulomb'i teooria põhjoleetus lihkepinna tasapinnaga asendamise võimalikkusest üldjuhul rakendatav, küll aga õigustab end horisontaalse maapinnaga sileda vertikaalseina erijuhu puhul. Sel juhul esineb valemities (34), (37), (38), (40) ja (41) valemiga (36) leitud λ_a asemel suurus

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}. \quad (42)$$

Seinä kõrguse suunas muutub passiivsurve nagu aktiivsurvegi lineaarselt.

Vee esinemise korral pinnases tuleb arvestada pinnase kaalukadu vee üleslükke tõttu.

Veega küllastunud pinnase aktiiv- ja passiivsurve tugiseinale leitakse vees oleva pinnase surve (efektiivsurve) ja veesurve (neutraalsurve) summana.

Coulomb'i teorial põhinevad valemities (32) ja (35) on liiga ebatäpsed mitte ainult passiivsurve arvutamises, vaid ka aktiivsurve arvutamises kaldseinale, mille tagapind pole enam üheks lihkepinnaaks. Ebarahuldavad tulemused saadakse ka murtud tagapinnaga seinä alumisele osale mõjuva surve arvutamises, sõitumata seinä ülemisele osale mõjuvatest jõududest.

Kõikidel juhtudel annab täpsemaid tulemusi V. V. Sokolovski teooria, mis põhineb oletusel, et tugiseinä tühiselt väikese paigutuse puhul läheb lihkepinnaaga piiratud pinnaseala tervikuna üle piirpingeseisundisse. Sel juhul kehtib kõikides punktides seos

$$(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{zx}^2 = \sin^2 \varphi (\sigma_z + \sigma_x + 2c \operatorname{tg} \varphi),$$

kus σ_z , σ_x ja τ_{zx} — pingekomponendid vaadeldavas punktis.

Näide 7. Leida peenliiva aktiivsurve $H=3$ m kõrguse vertikaalpiirde 1 meetrile (joon. 46, a). Pinnase arvutussuurused: $\gamma_0=1,80$ t/m³, $\varphi=30^\circ$. Nurk δ võetakse võrdseks nulliga.

Lahendus.

Asetanud arvutussuurused H , γ_0 , φ ja δ valemitiesse (34) ja (36), saame

$$Q = \frac{1}{2} \gamma_0 H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 3^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 2,7 \text{ T/m}.$$

Pinnase arvutusliku aktiivsurve määramisel korrutatakse tulemust veel ülekoormusteguriga $n=1,2$.

Leitud jõu rakenduspunkt asetseb $H/3=1$ m kõrgusel piirde alumisest servast. Piirde alumises servas tekkiiv maksimaalne aktiivsurve leitakse valemiga (38)

$$q = \gamma_0 H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 1,8 \cdot 3 \cdot \operatorname{tg}^2 30^\circ = 1,8 \text{ T/m}^2.$$

Näide 8. Leida pinnase passiivsurve $H_2=1$ m kõrguse seinla I meetrile, kui sein paigutub vasakule. Pinnase andmed samad mis eelmises näites.

Lahendus.

Lähtudes valemist (42), saame

$$Q_p = \frac{1}{2} \gamma_0 H_2^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 1^2 \cdot \operatorname{tg}^2 60^\circ = 2,7 \text{ T/m}.$$

Antud juhul võetakse ülekoormusteguriks $n=0,9$.

Passiivsurve rakenduspunkt asetseb $H/3=0,33$ m kõrgusel piirde alumisest servast.

Suurim passiivsurve tekib piirde allservas, s. o. 1 m sügavusel:

$$q_p = \gamma_0 H_2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = 1,8 \cdot 1 \cdot \operatorname{tg}^2 60^\circ = 5,4 \text{ T/m}^2.$$

Võrdse seinakõrguse $H=H_2$ puhul ületab passiivsurve aktiivsurve mitmekordselt.

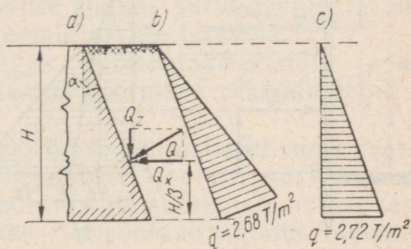
Näide 9. Määrata pinnase aktiivsurve joonisel 47 näidatud kaldtugiseina pikkuse 1 m kohta. Seinla kõrgus $H=4$ m, seinla kaldenurk vertikaalile $\alpha=10^\circ$, pinnase sisehõordenurk $\varphi=30^\circ$, seinla ja pinnase vaheline hõordenurk $\delta=15^\circ$, pinnase mahukaal $\gamma_0=1,8 \text{ t/m}^3$, täite pind horisontaalne ($\beta=0$).

Lahendus.

Valemiga (35) leiame $\varphi=30^\circ$, $\delta=15^\circ$ ja $\alpha=10^\circ$ puhul

$$\lambda_n = \frac{\cos^2 (30^\circ - 10^\circ)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin (30^\circ + 15^\circ) \cdot \sin 30^\circ}{\cos (10^\circ + 15^\circ) \cdot \cos 10^\circ}} \right]^2 \cos^2 10^\circ \cdot \cos (10^\circ + 15^\circ)} =$$

$$= \frac{0,883}{\left[1 + \sqrt{\frac{0,707 \cdot 0,5}{0,906 \cdot 0,985}} \right]^2 \cdot 0,970 \cdot 0,906} = 0,378$$



Joon. 47. Epüürid näite 9 juurde:

a — tugiseina tagapinnale mõjuv aktiivsurve jõud ja selle komponendid; b — seinapinnaga risti mõjuva surve epüür; c — seinla vertikaalprojektsioonile mõjuva horisontaalsurve epüür

Aktiivsurve sügavusel H leitakse valemiga (38)

$$q = \gamma_0 H \lambda_n = 1,8 \cdot 4 \cdot 0,378 = 2,72 \text{ T/m}^2.$$

Et leida survet seina kaldpinnale, tuleb see tulemus korrutada $\cos \alpha = \cos 10^\circ = 0,985$. Siis saame

$$q' = q \cos \alpha = 2,72 \cdot 0,985 = 2,68 \text{ T/m}^2.$$

Survepüürid on näidatud joonisel 47, b ja c .

Seinale mõjuva pinnase aktiivsurvejõu suuruse võib leida valemiga (34) võiurvepüüri pindala abil

$$Q = \frac{1}{2} q H = \frac{1}{2} \cdot 2,72 \cdot 4 = 5,44 \text{ T/m}.$$

Selle jõu vertikaalkomponent

$$Q_z = Q \sin(\alpha + \delta) = 5,44 \cdot \sin(10^\circ + 15^\circ) = 2,30 \text{ T/m}$$

ja horisontaalkomponent

$$Q_x = Q \cos(\alpha + \delta) = 5,44 \cos 25^\circ = 4,92 \text{ T/m}.$$

Näide 10. Määrata liivpinnase aktiivsurve $H=3$ m kõrguse piirde (joon. 48) 1 m kohta, kui pinnasevee tase asetseb $H_1=1$ m sügavusel maapinnast. Pinnase arvutussuurused: niiske pinnase mahukaal $\gamma_0=1,8$ t/m³, vees $\gamma_{ov}=1$ t/m³, sisehõõrdenurk $\varphi=30^\circ$, pinnase ja piirde vaheline hõõrdenurk $\delta=0$.

Lahendus.

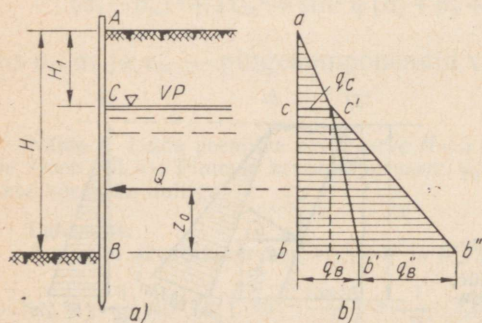
Niiske pinnase aktiivsurve intensiivsus sügavusel $H_1=1$ m maapinnast (punktis C)

$$q_c = \gamma_0 H_1 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 1,8 \cdot 1 \cdot \frac{1}{3} = 0,60 \text{ T/m}^2.$$

Seinaosale AC mõjuv survepüür on kujutatud joonisel 48, b (kolmnurk acc').

Ühest meetrist sügavamal on pinnas veega küllastunud. Seetõttu liitub vees oleva pinnase survele veel veesurve.

Lisaks sellele vees oleva pinnase aktiivsurve suureneb veel temal lasuva



Joon. 48. Pinnase ja pinnasevee surve piirdele:
 a – piirde skeem; b – survepüür

pinnasekihi omakaalu arvel. See koormus on $\gamma_0 H_1 = 1,8 \cdot 1,0 = 1,8 \text{ T/m}^2$ ja põhjustab seinosa CB ühtlase surve $q_c = 1,8 \cdot 1/3 = 0,60 \text{ T/m}^2$.

Seda arvestades saame summaarseks aktiivsurveks punktis B

$$q_{B'} = (\gamma_0 H_1 + \gamma_v H_2) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = (1,8 \cdot 1 + 1 \cdot 2) \cdot \frac{1}{3} = 1,2 \text{ T/m}^2.$$

Vastav epüür $cc'b'b$ on kujutatud joonisel 48, b .

Peale selle avaldab seinosa CB survet kahemeetrine veekiht. See põhjustab punktis B surve

$$q_{B''} = \gamma_v H_2 = 1 \cdot 2 = 2 \text{ T/m}^2,$$

mis epüürina on $c'b'b''$ joonisel 48, b .

Summaarne survejõud

$$Q = \frac{1}{2} \cdot 0,60 \cdot 1 + 0,60 \cdot 2 + \frac{1}{2} \cdot 0,67 \cdot 2 + \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 2 = 4,17 \text{ T/m}.$$

Selle jõu rakenduspunkti leidmiseks tuleb võtta kõikide survekomponentide momentide summa punkti B suhtes ja jagada see summaarse survejõu väärtusega.

Resultandi rakenduspunkti kaugus punktist B on

$$z_0 = \frac{0,30 \cdot 2,33 + 1,2 \cdot 1 + 0,67 \cdot 0,67 + 2 \cdot 0,67}{4,17} = \frac{3,69}{4,17} = 0,88 \text{ m}.$$

14. SURVEJAOTUS PINNASES

Ehitise koormus antakse alusele üle vundamendi abil.

Aluses levib surve igas suunas, seejuures järk-järgult vähenedes.

Surve jaotumistingimuste selgitamiseks aluses vaatleme algul tinglikku skeemi (joon. 49), kus pinnase skelett koosneb ühesuguse läbimõõduga ümarteradest.

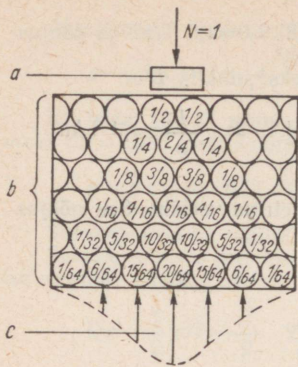
Sel skeemil eeldatakse, et koormus ($N=1$) kandub võrdselt esimese kihi kahele terale; esimese kihi iga tera annab oma koormuse jälle üle kahele teise kihi terale jne. Igale terale seejuures langeva surve suurus on skeemil märgitud murruga.

Iga horisontaalrea teradele tuleva surve summa annab $N=1$.

Jooniselt 49 on näha, et sügavuse suunas surve levikuala laieneb, s. t. surve kandub ikka suuremale arvule teradele.

Võib samuti märgata, et igas horisontaaltasandis jaotub surve ebaühtlaselt, olles maksimaalne koormuse rakendusteljel ja vähenedes servade poole.

Eespool lähtuti eeldusest, et koormuse põhjustatud surve jaotub ainult ühes vertikaaltasandis. Tegelikult jaotub surve aluses igas suunas. Sel juhul antakse koormus üle suuremale arvule teradele (pinnaseosakestele) ja samas horisontaaltasandis olevatele



Joon. 49. Survejaotuse tinglik skeem aluses: a — vundament; b — tinglikult ümarteradest koosnev alus; c — vertikaalsurve epiüür pinnases; ringides olevad arvud märgivad antud terale langevat osa survest

teradele langev surveosa on mõnevõrra väiksem joonisel 49 näidatud arvudest.

Surve ruumilisel jaotumisel aluses pole oluline mitte üksi jõu N suurus, vaid ka koormava pinna kuju ja mõõtmed, s. i. vundamendi tallapind.

Niisiis sõltub surve suurus aluses:

- 1) koormusest N ;
- 2) koormava pinna (vundamenditalla) mõõtmete suhtest $l : b$;
- 3) sügavusest z , mida loetakse vundamenditallast.

Varem selgus, et pinnast võib vaadelda lineaarselt deformeeruva kehana (vt. 2. ptk. p. 8). Seepärast kasutatakse pinnasemas-
siivis tekkivate pingete määramiseks elastsusteooria lahendusi.

Survejaotus koondatud jõu puhul

Aluses tekkivate vertikaalpingete määramiseks kasutatakse elastsusteooria koondatud jõu ülesande lahendust (joon. 50). Selle lahenduse kohaselt võib vertikaalsurve määrata valemiga

$$p_z = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi} \cdot \frac{z^3}{R^5}, \quad (43)$$

kus p_z — vertikaalsurve vaadeldavas punktis kG/cm^2 ;
 P — koondatud jõud kG ;
 z — vaadeldava punkti sügavus cm .

Jooniselt 50, a on näha, et $R = \sqrt{z^2 + r^2}$, kus r on punkti kaugus jõu rakendusteljest cm .

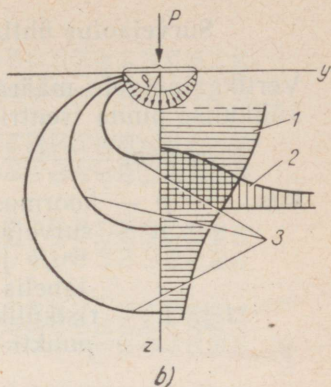
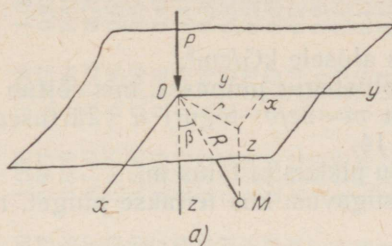
Pärast R väärtuse asetamist avaldisse (43) ja teisendamist saame

$$p_z = K \frac{P}{z^2}. \quad (44)$$

Tegur K sõltub punkti koordinaatidest r ja z .

Joon. 50. Koondatud jõu põhjustatud surve jaotus aluses:

a — arvutuskeem; b — vertikaalsurvepingete epüürid: 1 — vertikaaltejel, 2 — horisontaalil, 3 — võrdpingejooned (isobaarid)



Arvutuste hõlbustamiseks on K jaoks koostatud tabel 13.

Kui pinnale on rakendatud mitu koondatud jõudu, siis arvutatakse surve üksikjõudude põhjustatud survete summana

$$p_z = K_1 \frac{P_1}{z^2} + K_2 \frac{P_2}{z^2} + \dots \quad (45)$$

Joonisel 50, b on näidatud koondatud jõu P tekitatud surve jaotuse epüürid pinnases.

Tabel 13. Teguri K väärtused

r/z	K	r/z	K	r/z	K
0,00	0,4775	0,55	0,2466	1,50	0,0251
0,05	0,4745	0,60	0,2214	1,75	0,0144
0,1	0,4657	0,65	0,1978	2,00	0,0085
0,15	0,4516	0,70	0,1762	2,25	0,0053
0,2	0,4329	0,75	0,1565	2,50	0,0034
0,25	0,4103	0,80	0,1386	2,75	0,0022
0,3	0,3849	0,85	0,1226	3,0	0,0015
0,35	0,3577	0,90	0,1083	3,5	0,0007
0,4	0,3294	0,95	0,0956	4,0	0,0004
0,45	0,3011	1,00	0,0844	4,5	0,0002
0,5	0,2733	1,25	0,0454	5,0	0,0001

Näide 11. Määrata surve punktis A , mis asetseb 2 m sügavusel maapinnast ja 1 m kaugusel jõu $P=80$ T rakendusteljest.

Lahendus.

Suhe

$$\frac{r}{z} = \frac{100}{200} = 0,5,$$

millele tabeli 13 põhjal vastab tegur $K=0,2733$.

$$p_z = K \frac{P}{z^2} = 0,2733 \frac{80\,000}{200 \cdot 200} = 0,55 \text{ kG/cm}^2.$$

Survejaotus ühtlaselt jaotatud koormuse puhul

Vertikaalpingete määramiseks teljel, mis läbib koormatud ristkülikulise pinna tsentrit (joon. 51, a) on tuletatud valem

$$p_z = \alpha p, \quad (46)$$

kus p — koormus alusele kG/cm^2 ;
 α — survejaotustegur pinnases, mis sõltub suhteist $n = l/b$ ja $m = 2z/b$; teguri α väärtused on toodud tabelis 14;
 l ja b — ristküliku pikkus ja laius m ;
 z — punkti sügavus, kus leitakse pinget, m .

Näide 12. Leida vertikaalsurve pinnases $z=2$ m sügavuses ristkülikukujulise vundamendi tsentri all, kui $l=2$ m, $b=1$ m ja ühtlaselt jaotatud koormus $p=30$ $\text{T/m}^2=3$ kG/cm^2 .

Lahendus.

$$n = \frac{l}{b} = \frac{2}{1} = 2 \text{ ja } m = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 2}{1} = 4.$$

Nendele m ja n väärtustele vastab tabelis 14 $\alpha=0,190$. Valemiga (46) arvutame vertikaalsurve

$$p_z = \alpha p = 0,190 \cdot 30 = 5,70 \text{ T/m}^2 = 0,57 \text{ kG/cm}^2.$$

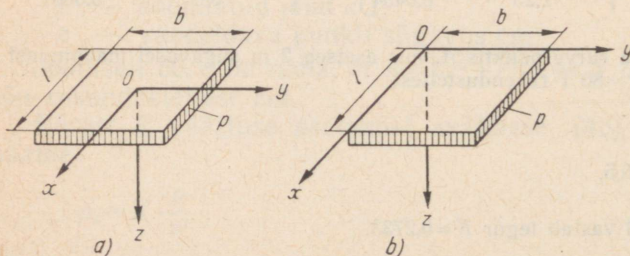
Nurgapunktide meetod

Surve p_z määramiseks vertikaalteljel, mis läbib koormatud ristküliku nurka (joon. 51, b), on tuletatud valem

$$p_z = \alpha' p, \quad (47)$$

kus α' — survejaotustegur pinnases.

Teguri α' väärtuse saab tabelist 14, kui võtta $\alpha' = \alpha/4$. Sel juhul α' sõltub kahest parameetrist $n = l/b$ ja $m' = z/b$.



Joon. 51. Pingete arvutamise skeem ühtlaselt jaotatud koormuse puhul: a — tsentri all; b — nurga all

Tabel 14. Teguri α väärtused

m	Sõõrvunda- ment	Ristkülikvundament külgede suhtega n											Lint- vunda- ment $n \geq 10$	
		1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,4	2,8	3,2	4	5		
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,968	0,972	0,974	0,975	0,976	0,976	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,830	0,848	0,859	0,866	0,870	0,875	0,878	0,879	0,880	0,881	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,652	0,682	0,703	0,717	0,727	0,740	0,746	0,749	0,753	0,754	0,755	0,755
1,6	0,390	0,449	0,496	0,532	0,558	0,578	0,593	0,612	0,623	0,630	0,636	0,639	0,642	0,642
2,0	0,285	0,336	0,379	0,414	0,441	0,463	0,481	0,505	0,520	0,529	0,540	0,545	0,550	0,550
2,4	0,214	0,257	0,294	0,325	0,352	0,374	0,392	0,419	0,437	0,449	0,462	0,470	0,477	0,477
2,8	0,165	0,201	0,232	0,260	0,284	0,304	0,321	0,350	0,369	0,383	0,400	0,410	0,420	0,420
3,2	0,130	0,160	0,187	0,210	0,232	0,251	0,267	0,294	0,314	0,329	0,348	0,360	0,374	0,374
3,6	0,106	0,130	0,153	0,173	0,192	0,209	0,224	0,250	0,270	0,285	0,305	0,320	0,337	0,337
4,0	0,087	0,108	0,127	0,145	0,161	0,176	0,190	0,214	0,233	0,248	0,270	0,285	0,306	0,306
4,4	0,073	0,091	0,107	0,122	0,137	0,150	0,163	0,185	0,203	0,218	0,239	0,256	0,280	0,280
4,8	0,062	0,077	0,092	0,105	0,118	0,130	0,141	0,161	0,178	0,192	0,213	0,230	0,258	0,258
5,2	0,053	0,066	0,079	0,091	0,102	0,112	0,123	0,141	0,157	0,170	0,191	0,208	0,239	0,239
5,6	0,046	0,058	0,069	0,079	0,089	0,099	0,108	0,124	0,139	0,152	0,172	0,189	0,223	0,223
6,0	0,040	0,051	0,060	0,070	0,078	0,087	0,095	0,110	0,124	0,136	0,155	0,172	0,208	0,208
6,4	0,036	0,045	0,053	0,062	0,070	0,077	0,085	0,098	0,111	0,122	0,141	0,158	0,196	0,196
6,8	0,032	0,040	0,048	0,055	0,062	0,069	0,076	0,088	0,100	0,110	0,128	0,144	0,184	0,184
7,2	0,028	0,036	0,042	0,049	0,056	0,062	0,068	0,080	0,090	0,100	0,117	0,133	0,175	0,175
7,6	0,024	0,032	0,038	0,044	0,050	0,056	0,062	0,072	0,082	0,091	0,107	0,123	0,166	0,166
8,0	0,022	0,029	0,035	0,040	0,046	0,051	0,056	0,066	0,075	0,084	0,098	0,113	0,158	0,158
8,4	0,021	0,026	0,032	0,037	0,042	0,046	0,051	0,060	0,069	0,077	0,091	0,105	0,150	0,150
8,8	0,019	0,024	0,029	0,034	0,038	0,042	0,047	0,055	0,063	0,070	0,084	0,098	0,144	0,144
9,2	0,018	0,022	0,026	0,031	0,035	0,039	0,043	0,051	0,058	0,065	0,078	0,091	0,137	0,137
9,6	0,016	0,020	0,024	0,028	0,032	0,036	0,040	0,047	0,054	0,060	0,072	0,085	0,132	0,132
10,0	0,015	0,019	0,022	0,026	0,030	0,033	0,037	0,044	0,050	0,056	0,067	0,079	0,126	0,126
11	0,011	0,017	0,020	0,023	0,027	0,029	0,033	0,040	0,044	0,050	0,060	0,071	0,114	0,114
12	0,009	0,015	0,018	0,020	0,024	0,026	0,028	0,034	0,038	0,044	0,051	0,060	0,104	0,104

Märkus. Vahepealsete m ja n väärtuste jaoks leitakse α interpoolimise teel.

See lahendus on aluseks nurgapunktide meetodiie, mis jõudude mõju sõltumatuse printsiibi kohaselt võimaldab määrata pinge aluspinna mis tahes punkti lähival vertikaalteljel. Selleks jaotatakse koormatud pind reaks ristkülikuteks nii, et nende üks nurk asetseks antud punktis. Seejärel leitakse pinge antud punktis ühtlaselt jaotatud koormusega ristkülikute nurkade all tekkivate pingete summana.

On võimalik kaks punkti asendit koormatud pinna suhtes: selle kontuuri sees ja väljaspool seda.

Esimesel juhul (joon. 52, a) leitakse surve punktis M nelja koormatud ristküliku ($AEMH$, $HMGD$, $EMFB$ ja $MFCG$) ühise nurgapunkti all tekkivate pingete summana:

$$p_z = (\alpha_1' + \alpha_2' + \alpha_3' + \alpha_4') p, \quad (47a)$$

kus α_1' , α_2' , α_3' ja α_4' — vastavate ristkülikute külgede suhtest sõltuvad tegurid.

Teisel juhul (joon. 52, b) määratakse surve punktis M nii:

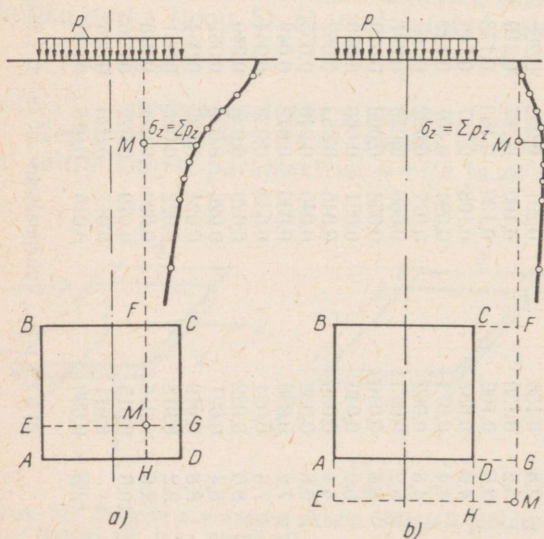
$$p_z = (\alpha_1' - \alpha_2' - \alpha_3' + \alpha_4') p, \quad (47b)$$

kus α_1' — tegur, mille väärtus leitakse ristküliku $EBFM$ külgede suhte põhjal;

α_2' — tegur ristküliku $EAGM$ jaoks;

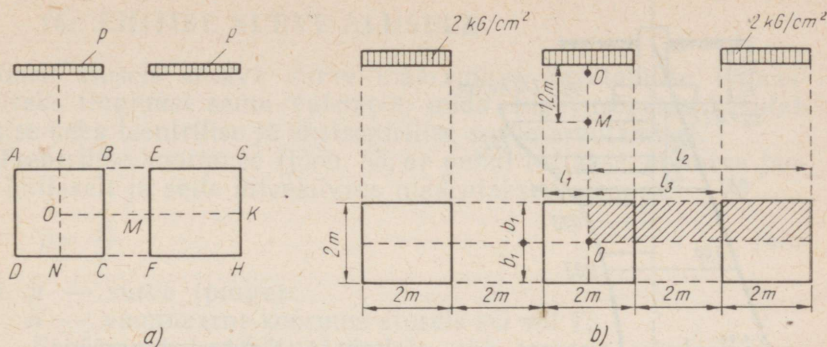
α_3' — tegur ristküliku $HCFM$ jaoks;

α_4' — tegur ristküliku $HDGM$ jaoks.



Joon. 52. Nurgapunktide meetod:

a — punkt asetseb kontuuri sees; b — väljaspool kontuuri



Joon. 53. Vundamenditaldade ristkülikuteks jaotamise skeem naabervundamentide mõju arvestamise korral:

a — ühe vundamenti kaasmõju; b — kahe naabervundamenti kaasmõju

Nurgapunktide meetodit võib kasutada surve määramiseks pinnases ka keerulise kujuga vundamenti või erineva intensiivsusega koormuse puhul (näiteks erineva kõrgusega hooneosad), samuti naabervundamentide mõju hindamiseks.

Viimasel juhul (joon. 53, a) määratakse pinnal $GHFE$ mõjuva koormuse tekitatud pinge punkti O läbival teljel valemiga

$$p_z = (2\alpha_1' - 2\alpha_2')p, \quad (47c)$$

kus α_1' — tegur ristkülikute $LGKO$ ja $KHNO$ jaoks;
 α_2' — tegur ristkülikute $LEMO$ ja $MFNO$ jaoks.

Näide 13. Määrata pinge punktis M , mis asetseb ruudukujulise vundamenti tsentrit läbival teljel 1,2 m sügavusel maapinnast, võttes seejuures arvesse naabervundamentide mõju (joon. 53, b). Ühtlaselt jaotatud koormuse intensiivsus on 2 kg/cm^2 .

Lahendus.

Pinge määramiseks jagame pinna ristkülikuteks nii, et nende üks nurk asetseks punktis O . Iga ristküliku jaoks leiame parameetrite n ja m alusel tabelist 14 teguri $\alpha' = \alpha/4$ väärtuse. Nelja ristküliku nurgapunkti M jaoks leiame külgede b_1 ja l_1 puhul

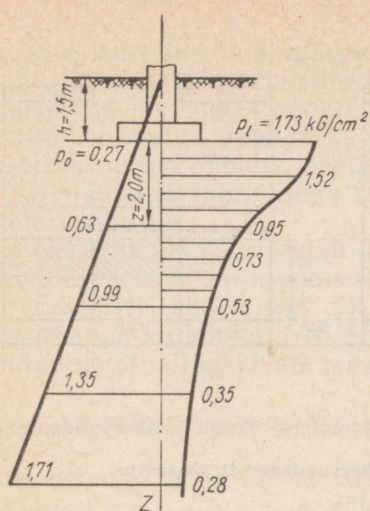
$$n_1 = l_1 : b_1 = 1 : 1 = 1; \quad m' = z : b_1 = 1,2 : 1 = 1,2.$$

Tegur α' tabelist 14

$$\alpha_1' = \alpha : 4 = 0,606 : 4 = 0,152.$$

Neli ristkülikut külgedega b_1 ja l_2 annavad punkti M jaoks

$$n_2 = l_2 : b_1 = 5 : 1 = 5; \quad m' = 1,2; \quad \alpha_2' = 0,754 : 4 = 0,189.$$



Joon. 54. Vertikaalsurve epüürid

Ristkülikud külgedega b_1 ja l_3 (ka neid on neli) annavad punkti M jaoks

$$n_3 = l_3 : b_1 = 3 : 1 = 3; \quad m' = 1,2; \quad \alpha_3' = 0,747 : 4 = 0,187.$$

Summaarne surve punktis M :

$$p_z = 4(\alpha_1' + \alpha_2' - \alpha_3')p = 4 \cdot 0,154 \cdot 2 = 1,23 \text{ kG/cm}^2.$$

Näide 14. Konstrueerida aluse loodusliku (pinnase omakaalu põhjustatud) ja lisasurve (väliskoormuse tekitatud) epüürid teljel, mis läbib 2 m laiuse lintvundamendi tsentrit. Vundamendi rajamissügavus $h = 1,5$ m ja koormus talla tasandis $p = 2$ kG/cm². Pinnase mahukaal $\gamma_0 = 1,8$ t/m³. Lisasurve vundamendi talla all on näite 15 kohaselt $p_1 = 1,73$ kG/cm².

Lahendus.

Tabeli 14 abil leiame α väärtused lintvundamendi ($n \geq 10$) jaoks. Kogu arvutuse teeme tabeli kujul (tabel 15).

Nõutud loodusliku ja lisasurve epüürid on toodud joonisel 54.

Tabel 15

z	m	$m = \frac{2z}{b}$	α	$p_z = \alpha p_1$	$p_0 = \gamma_0(h+z)$	Märkused
0,0	0		1,000	1,73	0,27	
0,4	0,4		0,977	1,69	0,34	$z = \frac{mb}{2} = \frac{m \cdot 2}{2} = m$
0,8	0,8		0,881	1,52	0,42	
1,2	1,2		0,755	1,31	0,49	
1,6	1,6		0,642	1,11	0,56	$p_z = \alpha \cdot 1,73 \text{ kG/cm}^2$
2,0	2,0		0,550	0,95	0,63	
2,4	2,4		0,477	0,82	0,71	$p_1 = 1,8(1,5+z)$
2,8	2,8		0,420	0,73	0,78	
3,2	3,2		0,374	0,65	0,85	
3,6	3,6		0,337	0,58	0,92	
4,0	4,0		0,306	0,53	0,99	
6,0	6,0		0,208	0,35	1,35	
8,0	8,0		0,158	0,28	1,71	

15. EHITISE SURVE ALUSELE

Ehitiselt alusele antava surve määramisel kasutatakse lihtsus-
tamiseks tingimisi samu valemuid, mida tugevusõpetus kasutab
elastse keha tsentrilise ja ekstsentrilise surve arvutamisel.

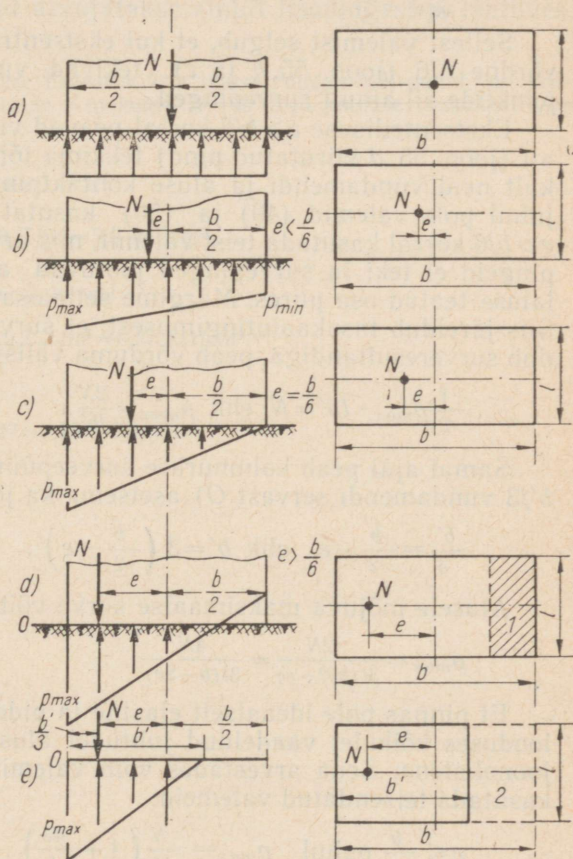
Tsentrilise koormuse (joon. 55, a) puhul loetakse, et surve jaotub
ühtlaselt ja selle intensiivsus määratakse valemiga

$$p = \frac{N}{F} \quad (48)$$

Siin p — surve (pinge);

N — summaarne koormus alusele kG või T;

F — vundamenditalla pindala ehk temaga võrdne aluse
pindala cm^2 või m^2 .



Joon. 55. Survejaotus aluse pinnal (vundamenditalla all):

1 — vundamenditalla osa, kus tekivad tõmbepinged; 2 — vundamenditalla osa, mis ei võta osa koormuse ülekandmisest pinnasele

Ekstsentrilisusega e rakendatud koormuse puhul vundamendi servadel tekkiv suurim ja vähim pinge (joon. 55, b) leitakse valemitega

$$p_{max} = \frac{N}{F} + \frac{M}{W}; \quad p_{min} = \frac{N}{F} - \frac{M}{W}, \quad (49)$$

kus $M = Ne$ — jõu N moment vundamenditalla tsentri suhtes kGcm või Tm;

W — vundamenditalla vastupanumoment cm^3 või m^3 .

Ristkülikulisel vundamenditallal külgmõõtmetega l ja b on $F = l \cdot b$ ja $W = \frac{l \cdot b^2}{6}$ ning avaldise (49) asemel võib kasutada valemit

$$p_{\frac{max}{min}} = \frac{N}{lb} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right). \quad (50)$$

Sellest valemist selgub, et kui ekstsentrilisus e on väiksem või võrdne $b/6$ (joon. 55, b ja c), tekivad vundamenditalla kõikide punktide all ainult survepinged.

Ekstsentrilisuse $e > b/6$ korral peavad vundamenditalla ühe osa all (joon. 55, d viirutatud pind) tekkima tõmbepinged. Kuid tegelikult neid vundamendi ja aluse kontaktpinnal tekkida ei saa. Sel juhul pole valemid (49) ja (50) kasutatavad. Seepärast tuleb $e > b/6$ korral kasutada teist valemit, mis arvestab, et aluses tõmbepingeid ei teki ja survepinged jaotuvad ainult vundamenditalla laiuse teatud osa piires. Märgime selle osa laiuse b' (joon. 55, e). Siis järeldub tasakaalutingimusest, et surveepüüri maht, mis võrdub surveresultandiga, peab võrduma välisjõuga N , s. t.

$$\frac{1}{2} p_{max} \cdot lb' = N \quad \text{ehk} \quad p_{max} = \frac{2N}{lb'}. \quad (51)$$

Samal ajal peab kolmnurkse surveepüüri raskuskese (kaugusel $b'/3$ vundamendi servast O) asetsema ka jõu N all, s. t.

$$\frac{b'}{3} = \frac{b}{2} - e \quad \text{ehk} \quad b' = 3 \left(\frac{b}{2} - e \right).$$

Alusele mõjuva maksimaalse surve võib avaldada valemiga

$$p_{max} = \frac{2N}{3l(b/2 - e)} = \frac{4N}{3l(b - 2e)}. \quad (52)$$

Et pinnas pole ideaalselt elastne ja pidev materjal, siis tekivad looduses kõikidel vaadeldud juhtudel aluse surveepüürid kõverjoonelistena. Seda arvestades võib valemite (50) ja (52) asemel kasutada teisendatud valemiteid:

$$e \leq \frac{b}{4} \text{ puhul} \quad p_{max} = \frac{N}{lb} \left(1 + \frac{4e}{b} \right), \quad (50')$$

$$e > \frac{b}{4} \text{ puhul} \quad p_{max} = \frac{N}{l(b - 2e)}. \quad (52')$$

Lisasureve määramine

Ehitise koormus antakse vundamendi kaudu pinnasele, kuid mitte maapinnal, vaid vundamendi rajamissügavusel asetsevale kihile.

Pinnase deformatsiooni, mille tekitab antud kõrgusmärgist ülalpool lasuva pinnase omakaal loodusliku survena p_0 , võib ehituse alghetkeks lugeda täielikult lõppenuks. Et vundamentide rajamisel osa pinnasest asendatakse vundamendikonstruktsiooniga, siis vundamendi täiendav vajumine toimub mitte vundamendi täiskoorumuse p , vaid väljakaevatud pinnase kaalu võrra vähendatud koormuse arvel. Seda koormust nimetatakse tavaliselt **l i s a s u r v e k s** ja määratakse valemiga

$$p_l = p - p_0. \quad (53)$$

Vundamentide vajumid arvutatakse ainult lisapingest p_l lähtudes.

Näide 15. Määrata aluse lisasureve 2 m laiuse vundamendi puhul, kui rajamissügavus $h=1,5$ m, koormus 1 m kohta $N=40$ T ja pinnase mahukaal $\gamma_0=1,8$ t/m³.

Lahendus.

Surve vundamenditallale

$$p = \frac{N}{F} = \frac{40}{2 \cdot 1} = 20 \text{ T/m}^2 = 2,0 \text{ kG/cm}^2.$$

Looduslik surve 1,5 m sügavusel

$$p_0 = \gamma_0 h = 1,8 \cdot 1,5 = 2,7 \text{ T/m}^2 = 0,27 \text{ kG/cm}^2.$$

Lisapinge

$$p_l = p - p_0 = 2,0 - 0,27 = 1,73 \text{ kG/cm}^2.$$

5. ALUSE ARVUTUS

16. ALUSE PIIRSEISUNDID

Konstruksiooni piirseisundeiks nimetatakse niisuguseid olukordi, kus konstruktsioon kaotab kandevõime või lakkab täitmast oma ülesannet lubamatute deformatsioonide või kohalike vigastuste (näiteks praod raudbetoonis) tõttu.

Aluse piirseisundiks loetakse seda, mille tagajärjel tekib ehitises endas piirseisund.

Eristatakse kaht tüüpi aluse piirseisundit:

I — aluse kandevõime kaotus;

II — ehitisele lubamatute vajumite tekkimine.

Pinnase suure kokkusurutavuse tõttu, võrreldes niisuguste ehitismaterjalidega nagu teras, betoon jms. (500...1000 korda suurem), osutub põhiliseks tavaliselt teine piirseisund.

Aluse kandevõime kaotus põhjustab tavaliselt ehitise püsivuse kaotuse, lubamatud vajumid aga ehitise purunemise.

Aluse arvutamisel kandevõimest, s. t. tugevusest lähtudes, tuleb rahuldada tingimus

$$N \leq \Phi, \quad (54)$$

kus N — hoone või ehitise arvutuskoormuste ebasobivaima kombinatsiooni põhjustatud surve alusele;

Φ — aluse kandevõime antud koormuse puhul.

Arvutuskoormused saadakse normkoormuste korrutamise teel ülekoormusteguritega n , mis arvestavad tegelike ja normikohaste koormuste võimalikke erinevusi. Ülekoormustegurite väärtus on piires 1,1 kuni 1,4*. Pinnaserõhu puhul kasutatakse ülekoormustegurit $n=1,2$.

Aluse kandevõime määratakse pinnase füüsikalise-mehaaniliste näitajate (mahukaalu, sisehõrdenurga ja nidususe) põhjal.

* Juhtudel, kus suurem koormus on konstruktsioonile soodsam, on ülekoormusteguri väärtuseks 0,7 kuni 0,9. *Tõlk.*

Ühtlustegur, mis arvestab pinnaste ebaühtlust, näitajate määramise ebatäpsust ja muutlikkust aja jooksul, võetakse piires 0,8...0,9.

Tuleb silmas pidada, et tööstus- ja tsiviilhoonete ning ehitiste püsivuse kaotus aluse kandevõime kadumise tõttu esineb ainult harukordadel

Pinnase kandevõimest lähtudes arvutatakse hoonete ja ehitiste aluseid siis, kui regulaarselt mõjuvad horisontaalkoormused, näiteks tugiseinte ja nõlvadele rajatavate ehitiste puhul. Viimasel juhul tekib oht, et hoone või ehitis võib koos pinnasega lihkuda nõlva jalami suunas.

Aluse arvutamisel teise piirseisundi kohaselt tuleb rahuldada tingimus: oodatavad, s. t. arvutuse teel leitud aluse deformatsioonid (vajum, kalle või äkkvajum*) ei tohi ületada nende deformatsioonide piirväärtusi, s. o.

$$S \leq S_{piir} \quad (55)$$

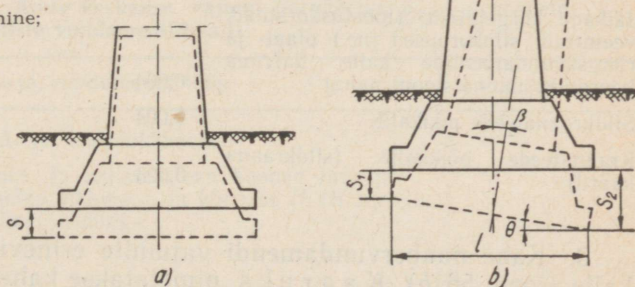
Arvutuslikud vajumid S leitakse pinnasemehaanikas kasutatavate meetoditega (p. 19).

Piirdeformatsioonide S_{piir} suurused on kindlaks määratud aluse ja hoonekonstruktsioonide koostöö uurimise põhjal nii ehitamise kui ka eksploatatsiooni käigus. Hoonete ja ehitiste piirdeformatsioonide iseloom sõltub aluse deformatsiooni järgmistest liikidest.

Joon. 56. Deformatsiooni liigid:

a — ühtlane vajumine;

b — kalle



1. Ühtlane vajumine (joon. 56, a). Sel juhul vundamendi pealispind vajub (paigutub) paralleelselt iseendaga. See deformatsiooniliik põhjustab ainult ehitise siirde ilma ehitist deformeermata.

2. Vajumi keskmine suurus, mis määratakse vähemalt kolme hoone piires oleva vundamendi vajumi põhjal. Üksikvundamendi absoluutvajum ei tohi seejuures keskmist vajumit ületada üle 50%.

* Äkkvajumi erinevus tavalisest vajumisest selgub hiljem, p. 19. Tõlk.

Tabel 16. Aluse pürdeformatsiooni $S_{pür}$ suurus hoonete ja muude ehitiste vundamentide all

Normeeritav suurus	Liiv- ja savi- pinnaste $B < 0$ puhul	Savipinnaste $B > 0$ puhul
Hoone postivundamentide vajumite erinevus (l — vundamentide telgede vahekaugus):		
a) raudbetoon- ja terasraamkonstruktsioonides	0,002 l	0,002 l
b) tellistäiteseinaga äärmistes posti ridades	0,0007 l	0,001 l
c) konstruktsioonides, milles ei teki täiendavaid sisejõude vundamentide ebaühtlase vajumise tagajärjel	0,005 l	0,005 l
Mitmekorruseliste hoonete kandeseinte suhteline läbipaine (kumerpaine), s. o. vajumi ja painduva seinosa pikkuse suhe:		
a) karkassita suurpaneelhooneis	0,0005	0,0007
b) sarrustamata suurplok- ja tellishooneis	0,0007	0,0010
c) raudbetoon- või sardtellisvöödega suurplok- ja tellishooneis	0,0010	0,0013
Ühekorruseliste tööstushoonete ja konstruktsiooni pooiest nendega sarnanevate hoonete suhteline läbipaine (kumerpaine)	0,001	0,001
Jäikade kõrgehitiste (tööstuskorstnad, veetornid, silokorpused jne.) plaat- ja rõngasvundamentide kalle halvima koormuskombinatsiooni puhul	0,004	0,004
Sildkraanateede pikikalle	0,004	0,004
Kraanateede põikikalle (sildkraana kaard)	0,003	0,003

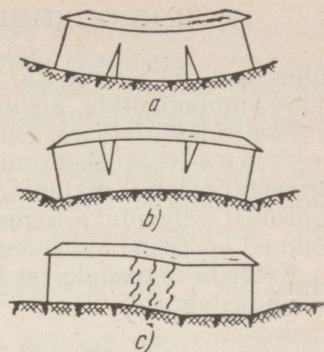
3. Kahe naabervundamenti vajumite erinevus — kaard või kalle (joon. 56, b). K a a r u k s nimetatakse kahe eraldi seisva toe vajumite vahet jagatuna tugede vahekaugusega. K a l d e k s (kreeniks) nimetatakse vundamenti kahe äärmise punkti vajumite vahet jagatuna punktide vahekaugusega. Kallet iseloomustab vundamenti kaldenurga tangens, mis arvutatakse valemiga

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{S_2 - S_1}{l}, \quad (56)$$

kus S_1 ja S_2 — vundamenti kahe punkti vajumid;
 l — nende punktide vahekaugus.

Joon. 57. Deformeerunud hoone skeem:

a — läbipaine; b — kumerpaine; c — kaard



4. Suhteline läbipaine või kumerpaine. Aluspinna erinevate vajumite korral tekib kas nõgusus (läbipaine) või kumerus (kumerpaine) (joon. 57, a ja b), mis arvutatakse valemiga

$$f = \frac{2S_2 - S_1 - S_3}{2l}, \quad (57)$$

kus S_1 ja S_3 — vaadeldava hooneosa otspunktide vajumid;
 S_2 — sama hooneosa suurim või vähim vajum;
 l — vaadeldava hooneosa pikkus.

Samaaegselt võib esineda mitut liiki aluse deformatsioone, kuid ükski neist ei tohi ületada projekteeritavate hoonete jaoks ehitusnormidega kehtestatud vastavaid piirdeformatsioone. Nende suurus on esitatud tabelis 16 ja 17.

Tabel 17. Aluse keskmise vajumi piirväärtus $S_{piir, h}$ hoonete ja muude ehitiste vundamentide all

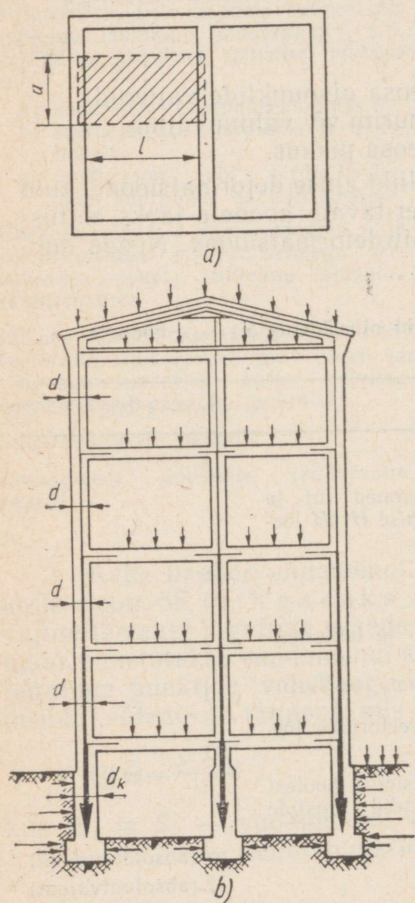
Hoone konstruktsioon ja vundamendi tüüp	$S_{piir, h}$ cm
Karkassita suurpaneel- ja suurplokkhooned	8
Sarrustamata suurplokki ja tellisestega hooned lint- ja üksikvundamentidel seina pikkuse L ja kõrguse H (H loetakse vundamendi tallelast) suhtega:	
$L/H \geq 2,5$	8
$L/H \leq 1,5$	10
Raudbetoon- ja sardtellisvöödega suurplokki- ja tellisestega hooned (sõltumata L/H suhtest)	15
Täiskarkasshooned	10
Kõrgahjude, tööstuskorstnate, silokorpuste, veetornide jne. raudbetoonvundamendid	30
Ühekorruseliste tööstushoonete ja konstruktsiooni poolt nendega sarnanevate hoonete vundamendid postide sammu puhul:	
6 m	8 (absoluutvajum)
12 m	12 (absoluutvajum)

17. HOONE KOORMUSED

Hoone püsikoormus, s. t. hoone kõikide konstruktsiooniosade, nagu vundamentide, seinte, katuse ja teiste omakaal, võetakse arvesse täies ulatuses. Elu- ja ühiskondlike hoonete ajuline koormus (kasuskoormus, eksploatatsioonikoormus), milleks on inimeste, mööbli, majapidamisemete jne. kaal, võetakse arvesse koormust vähendava teguriga, sest praktiliselt ei esine see kunagi kõikidel korrustel samaaegselt täissuuruses.

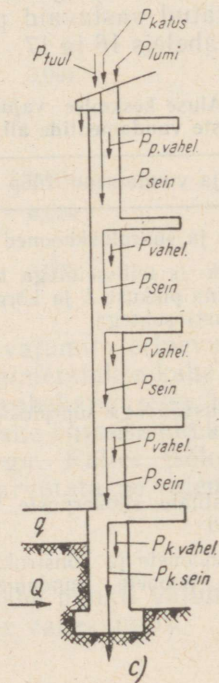
Keldrita hoonetele on kehtestatud järgmised ajutise koormuse vähendustegurid:

korruste arv	2	3	4	5	6	7	8	9	≥ 10
vähendustegur	0,90	0,85	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50



Joon. 58. Hoone koormuste vundamendile ja alusele kandumise skeem:

a — hoone plaan; b — hoone vertikaallõige koormuste ja sisejõududega; c — välisseina sisejõudude skeem



Ühekorruseliste hoonete puhul võetakse vahelagede kasuskoormus arvesse täies suurus. Tootmishoonete eksploatatsioonikoormus — inimeste, kraanade, masinate, sisseseade kaal — võetakse arvesse täissuuruses kõikidel korrustel. Vähendustegurit seejuures ei kasutata.

Hoone konstruktsiooniosade kaal arvutatakse kas projekti jooniste põhjal või hinnatakse ligikaudu käsiraamatute andmete abil.

Hoone koormuste määramiseks on vajalikud järgmised andmed:

1) lumekoormus katuse horisontaalprojektsiooni 1 m^2 kohta kG/m^2 ;

2) katuse (ja katusekonstruktsiooni) omakaal horisontaalprojektsiooni 1 m^2 kohta kG/m^2 ;

3) pööningu ja kõikide korruste vahelagede omakaal kG/m^2 ;

4) seinte omakaal kG/m^2 ;

5) pööningu ja kõikide vahelagede arvutuslik kasuskoormus kG/m^2 ;

6) arvutuslik kasuskoormus maapinnal hoone seinte juures kG/m^2 .

Hoone skeemist (joon. 58, *a*) nähtub, et seinad annavad oma koormuse vundamendile peamiselt akendevaheliste seinaosade kaudu. Seetõttu on otstarbekas summeerida koormus seinapikkusele *a*, mis võrdub naaberakende telgede vahekaugusega. Seega koguneb välisseinale koormus pinnalt $0,5 \text{ al}$, kus *l* tähistab välis- ja siseseina vahekaugust. Seda suurust nimetatakse **k o o r m u s p i n n a k s**.

Hoone ja tema välisseina lõiked (joon. 58, *b* ja *c*) näitavad, et vahelagede koormus jaguneb välis- ja siseseinte vahel võrdselt. Pärast leitud koormuse jagamist *a*-ga saame koormuse vundamendi pikkuse 1 m kohta.

Vundamendile mõjuv koormus loetakse rakendatuks vundamendi pealispinnale. Alust koormab lisaks sellele veel vundamendi enda ja tema astmetel oleva pinnase kaal.

Vundamendi mõõtmed ja kaalu võib esimeses lähenduses võtta võrdseks analoogiliste vundamentide vastavate suurustega.

Seintekoormus koos vundamendi kaaluga annab alusele mõjuva koormuse. Aluspinnale mõjuv summaarne surve on oodatavate vajumite arvutusaluseliseks.

Alust arvutatakse normkoormuste, hoone või ehitise konstruktsioone endid aga põhiliselt arvutuskoormuste abil. Seetõttu tuleb koormusi arvutada kaks korda — kord ilma ülekoormustegurita, teine kord ülekoormusteguriga.

Vundamendile mõjuvate normkoormuste arvutamise lihtsustamiseks on ehitusnormides kasutusele võetud keskmine ülekoormustegur $1,2$. See võimaldab summaarsetelt arvutuskoormustelt üle minna summaarsetele normkoormustele arvutuskoormuste jagamise teel selle teguriga.

18. ALUSE TUGEVUS- JA PÜSIVUSARVUTUS

Alusele iseloomulikud koormusastmed

8. punktis vaadeldi alusele mõjuva koormuse suurenemise käigus tekkivaid pinnase vastupanustaadiume (joon. 9). Koormuse all oleva pinnase käitumisviisist sõltuvalt eristatakse pinnase uurimisel kaht liiki survet.

Proportsionaalsuspiirile vastava surve juures (joon. 9, a) hakkavad vundamendi servade all tekkima joonisel 59, a näidatud piirtasakaalu-alad, s. t. piirkonnad, kus nihkepinged lihepindadel ulatuvad pinnase nihketugevuseni. Seepärast nimetatakse punktile 1 vastavat survet kriitiliseks servasurveks ehk kriitiliseks koormuseks p_{kr} . See arvutatakse N. P. Puzõrevski valemiga

$$p_{kr} = \frac{\pi(\gamma_0 h + c \operatorname{ctg} \varphi)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma_0 h, \quad (58)$$

kus γ_0 — pinnase mahukaal t/m^3 ;
 h — vundamendi rajamissügavus m;
 φ — pinnase sisehõõrdenurk;
 c — pinnase nidusus T/m^2 .

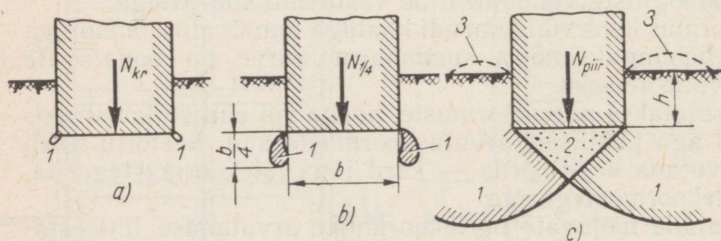
Koormuse edasisel suurenemisel piirtasakaalu-alad suurenevad ja levivad vundamendi talla all järjest sügavamale.

Teatava koormuse puhul ulatub piirtasakaalu-alade suurim levikusügavus $1/4$ vundamenditalla laiuseni, s. o. $z_{max} = \frac{b}{4}$ (joon. 59, b).

Vastav koormus (punkt 2 joonisel 9, a) avaldatakse valemiga

$$p_{1/4} = \frac{\pi(\gamma_0 h + c \operatorname{ctg} \varphi + 0,25 b \gamma_0)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma_0 h = (A b + B h) \gamma_0 + D c, \quad (59)$$

kus A , B ja D — pinnase sisehõõrdenurgast sõltuvad tegurid. Tegurite väärtused esitatakse tabelis 18.



Joon. 59. Piirtasakaalu-alade leviku skeem pinnases:

a — kriitilise koormuse (servasurve) puhul; b — $1/4$ vundamendi tallalause sügavuseni; c — piirkoormuse puhul; 1 — piirtasakaalu-alad; 2 — tihenenud tuum; 3 — väljasurutav pinnas

Tabel 18. Tegurite A , B ja D väärtused valemis (59)

φ°	A	B	D	φ°	A	B	D
0	0	1	3,1	24	0,7	3,9	6,5
2	0	1,1	3,3	26	0,8	4,4	6,9
4	0	1,2	3,5	28	1,0	4,9	7,4
6	0,1	1,4	3,7	30	1,2	5,6	8,0
8	0,1	1,6	3,9	32	1,3	6,3	8,5
10	0,2	1,7	4,2	34	1,5	7,2	9,2
12	0,2	1,9	4,4	36	1,8	8,2	10,0
14	0,3	2,2	4,7	38	2,1	9,4	10,8
16	0,4	2,4	5,0	40	2,5	10,8	11,7
18	0,4	2,7	5,3	42	2,9	12,5	12,8
20	0,5	3,1	5,7	44	3,4	14,5	14,0
22	0,6	3,4	6,0	45	3,7	15,6	14,6

Tabel 19. Tegurite A , B ja D väärtused valemis (60)

φ°	26	28	30	32	34	36	38	40	42	46
A	6,8	8,0	10,8	14,3	19,8	26,2	37,4	50,1	77,3	159,6
B	12,3	15,0	19,3	24,7	32,6	41,5	54,8	72,0	98,7	195,0
D	23,2	25,8	31,5	38,0	47,0	55,7	70,0	84,7	108,8	187,5

Survet, mis vastab kõvera punktile 3 joonisel 9, a ja joonisel 59, c näidatud skeemile, nimetatakse piirsurveks ehk piirkoormuseks p_{piir} . Selle leidmiseks võib liivpinnase ja lintvundamendi puhul kasutada V. G. Berezantsevi valemit, millel on sama kuju kui valemil (59), kuid teguritel teised väärtused (tabel 19),

$$p_{piir} = (Ab + Bh)\gamma_0 + Dc. \quad (60)$$

Võib märkida teatavat analoogiat vundamendi all tekkiva pinnase pingeseisundi ja tala paindel tekkiva pingeseisundi vahel. Sel juhul aluse kriitiline servasurve vastab koormusele, mis talamaterjalis kutsub esile äärmiste kiudude voolamise, piirsurve vastab aga piirkoormusele. Koormust, mis põhjustab teatava sügavuseni ulatuvate piirtasakaalu-alade teket, võib analoogia põhjal võrrelda koormusega, mille puhul voolavuspiirkond haarab teatava osa tala ristlõike kõrgusest.

Näide 16. Määrata kolm koormusastet: kriitiline koormus, piirkoormus ning koormus, mille puhul piirtasakaalu-alad levivad ühe neljandiku vundamendi tallaslaiuse sügavusele.

Antud on: vundamendi laius $b=2$ m, rajamissügavus $h=2$ m, pinnase (tolmliiva) mahukaal $\gamma_0=1,7$ t/m³, sisehõrdenurk $\varphi=30^\circ$, nidusus $c=0,04$ kG/cm² = $=0,4$ T/m².

Lahendus.

Kriitiline koormus valemi (58) abil

$$p_{krr} = \frac{\pi(\gamma_0 h + c \operatorname{ctg} \varphi)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma_0 h = \frac{3,14(1,7 \cdot 2 + 0,4 \cdot 1,73)}{1,73 + \frac{30}{180} \cdot 3,14 - 1,57} + 1,7 \cdot 2 =$$

$$= \frac{12,85}{0,683} + 3,4 = 22,2 \text{ T/m}^2 = 2,22 \text{ kG/cm}^2.$$

Piirkoormus valemi (60) kohaselt

$$p_{pir} = (Ab + Bh)\gamma_0 + Dc = (10,8 \cdot 2 + 19,3 \cdot 2) \cdot 1,7 + 31,5 \cdot 0,4 = 102,3 +$$

$$+ 12,6 = 114,9 \text{ T/m}^2 = 11,5 \text{ kG/cm}^2.$$

Koormus, mille puhul piirtasakaalu-alade levikusügavus ulatub $1/4$ vundamendi tallalauseeni, leitakse valemiga (59)

$$p_{1/4} = (Ab + Bh)\gamma_0 + Dc = (1,2 \cdot 2 + 5,6 \cdot 2) \cdot 1,7 + 8 \cdot 0,4 = 23,1 + 3,2 =$$

$$= 26,3 \text{ T/m}^2 = 2,63 \text{ kG/cm}^2.$$

Aluspinnase normrõhk

Nagu varem märgitud, on deformatsioonist lähtuv aluse arvutus kohustuslik kõikide ehitiste puhul.

Vajumist täielikult vältida pole võimalik. Mis tahes alus vajub ehitise all, sest ehitise kaal mõjutab isegi kaljupinnast ja põhjustab vältimatult mingisuguse deformatsiooni. Kuid vajumid kaljupinnase puhul on niivõrd väikesed, et need võib hüljata, sellal kui nõrgal alusel hooned võivad vajuda kümneid sentimeetreid.

Tuleb silmas pidada, et enamiku ehitiste puhul pole niivõrd tähtis vajumite suurus, kuivõrd deformatsioonide jaotumise iseloom aluses. Näiteks hoone seinte ebaühtlane vajumine võib põhjustada seinte pragunemise. Üksikjuhtudel võib esineda ka kogu hoone kaardumine.

Kui alusel on antud ehitise jaoks küllaldane kandevõime, pole aluse ühtlane vajumine hoone või ehitise normaalsele ekspluateerimisele ohtlik.

Täisnurkse põhiplaani ja kuni kuuekorruseliste tellis- ja suurplokki-kandeseintega tsiviilhoonete puhul võib deformatsioonidest lähtuva arvutuse asemel piirduda ainult pinnase normrõhu kontrolliga. Selle lihtsustatud arvutuse puhul tuleb täita tingimus

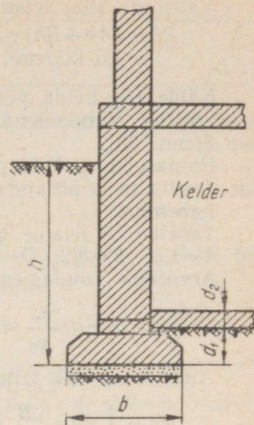
$$p_h \leq R^n, \quad (61)$$

kus p_h — normkoormuste põhjustatud keskmine surve pinnasele, mis leitakse p. 15 toodud juhiste kohaselt;

R^n — pinnase normtugevus ehk aluse normrõhk.

Seejuures peavad aluse pinnasekihid olema horisontaalsed ja ühtlase paksusega ning nende kokkusurutavus kuni 5 m sügavuseni vundamendi tallast ei tohi suurenedada.

Ehitusnormides on pinnase normtugevuseks ehk normrõhuks võetud niisugune keskmine rõhk alusele, mille puhul piirtasakaalu-alade levikusügavus ulatub vundamendi tallalause neljandikuni. See rõhk määratakse valemiga (59) sisehõrdenurga φ^n ja nidususe c^n normväärtusi kasutades:



$$R^n = (Ab + Bh)\gamma_0 + Dc^n, \quad (62)$$

kus h — vundamendi rajamissügavus m;
 γ_0 — vundamenditallast ülalpool asetseva pinnase mahukaal t/m^3 ;
 b — ristkülikulise vundamendi väiksem külge m.

Keldri olemasolu korral määratakse aluse normrõhk valemiga

$$R^n = \left[Ab + \frac{B}{3}(2h + h_p) \right] \gamma_0 + Dc^n. \quad (63)$$

Siin h_p — vundamendi redutseeritud rajamissügavus keldriruumis, leitakse valemiga (joon. 60)

$$h_p = d_1 + d_2 \frac{\gamma_p}{\gamma_0},$$

kus d_1 — vundamendi tallast kõrgemal oleva pinnasekihi paksus m;
 d_2 — keldri põrandakonstruktsiooni paksus m;
 γ_p — keldri põrandamaterjali mahukaal t/m^3 .

Näide 17. Määrata liivsavi normrõhk, kui poorsustegur $\epsilon=1$, niiskusesisaldus rullpiiril $W_r=16\%$, mahukaal $\gamma_0=1.8 t/m^3$, vundamendi laius $b=3,0$ m ja rajamissügavus $h=1,8$ m.

Lahendus.

Tabelist 8b leiame $\varphi^n=18^\circ$; $c^n=0,08$ $kG/cm^2=0,8$ T/m^2 ja tabelist 18 tegurid $A=0,4$; $B=2,7$; $D=5,3$.

Valemiga (62) leiame normrõhu

$$R^n = (Ab + Bh)\gamma_0 + Dc^n = (0,4 \cdot 3 + 2,7 \cdot 1,8) \cdot 1,8 + 5,3 \cdot 0,8 = 15,1 \text{ T/m}^2 = 1,5 \text{ kG/cm}^2.$$

Näide 18. Leida peenliiva normrõhk, kui poorsustegur $\varepsilon = 0,6$ ja mahukaal $\gamma_0 = 1,8 \text{ t/m}^3$. Vundamenti laius $b = 1,2 \text{ m}$, rajamissügavus $h = 3 \text{ m}$, hoonel on kelder (joon. 60).

Pinnasekihi paksus pealpool vundamenditalda $d_1 = 0,4 \text{ m}$; keldripõranda paksus $d_2 = 0,1 \text{ m}$ ja põrandamaterjali mahukaal $\gamma_p = 2,3 \text{ t/m}^3$.

Lahendus.

Tabelist 8a leiame $\varphi^n = 36^\circ$ ja $c^n = 0,04 \text{ kG/cm}^2 = 0,4 \text{ T/m}^2$. Tabelist 18 tegurid $A = 1,8$; $B = 8,2$; $D = 10,0$.

Arvutame vundamenti redutseeritud rajamissügavuse keldris

$$h_p = d_1 + d_2 \frac{\gamma_p}{\gamma_0} = 0,4 + 0,1 \cdot \frac{2,3}{1,8} = 0,53 \text{ m}.$$

Aluse normrõhk leitakse nüüd valemiga (63)

$$\begin{aligned} R^n &= \left[Ab + \frac{B}{3} (2h + h_p) \right] \gamma_0 + Dc^n = \\ &= \left[1,8 \cdot 1,2 + \frac{8,2}{3} (2 \cdot 3 + 0,53) \right] \cdot 1,8 + 10,0 \cdot 0,4 = 40,1 \text{ T/m}^2 = 4,0 \text{ kG/cm}^2. \end{aligned}$$

Pinnase kandevõime ligikaudne määramine normide abil

Pinnase kandevõime esialgseks hindamiseks soovitatakse vundamentide projekteerimise normides ja eeskirjades kasutada normrõhkude R^n tabelleid.

Pinnase kandevõime sõltub tema füüsikalistest ja mehaanilistest omadustest. Seetõttu antakse tabelis 20 esitatud R^n väärtused sõltuvana pinnase liigist, tema tihedusest, poorsustegurist, liivpinnaste niiskusest ja savipinnaste konsistentsist.

Tabeli 20 koostamisel on aluseks olnud suur hulk pinnase proovikoormamise tulemusi ning ekspluatatsioonis olevate hoonete ja ehitiste vundamentide töö vaatlusandmeid.

Savipinnase normrõhu R^n määramisel tabeli abil interpoolitakse esialgu poorsusteguri ε väärtuse alusel $B = 0$ ja $B = 1$ jaoks ning seejärel juba tegeliku B väärtuse alusel vahemikus $B = 0$ ja $B = 1$.

Tuleb märkida, et tabelis pole antud R^n väärtust kohevatele (kobedatele) liivpinnastele, voolavatele savipinnastele ($B > 1$), saviliivadele poorsusteguriga $\varepsilon > 0,7$, liivsavidele $\varepsilon > 1$ ja savidele $\varepsilon > 1,1$, samuti ka suure orgaanikasisaldusega pinnastele. Nii-suguste pinnaste kandevõime määratakse ainult kohapeal tehtud proovikoormamiste alusel.

Tabeli 20 andmeid kasutatakse geoloogiliste tingimuste hindamiseks ehitusgeoloogiliste uurimiste staadiumis. Projekteerimisel võib neid andmeid kasutada ainult vundamenti mõõtmete esialgseks määramiseks, III ja IV klassi ehitiste puhul aga ka vundamenti lõplike mõõtmete määramiseks.

Tabel 20. Pinnase normrõhk R^n kG/cm²

Pinnase liik		R^n		Pinnase liik		R^n		
Jäme purd pinnased				Liiv pinnased				
1. Jämerähk (jäme-kruus), kui poorid on täitunud liivaga				6,0	Tihe		Kesk-tihe	
2. Kristalsete kivimite rähk (kruus)				5,0	7. Tolmliiv:			
3. Settekivimite rähk (kruus)				3,0	a) niiske		2,5 2,0	
					b) märg		2,0 1,5	
					c) veega küllastunud		1,5 1,0	
Liiv pinnased				Tihe	Kesk-tihe	Savipinnased		
4. Jämeliiv sõltumata niiskusest				4,5	3,5	ϵ	$B=0$	$B=1$
5. Keskliiv sõltumata niiskusest				3,5	2,5	8. Saviliiv		0,5 3,0 3,0
6. Peenliiv:						0,7 2,5 2,0		
a) niiske				3,0	2,0	9. Liivsavi		0,5 3,0 2,5
b) märg ja veega küllastunud				2,5	1,5	9,7 2,5 1,8		
						1,0 2,0 1,0		
						10. Savi		0,5 6,0 4,0
						0,6 5,0 3,0		
						0,8 3,0 2,0		
						1,1 2,5 1,0		

Näide 19. Määrata liivpinnase normrõhk R^n , kasutades näites 1 saadud füüsikalisi näitajaid.

Lahendus.

Tabeli 20 põhjal määratakse kesktiheda keskliiva normrõhk sõltumata niiskusest:

$$R^n = 2,5 \text{ kG/cm}^2.$$

Näide 20. Määrata savipinnase normrõhk näites 2 saadud füüsikaliste näitajate alusel.

Lahendus.

Savi normrõhk leitakse tabelivormis interpoolimise teel (tabel 21).

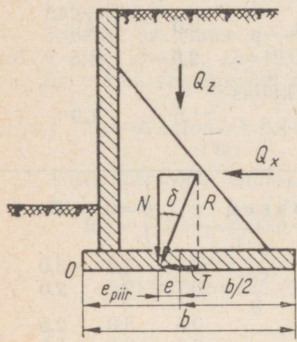
Tabel 21. R^n määramine interpoolimise abil

	$B=0$	$B=0,33$	$B=1,0$
$\epsilon=0,6$	5,0		3,0
$\epsilon=0,75$	3,50	3,08	2,25
$\epsilon=0,8$	3,0		2,0

Antud savi normrõhk $R^n=3,08$ kG/cm².

Ümberlükkekindlus

Aluse kandevõime (tugevuse) kaotuse korral kaotab ka ehitis püsivuse. Kuid vahel võib püsivus kaduda ka aluse kandevõime kaotusega, näiteks ehitise libisemisel mööda aluspinda. Neil juhtudel tuleb ehitise püsivuse arvutamisel kasutada samuti valemit (54).



Joon. 61. Ehitise püsivuse kontroll

Ehitise ümberlükkekindluse kontrollimisel punkti O suhtes (joon. 61) esineb valem kujul

$$M \leq m M_{piir} \text{ ehk } e \leq m e_{piir}, \quad (54a)$$

kus M — kõikide ehitisele mõjuvate jõudude arvutuslik ümberlükkemoment vundamenditalla raskuskeskme suhtes, võrdub korrutisega Ne ;

M_{piir} — piirmoment vundamenditalla tsentri suhtes, võrdub Ne_{piir} ;

N — kõikide vundamenditallaga risti mõjuvate arvutuslike jõudude resultant;

e — arvutuslike jõudude resultandi ekstsentrilisus;

e_{piir} — resultandi piirekstsentrilisus; täisnurkse vundamendi tallalaie b puhul $e_{piir} = 0,5 b$;

m — töötingimuste tegur, mis tööstus- ja tsiviilehitiste jaoks võetakse purdpinnase puhul mitte üle 0,75 ja kalju puhul mitte üle 0,9*.

* Sillasammaste puhul võetakse töötingimuste tegur vastavalt 0,7 ja 0,8.

Libisemiskindlus

Ehitise libisemiskindluse kontrollimisel omandab valem (54) kuju:

$$T \leq mT_{piir} \text{ ehk } T \leq mfN, \quad (54b)$$

kus T — kõikide nihkejõudude, s. o. aluspinnaga paralleelselt mõjuvate arvutuslike jõudude summa;

T_{piir} — piirnihkejõud (vastupanu nihkele), võrdub $N/2$;

f — aluspinnase ja vundamendi materjali vaheline hõõrdetegur. Hõõrdetegurite väärtused on toodud tabelis 22.

Tabel 22. Vundamendi ja pinnase vaheline hõõrdetegur

Pinnase liik	f	Pinnase liik	f
Uhtumata pinnaga kalju	0,6	Saviliiv ja liivsavi	0,3
Jämepurdpinnas	0,5	Märg savi	0,2
Liivpinnas	0,4		

Töötingimuste tegur m võib libisemiskontrollii ulatuda kuni üheni*. Jõud, millest summeeruvad M ja T suurused, võetakse ülekoormusteguritega. Ülekoormustegur võib olla kas üle või alla ühe olenevalt sellest, kas vaadeldav jõud püüab ehitist stabiilsest asendist välja viia või takistab seda. Nii tuleb tugiseinale mõjuva pinnase aktiivsurve jaoks võtta ülekoormustegur $n=1,2$, seina omakaalu jaoks aga $n=0,9$.

Kirjeldatud meetodika ehitiste püsivuse kontrollimiseks on kasutusel sildade projekteerimise tehnilistes tingimustes (CH 200-62). See meetodika on põhjendatum kui «püsivustegurite» meetodika, kuid tööstusehitiste projekteerimise normidesse pole seda seni veel võetud.

Näide 21. Kontrollida arvutusega joonisel 61 kujutatud tugiseina ümberlücke- ja libisemiskindlust, kui arvutuslikud koormused seina 1 m pikkuse kohta on: seina omakaal $G=20,25$ T, pinnasesurve horisontaalkomponent $Q_x=9,6$ T ja vertikaalkomponent $Q_z=10,62$ T. Seina vundamendi laius $b=2$ m, kõikide vertikaaljõudude resultantjõu N ekstsentrilisus $e=0,42$ m. Aluseks liiv.

Lahendus.

Ümberlückekindluse kontrolliks kasutatakse valemit (54a). Töötingimuste tegur $m=0,75$ ja $e_{piir}=b/2=1$ m puhul

$$e \leq m \cdot e_{piir} \text{ ehk } 0,42 < 0,75 \cdot 1.$$

* Sildade puhul $m=0,8$.

Libisemiskindlust kontrollitakse valemiga (54b):

$$T = Q_x = 9,6 \text{ T}; \quad N = G + Q_z = 20,25 + 10,62 = 30,87 \text{ T}; \quad f = 0,4 \text{ ja} \\ m = 1,0 \text{ puhul}$$

$$T \leq mfN \text{ ehk } 9,6 < 0,4 \cdot 30,87 = 12,3.$$

19. ALUSE VAJUMINE

Aluse deformatsiooni liigid

Ehitise koormuse mõjul tema alus deformeerub ja põhjustab vajumise, mõnikord aga äkkvajumise. Vajumiseks nimetatakse aluse allapoole suunatud deformatsiooni, millega ei kaasne pinnase tekstuuri põhjalik muutus. Äkkvajumine põhjustab pinnase tekstuuri põhjaliku muutuse. Näiteks kuuluvad äkkvajumise hulka aluse deformatsioon, mis tekib pinnase väljasurumisel vundamenti talla alt, ja märgunud lõsspinnase vajumine koormuse all.*

Vajumine loetakse ühtlaseks, kui aluse deformatsioon kogu ehitise piires on ühesuurune, ja ebaühtlaseks, kui aluse erinevates punktides on deformatsioon erinev.

Aluse vajumise põhjuseks on liigvee eemaldumine pooridest ja sellele järgnev pinnase tihenemine. Seepärast toimub vajumine kiiresti suure filtratsioonimooduliga liivpinnastes ja aeglaselt savipinnastes, mille filtratsioonimoodul on väga väike. Vahel võib savipinnase vajumine kesta palju aastaid. Pinnase lõplikule tihendamisele vastavat vajumit nimetatakse lõplikuks ehk stabiiliseerunud (kustunud) vajumiks.

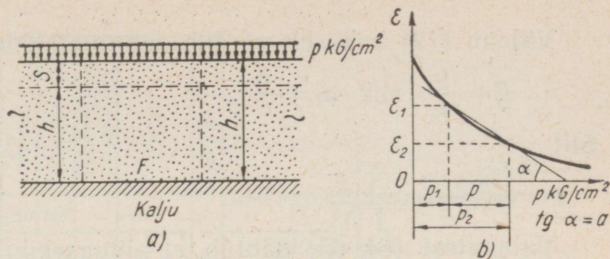
Vajumise arvutusmeetodid

Pinnasekihi vajumine lauskoormuse puhul

Pinnasekihi koormamisel lauskoormusega vajub pinnasekiht ainult pinnase tihenemise arvel ilma külglaienemise võimaluseta.

Joonisel 62 on antud pinnasekihi deformeerumise skeem ja poorsusteguri muutumist kirjeldav kompressioonikõver. Nende suuruste abil võib määrata pinnasekihi vajumise suuruse. Eraldame pinnasekihis elementaarsambakese ristlõikepinnaga F , kõrgusega h ja poorsusteguriga ϵ_1 . Pärast tihenemist koormuse p mõjul on

* Et lõsspinnase puhul on vajumise üheks oluliseks põhjuseks pinnase märmumine, siis nimetatakse taolist vajumist ka niiskusevajumiseks (vt. ka p. 41). *Tõlk.*



Joon. 62. Pinnasekihi deformeerumise skeem lauskoormuse puhul:
 a – koormuse mõjumise skeem; b – kompressioonikõver

sambakese kõrgus h' ja poorsustegur ε_2 . Vajumi võib aga avaldada kui

$$S = h - h' \quad (a)$$

Arvestades, et pinnase skeleti maht sambakeses enne tihendamist ja pärast vajumise vaibumist on sama, võib kirjutada

$$\frac{Fh}{1 + \varepsilon_1} = \frac{Fh'}{1 + \varepsilon_2}, \quad (b)$$

kust

$$h' = \frac{1 + \varepsilon_2}{1 + \varepsilon_1} h. \quad (c)$$

Asetades h' väärtuse avaldisse (a), saame pärast teisendust

$$S = h \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1 + \varepsilon_1}. \quad (d)$$

Tihenemise seadusest (valem 12) teame, et

$$\varepsilon_1 - \varepsilon_2 = ap \quad (e)$$

ja järelikult

$$S = \frac{a}{1 + \varepsilon_1} hp. \quad (f)$$

Suurust $\frac{a}{1 + \varepsilon_1}$ nimetatakse pinnase suhteliseks kompressioonimooduliks a_0 . Seda kasutades saame avaldisest (f) vajumi arvutusvalemi

$$S = a_0 hp. \quad (64)$$

Valemi (19) kohaselt võrdub deformatsioonimoodul

$$E = \frac{\beta}{a_0} \quad \text{ehk} \quad a_0 = \frac{\beta}{E}.$$

Siit

$$S = \frac{\nu h \beta}{E}. \quad (65)$$

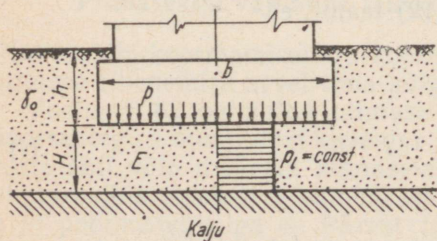
Valemitest (64, 65) nähtub, et pinnasekihi vajum sõltub koormuse suuruselt p , kihi paksusest h ja pinnase kokkusurutavusest (ϵ , a_0). Arvutada vajumit valemiga (65) lubatakse ainult juhul, kui deformeerumatu kivim asetseb vähem kui vundamendi poole tallalaiuse sügavuses (näiteks joonisel 63 $H \leq 0,5b$), mis tavaliselt esineb suure laiusega vundamentide arvutamisel. Surve p võetakse võrdseks p_T -ga valemi (53) kohaselt.

Kihikaupa summeerimise meetod

Eespool vaatlesime juhtu, kus alus koosneb ühest, kaljul lasuvast pinnasekihist (joon. 63). Survepüür on sel juhul sügavuse suunas konstantne. Praktikas kohtame kõige sagedamini ebahühtlast alust. Et surve sügavuse suunas väheneb, siis kasutatakse vajumi määramiseks kihikaupa summeerimise meetodit, mis põhineb järgmistel oletustel.

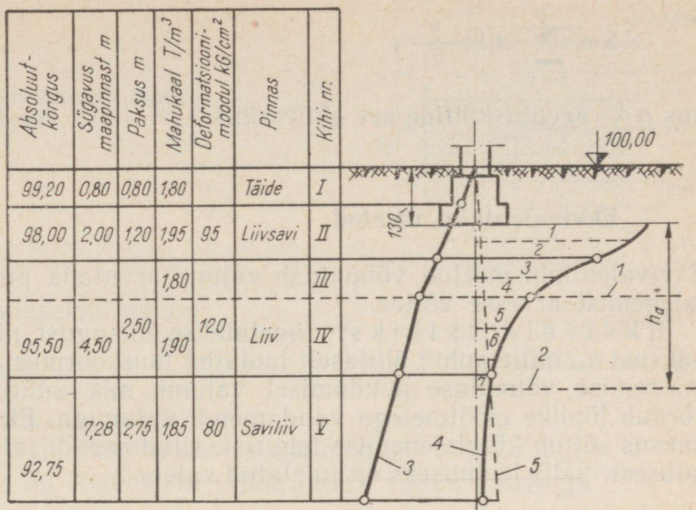
1. Vajumine toimub ainult ehitise koormuse lekitatud lisapingete arvel (pinnase ülemiste kihtide omakaalu põhjustatud looduslikku survet arvestamata).

2. Vajumine toimub ainult selle deformatsiooni arvel, mis tekib vundamendi talla all teatavas piiratud paksusega pinnasekihis. Seda pinnasekihti nimetatakse tööta vaks ehk aktiivkihiks (joon. 64). Aktiivkihi alumiseks piiriks võetakse see sügavus h_a vundamendi tallast, kus lisapinge moodustab 20% looduslikust (täpsusega kuni $\pm 0,05 \text{ kG/cm}^2$)*.



Joon. 63. Vundamendi skeem

* Kõikide pinnaseliikide puhul ei piisa sellest täpsusest. Nõrkade (tugevasti kokkusurutavate) savipinnaste puhul peaks aktiivkihi piiri määramisel pingete arvutustäpsus olema $\pm 0,01 \text{ kG/cm}^2$, kusjuures mõju võib avaldada ka 20 protsendist väiksem lisapinge. Tõlk.



Joon. 64. Vajumi arvutuskeem kihikaupa summeerimise meetodi puhul: 1 — pinnasevee tase; 2 — aktiivkihi alumine piir; 3, 4, 5 — loodusliku ja lisasurve eptüürid

3. Ehitise tekitatud surve jaotuse arvutamisel pinnases loetakse pinnas lineaarselt deformeeruvaks keskkonnaks.

4. Et ehitise põhjustatud lisapinge pole aktiivkihi piires konstantne, vaid väheneb sügavuse suurenemisega, siis jagatakse vajumi arvutamisel aktiivkiht üksikuteks kihtideks paksusega kuni 0,4 vundamendi talla laiust. Surve p_i võetakse iga kihi h_i piires konstantseks ja võrdseks vaadeldava kihi keskmise survega.

5. Iga kihi h_i survedeformatsioon tekib külglaienemise võimaluseta ja on arvutatav avaldisest (65) saadud valemiga

$$S_i = e_i h_i = \frac{p_i h_i \beta_i}{E_i},$$

kus e_i — kihi suhteline survedeformatsioon;

E_i — kihi ülddeformatsioonimoodul;

p_i — kihi keskmine surve;

β_i — valemiga (17) leitav üleminekutegur.

СНП II-Б.1-62 kohaselt võetakse tegur $\beta_i = 0,8$ sõltumata pinnaseliigist.

Kogu aktiivkihi arvel tekkinud vajum leitakse üksikkihtide vajumite summeerimise teel. Summaarne vajum

$$S = \sum_{i=1}^n p_i h_i \frac{\beta}{E_i}, \quad (66)$$

kus n — arvutuskihtide arv aktiivkihis.

Ekvivalentkihi meetod

Ekvivalentkihi meetod võimaldab vajumi arvutada piiratud külglaienemist arvesse võttes.

Ekvivalentkihi h_s * nimetatakse niisugust pinnase kihi-paksust h_s , mille puhul ühtlaselt jaotatud lauskoormus annab külglaienemise võimaluse puudumisel vajumi, mis suuruse poolest võrdub lõplike mõõtetega vundamendi vajumiga. Ekvivalentkihi paksus sõltub külglaienemise tegurist, vundamendi talla kujust ja laiuusest. Selle leidmiseks on tuletatud valem

$$h_s = A \omega b, \quad (67)$$

kus $A = \frac{(1-\mu)^2}{1-2\mu}$ — pinnaseliigist sõltuv tegur; μ väärtus võetakse tabelist 7;

ω — vundamendi kujust ja jääkusest sõltuv tegur, leitakse tabelist 23;

b — vundamendi laius.

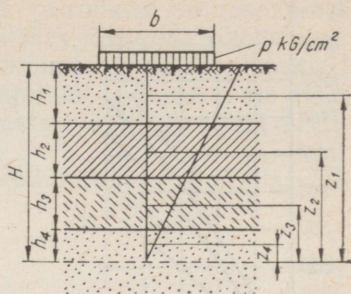
Selle meetodi puhul asendatakse aluses tekkiv kõverjooneline pingepüür praktika jaoks küllaldase täpsusega kolmnurkse epüüri-ga, mille kõrgus $H = 2h_s$ on ühtlasi deformeeruva kihi paksus.

Tabel 23. Teguri ω väärtused

Vundamendi kuju	Vundamendi tsentri all	Vundamendi nurga all
Ristkülikuline painduv vundament külgede suhtega:		
1	1,12	0,56
2	1,53	0,78
3	1,78	0,89
5	2,10	1,01
10 (ja lintvundament)	2,53	1,22
Painduv sõõrvundament	1,00	—
Jääk sõõrvundament	0,79	—

* Ekvivalentkihi mõiste ja vastava arvutusmeetodi esitas prof. N. A. Tsotovitš.

Joon. 65. Ekvivalentkihi meetodi arvutuskeem



Ühtlase pinnasekihi vajum

$$S = h_s a_0 p_l, \quad (68)$$

kus p_l — lisapinge kG/cm^2 ;

a_0 — suhteline kompressioonimoodul cm^2/kG .

Kui alus on ebaühtlane, määratakse vajum valemiga

$$S = h_s a_{0k} p_l, \quad (69)$$

kus a_{0k} — keskmine suhteline kompressioonimoodul, mis arvestab deformeeruvasse kihti sattuvate erinevate pinnaste omadusi (joon. 65).

Suurus a_{0k} leitakse valemiga

$$a_{0k} = \frac{1}{2h_s} \sum_1^n h_i a_{0i} z_i, \quad (70)$$

kus h_i — i -nda pinnasekihi paksus m ;

a_{0i} — i -nda kihi suhteline kompressioonimoodul cm^2/kG ;

z_i — i -nda kihi keskkohta kaugus deformeeruva kihi alumisest piirist sügavusel $H = 2h_s$ m .

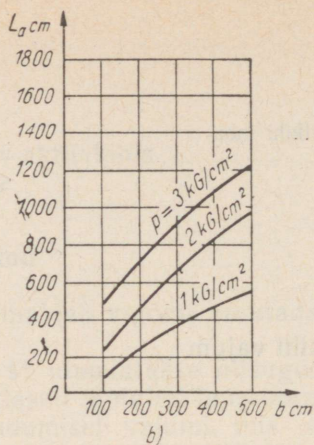
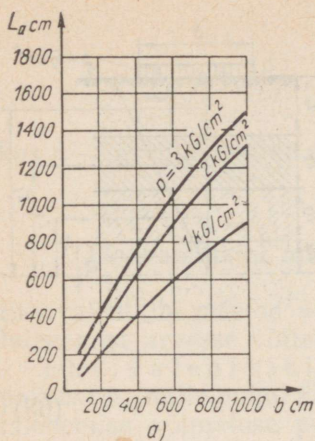
Üksikvundamendi vajumi arvutamisel soovitatakse arvesse võtta naabervundamentide kormuse mõju juhul, kui on täidetud tingimus

$$K_a L_f \leq L_a, \quad (71)$$

kus L_f — faktiline vundamentide telgede vahekaugus cm ;

L_a — joonisel 66 esitatud graafikutest saadav kaugus cm sõltuvalt vundamendi laiusest ja tallakoormusest p kG/cm^2 ;

K_a — tegur, mis arvutatakse valemiga



Joon. 66. Graafikud L_a määramiseks:

a — ruudukujulise ja b — ristkülikulise vundamendi puhul

$$K_a = \frac{0,6}{b} (E - 100) + 1, \quad (72)$$

milles 0,6 — tegur dimensiooniga cm^3/kG ;

b — vundamendi tallalaius cm;

E — deformeeruva kihi keskmine deformatsioonimoodul kG/cm^2 .

Aluse vajumise kulg aja jooksul

Ehitise rajamise käigus suureneb järjest alusele antav koormus ja ka aluse vajum.

Pärast ehitamise lõppu on aluse koormus konstantne ja vajumi juurdekasv väheneb aja jooksul nii, nagu näidatud vajumisgraafikul (joon. 9, b), kuni lõpuks kustub.

Liiv- ja jämpurdpinnastes kasvavad vajumid ehitusajal kiiresti ja lõpevad praktiliselt ehituse valmimise ajaks, mistõttu ei avalda mõju ehitise edaspidisele tööle.

Plastsetes savipinnastes on aluse vajumine hoopis pikaldasem ja võib kesta aastaid. Mõnel juhul võib vajumise ebahühtlane kustumine põhjustada ekspluateeritavas ehitises lubamatuid deformatsioone.

Aluse vajumise kulgu aja jooksul arvutatakse eeldusel, et vajumine on seotud pinnase pooridest ehitise koormuse mõjul väljarurutava vee filtratsiooniga.

Ehitise koormus antakse algul üle veele. Pooridest vee välja-

surumisega kandub koormus ikka rohkem ja rohkem pinnase mineeraalosalale. See põhjustab pinnase skeleti järk-järgulise tihenemise. Mida väiksem on pinnase filtratsioonivõime, seda aeglasemalt kulgeb tihenemine. Seetõttu kasvab vajumist põhjustavate lisapingete epüür järk-järgult seni, kuni vastab lõpliku vajumi arvutamisel kasutatavale pingeepüürile.

Et vajum on võrdeline lisapingete epüüri pindalaga, siis võib kirjutada

$$S_t = QS, \quad (73)$$

kus S_t — vajum ajahetkel t (osana lõppvajumist);

Q — vajumise määr, s. o. ajahetkel t mõjuvate lisapingete epüüri pindala ja stabiliseerunud epüüri pindala suhe;

S — lõppvajum.

Aega t määrava lahenduse saamiseks kasutatakse kaht pinnasemehaanika seadust: tihenemise ja laminaarse filtratsiooni seadust (vt. p. 8).

Valem aja t leidmiseks antakse kujul

$$t = \frac{4h_0^2}{\pi^2 C} N, \quad (74)$$

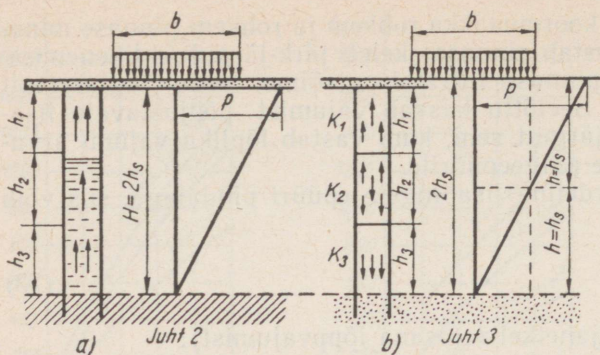
kus $h_0 = \frac{h}{1 + \varepsilon_1}$ — kihi redutseeritud paksus m ;

C — konsolidatsiooni- (tihenemis-)moodul cm^2/s ;

N — tegur, mis võetakse tabelist 24 olenevalt vajumise määrast Q ja filtratsiooni iseloomust.

Tabel 24. Teguri N väärtused vajumi arvutamiseks aja funktsioonina

Q	Juht			Q	Juht		
	1	2	3		1	2	3
0,05	0,06	0,002	0,005	0,55	0,84	0,32	0,59
0,10	0,12	0,005	0,02	0,60	0,95	0,42	0,71
0,15	0,18	0,01	0,04	0,65	1,10	0,54	0,84
0,20	0,25	0,02	0,03	0,70	1,24	0,69	1,00
0,25	0,31	0,04	0,12	0,75	1,42	0,88	1,18
0,30	0,39	0,06	0,17	0,80	1,64	1,08	1,40
0,35	0,47	0,09	0,24	0,85	1,93	1,36	1,69
0,40	0,55	0,13	0,31	0,90	2,35	1,77	2,09
0,45	0,63	0,18	0,39	0,95	3,17	2,54	2,80
0,50	0,73	0,24	0,49	1,00	∞	∞	∞



Joon. 67. Filtratsiooni arvutusskeemid:
 a — filtratsioon ühele poole; b — filtratsioon kahele poole

Konsolidatsioonimooduli väärtus leitakse valemiga

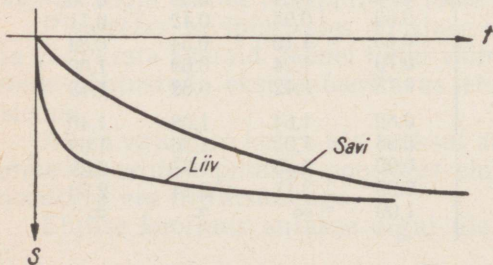
$$C = \frac{k}{a(1+e)\gamma_v} \quad (75)$$

N määramisel on võimalikud järgmised põhivariandid (joon. 67):

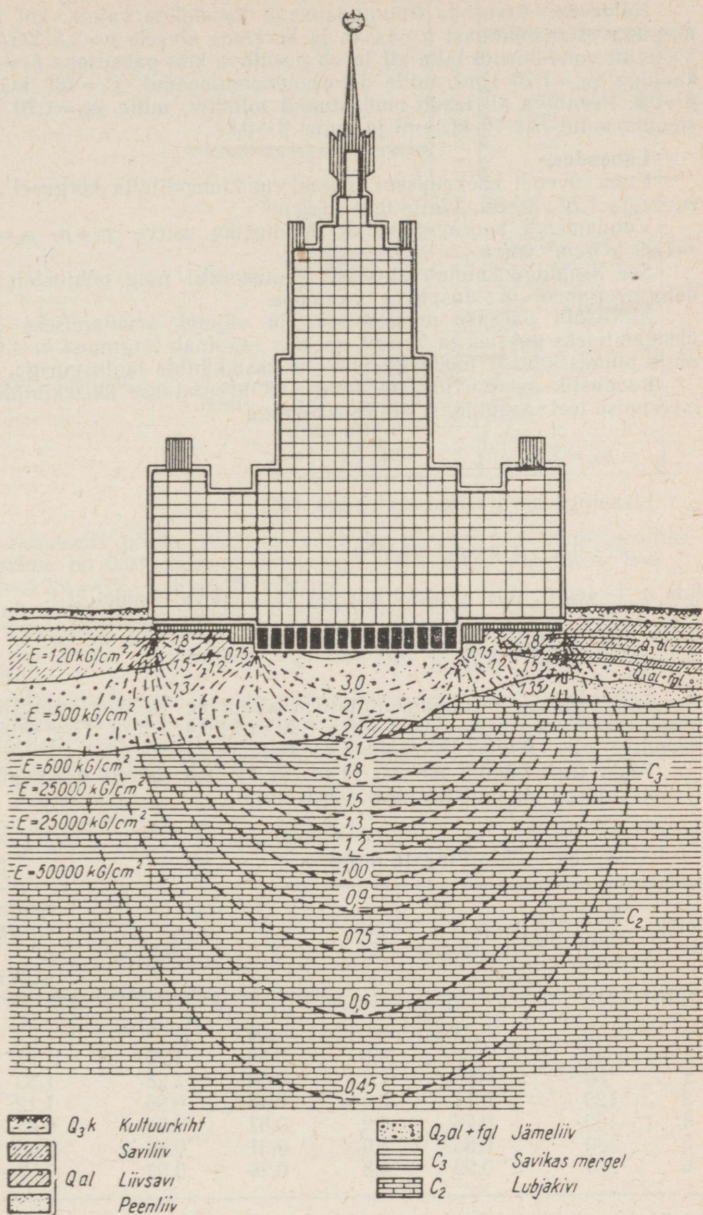
1. juht vastab pinnase omakaalu põhjustatud pingepüürile;
2. juht: lisapingete epüürist sügavamal lasub vettpidav kiht, mistõttu vesi filtreerub ainult alt üles;
3. juht: lisapingete epüür asub vett läbilaskvas kihis ja vesi filtreerub nii üles kui ka alla.

Andnud ette vajumise määra Q (tavaliselt vahemikuga 0,1), võib määrata osavajumi suuruse ja selleks kulunud aja. Nende andmete abil kujutatakse joonisel 68 näidatud aeg-vajumi graafik. Graafikust on näha, et liivpinnased vajuvad väga kiiresti, praktiliselt ehitusaja jooksul; savipinnased aga väga kaua — mõne aasta, vahel ka aastakümnete jooksul.

Joonisel 69 on näidatud Moskva Riikliku Ülikooli peahoone aluses tekkinud pinged. Nende abil arvutati vajumite suurused. Hoone tegelikke vajumeid mõõdeti rea aastate jooksul. Tegelikud vajumid langesid kokku arvutatutega.



Joon. 68. Aeg-vajumi kõverad



Joon. 69. Vertikaalpinged Moskva Riikliku Ülikooli peahoone all

Näide 22. Arvutada lintvundamendi tõenäoline vajum, kui $b=1,0$ m, raja-missügavus maapinnast $h=3,0$ m ja koormus alusele $p=2,5$ kG/cm² (joon. 70). Vahetult vundamendi talle all lasub peenliiva kiht paksusega $h_1=2,4$ m ja mahu-kaaluga $\gamma_{01}=1,70$ t/m³, mille deformatsioonimoodul $E_1=150$ kG/cm² ja tegur $\beta=0,8$. Peenliiva all lasub mudastunud tolmlüiv, mille $\gamma_{02}=1,70$ t/m³; deformatsioonimoodul $E_2=70$ kG/cm² ja tegur $\beta=0,8$.

Lahendus.

Kuni süvendi kaevamiseni mõjus vundamenditalla kõrgusel looduslik surve $p_0 = \gamma_0 h = 1,70 \cdot 3 = 5,1$ T/m² = 0,51 kG/cm².

Vundamendi koormus ületab loodusliku surve $p_l = p - p_0 = 2,5 - 0,51 = 1,99$ kG/cm² võrra.

See lisapinge kandub alusesse, jaotub seal ning põhjustab pinnasekihtide deformeerumise ja aluspinna vajumise.

Aktiivkihi paksuse määramiseks ja vajumi arvutamiseks jagatakse alus üksikkihtideks paksusega $h_i = 40$ cm, mis rahuldab tingimust $h_i \leq 0,4 b$. Seejuures ühtib pinnasekihtide looduslik piir ühe üksikkihtide jaotuspiiriga.

Looduslik surve erinevatel kõrgustel arvutatakse üksikkihtide sùrvete summeerimise teel maapinnast alates valemiga

$$p_{0z} = \sum \gamma_{0i} \cdot h_i.$$

Lisapinge arvutatakse valemiga (46)

$$p_z = \alpha p_l = \alpha (p - p_0) = 1,99 \alpha,$$

kus α — tegur, mis leitakse tabelist 14 olenevalt suhetest

$$m = \frac{2z}{b} = \frac{2z}{1,0} = 2z \quad \text{ja} \quad n = \frac{l}{b} = \infty.$$

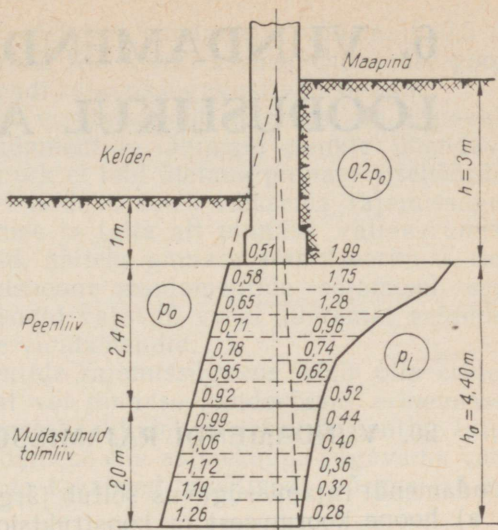
Siin loetakse z vundamenditallast allapoole. Näiteks looduslik surve sügavusel $z=40$ cm on $p_{0z} = \gamma_0 (h+z) = 1,70 \cdot (3+0,4) = 5,78$ T/m² $\approx 0,58$ kG/cm² ja lisapinge $p_z = 1,99\alpha = 1,99 \cdot 0,88 = 1,75$ kG/cm².

Tegur α on võetud tabelist 14 $m=2z=2 \cdot 0,4=0,8$ ja $n=\infty$ põhjal.

Arvutused on soovitatav teha tabeli kujul.

Tabel 25. Pingete arvutus

Kihi nr.	Kihi alumine piir z cm	p_0 kG/cm ²	$\frac{2z}{b}$	α	p_l kG/cm ²	Keskmine surve p_i kG/cm ²	Σp_i
—	0	0,51	0	1,00	1,99	—	
1	40	0,58	0,8	0,88	1,75	1,87	
2	80	0,65	1,6	0,64	1,28	1,52	
3	120	0,71	2,4	0,48	0,96	1,12	
4	160	0,78	3,2	0,37	0,74	0,85	
5	200	0,85	4,0	0,31	0,62	0,68	
6	240	0,92	4,8	0,26	0,52	0,57	6,61
7	280	0,99	5,6	0,22	0,44	0,48	
8	320	1,06	6,4	0,20	0,40	0,42	
9	360	1,12	7,2	0,18	0,36	0,38	
10	400	1,19	8,0	0,16	0,32	0,34	
11	440	1,26	8,8	0,14	0,28	0,30	1,92



Joon. 70. Vajumi arvutuse skeem

Aktiivkihi alumiseks piiriks võetakse sügavus $h_a = 4.40$ m vundamendiallast, sest sel puhul on 0.03 kG/cm^2 täpsusega rahuldatud tingimus $p_l = 0.28 \text{ kG/cm}^2 \approx 0.2p_0 = 0.2 \cdot 1.26 = 0.25 \text{ kG/cm}^2$.

Aktiivkihi alumise piiri võib leida ka grafoanalüütiliselt. Selleks leitakse lisapingete epüüri lõikepunkt looduslike pingete epüüri, kusjuures viimase epüüri ordinaadid on viis korda vähendatud, sest lisapinge peab looduslikust pingest moodustama 20%.

Et kõikide üksikkihtide paksus on võrdne ning deformatsioonimooduli E ja teguri β järgi jagunevad nad kahte gruppi, siis vajumi arvutus lihtsustub — konstantsed suurused võib kordajatena tuua summamärgi ette.

Oodatav vajum on valemi (66) kohaselt

$$S = \sum_{i=1}^n p_i h_i \frac{\beta}{E_i} = \frac{h_i \beta}{E_i} \sum_1^6 p_i + \frac{h_i \beta}{E_i} \sum_7^{11} p_i =$$

$$= \frac{40 \cdot 0.8}{150} \cdot 6.61 + \frac{40 \cdot 0.8}{70} \cdot 1.92 = 1.43 + 0.88 = 2.31 \text{ cm.}$$

Käesoleval ajal töötatakse välja uusi vajumi arvutamise meetodeid, mis arvestaksid ka pinnase roome mõju.

6. VUNDAMENDID

LOODUSLIKUL ALUSEL

20. VUNDAMENDI RAJAMISSÜGAVUS

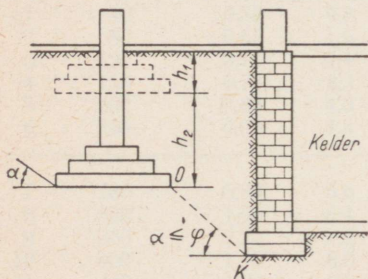
Vundamendi rajamissügavus sõltub järgmistest põhiteguritest:

- hoone koormusest ja konstruktsioonist, keldri, maa-aluste seadmete ja naabervundamentide olemasolust;
- ehitusplatsi geoloogilistest ja hüdrogeoloogilistest tingimustest, s. t. pinnase iseloomust ja pinnasevee olemasolust;
- ehitusrajooni kliimast (pinnase külmumissügavusest ja külmakerkest).

Seinte ja postide vundamentide rajamissügavus peab olema vähemalt 0,5 m (niiskumisel vajuvate pinnaste — lösside — puhul vähemalt 1 m) ehitusplatsi planeeritud maapinnast. Erandina lubatakse tihedate murenemata kaljude puhul vundament rajada otse tasandatud kaljupinnale.

Hoone koormuse ja konstruktsiooni mõju

Mida suurem on hoone koormus, seda sügavamale tuleb tavaliselt rajada vundament. Näiteks hoonetel, mille koormus on koondatud üksikutesse sõlmpunktidesse, nõuavad vundamendid suurt rajamissügavust. Sel juhul tehakse nad lintvundamentide asemel sammavundamentidena.



Joon. 71. Naabervundamentide rajamissügavus:

h_1 — konstruktiivne sügavus; h_2 — naabervundamenti olemasolust tingitud lisasügavus

Keldriga hoone puhul rajatakse vundament vähemalt 0,5 m allapoole keldri põrandapinda. Kui keldri asemel ehitatakse poolkeldrikorrus, võib vundamenti rajamissügavust vähendada.

Kui lähestikku asetsevad vundamendid tuleb rajada erinevale sügavusele, siis naabervundamentide lähimaid punkte ühendava sirge OK (joon. 71) kaldenurk ei tohi ületada pinnase sisehõõrdenurka φ . Kui seda nõuet ei täideta, tuleb väiksema rajamissügavusega vundamenti vajumise ja talla alt pinnase väljasurumise vastu kasutada eriabinõusid, näiteks pinnase stabiliseerimist. See vajadus esineb eriti tööstushoone vundamentide rajamisel, sest raskete seadmete vundamendid vajavad vahel suuremat rajamissügavust kui hoone postide vundamendid.

Hoone seinte vundamentide rajamissügavus võib olla erinev sõltuvalt maapinna kaldest või pinnase kandevõime erinevusest hoone eri osade all. Niisugustel juhtudel tuleb vundamentide liitumiskohtades madalam vundament viia astmekaupa sügavama vundamenti kõrguseni. Astmete tavalised mõõtmed: kõrgus 0,5 m, pikkus — 1 m*.

Ehitusplatsi geoloogiliste ja hüdrogeoloogiliste tingimuste mõju

Ehitusplatsi geoloogilised ja hüdrogeoloogilised tingimused võivad olla kõige mitmekesisemad, kuid igal juhul tuleb vundament rajada pinnasekihile, mille kandevõime vastab projekteeritava hoone või ehitise koormusele.

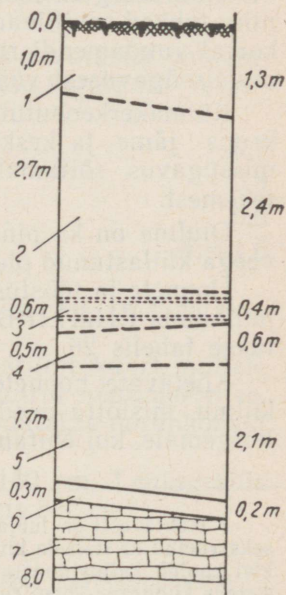
Olgu ehitusplatsiks näiteks mattunud jõesäng (joon. 72). Niisugustes kohtades ei talu pealmised pinnasekihid suuremaid koormusi.

Antud juhul on arvutustugevusteks saadud:

1) liivsavil, mille looduslik niiskus on rullpiirist madalam ja poorsustegur 1,0, normrõhk $R^n = 2 \text{ kG/cm}^2$ (tabel 20);

Joon. 72. Ehitusplatsi geoloogiline läbilõige:

1 — taimejäänustega pinnas; 2 — tolmlüiv; 3 — liiva-vahekihtidega liivsavi; 4 — kesktihe niiske tolmlüiv; 5 — tihe märg tolmlüiv; 6 — tihe savi; 7 — lubjakivi



* Monteeritavate vundamentide puhul kujuneb astmete mõõtmeiks vastavalt 0,6 või 0,3 m ja 1,2 m. Tõlk.

2) lubjakivi normrõhk $R^n = 5 \text{ kG/cm}^2$ *

On kaks lahendusvõimalust:

a) liivsavi võib aluseks jääda enamikule tsiviil- ja tööstushoonetele, millele normrõhk 2 kG/cm^2 on piisav;

b) suure koormusega hoonete ja ehitiste vundamendid tuleb rajada ligikaudu $7,5 \text{ m}$ sügavusel lasuvale lubjakivile, mille normrõhk on $5,0 \text{ kG/cm}^2$.

Olulise tähtsusega on andmed pinnasevee taseme ja režiimi kohta. Kõrge pinnasevee taseme puhul, eriti vee tunduva juurdevoolu korral, võib osutada otstarbekaks rajamissügavuse vähendamine koos vundamendi konstruktsiooni muutmisega.

Pinnase külmumise mõju

Pinnase külmumisel suureneb teradevahelisi poore täitva vee maht, mistõttu pinnas deformeerub ja kerkib üles. Kui vundamendi rajamissügavus on külmumissügavusest väiksem, võib pinnase perioodiline külmumine ja sulamine põhjustada vundamendi ja seejärel ka hoone seinte purunemise.

Eriti külmakerkeohtlikud on pehmeplastsed, voolavplastsed ja voolavad liivsavid ning savid. Neil juhtudel peab vundamendi tald olema vähemalt arvutuslikul külmumissügavusel. See kehtib ka mittetahkete saviliivade kohta.

Külmakergete mõttes vähem ohtlikud on peen- ja tolmliid ning tahked saviliivad. Seetõttu võib sügaval asetseva pinnasevee korral vundamendi rajamissügavus neis pinnastes olla isegi külmumissügavusest väiksem.

Külmakerkeohutute pinnaste — kalju, poolkalju, jämepurru, kruus-, jäme- ja keskliiva — puhul määratakse vundamendi rajamissügavus sõltumata pinnase külmumispiirist ja pinnasevee tasemest.

Oluline on ka pinnase looduslik niiskusesisaldus, sest näiteks veega küllastunud olekus võib see olla külmakergete põhjuseks.

Hoonete ja tööstusehitiste vundamentide projekteerimisel tuleb juhendada СНиП II-Б.1-62 juhendeist, mis lühendatud kujul esitatakse tabelis 26.

Kõetavate hoonete siseseinte vundamentide alune pinnas ei külmu, mistõttu need võib rajada arvutuslikust külmumispiirist kõrgemale, kui ehitamise ajal pinnast kaitstakse külmumise eest.

* Nähtavasti on lubjakivi tugevasti murenenud, mistõttu normrõhk on võrdselt võetud kristalsete kivimite räha normrõhuga (tabel 20). Murenemata lubjakivi kuulub kaljupinnaste hulka (vt. p. 6) ja selle normrõhk võib ulatuda isegi sadade kilogrammideni ruutsentimeetri kohta. *Tõlk.*

Tabel 26. Vundamendi rajamissügavus lähtudes külmakerkeohust

Pinnase liik	Pinnasevee sügavus H_v planeeritud maapinnast külmaperioodil	Vundamendi rajamissügavus h planeeritud maapinnast
Peen- ja tolmiivad; tahked saviliivad; liiv-savid ja savid konsistentsiga $B \leq 0,5$	Ületab külmumissügavuse kapillaartõusu võrra, s. o. $H_v > H + 2$ m	Sõltumata külmumispiirist $h > 0,5$ m. Plastset liivsavi ja savi tuleb ehitusperioodil kaitsta märmumise ja külmumise eest
Peen- ja tolmiivad; saviliivad, liivsavid ja savid	$H_v < H + 2$ m	Vähemalt arvutuslik külmumissügavus, s. o. $h \geq H$

СНП II-Б.1-62 punkti 4.4 kohaselt leitakse arvutuslik külumiskiir valemiga

$$H = m_t H^n, \quad (76)$$

kus H^n — normikohane külmumissügavus m;

m_t — hoone soojarežiimi mõjutegur välisseina lähedase pinnase külmumisel.

Regulaarselt köetavate hoonete puhul, kus arvutuslik õhutemperatuur ruumides on vähemalt 10°C , võetakse teguri m_t suurusks:

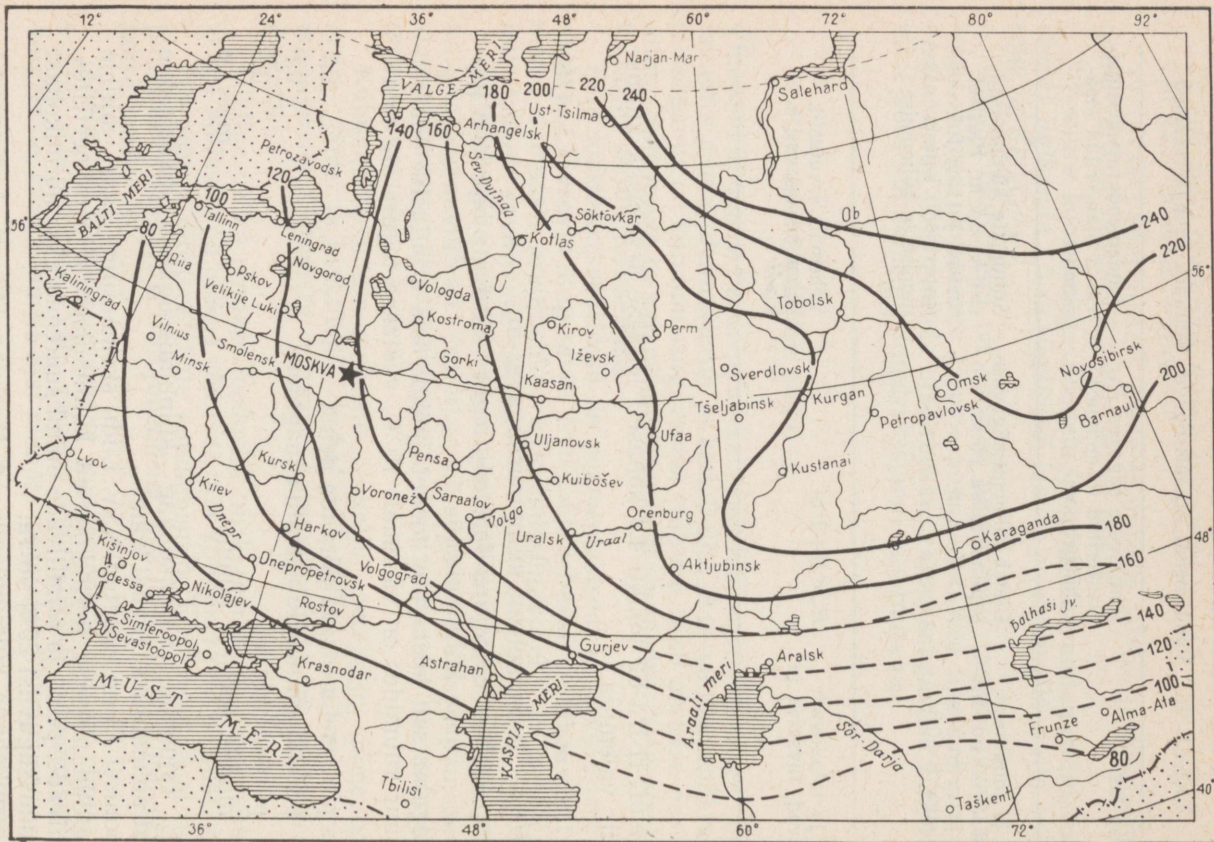
pinnasel asetseva põranda puhul	0,7
põrand pinnasele asetatud laagidel	0,8
põrand taladel	0,9
muude hoonete puhul	$m_t = 1,0$

NSVL rajoonide normikohane külmumissügavus määratakse lumest puhastatud lagedal kohal.

Joonisel 73 on esitatud NSV Liidu skemaatiline kaart, millele on kantud pinnase normikohased külmumispiirid sentimeetrites. Saviliivade, peen- ja tolmiivade puhul suurendatakse normikohast külmumissügavust 20% võrra.

Normikohane külmumispiir on Moskvas 140 cm, Leningradis 120 cm, Kiievis ja Minskis 90 cm, Novosibirskis 220 cm*.

* Külumiskiiri selgitamisel tuleb lähtuda kohalikest vaatlusandmetest ja ainult nende puudumise korral kasutada kaarti joonisel 73. Tõlk.



Joon. 73. Pinnase normikohase külmumissügavuse kaart

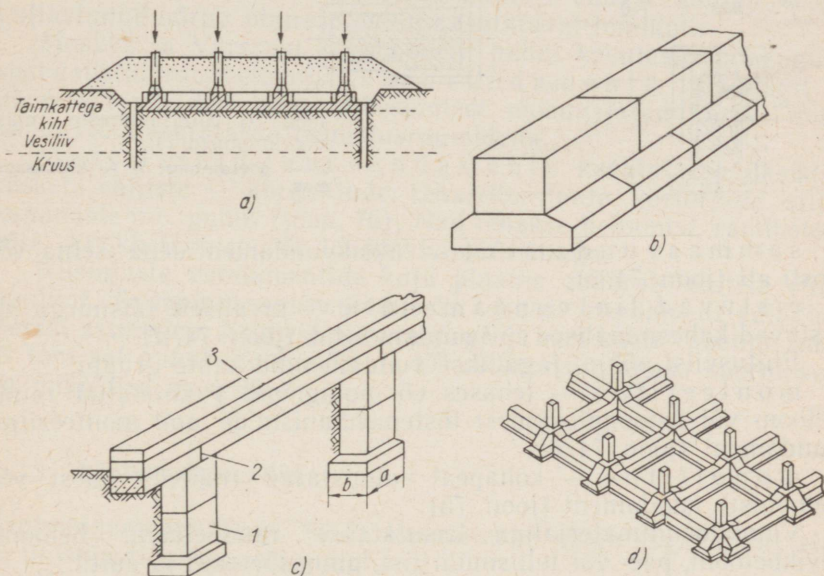
21. VUNDAMENDIKONSTRUKTSIOONID

Vundamentide tüübid

Talla kuju põhjal liigitatakse vundamente järgmiselt:

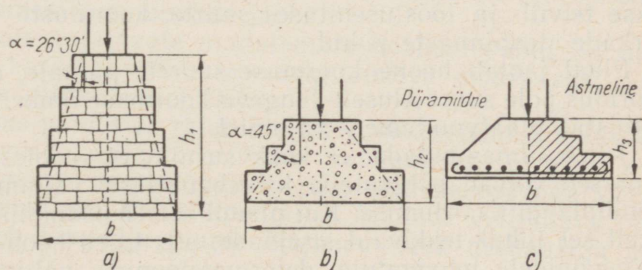
lausvundament — plaat- või massiivvundament kogu hoone või ehitise all (joon. 74, a ja joon. 76);

lintvundament — vundament hoone seina (joon. 74, b) või üksiktugede rea all:



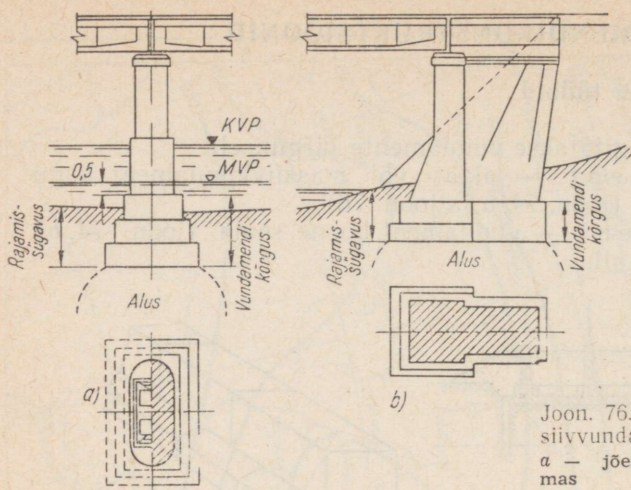
Joon. 74. Vundamentide tüübid:

a — lausvundament; b — lintvundament; c — sammavundament; d — ristuv lintvundament; 1 — betoonplokkidest samm; 2 — raudbetoon-vundamenditala; 3 — seinakonstruktsioon



Joon. 75. Monoliitsed vundamendid:

a — kivivundament; b — betoonvundament; c — raudbetoonvundament



Joon. 76. Sillasammaste massiivvundamendid:

a — jõesammas; b — kaldasammas

sammavundament — üksivundamentidena seina või posti all (joon. 74, c);

ristuvad lintvundamendid — tavaliselt täisnurga all ristuvad kahe-suunalised lintvundamendid (joon. 74, d).

Ehitusviisi põhjal jagatakse vundamendid kahte gruppi:

monteeritav — tehases või polügoonil valmistatud raudbetoon- või betoonplokkidest tõstemehhanismide abil monteeritav vundament (joon. 74, b);

monoliitne — kohapeal valmistatav (näiteks paest või betoonist) vundament (joon. 75).

Vundamendimaterjalina kasutatakse raudbetooni, betooni, kivist betooni, pae- või tellismüüritist, pinnasbetooni ja puitu.

Lausvundamendid

Kogu hoone alust plaatvundamenti (joon. 74, a) kasutatakse tsiviil- ja tööstusehituses suurte koormuste ja suhteliselt nõrkade aluspinnaste puhul.

Plaat jaotab hoone koormuse suurele pinnale, mistõttu aluse koormus pole suur. Alusele langeva koormuse ümberjaotamise teel ühtlustab plaatvundament vajumist.

Tuleb silmas pidada, et kokkusurutavuse poolest ebahühtlased pinnased võivad põhjustada ka ebahühtlase vajumise ja vundamendiplaadi kaardumise. Kui plaadi dimensioonimisel pole arvestatud sel juhul tekkivaid sisejõude, siis tuleb hoone kandekonstruktsioonidele lubamatute deformatsioonide vältimiseks jagada plaatvundament ja hoone ise vajumisvuukidega iseseisvateks osadeks.

NSV Liidu linnades on paljudel juhtudel rajatud hooned nõrga pinnase tõttu plaatvundamentidele.

Plaatvundamente kasutatakse hoonete vettpidavate keldripõrandate ehitamisel allapoole pinnasevee taset, samuti mitmesuguste hüdrotehniliste ehitiste — tammide, lüüside, veehaarete, hüdrojõujaamade, pumbajaamade, reservuaaride jt. puhul.

Plaatvundamendid ehitatakse tänapäeval tavaliselt raudbetoonist kas ribidega (hoone seinte all) või ilma.

Hiljem kirjeldatav puitroostvärk kujutab endast samuti veega küllastunud nõrga pinnase puhul kasutatavat lamikut.

Moskva ja Varssavi kõrghoonete puhul kasutasid nõukogude spetsialistid raudbetoonist *k a r p v u n d a m e n t e*, alumisest ja ülemisest plaadist ning vaheseintest moodustatud karpe, mille kambreid kasutatakse teenistusruumidena.

Massiivseid lausvundamente kasutatakse üksikute raskete ehitiste — kõrgahjude, tehasekorstnate, veetornide, sillammaste jne. puhul (joon. 76). Nad tehakse betoonist, raudbetoonist, kivikbetoonist või looduskivimüüritisena.

Niisuguste vundamentide kuju plaanis määrab ehitise enda kontuur. Tallapinna suurendamiseks tehakse vundament vajaduse korral astmeline. Astmeid piirava sirge ja vertikaali vaheline nurk ei tohi sel puhul ületada 25...40° sõltuvalt pinnase koormusest ja müüritise margist.

Lintvundamendid

Lintvundamente (joon. 74, b) kasutatakse kõige sagedamini elu- ja ühiskondlike hoonete puhul.

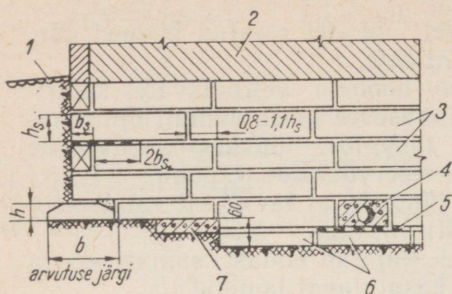
Mitmekorruselistel hoonetel soovitatakse lintvundamente kasutada kuni 5 m rajamissügavuse puhul. Suurema rajamissügavuse korral, kui pinnasevee juurdevool on väike, minnakse lintvundamentidelt üle sammavundamentidele ja vundamentitaladele. Kuid selleks vajatakse vastavaid seadmeid, et mehhaniseerida süvendi kaevamist sammavundamentide jaoks.

Savipinnasele rajatavate madalamate hoonete puhul on lintvundamentide kasutamisevõimaluse selgitamisel määravaks peasjalikult aluse külmakerkeohtlikkus.

Kerkeohtlikes pinnastes rajatakse lintvundamendid arvutusliku külmumissügavuseni; seejuures võib vundamenti ülemise osa (0,5 m) teha mördil laotud müüritisena, alumise osa aga tihendatud liiv-, kruus- või killustikpadjana. Aloleva vettpidava pinnase tõttu tuleb liivpadja juurde kogunev vesi dreneažiga ära juhtida.

Tuleb märkida, et taoliste patjade kasutamine on lubatav ainult staatilise koormusega vundamentide puhul.

Vundamenti kaudu padjale antava löök- ja vibratsioonkoor-



Joon. 77. Seinaplokkide seotis:

1 — kõnnitee või sillutisriba; 2 — tellissein; 3 — vundamenti seinaplokkid; 4 — kohtbetoon; 5 — traatvõrk; 6 — vundamenti taldmikuplokkid; 7 — lahjast betoonist padi; h — taldmikuploki kõrgus; h_s — seinaploki kõrgus; b_s — seinaploki laius

muse puhul (ühekorruselistes tööstushoonetes) võib täitematerjal (liivpadi) järk-järgult tiheneda ja põhjustada hoone konstruktsioonidele lubamatu vajumise*.

Käesoleval ajal rajatakse hooned Moskvas, Leningradis ja mujal peamiselt varem valmistatud elementidest monteeritud vundamentidele.

Monteeritavad vundamendid on monoliitsetest 15...20% odavamad, tööjõukulu aga 3...4 korda väiksem. Keldriruume on võimalik suurendada monteeritavate vundamentide väiksema mahu arvel. Kergeneb töö külmaperioodil. Eriti oluline on see, et pärast varem valmistatud vundamendiplokkide paigaldamist võib kohe jätkata seinte ladumist, vundamenti kivistumist ootamata.

Monoliitseid vundamente lubatakse ehitada ainult tööstuslikult toodetavate tüüpplokkide puudumise korral ja individuaalelamute juures.

Monteeritava vundamenti (joon. 77 ja 78) põhielementideks on taldmikuplokkid ja seinaplokkid. Viimasel ajal on kasutama hakatud paneele, mis võimaldavad vundamenti monteerida korraga kogu kõrguses (joon. 78, c ja f). Kuid paneelid on hoopis tundlikumad aluse ebaühtlase vajumise suhtes.

Taldmikuplokkid on tavaliselt trapetsikujulise ristlõikega. Nad paigaldatakse kas pideva lindina (joon. 78, a) või teatud kaugusel üksteisest, täites vahed tihedaks tambitud kohaliku pinnasega (katkendvundament, joon. 78, b).

Katkendvundamentide kasutamine kergendab vundamendiplokkide paigaldamist ja vähendab tööjõukulu vundamentide montaažil plokkide üldarvu vähenemise tõttu. Seetõttu soovitatakse hoone seinte all kasutada katkendvundamente.

Katkendvundamenti raudbetoon-taldmikuplokkide dimensioonimisel ja plokkide vahekauguse määramisel lubatakse pinnase normrõhku ületada 20...25% võrra.

* Liiv-, kruus- ja killustikpatjade ehitamisel tuleb neid hoolikalt (kihikaupa) tihendada kuni projekteeritud tiheduseni. Saavutatud tihedust kontrollitakse katseiselt kas poorsusteguri või skeleti mahukaalu määramise teel. Tõlk.

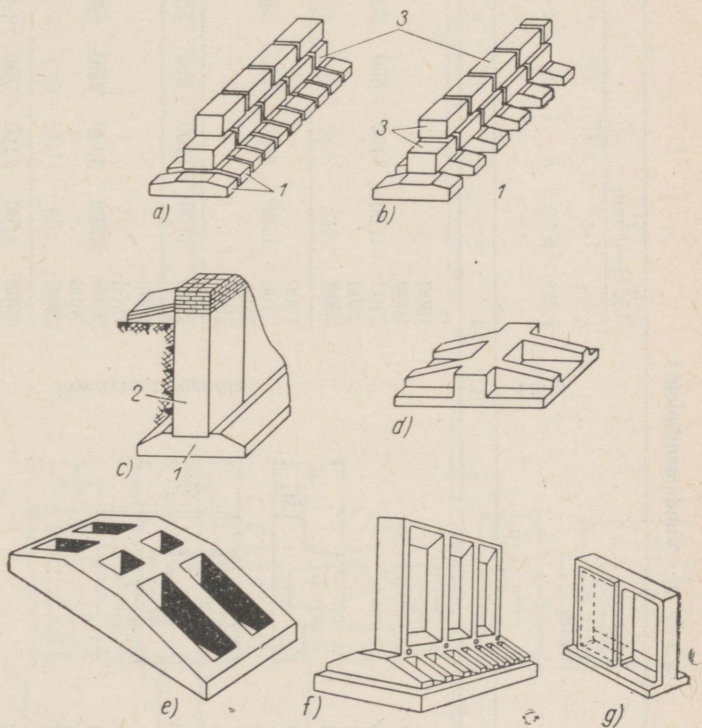
Ökonoomsed, kuid valmistamise mõttes keerukamad on ribi- ja kärgplokid (joon. 78, *d* ja *e*), samuti õhukeseseinalised plokid, kus vundamendi taldmik ja sein moodustavad ühe elemendi (joon. 78, *f* ja *g*).

Taldmiku- ja seinaplokid monteeritakse tsementmördil nii, et järgmine plokirida seob eelmise rea plokid (joon. 77 ja 79).

Taldmikuplokid võib paigaldada tasandatud aluspinnasele, savipinnase ja nõrga liivpinnase puhul aga 10...15 cm paksusele liivast ettevalmistuskihile.

Kui pinnase ebaühtluse või tugeva kokkusurutavuse tõttu on karta aluse ebaühtlast vajumist, siis sarrustatakse taldmikuplokide pealne vuuk (joon. 79) ja vundamendi seinaplokkide viimase rea peale betoonitakse kogu perimeetril sarrusvöö.

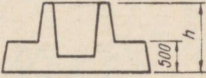
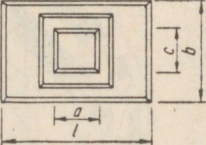
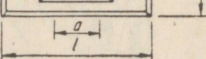
Eesti NSV-s kehtiva betoon- ja raudbetoonitoodete kataloogi (ЖИ-ЭСТ-69) järgi toodetavate monteeritavate vundamendiplokkide nomenklatuur on esitatud tabelis 27 ja vundamendi seinaplokkide nomenklatuur tabelis 29.



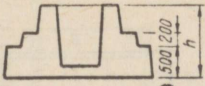
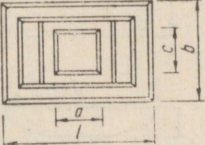
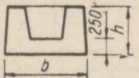
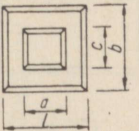
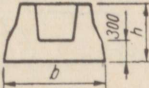
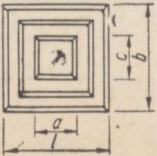
Joon. 78. Monteeritavad vundamendid:

1 — taldmikuplokid; 2 ja 3 — seinaplokkid; a — lintvundament; b — katkendvundament; c — paneelvundament; d — ribi-taldmikuplokk; e — kärgplokk; f — õhukeseseinaline paneelplokk; g — raamplokk

Tabel 27. Vundamendiplokid

Mark	Eskiis	Tüüp	Mõõtmed mm					Betoon		Sarrust			Tööjooniste seeria	
			<i>l</i>	<i>b</i>	<i>h</i>	<i>a</i>	<i>c</i>	mark	maht m ³	Kaal T	kG	kG/m ³		klass
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
ΦC-44-1		Postivundamendid	1500						1,60	4,0	57	36		
ΦC-44-2			1900						1,93	4,8	66	34		
ΦC-44-3			2100	1700	1100	550	550	200	2,10	5,3	76	36	A-II	
ΦC-44-4			2500						2,43	6,1	104	43		
ΦC-44-5			2900						2,79	6,9	126	45		
ΦC-46-2		Postivundamendid	1900						1,93	4,8	86	44		
ΦC-46-3			2100	1700	1100	750	550	200	2,10	5,3	92	44	A-II	
ΦC-46-4			2500						2,43	6,1	114	47		
ΦC-46-5			2900						2,76	6,9	137	50		
ΦC-48-5			2900	1700	1100	950	550	200	2,78	7,0	132	48	A-II	
ΦC-55-1		Postivundamendid	1500						1,62	4,1	69	43		
ΦC-55-2			1900						1,96	4,9	79	40		
ΦC-55-3			2100	1700	1100	650	650	200	2,12	5,3	88	42	A-II	
ΦC-55-4			2500						2,45	6,1	116	48		
ΦC-55-5			2900						2,78	7,0	138	57		
ΦC-56-5			2900	1700	1100	750	650	200	2,86	7,1	141	50	A-II	

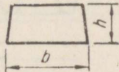
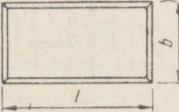
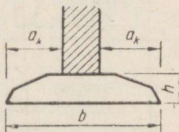
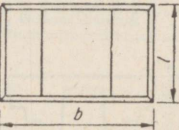
Tabel 27 (järg)

	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
ΦС-44П		2300	1700	1100	550	550			2,46	6,2	67	27		
ΦС-46П		2700	1700	1100	750	550	200		2,77	6,9	86	31	A-II	
ΦС-55П		2500	1700	1100	650	650			2,67	6,7	83	31		
ΦС-56П		2500	1700	1100	750	650			2,70	6,8	83	31		
ΦК-10	 	1100	1000	700	400	400	150		0,52	1,3	24	46	A-II	
ΦК-13		1300	1300						0,84	2,1	28	33		
ΦК-17		1700	1700	700	400	400	150		1,23	3,1	50	41	A-II	
ΦК-20		2000	2000						1,74	4,4	63	36		

R-2.03

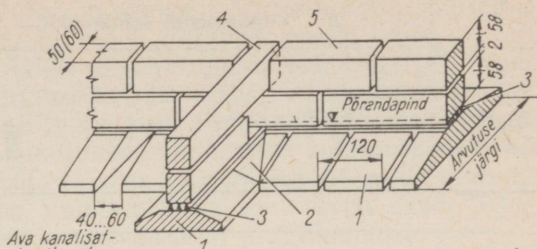
ИИ-04-1

Tabel 27 (järg)

Mark	Eskiis	Tüüp	Mõõtmed mm					Beton		Sarrus				Tööjoon- seeria
			<i>l</i>	<i>b</i>	<i>h</i>	<i>a</i>	<i>c</i>	mark	maht m ³	Kaal T	kaal kG	kG/m ³	klass	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
ФП-8		Vundamendiplokid	1180	800	300	—	—	150	0,27	0,7	—	—	—	ИИ-03-02
														
Ф-12/2					1200					0,35	0,9	5	18	
Ф-16/2					1600					0,49	1,2	15	36	
Ф-20				1180	2000	400	—	—	200	0,73	1,9	20	27	A-II
Ф-24				2400					0,89	2,2	28	32		
Ф-28				2800					1,02	2,6	41	40		ИИ21-02

Märkus. Üle 5 T kaaluvad detailid valmistatakse chitusplatsil.

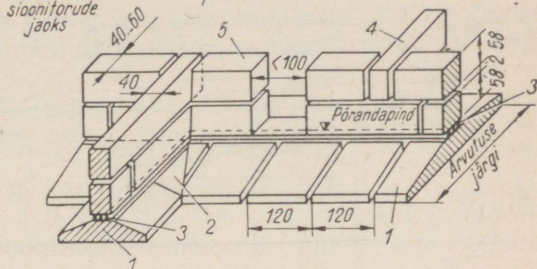
a)



Joon. 79. Monteeritava vundamendi elemendid:

a — välisseina vundament;
 b — siseinte vundament;
 1 — taldmikuplokkid; 2 — kohtbetoonist osad; 3 — sarrustatud vuuk; 4 ja 5 — seinaplokkid

b)



Tabelis 27 toodud postivundamendid (nn. kannvundamendid) on tööjooniste kataloogi kohaselt sarrustatud 12...20 mm jämeduste varrastega. Sel juhul on need vundamendid kasutatavad pinnase normrõhuni $R^n = 5,0 \text{ kG/cm}^2$.

Vundamendiplokkidel on seevastu ette nähtud kindel sarrus, millest sõltub ploki arvutuslik paindemoment ja sellest omakorda konsoli a_h lubatav pikkus. Need andmed on koondatud tabelisse 28.

Tabel 28. Vundamendiploki konsoli lubatav pikkus a_h cm

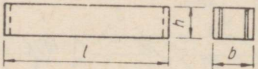

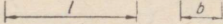
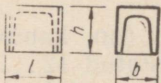
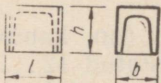
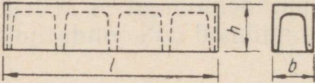
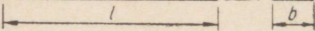
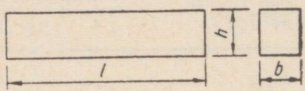
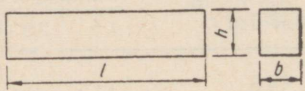
Ploki mark	Sarrus	Arvutuslik $M \text{ Tm}$	Pinnase $R^n \text{ kG/cm}^2$			
			1,5	2,0	2,5	3,0
Φ12/2	10Ø8A-II	4,8	—	—	50	45
Φ16/2	10Ø12A-II	10,5	—	—	75	70
Φ20	11Ø12A-II	11,6	—	90	80	70
Φ24	6Ø14A-II + 5Ø12A-II	13,7	110	95	85	75
Φ28	11Ø12A-III	14,4	115	100	90	80

Soodsate pinnasetingimuste, s. t. aluspinnase suure normrõhu puhul on võimalik kasutada kitsaid lintvundamente. Sel puhul võetakse reeglina paasvundamendi miinimumlaiuseks 50 cm, betoonvundamendil — 25 cm.

Lintvundamendi ülaserava laius peab olema mõnevõrra (umbes 10 cm) suurem pealoleva seina paksusest*.

* Vundament võib olla ka veidi õhem kui pealolev tellissein. Tõlk.

Tabel 29. Vundamendi seinaplokid

Mark	Eskiis	Tüüp	Mõõtmed mm			Betooni		
			<i>l</i>	<i>b</i>	<i>h</i>	mark	maht m ³	Kaal T
1	2	3	4	5	6	7	8	9
БО-16		T	1580	500	280	150	0,21	0,5
БП-12		О	1180	500	280	150	0,12	0,3
БП-12П		T	1180	500	280	150	0,16	0,4
БЦ-8		О	780	500	580	150	0,17	0,4
СПД-5С		T	780	500	580	100	0,22	0,5
БЦ-24		О	2380	500	580	150	0,50	1,2
СП-5С		T	2380	500	580	100	0,68	1,6
СПД-4С		T	780	400	580	100	0,17	0,4
СП-4С		T	2380	400	580	100	0,54	1,3

T — täisplokid, tööjoonised kataloogis ИИ-03-02;

О — õõnesplokid, tööjoonised kataloogis ИИ-21-02.

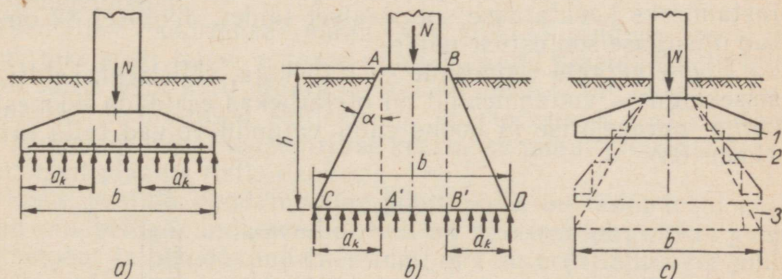
Vundamendi tallamõõtmel on seotud pinnase normtugevusega: normtugevuse vähenemisel suureneb lintvundamendi laius.

Vundamendi ülaserva laius sõltub vundamendi materjali tugevusest, allserva laius — pinnase kandevõimest. Vundamendi kõrgus määratakse järgmiste kaalutluste abil. Pinnase reaktsiooni mõjul (joon. 80, *b*) võivad trapetsikujulise vundamendi kolmnurksed osad $AA'C$ ja $BB'D$ lahti murduda ja seda tõenäolisemalt, mida suurem on väljaaste $CA' = DB' = a_h$. Vundamendi kolmnurksete osade paindel tekib materjalis tõmme ja on võimalik pragunemine.

Kõige halvemini talub painet looduskivimüüritis. Sellest tugevam on betoon; kivikbetoon on vahepealne; raudbetoon töötab hästi paindele ja tõmbele.

Siit tuleneb erineva margiga paas-, kivikbetoon- ja betoonvundamentide puhul ka erinev suhe trapetsi kõrguse h ja väljaaste ulatuse a_h vahel.

Paest ja kivikbetoonist lintvundamentide puhul võib suhte $h : a_h$ võtta piires 1,25 ... 2 sõltuvalt pinnase koormusest ja mördi või betooni margist, betoonlintvundamentide puhul aga piires 1,35 ... 1,75*.



Joon. 80. Lintvundamendi arvutuskeemid:

a — raudbetoonvundamendi arvutuskeem; *b* — massiivvundamendi arvutuskeem; *c* — vundamentide ristlõigete võrdlus sama tallalaiuse puhul; 1 — raudbetoonvundament; 2 — betoonvundament; 3 — paasvundament

Joonisel 80, *c* on esitatud paas-, betoon- ja raudbetoonvundamendi mõõtmete võrdlus samade koormus- ja pinnasetingimuste puhul, s. t. võrdse tallalaiuse puhul.

Teravnurgad vundamendi ristlõikes pole lubatavad. Lisaks sellele on kaldsete külgpindade tegemine tülikas. Seepärast tehakse need astmelistena (joon. 80, *c*), mis kergendab tööd, eriti paas- ja tellismüüritise puhul.

* Üksikasjalikumad andmed on toodud kivi-, betoon- ja raudbetoonkonstruktsioonide projekteerimise normides (СНП II-B.1-62 ja СНП II-B.2-62).

Sammasvundamendid

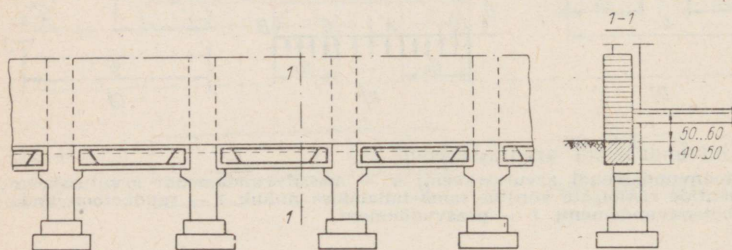
Sammasvundamendid ehitatakse hoone üksiktugede (sammaste, postide) alla, aga kui kandev pinnasekiht lasub sügaval, siis ka seinte alla. Viimasel juhul viiakse aluseni ainult sambad; tellis-seinad (joon. 81) laotakse raudbetoonist vundamenditaladele, mis toetuvad sammastele 40...50 cm allpool planeeritud maapinda või keldri olemasolul 15...20 cm allpool keldripõrandat. Suurpaneel-seinad ei vaja vundamenditalasid, sest nad on isekandvad.

Sammasvundamente võib seina all kasutada ka sel juhul, kui lintvundament jätaks kasutamata pinnase kandevõime (kui pinnase normtugevus on tunduvalt suurem lintvundamendi koormu-sest alusele).

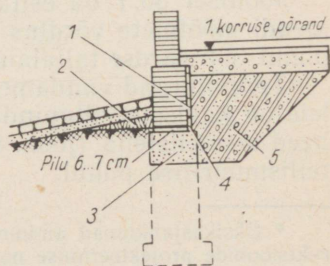
Sammasvundamendid paigutatakse sinna, kuhu koondub koormus — karkassipostide, hoonenurkade, seinte ristumiskohtade, akendevaheliste seinaosade alla. Sammasvundamentide telgede vahekaugus võetakse 2,0 kuni 6,0 m.

Vundamendi rajamissügavuse suurenemisel on otstarbekas suurendada ka sammavundamentide vahekaugust, tugevdades samal ajal vundamenditalasid. Tuleb siiski arvestada, et viimased ei kaitse esimese korruse põrandat ja välisseinu külma eest. Soojustamiseks kasutatakse spetsiaalset täidet. Joonisel 82 on esitatud niisuguse soojustuse näide.

Hoone kergete eendosade — tuulekoja, välistrepi, keldri välis-sissekäigu — vundamendid on otstarbekas eraldada hoonest, sest kerge juurdeehitise ja hoone enda vajumid võivad tulla erinevad (joon. 83).

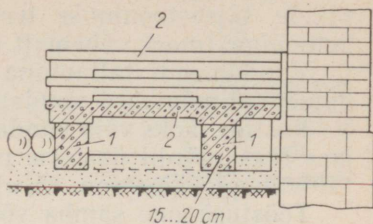


Joon. 81. Sammasvundamendid raudbetoon-vundamenditaladega

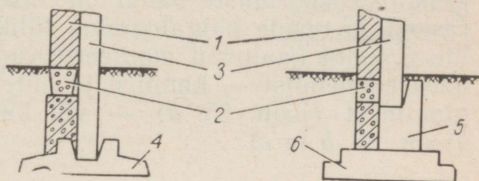


Joon. 82. Põrandaaluse soojustamine:
1 — bitumenvööp; 2 — savi; 3 — liivpadi (kerkekohtlikes pinnastes); 4 — tõrvatud saepinnad; 5 — räbu

Joon. 83. Hoone välistrepp:
1 — raudbetoonist seinvundamendid; 2 — astmed



Joon. 84. Postivundament:
1 — hoone sein; 2 — raudbetoonvundamenditala; 3 — post; 4 — kannvundament; 5 — kõrgendatud kannvundament; 6 — vundamendiplokk

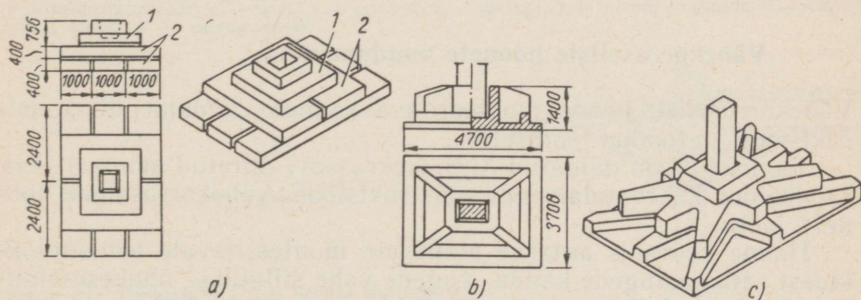


Hoonete sammasvundamendid ehitatakse astmelistena või püramiidsetena (joon. 75 ja 84) paest, kivikbetoonist, betoonist või raudbetoonist.

Tsentrilise koormuse puhul, kui kõikide jõudude resultant mõjub piki posti telge, antakse vundamendile plaanis ruudu kuju. Vahel tuleb seda kuju muuta — kui naabruses on teised vundamendid või maa-alused ehitised või kui toetatava posti ristlõige pole ruudukujuline. Ekstsentrilise koormuse puhul projekteeritakse vundament plaanis ristkülikuna.

Hoone postide vundamentide põhitüübiks on tänapäeval kujunenud raudbetoonvundamendid. Neil on väiksem kõrgus kui paas-, kivikbetoon- ja betoonvundamentidel, mis on eriti tähtis sel juhul, kui sügavale rajamine on tülikas pinnasevee tõttu.

Monteeritavad sammasvundamendid koosnevad nn. kannvundamendist ja postist, mis kinnitatakse vastavasse pessa («kannu»)



Joon. 85. Monteeritava postivundamendi tüüpe:
a — mitmest elemendist koosnev vundament; b — ribiplokkvundament; c — ribiplokkist ja -plaadist koosnev vundament

pilude täisbetoonimise teel peenel täitematerjalil valmistatud betooniga (mark vähemalt 150).

Vundamendi tallapinna suurendamiseks asetatakse kannvundamendid mõnikord vundamendiplaatidele.

Postide jaoks võib vundamendiplaatide asemel kasutada ka mitmes reas mördil üksteise peale laotud harilikke lintvundamendi taldmikuplokke (joon. 85, *a*).

Tööstushoone samba või posti puhul osutub kannvundament (joon. 84) kõige otstarbekamaks vundamentitüübiks. Kuid isegi keskmiste koormuste puhul on niisugused vundamendid küllalt rasked ja nende paigaldamine tülikas. Seepärast on otstarbekas üle 5 tonni kaaluvad monteeritavad vundamendid koostada mitmest elemendist — kannust ja ühte-kahte kihti laotud üksikutest plaatidest (joon. 85, *a*) — või kasutada kergemaid plokkitüüpe (joon. 85, *b* ja *c*).

Suurpaneelhoonete vundamendid

Viimastel aastatel on laialt levinud suurpaneelhoonete ehitus. Vundamentide projekteerimisel tuleb arvestada suurpaneelhoonete iseärasusi:

- 1) suurt tundlikkust ebaühtlase vajumise suhtes paneelide ja ühendusdetailide erineva tugevuse tõttu;
- 2) kiiret ehitustempot, mistõttu põhiline vajumine toimub alles pärast hoone montaaži lõppu;
- 3) vajadust industrialiseerida vundamendikonstruktsioone ja lühendada nulltsükli tööde kestust.

On välja töötatud mitmed suurpaneelhoonete tüüpvundamendid, millest mõned esitatakse joonisel 86.

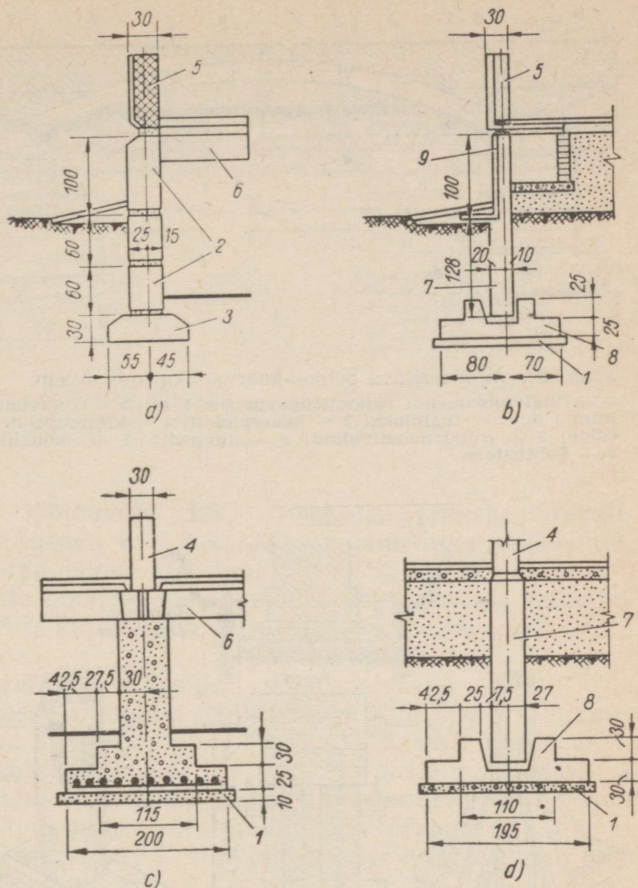
12...17-korruselised suurpaneelhooned ehitatakse suurte koormuste tõttu kas plaat- või vaivundamentidele (vt. 9. peatükk).

Vähekorruseliste hoonete vundamendid

Vähekorruselise hoone monteeritava sammasvundamendi konstruktsioon on toodud joonisel 87.

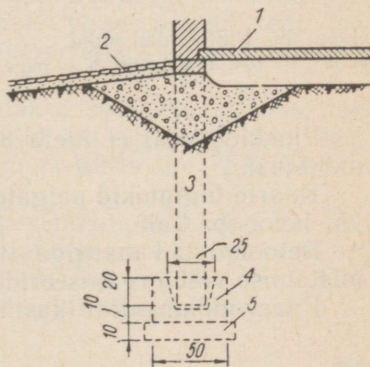
Joonisel 88 on näidatud A. S. Nekrassovi esitatud monteeritava raudbetoon-kaarvundamendi konstruktsioon vähekorruseliste hoonete jaoks.

Hoone koormus antakse pinnasele monteeritavate betoonplokkidest sammastugede kaudu. Tugede vahe sillatakse õhukeseseinalistest künakujulistest betoonplokkidest lamedate kaartega, mille sille on 2...6 m ja kõrgus 1/6...1/10 sildest. Olenevalt seinapaksusest monteeritakse kaared kas ühe- või kaherealisena.



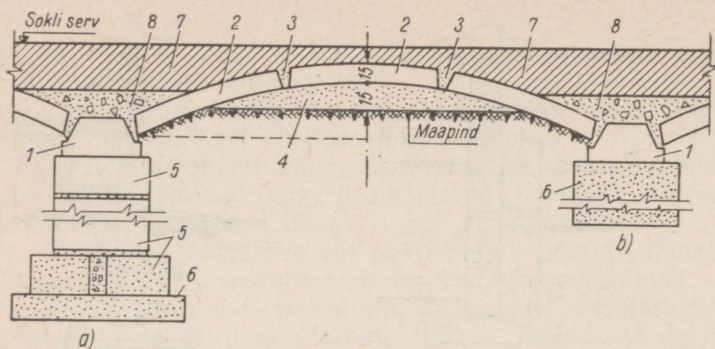
Joon. 86. Suurpaneelhoonete vundamenditüüpe:

a – välisseina lintvundament; b – välisseina sammavundament; c ja d – sisepostide vundamendid; 1 – betoon-ettevalmistuskiht; 2 – vundamenti seinaplokk; 3 – taldmikuplokk; 4 – post; 5 – paneel; 6 – laetala; 7 – samm (post); 8 – kannvundament; 9 – piirdepaneel



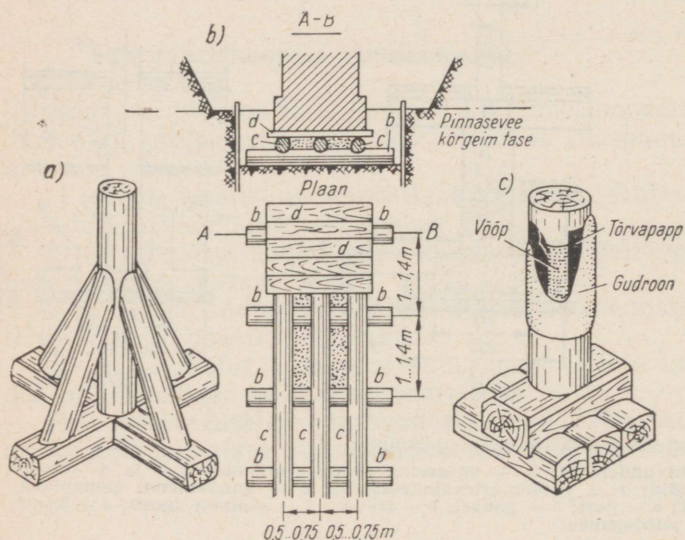
Joon. 87. Vähekorruselise hoone monteeritav raudbetoon-sammavundament:

1 – põrand; 2 – sillutisriba; 3 – post 20×20 cm; 4 – kannvundament; 5 – lubisementsördiga tasandatud killustikukiht



Joon. 88. Monteeritava betoon-kaarvundamendi skeem:

a — tugivundamendi rajamissügavus üle 1 m; b — tugivundamendi rajamissügavus kuni 1 m; 1 — tugiplokk; 2 — kaareplokkid; 3 — kiilukujuline põikvuuk; 4 — pinnastäide; 5 — vundamendiplokkid; 6 — liivpadi; 7 — kohalikust materjalist sokkel; 8 — kohtbetoon



Joon. 89. Puitvundamendid:

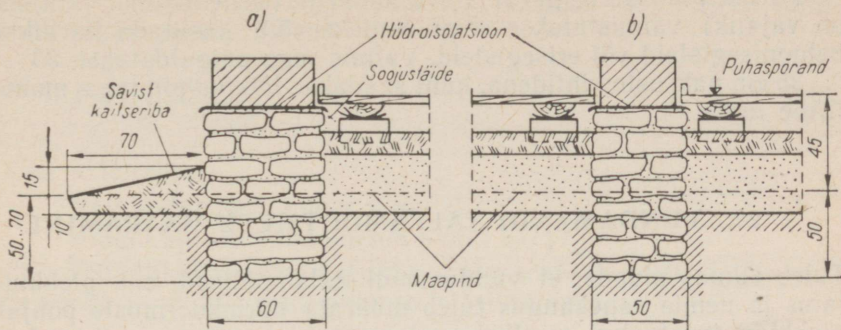
a ja c — toolvundament; b — parv (rostvärk)

Plokkide kaal ei ületa 80 kG, mis kergendab vundamentide montaaži.

Kaarte tugiplokkid paigaldatakse kas vahetult pinnasele või liiv- või betoonpadjale.

Betoonplokkid margiga 100...150 ei vaja sarrust. Nende valmistamise võib organiseerida vahetult ehitusplatsil või polügoonil.

Kaarvundamentide kasutamine looduskivist lintvundamentide



Joon. 90. Lintvundamendi konstruktsioon:
 a – välisseina all; b – siseseina all

asemel vähendab tööjõukulu 2,5...3 korda. Transporditavate materjalide kaal väheneb 4...5 korda, vundamentide maksumus alaneb 2...2,5 korda, hoone maksumus 5...7% võrra.

Puit- ja ajutiste hoonete vundamendid võib ehitada puidust: kas tooli või lühivaia kujul (joon. 89, a ja c) või parve (rostvärgi) kujul (joon. 89, b).

Puittoolid paigaldatakse kas puit- või kivialusele.

Mädanemise eest kaitsmata, umbes 26 cm läbimõõduga männipuidust vundament säilib savipinnases 3...5 aastat. Puidu anti-septimine pikendab vundamendi iga 10...15 aastani. Lihtsaks ja tõhusaks puitvundamentide kasutamisea pikendamise vahendiks on puitosade pealispinna eelnev söestamine koos tõrvamisega.

Kui puitvundament asetseb allpool pinnasevee taset, võib puit säilida määramata kaua.

Seinad laotakse tappidega ühendatud põik- ja pikipalkidele toetuvale laud- või palkpõrandale, nn. parvele (rostvärgile). Palkide vahed laudise all täidetakse kivide, killustiku või betooniga.

Joonisel 90 on esitatud paest lintvundamendi konstruktsioon.

Liiva, pae ja kruusa puudumise korral kohapeal võib vähekorruseliste (kuni 3...4 korrust) hoonete vundamendid teha tsemendi ja pinnase segust. Kõige sobivanad selleks on lösspinnased, lössitaolised liivsavid ja saviliivad.

Terastikulise koostise poolest loetakse sobivaks pinnas, mis ei sisalda üle 30% 0,005 mm peenemaid osi, sisaldab 15...90% osakesi läbimõõduga 0,05...0,005 mm ja mitte üle 75% osakesi 0,05...2 mm.

Pinnase looduslikku koostist võib parandada talle liiva või savi lisamise teel. Segu rikastamiseks kasutatakse portlandtsementi või räbuportlandtsementi margiga vähemalt 300 koguses 9...12% kuiva pinnase kaalust ja vett 16...22% kuiva segu kaalust.

Pärast pinnase eelnevat kuivatamist ja peenendamist (kui see on vajalik) valmistatakse segu. Selleks võib kasutada harilikke betoonisegisteid või erisegisteid. Valmis segu paigaldatakse 20... ..25 cm paksuste kihtidena, kuni saadakse läikiva pinnaga monoliitne mass.

22. VUNDAMENDI TALLAMÕÖTMETE MÄÄRAMINE

Tuleb silmas pidada, et vundamendi tallamõõtmed, s. t. plokkide laius ja nende vahekaugus tuleb määrata normkoormuste põhjal, plokkide eneste kui raudbetoonelementide arvutus aga arvutuskoormuste abil.

Vundamendi laius oleneb koormuse suuruselt ja tema rakendamisviisist, rajamissügavusest ja pinnase normrõhust R^n .

Tsentriline koormus

Joonisel 91 on esitatud vundamendile mõjuvate koormuste skéem. Jõudude tasakaalu tingimusest saame võrduse

$$N + Q = 10 R^n F, \quad (a)$$

kus N — vundamendile rakendatud tsentriline koormus T või T/m ;

Q — vundamendi ja tema astmetel oleva pinnase oma-kaal T ;

F — otsitav tallapindala m^2 ;

R^n — pinnase normrõhk (normtugevus), vt. lk. 104...107;

10 — üleminekutegur kG/cm^2 -lt T/m^2 -le.

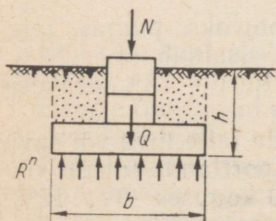
Suuruse Q võib ligikaudu avaldada

$$Q = Fh\gamma_m\beta, \quad (b)$$

kus h — vundamendi rajamissügavus m ;

γ_m — vundamendimaterjali mahukaal t/m^3 ;

β — vundamendimaterjali ja pinnase mahukaalude erinevust arvestav tegur, võetakse tavaliselt 0,85.



Joon. 91. Vundamendi koormusskéem

Asetades avaldise (b) võrrandisse (a) saame vundamendi tallapinna määramiseks valemi

$$F = \frac{N}{10R^n - h\gamma_m\beta} \quad (77)$$

Laius b leitakse:

lintvundamendi puhul $b = F/l$;

ruudukujulise vundamendi puhul $b = \sqrt[3]{F}$;

ristkülikulise vundamendi puhul $b = \sqrt[3]{F/n}$,

kus $n = l/b$ — vundamendi pikkuse ja laiuse suhe.

Ekstsentriline koormus

Ekstsentriliselt koormatud vundamendi tallapind määratakse võrrandist (49)

$$p_{max} = \frac{N+Q}{F} + \frac{M}{W}.$$

Asendades suurused

$$\frac{Q}{F} = h\gamma_m\beta; \quad W = \frac{lb^2}{6}; \quad M = Ne; \quad p_{max} = R^n,$$

saame

$$10R^n = \gamma_m h\beta + \frac{N}{lb} + \frac{6Ne}{lb^2}.$$

Lintvundamendi puhul esineb võrrand kujul

$$(10R^n - \gamma_m h\beta)b^2 - Nb - 6Ne = 0. \quad (77a)$$

Ristkülikulise vundamendi puhul saame $l = nb$ abil

$$(10R^n - \gamma_m h\beta)b^3 - \frac{N}{n}b - \frac{6Ne}{n} = 0. \quad (77b)$$

Vundamendi mõõtmed saame nende võrrandite lahendamise teel.

Pinnase normrõhk R^n (tabel 20) on kehtestatud tsentriliselt koormatud vundamendi jaoks. Ekstsentrilise koormuse puhul võib tallaalune keskmine surve ulatuda kuni R^n .

Viimasel juhul ei tohi suurim surve vundamendi serva all üle-

tada $1,2 R^n$, sest ekstsentriliselt koormatud vundamentide puhul lubatakse R^n suurendada 20% võrra.

Plaanis ristkülikulise ekstsentriliselt koormatud vundamenti puhul kehtib keskmise surve p_k ja talla serva all tekkiva maksimaalse surve p_{max} vahel järgmine seos

$$p_{max} = p_k \left(1 + \frac{6e}{b} \right).$$

Selleks et $p_{max} = 1,2 p_k$, peab vundamendile mõjuvate jõudude resultandi ekstsentrilisus olema

$$e = \frac{(1,2 - 1,0)b}{6} = 0,033b.$$

Kui $e < 0,033 b$, tuleb arvutada tingimuse $p_k \leq R^n$ järgi, $e > 0,033 b$ puhul aga $p_{max} \leq 1,2 R^n$ kohaselt.

Elu- ja ühiskondlike hoonete vundamentide puhul on suurus e tavaliselt väike ja seepärast viimane tingimus $p_{max} \leq 1,2 R^n$ pole reeglina määrav.

Arvutusega leitud vundamendimõõtmete alusel valitakse kataloogi abil standardsed monteeritavad raudbetoonplokid (tabelid 27 ja 29).

Näide 23. Määrata lintvundamenti laius. Koormus $N = 40$ T/m, rajamissügavus $h = 2$ m, pinnase normrõhk $R^n = 2,5$ kG/cm², $\gamma_m = 2,4$ t/m³.

Lahendus.

Valemi (77) abil

$$b = \frac{N}{10R^n - \gamma_m h \beta} = \frac{40}{10 \cdot 2,5 - 2,4 \cdot 2 \cdot 0,85} = 1,92 \text{ m.}$$

Kataloogi abil valime taldmikuploki $\Phi-20$.

Näide 24. Leida vundamenti mõõtmed, kui posti vertikaalkoormus $N = 95$ T ja moment $M = 15$ Tm. Rajamissügavus $h = 2$ m, normrõhk $R_n = 2,5$ kG/m², $\gamma_m = 2,5$ t/m³.

Lahendus.

Valime ette suhte $n = l/b = 0,6$ (momendi tõttu tuleb valida $b > l$). Et antud juhul koormuse ekstsentrilisus $e = M : N = 15 : 95 = 0,158$ m = 16 cm on tõenäoliselt suurem kui $0,033 b$ (muidu peaks vundamenti laius $b = 5$ m!), siis toimub arvutus tingimuse $p_{max} \leq 1,2 R^n$ kohaselt. Asetanud andmed võrrandisse (77 b), saame

$$(10 \cdot 1,2R^n - \gamma_m h \beta) b^3 - \frac{N}{n} b - \frac{6Ne}{n} = 0,$$

$$(12 \cdot 2,5 - 2,5 \cdot 2 \cdot 0,85) b^3 - \frac{95}{0,6} b - \frac{6 \cdot 15}{0,6} = 0,$$

$$25,75b^3 - 158,2b - 150 = 0,$$

$$b^3 - 6,15b - 5,82 = 0.$$

Selle kuupvõrrandi võib lahendada kas graafiliselt või proovimise teel. Graafilisel lahendamisel anname võrrandile kuju

$$y = x^3 - cx - d.$$

Andes x -le erinevaid väärtusi; leiame vastavad suurused y ja kanname graafikule. Kohas $y=0$ on $x=b$.

Antud näite puhul saame $b=2,85$ m ja $l=nb=0,6 \cdot 2,85=1,71$ m.

Valime kataloogist (tabel 27) postivundamendi tüübi $\Phi C-44-5$, millel $l=170$ cm ja $b=290$ cm.

Järgnevalt kontrollime pinget vundamendi serva all.

Vundamendi omakaal koos astmetele jääva pinnase kaaluga on

$$Q = blh\gamma_m \beta = 2,9 \cdot 1,7 \cdot 2 \cdot 2,5 \cdot 0,85 = 21 \text{ T.}$$

Pinge vundamendi serva all

$$p_{max} = \frac{N+Q}{F} + \frac{M}{W} = \frac{95+21}{1,7 \cdot 2,9} + \frac{6 \cdot 15}{1,7 \cdot 2,9^2} = \\ = 23,5 + 6,3 = 29,8 \text{ T/m}^2 = 2,98 \text{ kG/cm}^2 < 1,2 \cdot 2,5 = 3,0.$$

23. VAJUMISVUUGID. HÜDROISOLATSIOON.

Vajumisvuugid

Vundamentide ja pealolevate konstruktsioonide vajumisvuugid tehakse kogu hoone kõrguses, et hoone naaberosad saaksid teineteise suhtes mööda vertikaali nihkuda.

Vajumisvuugid nähakse ette järgmistel juhtudel:

1) kui aluse kandevõime (normitugevus) on hoone piires suu-
restli muutuv;

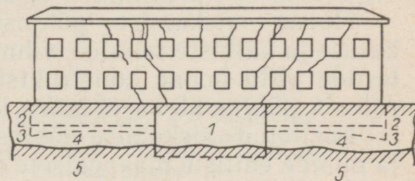
2) kui hooneosad on erineva kõrgusega ja muudel juhtudel, kus koormus alusele on hoone naaberosade all tunduvalt erinev;

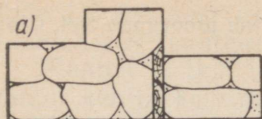
3) kui hoone naaberosade vundamendid on järsult erinevate mõõtmete või rajamissügavusega.

Vajumisvuugid tuleb teha ka siis, kui hoonet ehitatakse csa-
kaupa pikemate ajavahemike järel. Vajumisvuukide vajadus on

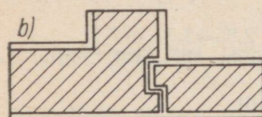
Joon. 92. Vajumispraod hoones:

1 — katlaruumi sein; 2 — vundamenditald enne hoone deformeerumist; 3 — vundamenditald pärast deformatsiooni; 4 — nõrk pinnas; 5 — tihhe pinnas





Joon. 93. Vajumisvuuk:
a – vundamendis; b – seinas



antud juhul tingitud sellest, et lõpetatud ja alles rajatava hoone-osa vajumise intensiivsus võib olla järsult erinev.

Vajumisvuukide puudumise tõttu võivad hoone konstruktsioonides mõningatel juhtudel tekkida praod ja teised ebasoovitavad deformatsioonid (näiteks kaardumine). Niisuguse deformatsiooni iseloom on näha joonisel 92. Vajumisvuugid tuleb ehitada nii, et nad ei segaks hoone ühe osa vertikaalpaigutust teise suhtes, kuid oleksid samal ajal tihedad ja kaitseksid siseruume välismõjude eest.

Hoone vajumisvuugi ehituse näide on toodud joonisel 93, kus vundamendi osas sirge, läbiv vuuk läheb seinas üle nuudikujuliseks vuugiks. Joonisel 93, a on kujutatud vundamendi horisontaal- lõige vajumisvuugiga, milles on tõrvatud püstitlauad. Pärast keldri välisseinte ladumise lõpetamist võetakse välimine laud vajumis- vuugist välja ja vuugi see osa täidetakse vettpidava materjaliga (bituumeniga, asfaldiga vms.).

Joonisel 93, b on seinas horisontaallõikes näha murtud kujuga vajumisvuuk. Seinasaaberose liitekoht on tehtud nuudi kujul, et vuuk oleks tihedam. Vuugi täiteks on kahekordne tõrvapapp.

Vajumisvuukidega läbilõigatud hooneosade püsivuse tagamiseks soovitatakse vuugid teha piki- ja põikseinte liitekohtadesse.

Hoone niiskumise põhjused

Hoone vundamentide ja seintega kokkupuutuv vesi imbub neisse, levib seal materjali poorsuse tõttu ja lõhub konstruktsioone. Mahu suurenemine vee külmumisel purustab kivi. Niisked lagunevad seinad soodustavad hoone puitosade mädanemist ja metallosade roostetamist. Hügieeni seisukohast takistavad niisked seinad eluruumide loomuliku ventilatsiooni ja mõjuvad negatiivselt inimorganismi soojarežiimile.

Hoone niiskumise põhjuseks on sademed ning defektidega katuse ja katkiste rennide, vihmaveetorude, vee- ja kanalisatsioonitorude tõttu hoone konstruktsioonidesse pääsenud vesi. Rõskust ruumis põhjustab ka veeauru kondenseerumine õhust.

Loetletud niiskumise põhjused sõltuvad suurel määral hoonete ja muude ehitiste maapealse osade konstruktsioonist ja seepärast

neid käesolevas õpikus ei vaadelda. Kuid hoone niiskumise põhjuseks võib olla ka aluspinnase niiskus. Siin tuleb eristada kaht juhtu:

- 1) pinnasevee kapillaartõus;
- 2) otsene veerõhk.

Nende erilist tähelepanu nõudvate tegurite mõju võib kergesti kõrvaldada hoone ehitamise ajal, kuid niiskuse likvideerimine ekspluateeritavas hoones on tavaliselt üsna kulukas ja seotud keerukate töödega.

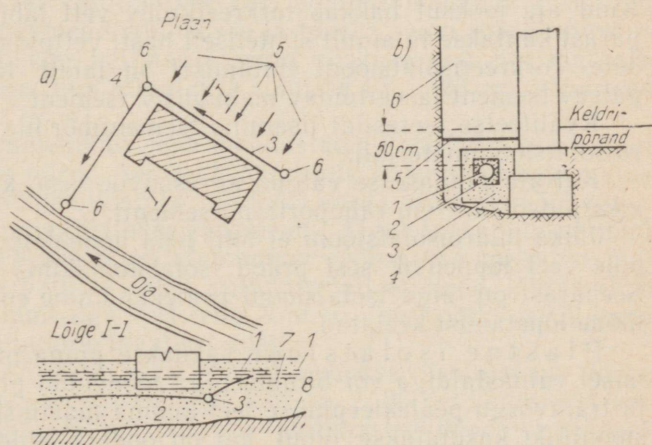
Tänapäeval kasutatakse mitmeid võtteid pinnase niiskuse ja vundamentide veeläbilaskvuse vastu.

Selleks on eelkõige vaja tagada pinnavete äravool hoone seinte juurest hoone ümber ehitatava sillutisriba ja rennide abil.

Sillutisriba laius tehakse vähemalt 1 m ja kalle 0,02...0,05 seinast eemale. Sillutisriba välisserva tehakse renn, mis vee äravoolusüsteemi juhib. Renni pikikalle on 0,002...0,005.

Sillutisribad ja rennid tehakse killustikalusel ja kaetakse asfaldi, betooni või kivisillutisega. Vett läbilaskva pinnase puhul tuleb killustikukihi alla paigaldada veel vähemalt 0,15 m paksune läbisõtkutud rasvane savikiht.

Kui pinnasevee tase on keldri põrandast kõrgemal, siis on kõige usaldatavamaks veetõrjevahendiks *d r e n a ž*, s. o. pinnasevee ärajuhtimiseks hoone ümber või lähedusse paigutatud kinniste kanalite — kuivendusdreenide süsteem (joon. 94). Dreenid asetatakse keldripõrandast 0,5 m võrra sügavamale.



Joon. 94. Horisontaaldreanaži skeem:

a — plaan ja lõige; 1 — pinnasevee algfase; 2 — alandatud pinnasevee tase; 3 — päisdreen; 4 — äravoolukollektor; 5 — pinnasevee liikumissuund; 6 — vaatluskaevud; 7 — vettkandev pinnas; 8 — vettpidav kiht; *b* — vundamenti ja päisdreeni vertikaallõige; 1 — keraamiline dreanažitoru läbimõõduga 150 mm; 2 — kruus; 3 — jämeliiv; 4 — peenliiv; 5 — horisontaalne samblakiht; 6 — kaeviku pinnastäide

Dreenidesse kogunev vesi juhitakse kas suurema läbimõõduga kogumisdreeni või äravoolukollektori abil kuhugi veekogusse või kanalisatsiooni.

Dreenidena kasutatakse tavaliselt põletatud savitorusid läbimõõduga 10...30 cm, aga ka kolmest lauast tehtud puittorusid, haokubusid või lihtsalt jämedat killustikku. Dreenid paigaldatakse kraavi tasandatud põhjale ja kaetakse 0,5 m paksuse jämeliiva- või kruusakihiga. Dreenikraavi ülemine osa täidetakse tavalise liivaga.

Kuivendusdreenidele antakse kalle 0,002...0,005, kogumisdreenidele ja äravoolukollektorile 0,0005...0,0015.

Kohtadesse, kus dreenid suubuvad kogumisdreenidesse või viimased kollektorisse, ehitatakse kaantega varustatud vaatluskaevud.

Hoone vundamentide ja maa-aluste osade hüdroisolatsioon

Keldriruumide lihtsaimaks hüdroisolatsioonivahendiks on väljastpoolt keldriseina taha tihedalt tambitud vertikaalne rasvase savi kiht. Kuid see võte on tõhus ainult mõõdukalt niiske pinnase puhul või täiendusena allpool vaadeldavatele põhilistele hüdroisolatsioonibinõudele.

Hüdroisolatsiooni põhiliikideks on jäik ja plastne hüdroisolatsioon.

Jäik hüdroisolatsioon saavutatakse 2...3 cm paksuse tsementkrohvikihiga. Terassilutiga silutud torkreetskrohv kasutatakse allpool pinnasevee taset kuni 0,5 at veerõhu puhul. Kuid aja jooksul hakkab torkreetskrohv vett läbi laskma ja seepärast kantakse ta ainult suhteliselt hästi vettpidavatele materjalidele. Torkreetsisolatsiooni ehitamisel on laialt levinud vettpidav paisuv tsement ja vettpidav mahupüsiv tsement.

Kvaliteetse tseresiidi lisamine tsementmördile annab hea hüdroisolatsioonimaterjali.

Kui aluspinnasesse valgub agressiivne vesi, kasutatakse krohviks putsolaan- või räbuportlandtsementi.

Jäika hüdroisolatsiooni ei tohi teha hoonetele, mille vajumine pole veel lõppenud, sest praod isolatsioonikihis pole lubatavad. Seepärast on jäiga isolatsiooni pealekandmine enne hoone müüritööde lõpetamist keelatud.

Plastne isolatsioon saadakse pinna mitmekordsel katmisel valuasfaldiga või bituumeniga töödeldud plaatide, kangaste ja traatvõrgu pealekleepimise teel kuuma mastiksiga. Seda isolatsiooniliiki kasutatakse juhul, kui on oodata isoleeritavate konstruktsioonide deformeerumist. Vertikaal- ja kaldpindadel tuleb plastne isolatsioon suruda isoleeritava pinna vastu tellis- või betoonkaitseseina abil.

Plastne isolatsioon esineb kahel kujul — vööp- ja kleepisolatsioonina.

Võõpisolatsioon valmistatakse kas üle 100 °C kuumentatud või bensoolis, väävelsüsinikus või teistes lahustites lahustatud bituumenist. Niisugust isolatsiooni kasutatakse isoleeritavale pinnale kantava võõbakihiina.

Kleepisolatsioon tehakse kuuma mastiksiga kleebitava-test painduvatest rullmaterjalidest — ruberoidist, pärgamiinist, katusepapist, hüdroisoolist*.

Eriti vastupidav on asbestriidest alusel hüdroisool.

Vastutusrikaste ehitiste puhul võib hüdroisolatsiooniks kasutada metalloisooli. Selle rullmaterjali aluseks on bituumenist ja asbestkiududest koosneva mastiksiga tehases kahelt poolt kaetud alumiiniumileht.

Hüdroisolatsioonimaterjalide eriliigiks on nn. hüdrofoobsed täited. Nende näiteks võiks olla hüdrofoobne pulber bituumeniga töödeldud tuha näol. Hüdrofoobsete pulbrite kasutamine vundamentide isoleerimiseks on alles algjärgus, mistõttu antud meetod pole veel üksikasjadeni välja töötatud.

Keemiatööstuse arengu tulemusena on viimastel aastatel ilmunud uued hüdroisolatsioonimaterjalid: polüetüleenkile, polüvinüülkloriidplastikaat kangana ja lehtedena. Need materjalid kleebitakse isoleeritavale pinnale spetsiaalliimidega. Üksikute lehtede ja kangaste servad ühendatakse jätkude triikimise teel kuuma triikrauaga.

Vundamendi isoleerimine kapillaarvee eest

Kui hoone kaitseks kapillaarvee eest pole erivahendeid kasutatud, pääseb vesi vundamendimüüritisse ja tõuseb seinu mööda üles.

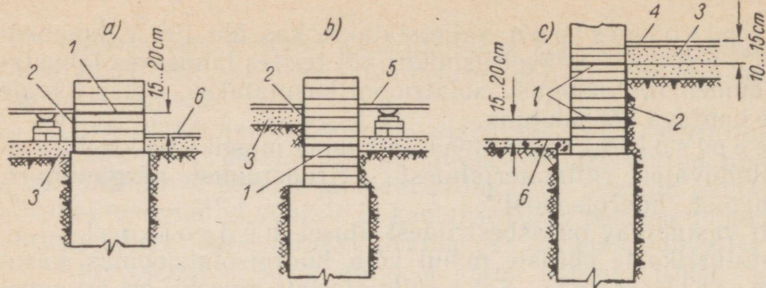
Keldrita hoonetes kaitstakse seinu niiskuse eest horisonlaalse isolatsioonikihiga, mis asetatakse soklisse 15...20 cm kõnniteest kõrgemal (joon. 95, a).

Seinte isolatsioonikiht peab moodustama keldripõranda betoonaluskihiga ühtse piirde. Selleks tuleb seinte sisepinnad betoonaluskihist kuni isolatsioonikihini katta kaks korda bituumenvõõbaga.

Isolatsioon paigaldatakse järgmiselt. Algul tasandatakse müüritis mördiga. Pärast mördi kivistumist võõbatakse müüritise pind bituumeniga ja paigaldatakse rullmaterjali esimene kiht, millele kleebitakse bituumeniga veel teine kiht. Isolatsioonikihist ülalpool jätkub müüri ladumine tavalisel viisil.

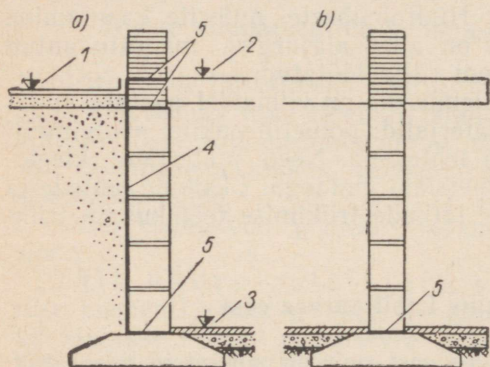
Üle 0,6 m kõrguse sokli puhul tehakse isolatsioon kahes tasapinnas (joon. 95, a): esimene kiht 15...20 cm kõnniteest kõrgemal, teine 10...15 cm põranda puitkonstruktsioonist madalamal. Kui sein puutub kokku pinnasega ning isolatsioon ja põranda

* Ehitusnormidega CH 301-65 on orgaanilisest papist rullmaterjalide kasutamine hoonete maa-aluste osade isolatsiooniks kõdunemisohu tõttu keelatud. Tõlk.



Joon. 95. Keldrita hoonete hüdroisolatsioon:

a, c — välisseinte isolatsioon; b — siseseina isolatsioon; 1 — horisontaalisolatsioon; 2 — vertikaalne bituumenikiht; 3 — ettevalmistuskiht; 4 — parkett; 5 — laudpõrand; 6 — kõnnitee



Joon. 96. Keldriseinte hüdroisolatsioon:

a — välissein; b — sisesein; 1 — kõnnitee kõrgusmärk; 2 — esimese korruse põranda kõrgusmärk; 3 — keldripõranda kõrgusmärk; 4 — bituümenivõõp või tsementkrohv; 5 — rullisolatsioon

betoonalus ei ole seotud, tuleb bituümeniga võõbata ka kahe isolatsiooni vaheline sein sisepinna osa (kiht 2 joonisel 95, c).

Alumine rõhtisolatsioon tehakse umbes 1,5 cm paksuse tsementmördikihina (1 : 1), ülemine aga mördiga tasandatud müüritise pinnale bituümeniga kahes kihis kleebitavast rullmaterjalist.

Keldriga hoonetes isoleeritakse seinu kapillaarvee eest kahes tasapinnas: üks kiht paigaldatakse 15...20 cm kõnniteest kõrgemale, teine — 10...15 cm allapoole keldri põrandapinda. Monteeritavate vundamentide puhul tuleb isolatsioon teha joonisel 96 näidatud viisil.

Peale selle isoleeritakse välisseinad väljastpoolt (s. o. pinnase poolt) bituümenivõõbaga. Võõbatakse kuni kõnnitee betoonaluseni.

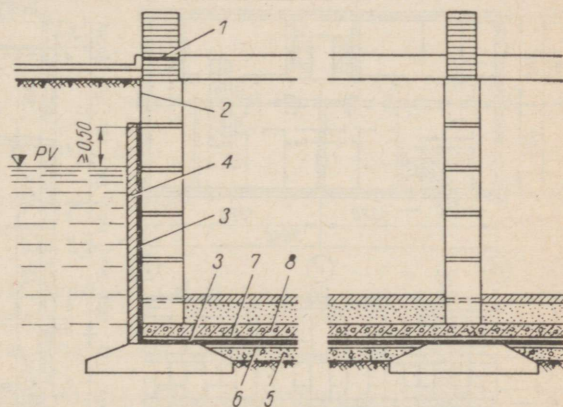
Keldripõranda betoonalus on niiskuseisolatsiooniks küllaldane juhul, kui pinnasevee tase pole keldripõrandale lähemal kui 1 m (vt. ka lk. 28). Lähemal asetseva pinnasevee puhul on vajalik spetsiaalne isolatsioon keldripõrandas bituümenikihi näol. Veepidavuse võib tagada ka keldri puhaspõranda ehitamise teel asfaldist või tsesiidiga tsementmördist.

Maa-aluse hooneosa isoleerimine pinnasevee eest

Neil juhtudel, kui pinnasevee tase on keldripõrandast kõrgemal, tuleb seina kaitsta pinnasevee rõhu eest. Rõhu suurus sõltub vee pinna ja põrandapinna kõrguste vahest. Pinnasevee tase pole püsiv: kevadel tavaliselt tõuseb, sügisepool langeb*. Hüdroisolatsiooni valikul tuleb orienteeruda tinglikule arvutuslikule vee seisule, mille võib võtta 0,5 m üle kevadise veeseisu.

Hoone pinnasevee eest kaitsmise kõige ratsionaalsemaks abinõuks on *d r e n a a ž* — pinnasevee alandamine madalamal asetsevasse veevastuvõtjasse juhtimise teel, nagu näidatud joonisel 94.

Kui millegipärast dreanaaži ehitada ei saa, tuleb keldrile luua katkematu vettpidav kaitsekest mitte ainult külgedelt, vaid ka alt. See kest asetseb tavaliselt põranda- või seinakonstruktsiooni välisel (pinnasepoolsel) pinnal (joon. 97).



Joon. 97. Keldri hüdroisolatsioon pinnasevee rõhu puhul:

1 — seina hüdroisolatsioon; 2 — bituumenvõõp; 3 — rullisolatsioon; 4 — tellis- või betoonkaitsesein; 5 — betoonalus; 6 — tsement-tasanduskiht; 7 — tsement-kaitsekiht; 8 — raudbetoonpõrand (talad toetuvad seintele)

Isolatsiooni töökindlus sõltub seinte isolatsiooni ja põranda isolatsiooni ühenduskoha tugevusest. Kui on vaja asetada hüdroisolatsioon seina sisepinnale, siis tuleb ta veerõhu mõjul seinast lahtirebimise vältimiseks asetada seina ja veerõhule arvutatud erikonstruktsiooni vahele.

* Eesti NSV alal on pinnaseveel kaks kõrgseisu — kevadel pärast lumesulamist ja sügisel pärast sajuperioodi. *Tõlk.*

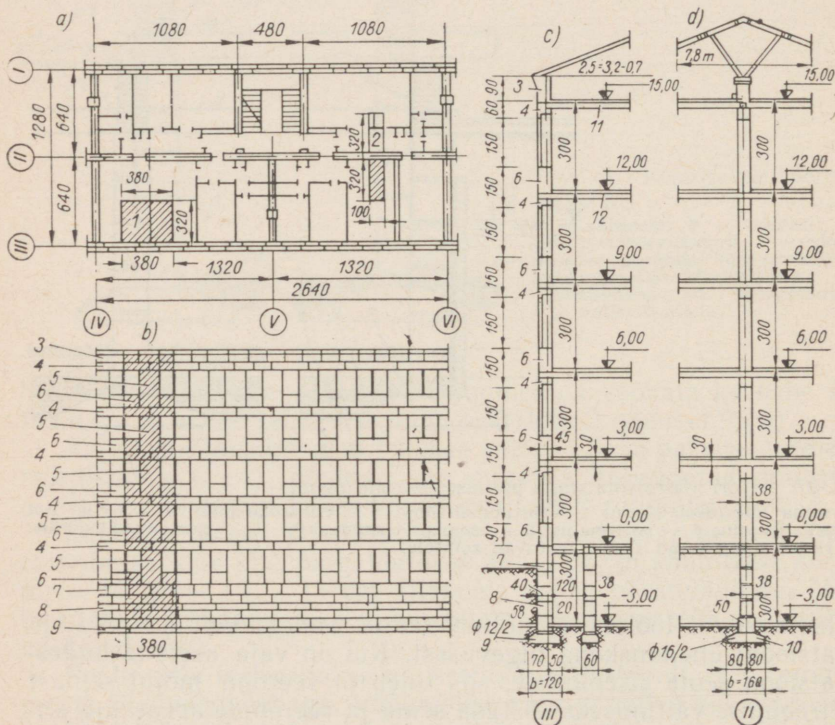
24. VUNDAMENTIDE ARVUTUSE NÄITEID

Näide 25. Teha viiekorruselise suurplokkelamu välisseina vundamendi kontrollarvutus (joon. 98). Aluse liivsavi normrõhuks on võetud $R^n = 2,5 \text{ kG/cm}^2$ (vundamendi laiust ja rajamissügavust arvestades).

Normatiivsed püsi- ja kasuskoormused:

Lumekoormus hoone katuse rõhtprojektsiooni ruutmeetritele	70 kG/m ²
Katusekonstruktsiooni kaal rõhtprojektsiooni ruutmeetritele	50 kG/m ²
Pööninguvahelae kaal	320 kG/m ²
Korrustevahelae kaal	360 kG/m ²
Keldrialae kaal	500 kG/m ²
Pööningu kasuskoormus	75 kG/m ²
Eluruumide kasuskoormus	150 kG/m ²
Betoonist (mahukaal 1700 kG/m ³) karniisiploki kaal	150 kG/m ²

$$3,8 \cdot 0,9 \cdot 0,7 \cdot 1700 = 4070 \text{ kG.}$$



Joon. 98. Skeem viiekorruselise suurplokkelamu välis- ja siseseina vundamendi arvutusnäite juurde:

a – sektsiooni plaan; b – sektsiooni fassaad; c – välisseina lõige; d – siseseina lõige; 1 – 3,8 m pikkuse välisseinaosa koormuspind; 2 – siseseina 1 m pikkuse lõigu koormuspind; 3 – karniisiplokk; 4 – sillusplokk; 5 – akendevaheline plokk; 6 – aknaalune plokk; 7 – sokliplokk; 8 – keldriseinaplokk; 9 – välisseina vundamendiplokk; 10 – siseseina vundamendiplokk; 11 – pööninguvahelagi; 12 – korrusevahelagi

Akendevahelise ploki kaal $2,4 \cdot 0,5 \cdot 1,6 \cdot 1700 = 3260$ kG.

Sillusploki kaal $3,8 \cdot 0,6 \cdot 0,5 \cdot 1700 = 1938$ kG.

Aknaaluse ploki kaal $0,9 \cdot 1,1 \cdot 0,42 \cdot 1700 = 705$ kG.

Sokliploki kaal (betooni mahukaal 2200 kG/m³)

$$3,8 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 2200 = 4520 \text{ kG.}$$

Lahendus.

Arvutuse teeme seinapikkuse $a = 3,80$ m kohta.

1. Katuse ja lume kaal

$$3,8 \cdot 2,5 \cdot 0,12 = 1,14 \text{ T,}$$

kus $2,5 = 3,2 - 0,7$ m näol on vähendatud arvutuslikku sillet $0,7$ m võrra sarikate kaldtugede tõttu.

2. Pööninguvahelae kaal $3,8 \cdot (3,2 - 0,2)$ m koormuspinna puhul, kus $0,2$ m — seinä sisepinna kaugus märkteljest,

$$3,8 \cdot 3,0 \cdot 0,32 = 3,65 \text{ T.}$$

3. Nelja korrusevahelae kaal

$$3,8 \cdot 3,0 \cdot 0,36 \cdot 4 = 16,4 \text{ T.}$$

4. Keldrivahelae kaal

$$3,8 \cdot 0,6 \cdot 0,5 = 1,14 \text{ T,}$$

kus $3,8 \cdot 0,6$ on koormuspind (joon. 98, b).

5. Pööningu ja viie korruse kasuskoormus

$$(0,075 + 5 \cdot 0,15) \cdot 0,7 \cdot 3,8 \cdot 3,0 = 6,58 \text{ T,}$$

kus $0,7$ on kasuskoormuse vähendustegur СНП II-A.11-62 punkt 3.10 kohaselt (vt. ka p. 17).

6. Viie korruse seinä kaal koos karniisi- ja sokliplokkidega

$$4,07 + (1,938 + 3,26 + 2 \cdot 0,705) \cdot 5 + 4,52 = 4,07 + 33,04 + 4,52 = 41,63 \text{ T.}$$

7. Viie korruse vaheseinte kaal

$$0,135 \cdot 3,0 \cdot 2,7 \cdot 5 = 5,46 \text{ T,}$$

kus $0,135$ T/m² on 1 m² vaheseinä kaal.

8. Keldriseinäks on kasutatud 4 rida $2,4$ m pikkusi monteeritavaid tüheme-tega betoonplokkide, mille kaal on $1,035$ T. Seinä $a = 3,8$ m pikkuse lõigu kaal on

$$\frac{3,8}{2,4} \cdot 4 \cdot 1,035 = 6,55 \text{ T.}$$

9. Vundamendiplokkide $\Phi 12/2$ kaal (ploki pikkus $1,18$ m, kaal $0,9$ T, paigaldatud $0,30$ m vahedega)

$$\frac{1,18}{1,18 + 0,30} \cdot \frac{3,8}{1,18} \cdot 0,9 = 2,31 \text{ T.}$$

10. Pinnase kaal vundamendi astmetel

$$1,80 \cdot 0,30 \cdot 3,8(2,4+0,4) \cdot \frac{1,18}{1,18+0,30} = 4,58 \text{ T.}$$

Summaarne koormus katkendvundamendi 3,8 m pikkuse lõigu kohta

$$1,14+3,65+16,40+1,14+6,58+41,63+5,46+6,55+2,31+4,58=89,44 \text{ T.}$$

Koormus vundamendi 1 m pikkuse kohta:

$$\frac{89,44}{3,8} \cdot \frac{1,18+0,30}{1,18} = 29,5 \text{ T/m.}$$

See koormus on vundamendile rakendatud ekstsentriliselt, kuid väikese ekstsentrilisuse tõttu jätame selle arvesse võtmata ja määrame keskmise surve pinnasele

$$p_k = \frac{29\,500}{120 \cdot 100} = 2,46 \text{ kG/cm}^2,$$

s. o. väiksem normrõhust $R^n = 2,5 \text{ kG/cm}^2$.

Näide 26. Viiekorruselise suurplokkelaamu pikisisesena vundamendi kontrollarvutus (joon. 98).

Lahendus.

Arvutus tehakse seina ja vundamendi 1 m pikkuse osa kohta, sest harvade uksevade mõju võib jätta arvestamata.

Koormus alusele (analoogiliselt eelmise näitega).

1. Katuse ja lume kaal

$$1,0 \cdot 7,8 \cdot 0,12 = 0,935 \text{ T.}$$

2. Pööninguvahelae kaal

$$1,0 \cdot 6,0 \cdot 0,32 = 1,92 \text{ T,}$$

kus 1,0 · 0,6 m on koormuspind pärast seinapaksuse mahaarvamist.

3. Korrusevahelagede kaal

$$1,0 \cdot 6,0 \cdot 0,36 \cdot 4 = 8,64 \text{ T.}$$

4. Keldrivahelae kaal

$$1,0 \cdot 6,0 \cdot 0,5 = 3,0 \text{ T.}$$

5. Vahelagede kasuskoormus vähendusteguriga 0,70 (СНП II-A.11-62, punkt 3.10)

$$(0,075+5 \cdot 0,15) \cdot 0,70 \cdot 1,0 \cdot 6,0 = 3,47 \text{ T.}$$

6. Viie korruse sisesena kaal

$$1,0 \cdot 15,5 \cdot 0,38 \cdot 1,6 = 9,43 \text{ T,}$$

kus 15,5 m — seina kõrgus;

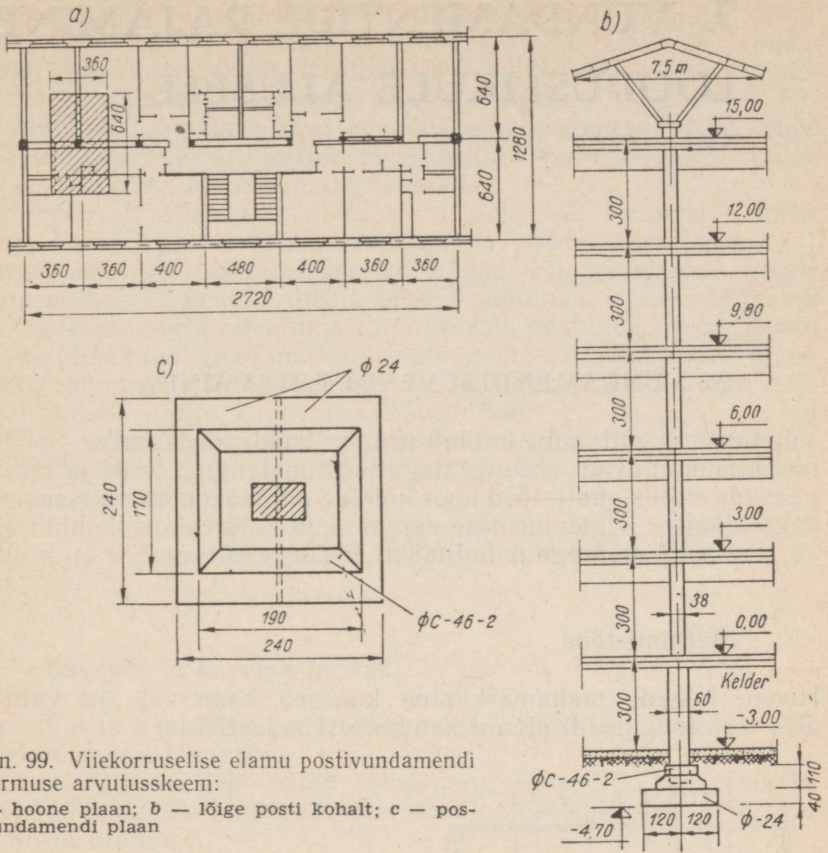
0,38 m — seina paksus;

1,6 t/m³ — müüritise mahukaal.

7. Viie korruse vaheseinte kaal sisesena 1 meetrile redutseerituna on 3,43 T.

8. Keldri sisesein on laotud 2,4 m pikkustest ja 0,4 m laiustest suurplokkidest СП-4С, mille kõrgus on 0,6 m ja kaal 1,30 T. Nende all on 1 rida plokkе БП-12П, mille andmed on tabelis 29. Keldri sisesena 1 m kaal

$$\frac{1,30}{2,4} \cdot \frac{3,0}{0,6} + \frac{0,4}{1,2} = 3,04 \text{ T.}$$



Joon. 99. Viiekoruselise elamu postivundamendi koormuse arvutus skeem:

a — hoone plaan; b — lõige posti kohalt; c — postivundamendi plaan

9. Vundamendiplokkide $\Phi 16/2$ kaal 1 m seina kohta

$$1,20 : 1,20 = 1,0 \text{ T.}$$

10. Pinnase kaal vundamendi astmetel

$$1,8 \cdot 2 \cdot 0,55 \cdot 0,5 = 0,99 \text{ T.}$$

Summaarne koormus vundamendi 1 m pikkuse kohta

$$0,935 + 1,92 + 8,64 + 3,00 + 3,47 + 9,43 + 3,43 + 3,04 + 1,00 + 0,99 = 35,86 \text{ T.}$$

Keskmine surve pinnasele

$$p_k = \frac{35\,860}{160 \cdot 100} = 2,24 \text{ kG/cm}^2,$$

mis ei ületa pinnase normrõhku $R^n = 2,5 \text{ kG/cm}^2$.

Postivundamentide arvutamisel kasutatakse joonisel 99 toodud skeemi.

7. VUNDAMENTIDE RAJAMINE LOODUSLIKULE ALUSELE

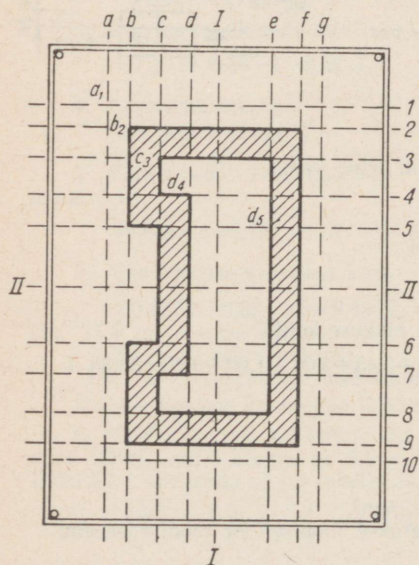
25. VUNDAMENDISÜVENDI EHTAMINE

Vundamenti ehitamine kuulub nn. nulltsükli tööde hulka. Sellesse tsüklisse kuuluvad: ehitusplatsi ettevalmistamine, teede ja juurdepääsude ehitus, mullatööd koos kõikide allmaakommunikatsioonide paigaldamise, vundamentide rajamise ja keldriseinte ladumisega.

Vaatleme mõningaid nulltsükli tööde eriküsimusi.

Märkimistööd

Hoone telgede mahamärkimine koosneb kameraal- ja välitöödest — vundamenti plaani kandmisest maastikule.



Joon. 100. Vundamenti märkimisplaan

Kameraalse ettevalmistusena koostatakse ehitusplatsi plaan horisontaalidega (samakõrgusjoontega), kuhu kantakse vundamenti plaan ja märkteljed (joon. 100). Telgi I—I ja II—II joonisel 100 nimetatakse peamärktelgedeks.

Algul määratakse platsil peamärktelgede suunad. Need teljed kinnistatakse tugevalt postide, terastorude, roopatükkide või muuga nii, et neid oleks alati võimalik taastada.

Järgnevalt püstitatakse märktara puit- või torupostid, mille külge 2 m kõrgusele (vaba läbikäigu ja sõidu võimaldamiseks) naelutatakse või kinnitatakse rõhtlauad või terastorud. Nende ülemised servad peavad olema ühes tasapinnas. Nööri või traadi abil kantakse algul maapinnalt märktarale peateljed ja siis nende abil ka ülejäänud teljed märkimisplaani kohaselt. Tänapäeval kasutatakse nurgamõõduinstrumente ja loobutakse märktarast, mis segab autode pääsu vundamendisüvendisse.

Vaivundamentide puhul märgitakse maha täiendavalt veel vaaridate teljed. Teljed tuleb siduda peatelgedega ja samuti kinnistada maastikul.

Ehitusplatsi ja rajatavate vundamentide kõrgused saadakse nivellimise teel reeperitelt. Neid peab igal ehitusel olema vähemalt kaks.

Süvendi ja kaeviku nõlvad

Süvendite ja kaevikute kaevetööde tehnoloogiat kirjeldatakse ehitustehnoloogia kursuses.

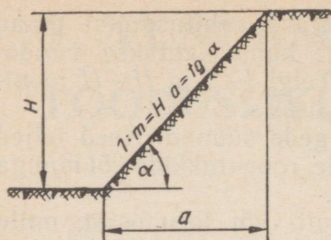
Siinkohal pöörame erilist tähelepanu süvendite ja kaevikute nõlvade lubatavale kaldele ja nõlvakindlustuse ehitamisele, mis on äärmiselt oluline.

Tuleb silmas pidada, et süvendite ja kaevikute nõlvade ning seinatoestuse hooletu projekteerimine võib põhjustada tööliste ja tehnilise personali elule ohtlikke avariisid.

Antud küsimuse õigeaks lahendamiseks tuleb kõigepealt selgitada pinnase kvaliteet ja looduslik varikaldenurk. Nõlvade

Tabel 30. Maksimaalsed nõlvakalded

Pinnase liik	Süvendi sügavus	
	kuni 3 m	3...6 m
Puistepinnas, liiv ja jämpurd	1 : 1,25	1 : 1,5
Saviliiv	1 : 0,67	1 : 1
Liivsavi	1 : 0,67	1 : 0,75
Savi	1 : 0,5	1 : 0,67
Löss (kuiv)	1 : 0,5	1 : 0,75
Tükeldunud kalju	1 : 0,1	1 : 0,25
Monoliitne kalju	vertikaalne	1 : 0,1



Joon. 101. Nõlv

varisemise põhjuseks on enamasti pinnasesse pääsenud vesi, mis vähendab pinnase, eriti savipinnase nihetugevust.

Väga järsku kaob nõlvade tasakaal lõsspinnaste niiskumisel, mis niiskumata olekus püsivad hästi isegi püstseinana.

Ilma toetuseeta võib süvendi kaevata ainult ühtlases niiskes pinnases, kui on tagatud pinnavete äravool. Süvendite ja kaevikute nõlvade kalle (joon. 101) valitakse tabeli 30 kohaselt.

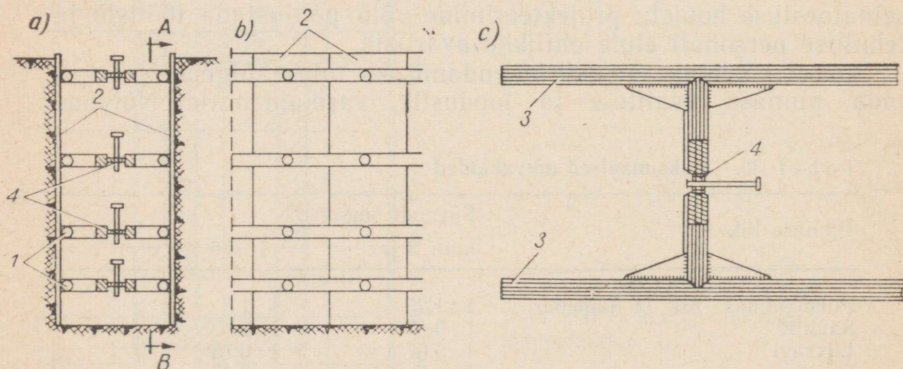
Madalate süvendite ja kaevikute (kuni 1,5 m) püstseinad võib niiskes savipinnases jätta kindlustamata. Kuid seejuures tuleb kaevandatud pinnas eemaldada ja mitte kuhjata süvendi pervele.

Toetus ja sulundseinad

Sügavamate süvendite seinad tuleb kindlustada või teha kaldu.

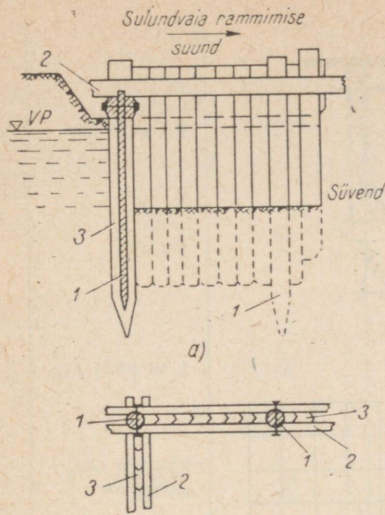
Kõige lihtsamaks tuleb lugeda kilptoetust, mida kasutatakse niisketes püsivates pinnastes kuni 4 m laiuse süvendi puhul. Eriti hõlpus on inventaarsete vahetugedega toetamine (joon. 102).

Vähese niiskusega savipinnastes võib kuni 3 m sügavuse



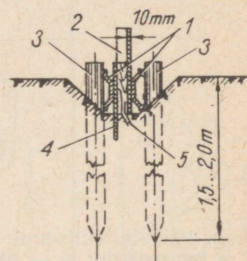
Joon. 102. Kaeviku inventaarne toetus:

a – kaeviku ristlõige; b – lõige A–B; c – terastugiraami detail; 1 – tugiraam; 2 – toetuskilp; 3 – terastoru; 4 – survekruvi



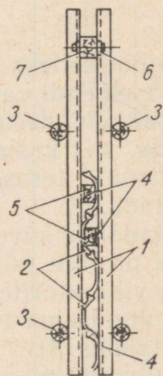
Joon. 103. Sulundseina skeem ja detailid:

a — skeem; 1 — majakvaiad; 2 — paarisjuhtprussid;
3 — sulundvaiad; b — puitplankudest sulundsein;
c — prussidest sulundsein; d — sulundvaia alumise
otsa detail (mõõtmed cm)



Joon. 104. Paaris-juhtprofiilid terassulundseina jaoks:

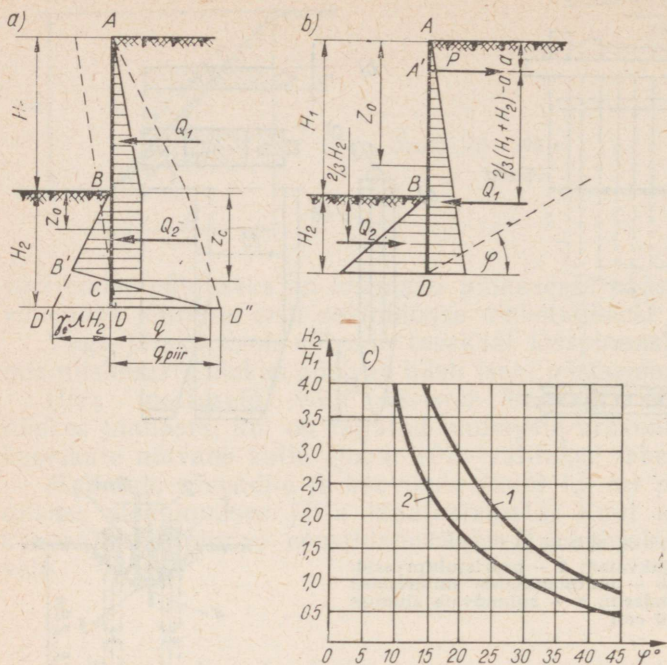
1 — sulundvaiadest juhtprofiilid; 2 — süvistatud sulundvai; 3 — paaris-majakvaiad iga 2 m järel;
4 — ribaterasest kiilud; 5 — tugiprussid; 6 — polt;
7 — vahepruss, mis eemaldatakse sulundvaiade süvistamise käigus



süvendi puhul laustoestuse asemel toetada seina ka kõrguse suunas pilusid jättes.

Kui pinnaseeve rohke juurdevool ähvardab pinnast läbi toetusseina pilude kanda, siis tuleb kasutada sulundseina.

Sulundseinad ehitati varem enamasti toorestest plankudest või prussidest, mis ühendati omavahel kas nuudi või kalasaba kujul (joon. 103). Iga plangu või prussi teritatud ots on ühelt poolt viltu



Joon. 105. Sulundseinete arvutuskeemid:
 a — konsoolsein; b — ülalt ankurdatud sein; c — arvutusgraafik

lõigatud, selleks et ta süvistamise käigus suruks end tihedalt eelmise elemendi vastu. Sulundsein süvistatakse rammimise teel.

Puitsulundseinad pole päris tihedad. Et pilude sulgemine on tülikas, siis kasutatakse tänapäeval sügavate süvendite kaitseks tihedamaid terrasulundseinu (joon. 104), mida võib korduvalt kasutada.

Madalate süvendite puhul kasutatakse sulundvaiadena tasapinnalisi profiile, sügavate süvendite puhul — künaprofiile. Süvistatakse vibraatoritega.

Sulundseina terasprofiilide sortiment (ГОСТ 4781-55) on toodud tabelis 31.

Sulundseina suure kõrguse korral on seina alumise otsa ankurid pinnases ebapiisav, mistõttu ankurdatakse ka seina ülemine serv. Ankurplaadid, mille abil kantakse ankurvarraste sisejõud pinnasele üle, tuleb asetada väljapoole seina alumisest servast tõmmatud mõeldavat varisemisjoont, s. t. väljapoole loodusliku nõlva piiri (joon. 105, b).

Raudbetoon-sulundseinu kasutatakse ka püsiehitiste konstruktsiooniosana, näiteks kai või kaldapealse puhul.

Tabel 31. NSV Liidus toodetavad terassulundvaid (ГОСТ 4781-55)

•11

Sulundvaia tüüp ja tähistus	Sulundvaia profiil	Ristlõike-pindala cm ²	1 m kaal kG	Inerts-moment I _x cm ⁴	Vastupanu-moment W _x cm ³	
ШП-1		82	64	332	73	
Sulundvai	ШП-2		39	30	80	28
Künakujuline sulundvai	ШК-1		64	50	730	114
Künakujuline sulundvai	ШК-2		74	58	2243	260

Toestuse arvutus

Toestuse laudu arvutatakse pinnaserõhu horisontaalkomponendiga koormatud jätkuvtalana, mille sille l vastab postide vahekaugusele.

Vajaliku lauapaksuse võib leida valemiga

$$d = l \sqrt{\frac{q}{2R}}, \quad (78)$$

kus q — pinnaserõhu intensiivsus kG/cm^2 ;

R — puidu arvutustugevus paindel, milleks võib võtta antud juhul 150 kG/cm^2 .

Postide vahekaugus valitakse sõltuvalt olemasolevate laudade paksusest.

Postide arvutamisel on aluseks liht- või jätkuvtala skeem, koormus muutub kõrguse suunas kolmnurga seaduse kohaselt.

Vahetoed arvutatakse surutud varrastena, arvestades nõtkehohtu.

Konsoolse (ankurdamata) sulundseina lihtsaim arvutusmeetod põhineb oletusel, et sein ei deformeeru, kuid pöördub pinnases ümber teatava punkti C , mille kaugus maapinnast on z_c (joon. 105, a).

Kui piirduda pinnase tugevuse hindamisel elastse staadiumiga, millal piirsurve tekib ainult punktis B , siis võib seina vajaliku rammimissügavuse H_2 määrata kõvera l abil jooniselt 105, c.

Tavaliselt aga lähtutakse sellest piirseisundist, mille puhul piirsurve tekib seinas BC ja punktis D . Seejuures loetakse pinnase reaktsiooni epüüri piirjoonteks BD ja $B'D''$, mille ordinaadid vastavad pinnase passiiv- ja aktiivsurve vahele antud sügavuses.

Sulundseina stabiilsuse tagamiseks vajaliku rammimissügavuse võib leida võrratusest

$$q \leq q_{piir}, \quad (79)$$

kus

$$q = \frac{(\gamma_0 \lambda H_2^2 - 2Q)^2}{\gamma_0 \lambda H_2^3 - 6Q_1 \left(\frac{H_1}{3} + H_2 \right) - 6Q_2 \left(H_2 - \frac{z_c}{2} \right)} - \gamma_0 \lambda H_2;$$

$$q_{piir} = \gamma_0 [(H_1 + H_2) \lambda_p - H_2 \lambda_a];$$

$$\lambda = \lambda_p - \lambda_a; \quad \lambda_a = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right); \quad \lambda_p = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right);$$

$$Q = Q_1 + Q_2; \quad Q_1 = \frac{1}{2} \gamma_0 H_1^2 \lambda_a; \quad Q_2 = \gamma_0 H_1 z_C \lambda_a,$$

milles γ_0 — pinnase mahukaal t/m³;

φ — pinnase arvutuslik sisehõordenurk.

Sulundseina vajaliku rammimissügavuse H_2 võib sõltuvalt H_1 ja φ suurusest leida kõvera 2 abil jooniselt 105, c.

Sulundseina vajalik paksus leitakse maksimaalse paindemomendi järgi

$$M_{max} = \frac{\gamma_0 H_1^3 \lambda_v}{6(\lambda_p - 1)^2}, \quad (80)$$

mis tekib sügavuses

$$z_0 = \frac{\lambda}{\lambda_a} H_1 \left(1 + \sqrt{\frac{\lambda_p}{\lambda_a}} \right).$$

Ankurdatud, näiteks ülaserval toetatud sulundseina arvutatakse punktides A ja D (joon. 105, b) vabalt toetuva talana.

Vajalik süvistamissügavus määratakse seejuures tingimusest

$$Q_1 \left[\frac{2}{3} (H_1 + H_2) - a \right] \leq m Q_2 \left(H_1 + \frac{2}{3} H_2 - a \right),$$

kus

$$Q_1 = \frac{1}{2} \gamma_0 \lambda_a (H_1 + H_2)^2; \quad Q_2 = \frac{1}{2} \gamma_0 \lambda_p H_2^2;$$

m — töötingimuste tegur, võetakse piires 0,7... 1,0.

Ankurtõmmitsas või -toes tekkiv sisejõud leitakse tasakaalu tingimusest:

$$P = Q_1 - Q_2.$$

Maksimaalne paindemoment arvutatakse valemiga

$$M_{max} = P(z_0 - a) - \frac{1}{6} \gamma_0 \lambda_a z_0^3,$$

kus

$$z_0 = \sqrt{\frac{2P}{\gamma_0 \lambda_a}}.$$

Suure rammimissügavusega ja ülaservast toetatud sulundseina arvutatakse alt jäigalt kinnitatud seinana. Tinglikult loetakse kinnituskohaks tihedal pinnasel 0,2 m, nõrgal — 0,5 ... 1,0 m allpool süvendi põhja.

Näide 27. Määrata konsoolsulundseina vajalik rammimissügavus ja ristlõige, kui $H_1=3,6$ m, $\gamma_0=1,9$ t/m³, $\varphi=30^\circ$.

Lahendus.

Jooniselt 105, c leiame kõvera 2 abil, et $H_2=H_1=3,6$ m. Suurima paindemomendi arvutame valemiga (80)

$$M_{max} = \frac{\gamma_0 H_1^3 \lambda_p}{6(\lambda_p - 1)^2} = \frac{1,9 \cdot 3,6^3 \cdot 3,0}{6(3,0 - 1)^2} = 11,1 \text{ Tm/m.}$$

Terase $\sigma_{T. 3}$, mille arvutustugevus $R=2100$ kG/cm², ja töötingimuste teguri $m=0,9$ puhul on sulundseina ristlõike vajalik vastupanumoment

$$W = \frac{M_{max}}{mR} = \frac{1\,110\,000}{0,9 \cdot 2100} = 588 \text{ cm}^3.$$

Valime künakujulise profiili IIIK-2, mille vastupanumoment 1 m seinapikkuse kohta on $260 \cdot 2,5=650$ cm³. Tuleb silmas pida, et püsivuse ja tugevuse tingimusi rahuldaval konsoolsulundseinale võib esineda lubamatult suur läbipaine.

Pinnase külmutamine

Pinnase külmutamist kasutatakse süvendiseinte kindlustamiseks ja vettpidava tõkke loomiseks neis vettkandvates kihtides, mis sisaldavad näiteks suuri kive ja ei võimalda seetõttu sulundvahu süvistada.

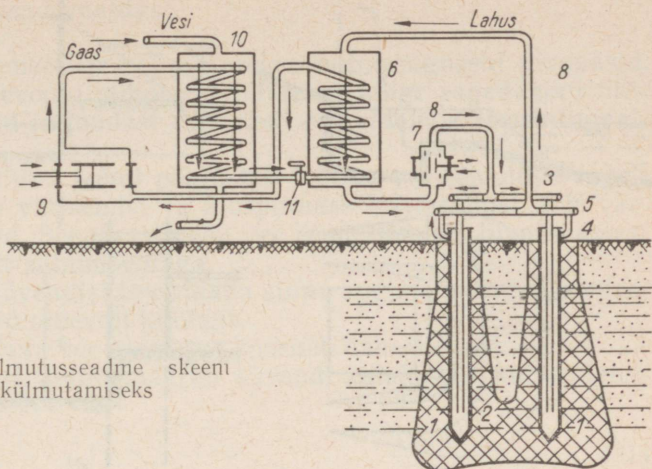
Külmutusseadme skeem on näidatud joonisel 106.

Pinnase külmumine saavutatakse temperatuuri alandamise teel jahutusvedelike abil. Selleks süvistatakse kavandatud süvendi perimeetrit mööda välimised jahustorud 1 vahekaugusega 1 ... 3 m. Torude alumised otsad on suletud, ülemised aga lisatorude 4 abil ühendatud üldisse ringi 5.

Välimistesse jahustorudesse on paigutatud sisetorud 2, mis omakorda on ühendatud teise ringiga 3.

Mõlema jahustorude süsteemiga on ühendatud külmutusseadme paagist 6 väljuv torusüsteem 8. Nende torude kaudu imeb pump 7 paagist 6 jahutusvedelikku (temperatuur — 20 °C ja madalam) ning pumpab selle ringsüsteemi 3 kaudu sisemistesse jahustorudesse 2, kust lahus liigub välistorudesse. Torudes 1 üles liikudes neelab lahus toru ümbritsevalt pinnaselt osa sooja ja ise seejuures kuni 5 °C soojenedes suundub ringtoru 5 kaudu paaki 6, kus jahtub uuesti ja alustab uut ringkäiku. Jahutusvedelikuna kasutatakse kaltsiumkloriidi ja teisi lahuseid.

Lahus jahtub paagis 6 ammoniaagi (või süsihappegaasi) mõjul.



Joon. 106. Külmutusseadme skeem vettkandva kihi külmutamiseks

Kompressoris 9 surutakse ammoniaak 10... 15 atü rõhu all kokku ja suunatakse gaasilises olekus silindri 10 spiraali. Silindrist pidevalt läbivoolav külm vesi jahutab spiraali, mille tagajärjel ammoniaak veeldub. Veeldunud ammoniaak suundub läbi ventiili 11 paagi 6 spiraali, kus rõhu vähenemise tõttu uuesti gaasistub, jahutades seejuures ise ja jahutades ka paaki täitvat lahust. Paagi 6 spiraalist imetakse gaasiline ammoniaak kompressorisse 9, kust algab jahutustsükkel uuesti.

Niisiis ringleb seadmes jahutusvedelik ja jahuti. Jahutusvedeliku ringluse tõttu külmub pinnas torude 1 ümber sambataoliselt. Järjest laienevad külmunud alad ühinevad ja moodustavad süvendi ümber külmunud pinnasest seina. Selle seina kaitse all võib kaevata süvendi ja teha seal vajalikud tööd.

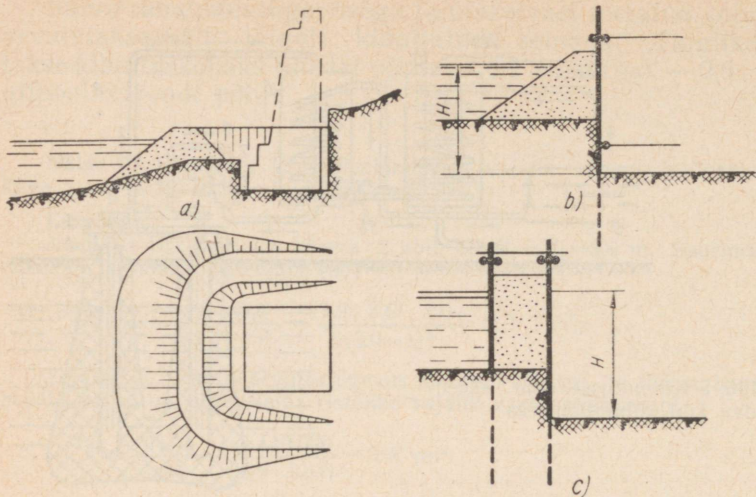
Pinnase külmutamine kulgeb aeglaselt, kestes vahel mitu nädalat.

Väga külmades rajoonides võib pinnast külmutada loodusliku külmaga. Külmutamise kiirendamiseks lüüakse pinnasesse alt koriga suletud metalltorud, milles tsirkuleerib külm õhk.

Süvendi kaitse veega kaetud kohas

Ehitise püstitamisel veega kaetud alal, näiteks jõesängis, piiratakse süvend eelnevalt kaitsetammiga. Pärast vee väljapumpamist võib süvendis töötada nagu kuival maalgi (joon. 107, a).

Kohalikust pinnasest (liivsavist, saviliivast, liivast) kaitsetamme kasutatakse madala vee ja väikese voolukiiruse puhul. Kaitsetammi harja laiuseks võetakse vähemalt 2 m, nõlv süvendi poole 1 : 1 või 1 : 1,5, veekogu poole — 1 : 2 või 1 : 3, sõltvalt kasutatud pinnaseliigist.



Joon. 107. Kaitsetammid:

a — süvendi kaitsmine pinnaskaitsetammiga; *b* — puistevalliga üherealine sulundvaisein; *c* — kaherealine sulundvaisein

Sulundvaiseinu kasutatakse vett läbilaskva süvendi põhja puhul. Seinad tehakse kas ühe- või kaherealistena (joon. 107, *b* ja *c*). Seinad piludest vee läbivoolu vähendamiseks tehakse üherealisele sulundseinale veepoolsele küljele pinnasest puistevall.

Kaherealisest sulundseinast koosnev kaitsetamm ehitatakse kuni 5...6 m sügavuse vee puhul. Seinte vahe täidetakse võimalikult vettpidava pinnasega.

Terasssulundsein tagab kaitsetammi hea veepidavuse. Lisaks sellele võib niisugust sulundseina kasutada suure veesügavuse (10 m ja üle selle) ja tihedate pinnaste puhul, isegi kui need sisaldavad rähka, puitu jm.

Kärgkast-kaitsetamm koosneb kivide või pinnasega täidetud suurtest palkkastidest. Neid kasutatakse suure voolukiiruse puhul ja pinnastel, kuhu sulundvaiade rammimine on raske.

Põhjarajoonides võib süvendiseinte loodusliku külmutamise moodust kasutada jääkaitsetammide loomiseks veega kaetud alal.

26. VEE-EEMALDUS JA SÜVENDI KUIVENDAMINE

Pinnasevee väljapumpamist süvendist ja teisi vee eemaldamise mooduseid nimetatakse vee-eemaldustöödeks. Eristatakse lahtist vee-eemaldust ja süvavee eemaldamist.

Lahtine vee-eemaldus

Lahtiseks vee-eemalduseks kasutatakse mitmesuguseid pumpe. Vee suure juurdevoolu puhul rakendatakse kõige sagedamini lihtsalt käsitsetavaid ja mudast vett hästi eemaldavaid tsentrifugaalpumpe.

Liiva ja saviliiva puhul põhjustab lahtine vee-eemaldus sageli süvendi nõlvade varisemist ja aluspinnase kobestumist, mis raskendab ehitustöid. Seepärast peab vee eemaldamisel liivpinnastest kaitsma süvendit sulundseinaga.

Algul tuleb süvendist eemaldada sinna kogunenud vesi ja edaspidi hoida süvend pidevalt kuivana.

Väljapumbatava vee üldkogus koosneb kahest osast:

a) veehulgast, mille määrab süvendi esialgseks kuivendamiseks vajalik aeg t

$$Q_1 = \frac{V}{t}, \quad (81)$$

kus V — süvendis oleva vee maht;

b) veehulgast, mille eemaldamisel süvend püsib kuivana

$$Q_2 = qF, \quad (82)$$

kus q — vee juurdevool 1 m² süvendi põhja kohta;

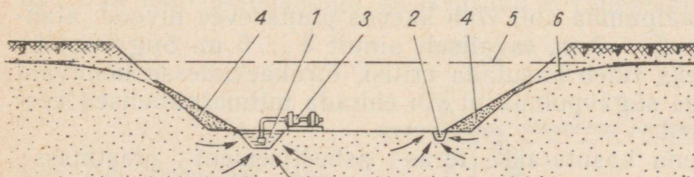
F — süvendi põhja pindala.

Ligikaudu võib q jaoks võtta järgmised suurused (m³/h):

peenliivas	0,16
keskliivas	0,24
jämeliivas	1,65
pragunenud kaljus	0,20

Hea kaitseseina puhul vee läbivool süvendi seintest tavaliselt mõne aja pärast lakkab.

Süvendi põhja tuleb vee äravooluks teha kindlustatud kogumiskaevud ja küvetid (joon. 108).



Joon. 108. Lahtise vee-eemalduse skeem:

1 — kogumiskaev; 2 — veekogumiskraav; 3 — pump; 4 — lisakoormus killustiku-, kruusa- või liivakihi näol; 5 — pinnasevee normaalase; 6 — veepind vee eemalduse korral

Süvavee eemaldamine

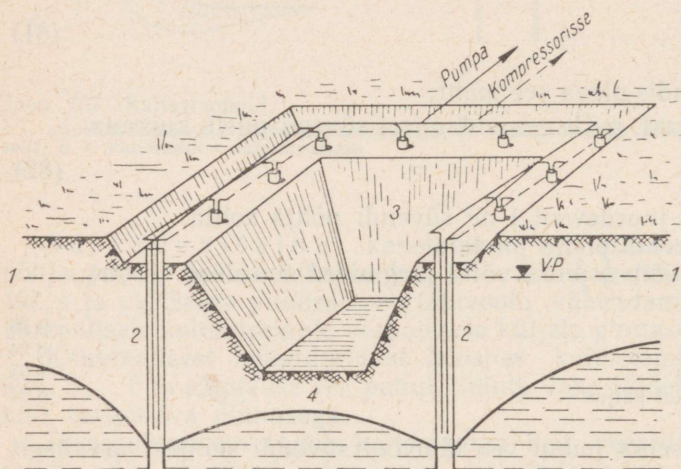
Vastupidi lahtisele vee-eemaldusele võib veetaset alandada ka süvavee väljapumpamise teel süvendit ümbritsevatest ja tavaliselt ühise imitoruga ühendatud puuraukudest.

Niisugusest puuraukude süsteemist vee väljapumpamisel alaneb pinnasevee tase süvendis (joon. 109).

Sel juhul pinnas kuivendub ja süvend kaevatakse tavalisel kujul pinnase niiskusest sõltuva nõlvakaldega.

Pinnasevee tase alandatakse 0,5 m allapoole süvendi põhjapinda.

Pinnaseveet võib alandada kas 150...500 mm läbimõõduga torukaevude (kaevfiltrite) või nõelfiltrite abil, s.t. väikese välisläbimõõduga (40...70 mm) torufiltrite abil.



Joon. 109. Süvendi ehitamise skeem ajutise veelاندuse korral:

1 — pinnasevee esialgne tase; 2 — nõelfiltrid; 3 — süvend; 4 — alanenud veepind

Tsentrifugaalpumba abil võib kaevus pinnasevee nivood alandada mitte üle 5...7 m, tavaliselt ainult 3...5 m. Sügavamaks veelاندamiseks tuleb kasutada erilisi, torukaevudesse lastavaid vertikaalvõlliga sügavpumpasid või ehitada mitmeastmelised veelاندusseadmed.

Kaevfiltritena kasutatakse teras-, asbestiment-, plastmass-, keraamilisi või puittorusid. Toru alumises 1,5...2 m pikkuses osas on võrguga kaitstud 5...10 mm laiused pilud. Filterkaevud paigaldatakse eelnevalt pinnasesse puuritud ja mantelitoruga kindlustatud puuraukudesse. Filtertoru ja mantelтору vaheruum puista-

takse jäme- või kruusliiva täis, seejärel tõmmatakse mantelтору järk-järgult pinnasest välja.

Nõelfiltrid süvistatakse pinnasesse surveveega uhtmise teel (nn. hüdrauliline süvistamine).

Kerge nõelfilter koosneb 38 mm siseläbimõõduga 7,5 m pikkusest terastorust. Toru alumine ots ühendatakse 1...1,25 m pikkuse filterlüluga, mis lõpeb hambulise otsikuga. Nõelfiltertoru ülemine ots ühendatakse vooliku abil pumba juurde suunduva kollektoriga. Kerged nõelfilterseadmed võimaldavad alandada pinnasevee taset mitte üle 5 m.

Sügavamaks veelandamiseks (kuni 35 m) kasutatakse ejetor-nõelfilterseadmeid või paigutatakse nõelfiltrid 2...3 korrusele. Kuid teine moodus suurendab süvendi mõõtmeid.

Kõige levinumad käesoleval ajal on kerged nõelfilterseadmed, näiteks teiseldatavad veelandusseadmed ПБВ-1 ja ПБВ-2.

Nõelfiltrite süvistamissügavus ja vahekaugus (piires 0,75...3 m) määratakse arvutusega.

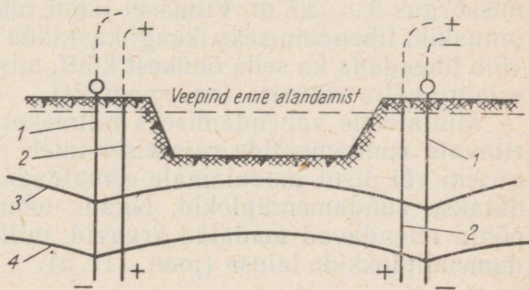
Süvavee alandamine tihendab pinnast seda rohkem, mida peenem on tera. Pinnase tihenemine võib mõjutada naaberehitiste alust, põhjustades nende ebahütlase vajumise.

Süvavee alandamise tehnika arenes ja täiustus tunduvalt V. I. Lenini nimelise Volga-Doni kanali, Tšimljanski hüdroelektrijaama ja Kuibõševi hüdroehitustel, kus kombineeritult rakendati kaefiltrite raskeid seadmeid ja kergeid nõelfiltreid.

Elekterkuivendus

Kuni viimase ajani kasutati veelandamist liiva ja kruusliiva kuivendamiseks, mille filtratsioonimoodul k on piires 1 kuni 150 m ööpäevas. Filtratsioonimooduli $k < 1$ m/ööp. puhul pole nõelfiltrite kasutamine küllalt tõhus. Seetõttu pakub suurt huvi nõelfiltrite tegevuse ühendamine niinimetatud elekterkuivendusega.

Veelandamise skeem elektrivoolu kasutamise korral on näidatud joonisel 110. Rööbiti nõelfiltritega 1 on pinnasesse löödud 32...38 mm läbimõõduga terasvardad 2 (ühepikkused nõelfiltri-



Joon. 110. Pinnasevee alandamine nõelfiltrite ja elekterkuivenduse abil:

1 — nõelfiltrid; 2 — metallvardad; 3 — veepind nõelfiltritega alandamisel; 4 — veepind elekterkuivenduse puhul

tega). Nõelfiltrid ja vardad on ühendatud alalisvooluallikaga (pinge 30...60 V) nii, et vardad on anoodiks (+), filtrid aga katoodiks (—). Elektroodide vahel tõstetakse voolutihedus umbes 1 A-le kuivendatava pinnasemassiivi vertikaallõike 1 m² kohta. Elektrivool suurendab pinnasevee juurdevoolu nõelfiltritesse ja veepind langeb madalamale nivooost, mis saavutati ilma voolu mõjuta.

Elekterkuivenduse tõhususest räägivad järgmised andmed. Ühe süvendi kuivendamisel nõelfiltritega pumbati algul vett välja ilma elektrivoolu abita. 15 päeva jooksul langes pinnasevee tase süvendis 2,2 m võrra ja jäi siis püsima. Pärast alalisvooluallika negatiivse pooluse ühendamist nõelfiltritega ja positiivse pooluse ühendamist varrastega alanes pinnasevee tase ühe ööpäeva jooksul veel 1,3 m võrra.

27. ALUSE ETTEVALMISTUS JA VUNDAMENDI EHTAMINE

Et mitte halvendada aluspinnase ehituslikke omadusi, on vaja täita kaks tingimust:

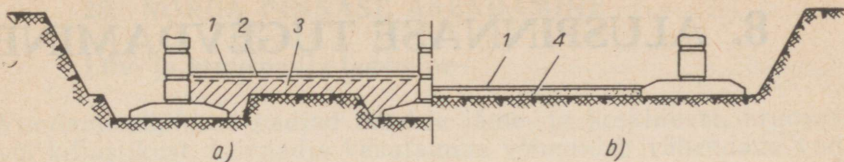
esiteks ei tohi süvendi kaevamisel rikkuda pinnase looduslikku struktuuri;

teiseks tuleb aluse pealispinda kaitsta pinnavee, külma ja muude atmosfääri mõjude eest.

Seepärast pinnase kaevamisel mehhanismidega ei kaevata esialgu vundamentitalla projekteeritud kõrguseni. Vaegvõtu kõrgus peab skreeperiga, buldooseriga ja paljukopalise ekskavaatoriga töötamisel olema 10...15 cm, ühekopalise ekskavaatori puhul 30 cm. Allesjäänud pinnasekiht eemaldatakse kas käsitsi või väike-mehhanismide abil kuni projekteeritud kõrguseni vahetult enne vundamendi rajamist.

Kui aluspinnas osutus kohevaks (näiteks täitepinnas), tuleb seda tihendada. Õhukese kobestunud kihi puhul (0,25...0,40 m) tihendatakse pinnas kergete vibrotampidega. Kui kobestunud pinnasekihi paksus on 1,5...2 m, rakendatakse vähemalt 1-tonniseid raskeid tampe, mille jälje läbimõõt on 0,7...1,0 m ja kukkumiskõrgus 3...3,5 m. Viimasel juhul tuleb 0,10...0,15 m paksuse pinnakihi tihendamiseks ikkagi kasutada vibrotampe. Tampimisega võib tihendada ka seda õhukest kihti, mis jäi masinaga kaevamisel esialgu välja võtmata (nn. vaegvõtt).

Mullatööde vähendamiseks mitmekorruseliste hoonete monteeritavate vundamentide rajamisel tuleb pinnas projekteeritud kõrguseni või pisut madalamale eemaldada ainult seal, kuhu paigaldatakse vundamentid. Niisiis tehakse süvendi planeeritud põhja täiendavad madalad kraavid, mille laius pisut ületab vundamentidiplokkide laiuse (joon. 111, a).



Joon. 111. Vundamendi ja põranda aluse ettevalmistamise skeem:

a — kasutusel olev; b — uus moodus; 1 — puhaspõrand; 2 — betoon-ettevalmistuskiht; 3 — täitepinnas; 4 — liiv-ettevalmistuskiht

Kraavi põhjale asetatakse inventaarne puitraam, mis kiilutakse rõhtasendisse nivelliiri kontrolli all. Raam täidetakse jämeliivaga. Liiva pind tasandatakse mööda raami ülaserva tõmmatava latiga. Liivakihi paksus on 5... 15 cm.

Süvendiseina ja vundamendikonstruktsiooni vahelised tühikud taastäidetakse hoolikalt tihendatud rõhtsate pinnasekihtidega.

Vundamendikraavi ja keldripõranda aluse puistekihi võib jätta tegemata ning paigaldada vundamendiplokid süvendi põhjale juhul, kui süvendi kaevamisel jätta pinnasekiht 10... 15 cm projekteeritud kõrgusest kõrgemale, pärast aga tampida pind projekteeritud kõrguseni. Sel juhul võib põranda teha vahetuult liivpinnasele või savipinnasest aluse puhul liivast ettevalmistuskihile (joon. 111, b).

Monteeritavate vundamentide paigaldamisel kasutatakse torn-, auto- ja roomikkraanasid.

Enne vundamentide rajamist tuleb mullatööd vastu võtta, s. t. kontrollida tegelike pinnaseolude vastavust projekti andmetele. Tehnilisel ülevaatusel tuleb kontrollida mitte ainult pinnase pealiskihiti, vaid ka kahe kuni kolme vundamendi laiuse sügavusel asetsevaid kihte. Aluse vastuvõtt vormistatakse aktiga.

Enne mullatööde algust tuleb hankida andmed maa-aluste torustike ning elektri kaablite kohta ja tagada nende puutumatus süvendi kaevamisel.

8. ALUSPINNASE TUGEVDAMINE

Pinnase tugevdamise meetodid

Kui pinnase tugevus pole ehitise püstitamiseks küllaldane, võib pinnast tugevdada, s. t. kunstlikult parendada tema omadusi. Sel viisil moodustatud alust nimetatakse erinevalt seni vaadeldud looduslikest alustest tehisaluseks.

Vahel tuleb tugevdada ka tugevaid pinnaseid, näiteks lõhennud kaljut.

Kohevaid liivu peab tihendama selleks, et vältida neile püstitatud ehitiste suurt vajumist. Veega küllastunud (isegi tihedaid) liivu tuleb kinnistada sel juhul, kui on võimalik nende liikumine ehitise koormuse all. Sama kehtib ka veega küllastunud savipinnaste puhul.

Kõik aluspinnase tugevdamise meetodid võib jagada kolme gruppi:

- a) nõrga pinnase asendamine tugevamaga või nõrga pinnase piiramine sulundseinaga;
- b) pinnase tihendamine;
- c) pinnase kinnistamine.

Aluspinnase tugevdamise vajadus selgitatakse pärast pinnase hoolikat uurimist ehituskohal.

Tehisaluse ehitamise meetod valitakse majanduslike kaalutluste põhjal (erinevate meetodite maksumuse võrdlus), arvestades töö kiirust, materjalide ja spetsiaalseadmete olemasolu.

Oluline on samuti tehisaluse vastupidavus, eriti agressiivse pinnasevee puhul. Sel juhul valitakse ehitusmeetod, lähtudes projekteeritava ehitise eksploatatsioonikestusest.

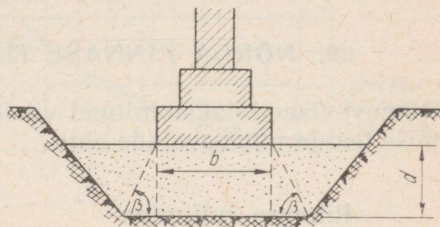
28. NÖRGA PINNASE ASENDAMINE

Liiv- ja kruuspadja tegemine

Vundamentalused padjad tehakse jäme- ja keskliivast, kruusast või killustikust. Liivpadja kasutamine võimaldab vähendada vundamendi rajamissügavust (joon. 112), sest sel juhul võtab padi vastu vundamendi koormuse ja annab selle üle all-lasuvale tugevemale kihile, ning vähendada rõhku nõrgale pinnasele ehitise koormuse jagamise teel suuremale pinnale. Peale selle takistab padi pinnase väljasurumist vundamentitalla alt ja tihendab omakaalu arvel alust veel enne ehitise rajamist, mistõttu vähenevad vajumid.

Padja paksus ja laius valitakse nii, et aluse normikohane koormus ei ületaks pinnase normrõhku ja et padja nõlvad poleks järsemad antud pinnase varikaldenurgast.

Joon. 112. Liivpadi



Lintvundamendi all kasutatava padja vajaliku kõrguse võib ligikaudu määrata valemiga

$$d = \frac{1}{2} \left(\frac{N^n}{R^n} - b \right) \operatorname{tg} \beta, \quad (83)$$

kus N^n — summaarne normatiivne koormus alusele, kaasa arvatud padja enese kaal, T/m;

R^n — pinnase normrõhk T/m²;

b — vundamentitalla laius m;

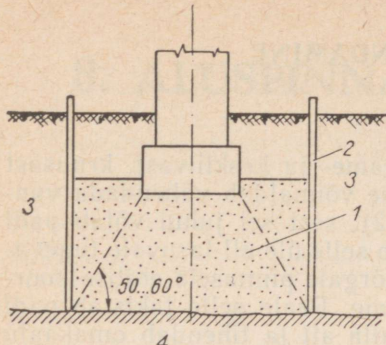
β — nurk padja nõlva ja rõhtpinna vahel.

Kruuspadjad on suurema jäikusega kui liivpadjad.

Liivpadja ehitamisel paigaldatakse liiv 15...20 cm paksuste kihtidena. Iga kiht tihendatakse kas tampimise või vibreerimise teel. Samaaegselt valatakse iga kiht veega üle.

Sulundseina kasutamine

Padja laiust võib tunduvalt vähendada, kui ta piirata sulundseintega, mis väldivad pinnase külgnihet ning väljasurumist ja vähendavad vajumist (joon. 113).



Joon. 113. Sulundseintega tugevdatud liivpadi:

1 — liivpadi; 2 — sulundsein; 3 — nõrka pinnas; 4 — tugev pinnas

Mööda vundamendi perimeetrit loodud sulundsein täidab sama ülesannet ka padja puudumisel. Kuid sulundseinal on mõte ainult siis, kui ta ei nihku külgsuunas koos pinnasega. Selleks paigutatakse seina ülemisse ossa vastavad sidemed.

29. NÕRKA PINNASE TIHENDAMINE

Pinnast tihendatakse mitmel viisil: rullimise, tampimise, vibreerimise teel ja pinnasvahiade abil.

Pinnase rullimine

Pinnase rullimiseks kasutatakse raskeid sile- ja sõrgrulle, mis tihendavad ühe käiguga 15...20 cm paksuse pinnasekihi, korduvate edasi-tagasi käikudega aga kuni 60 cm. Rullimine võib otsustavaks osutada suurel pindalal lasuvate savipinnaste või märja koheva liiva tihendamisel. Post- ja lintvundamendi aluse tihendamiseks pole rullimine kohane.

Pinnase tampimine

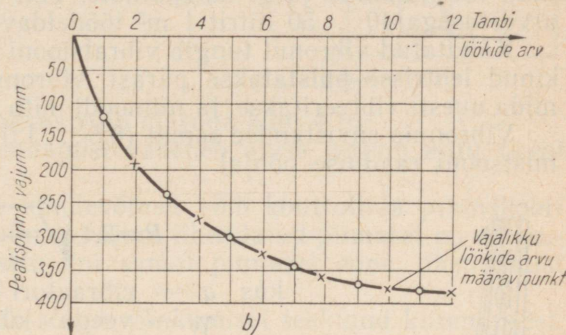
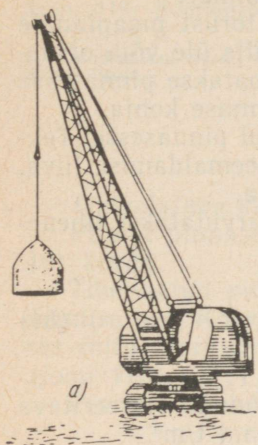
Pinnast tambitakse kas iseliikuva või hüpleva diiseltambi («konna») või suurelt kõrguselt kukkuvat raske tambit abil. Viimane moodus on NSV Liidus laialt levinud (joon. 114, a). Raskete tampidena kasutatakse raudbetoonplaate või koonusetaolisi metallvalandeid kaaluga vähemalt 1 tonn. Tamp tõstetakse friktsioonvintsidega varustatud kraana abil 3...4 m kõrgusele ja lastakse sealt vabalt kukkuda.

Tampimine võimaldab tihendada nõrka puiste- ja kohevat liivpinnast, tugevasti kokkusurutavat savi- ja lösspinnast. Seejuures ei tohi tihendatava liivpinnase küllastusmäär ületada 0,7, savipinnase optimaalne niiskusesisaldus aga vastab rullpiirile pluss 2...3%.

Tampimine tihendab pinnast 1,5...2,5 m sügavuseni ja suurendab aluse kandevõimet kuni 30%.

Tambitud lõsspinnas kaotab tihenenud kihi piires lössile iseloomuliku niiskustundlikkuse.

Pinnast tambitakse seni, kuni tihendatava pinnase pealispinna vajumine ühe löögi mõjul jääb konstantseks: liivadel 0,5...1,0 cm, savipinnastel 1...2 cm.



Joon. 114. Pinnase tampimine:

a — pinnase tihendamine raske tambiga; b — tambitava pinna vajumine sõltuvalt löökide arvust

Vajaliku löökide arvu määramiseks tuleb kukkuda tambiga teha väiksel alal proovitampimine koos tihendatava pinnase pealiskihi nivellimisega pinnasesse löödud varraste järgi. Nivellimise tulemused antakse graafiliselt (joon. 114, b). Kui pinnase looduslik niiskusesisaldus pole küllaldane, niisutatakse teda täiendavalt üks ööpäev enne tampimist.

Ühe tambiga võib vahetuse jooksul tihendada 100...150 m² alust.

Tambi kaal tuleb valida nii, et tamba staatiline surve pinnasele oleks vähemalt 0,15...0,20 kG/cm².

Pinnase vibrotihendamine

Vibreerimisel (raputamisel) väheneb järsult hõõre liivaterade ja jämepurru osakeste vahel, mistõttu nad võivad raskusjõu mõjul vastastikku nihkuda ja lõpptulemusena pinnas tiheneb. Savipinnaste puhul vibreerimine tulemust ei anna.

Vibroplaadi (näiteks iseliikuv tüüp CYB) ühe käiguga võib liiv- või jäme purdpinna hästi tihendada 70...100 cm sügavuseni (joon. 115, a).

Sügavtihendamist tehakse pinnasesse vajalikku sügavusse süvistatud vibronuia abil. Tihendamise efekt suureneb vee samaaegse juhtimise puhul pinnasesse aukudega toru kaudu (läbimõõt 25 mm, pikkus 2...2,5 m). Toru süvistatakse eelnevalt kas altuhtmise või vasaralöökide abil (hüdro-vibrotihendamine).

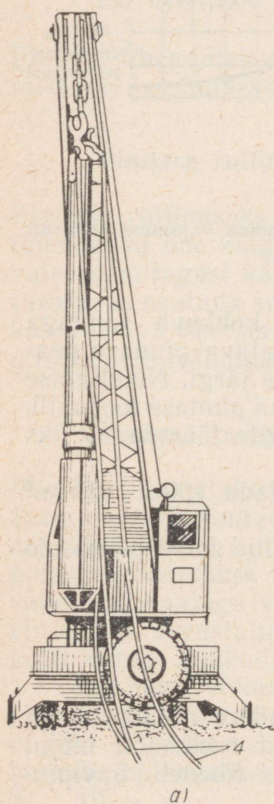
Vibronui asetatakse 20...30 cm kaugusel torust maapinnale pärast pinnase täielikku küllastamist veega, mille üle võib otsustada vee ilmumise järgi maapinnale. Vett pumbatakse pinnasesse arvestusega 40...50 liitrit 1 m³ töödeldava pinnase kohta.

Käivitatud vibronui tungib vibratsiooni mõjul pinnasesse. Tekkinud lehrisse puistatakse pärast vibronuia eemaldamist liiva, mida uuesti vibreeritakse, ja niimoodi mitu korda.

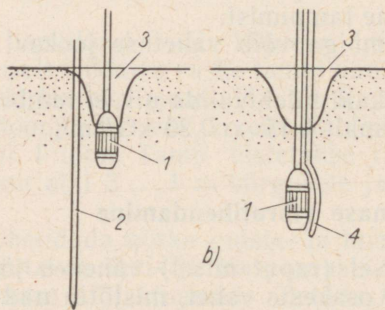
Vibronuia süvistamise samm (0,5...1,0 m) arvutatakse tihendistsooni raadiuse põhjal

$$R = 2,1 \sqrt{\frac{q}{\gamma_0}}, \quad (84)$$

kus q — vibraatori kaal T;
 γ_0 — veega küllastunud vibreeritava pinnase mahukaal t/m³.

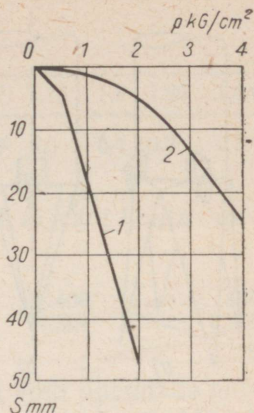


Joon. 115. Koheva liiva hüdro-vibrotihendamine:
 a — hüdro-vibrotihendamise seade; b — tihendamise skeem; 1 — vibronui; 2 ja 4 — veetoru; 3 — lehter pinnases



Joon. 116. Koormusplaadi vajumi S sõltuvus koormusest p :

1 — looduslikul liival; 2 — vibreerimise teel tihendatud liival



Tihendatava kihi paksus võib ulatuda kuni 4 m.

Pärast pinnase tihendamist väheneb aluse vajum mitu (kuni 10) korda.

Tihendatud pinnase kandevõimet võib kontrollida proovikoormamise teel. Koormusplaadi vajum tihendatud pinnasel on seejuures mitu korda väiksem kui samal pinnasel enne tihendamist (joon 116).

Pinnase tihendusaste sõltub võnkumisel tekkinud kiirendusest.

Pinnase sügavtihendamine liivvaiadega

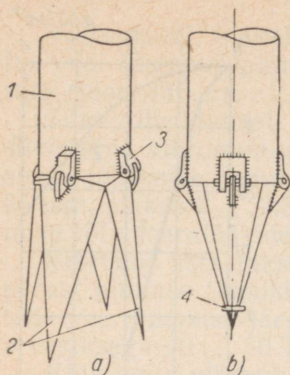
Liivvaiu kasutatakse nõrga puistepinnase, koheva liiva, muda- ja nõrga savipinnase tihendamiseks.

Meetodi olemus on järgmine. Tihendatavasse nõrka pinnasesse süvistatakse rammimise või vibreerimise teel 325... 500 mm läbimõõduga terastoru, mis surub pinnase külgsuunas kokku ja tihendab seega pinnast.

Kui toru rammitakse, tuleb toru alumine ots eelnevalt varustada suurema läbimõõduga kingaga, mis jääb pinnasesse. Vajalike sügavusele rammitud toru täidetakse järk-järgult liivaga või kruusliivaga, mida tambitakse kihikaupa, toru aga tõmmatakse pinnasest välja. Toru järkjärgulisel väljatõmbamisel peab kogu aeg torru jääma vähemalt 1,0... 1,25 m kõrgune liivakork.

Vibraatoriga süvistatava toru alumine ots lõpeb neljast liigendkinnitusega lehest koosneva kingaga (joon. 117). Süvistamise ajaks klapitakse lehed kokku koonuseks, mille tipule surutakse kinnitusrõngas. Pärast toru süvistamist antud sügavusele täidetakse see 1 m kõrguselt üle tihendatava pinna, valatakse veega üle ja käivitatakse uuesti vibraator, et tihendada liiva ja kergendada toru väljatõmbamist pinnasest. Toru väljatõmbamisel avanevad kinga lehed ja liiv täidab augu.

Liivvaiadeks kasutatakse jäme- või keskliiva või liiva ja kruusa



Joon. 117. Inventaarne iseavanev king:

a — avatud asendis; *b* — suletud asendis; 1 — terastoru; 2 — lehed; 3 — liigend; 4 — kinnitusrõngas

segu. Materjal ei tohi sisaldada tolmu- ja saueosakesi üle 3% ega üle 60 mm tükke.

Plaanis paigutatakse vaiad malekorras võrdsete vahekaugustega. Nii piki- kui ka põiksuunas kõrvuti paigutatud liivvaiade arv peab olema vähemalt kolm. Seejuures peab äärmise vaiarea telg vundamendi välisservast 0,1 tallalaiuse või vähemalt 0,5 m võrra väljapoole jääma. Vaiade telgede vahekaugus määratakse valemiga

$$L = 0,952 d \sqrt{\frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_t}{1 + \varepsilon_0}}, \quad (85)$$

kus d — vaia (toru) läbimõõt;

ε_0 — pinnase poorsustegur enne tihendamist;

ε_t — tihendatud pinnase poorsustegur.

Liivvaiadega tihendamise teel võib aluse arvutustugevust suurendada keskmiselt 2...3 korda.

Valemit (85) kasutatakse sel juhul, kui alusele tuleb tagada ettemääratud arvutustugevus.

Kui aga arvutamisel lähtutakse tingimusest, et aluse vajum ei ületaks etteantud suurust f , siis määratakse kogu deformeeruva kihi tihendamiseks liivvaiade telgede vahekaugus teise valemiga:

$$L = \left(\frac{3f}{S_l} + 1 \right) d. \quad (86)$$

Siin S_l — looduslikul alusel vundamendi arvutuslik vajum, mis leitakse valemiga

$$S_l = \eta R^2 \sqrt{F}, \quad (87)$$

kus R — vundamendi tallaaluse pinnase normrõhk T/m^2 ;

F — vundamendi pindala m^2 ;

η — loodusliku pinnase vajumistegur m^4/T^2 , leitakse tabelist 32 sõltuvalt pinnase mahukaalust γ_0 .

Tabel 32. Teguri η väärtused

γ_0	t/m^3	1,4	1,45	1,5	1,55	1,6	1,65	1,7	1,75	1,8	1,85	1,9
$\eta \cdot 10^4$	m^4/T^2	10	6,7	4,5	3,0	2,0	1,4	0,9	0,6	0,4	0,3	0,2

Ligikaudne täitematerjali kaal q tonnides 1 m vaia kohta sõltuvalt toru läbimõõdust:

d mm	350	400	450	500
q T/m	0,183	0,240	0,304	0,375

Nõrku savi-, muda- ja lössitaolisi pinnaseid võib tihendada pinnasvaiadega, mis erinevad liivvaiadest selle poolest, et pärast toru pinnasest väljatõmbamist tambitakse toruauku kihikaupa läbisõtkutud kohalikku pinnast. Selleks kasutatakse malmtampe kaaluga vähemalt 350 kG.

Pinnasvaiadega tihendatud aluse kandevõime tõuseb kuni 40%.

Pinnasvaiade kasutamist lössitaoliste pinnaste tihendamiseks vaadeldakse punktis 41.

30. NÕRGA PINNASE TUGEVDAMINE

Aluspinnase tugevuse, veepidavuse ja uhtekindluse tõstmiseks võib seda tugevdada (nn. stabiliseerida) spetsiaalsete lisandite sisseurumise teel, mis täidavad poorid ja muudavad aluse enam-vähem monoliitseks.

Pinnase tugevdamistööde kompleksi kuulub:

- 1) spetsiaalsete lisandite — lahuste ettevalmistamine;
- 2) spetsiaalsete injektorite (süstlate) süvistamine pinnasesse;
- 3) lahuse pumpamine pinnasesse.

Pinnast tugevdatakse tsementimise, bituumendamise, silikaatimise, termilise töötlemise ja teiste allpool kirjeldatavate menetluste abil.

Pinnase tsementimine

Tugevdatava pinnase tsementimiseks surutakse torude kaudu pinnasesse tsemendipiima (suspensiooni) või vedelat mörti. Pärast injektiooni lõppu kõvastub mört järk-järgult ja moodustab koos pinnasega tugeva, uhtekindla ja nõrgalt filtreeruva aluse.

Tsementimine on võimalik pinnases, mille pooride (või pragude) suurus tunduvalt (vähemalt neli korda) ületab tsemenditera läbimõõdu. Seetõttu on tsementimine tõhus kesk- ja jämeliivas, kuid ebakohane peenliiva ja savipinnaste puhul.

Eriti otstarbekas on tsementimine pragunenud kalju- ja jäme-
purdpinnaste puhul.

Injektorina (joon. 118), mille abil viiakse segu pinnasesse, kasutatakse alt koonilise otsikuga varustatud 19...38 mm läbi-
mõõduga tõmmatud (keevisõmblusteta) toru. Toru alumises osas
on 3...6 mm läbimõõduga avad 2...5 läbimõõdu kaugusel üks-
teisest. Toru koosneb sisemuhvidega ühendatavatest 1,5 m pikkus-
test lühdidest.

Injektorid süvistatakse pinnasesse suruõhu või käsivasara abil,
50...100 kilogrammise mehaanilise rammivi või vibrorammivi abil.

Suure rammimissügavuse (kuni
15 m) puhul lüüakse injektorid
varem puuritud puuraukudesse.

Enne tsemendipiima pinna-
sesse surumist pestakse puur-
augud surveveega läbi, selleks et
eemaldada peened pinnaseosake-
sed ja puhastada poorid ning nii-
sutada pinnaseteri ilma segus
olevat vett kulutamata.

Tsemendi ja vee kaaluline
suhe soovitatakse valida piires
1 : 10 kuni 1 : 0,4, sõltuvalt tsemen-
ditava pinnase veemavusest. Sel-
lest näitavust sõltub ka injektorite
vahekaugus, mis on piires 1...3 m.

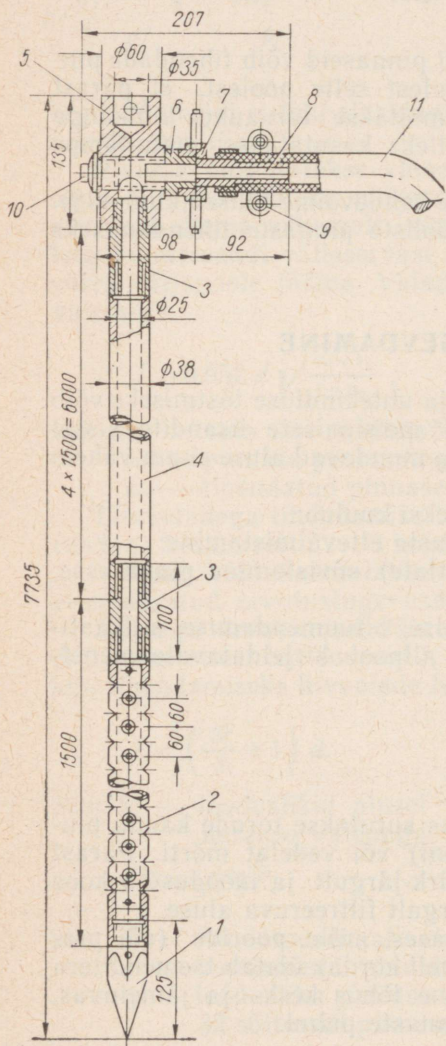
Tsemendi liik ja mark vali-
takse, arvestades aluse nõutavat
tugevust, pinnasevee režiimi ning
agressiivsust ja teisi asjaolusid.
Tsemendi mark peab olema vähe-
malt 300.

Tsemendiga stabiliseerimisel
on tugevdatud ala raadius erine-
vates pinnastes ligikaudu järg-
mine:

pragunenud kaljupinnases	1,2 ... 1,5 m;
jäme- ja kergpinnases	0,75 ... 1,0 m;
jämeliivas	0,5 ... 0,75 m;
keskliivas	0,3 ... 0,5 m;
peenliivas	0,1 ... 0,3 m.

Joon. 118. Injektor pinnase tsementimiseks
ja silikaatimiseks:

1 — otsak; 2 — perfolül; 3 — ühendusnip-
pel; 4 — aukudeta lüli; 5 — kaitsepea; 6 —
nippel; 7 — ühendusmutter; 8 — tuts; 9 —
klamber; 10 — kork; 11 — voolik



Tsemendipiima (-mõrdi) pinnasesse surumiseks vajalik surve sõltub pinnase tihedusest ning pooride ja pragude suuruselt. Injektori 1 m kohta võetakse ligikaudu:

kalju- ja jämepeurdpinnases	0,25 at;
jämeliivas	0,5 at;
kesk- ja peenliivas	1,0 at.

Tsemendisegu vajalik kogus ulatub 15...40% kinnistatava pinnase mahust.

Pinnase tugevus ja veepidavus suureneb pärast tsementimist tunduvalt.

Pinnase bituumendamine

Pinnase bituumendamise tehnoloogia on analoogiline tsementimisega. Bituumeni sissesurumist kasutatakse tugevasti pragunenud kivimite ja liivpinnaste tugevdamiseks, eriti pinnasevee läbimõõrdumise vältimiseks.

Bituumendamine toimub sulabituumeni või külma bituumeni-emulsiooni pinnasesse surumise teel.

Esimene moodus on kohane ainult pragunenud kivimi puhul, sest väiksemate pooridega pinnas pole viskoossele bituumenile läbitav. Kaljupinnases tungib 200...220 °C kuumendatud bituumen (mark 3...5) mööda pragusid kuni 100 m kaugusele injektorist.

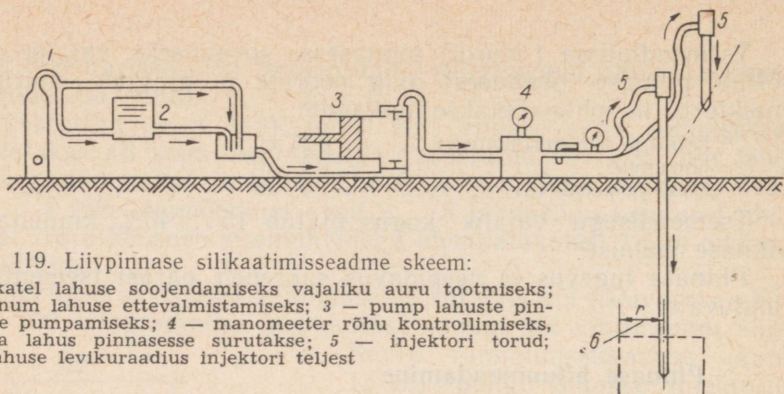
Kuumbituumendamise varustus koosneb katlast, pumbast, torudest ja injektoritest, mida soojendatakse elektrivooluga (pinge 12 V ümber). Injektorid süvistatakse 0,75...2,0 m kaugusele üksteisest. Need koosnevad kahest puurauku lastavast torust (väline läbimõõrduga 100 mm, sisemine — 40 mm). Sisetoru, millel on bituumeni väljumiseks 10...16 mm avad, lastakse sügavamale. Bituumen surutakse pinnasesse 25...30 at rõhuga.

Külma bituumeniemulsioon koosneb emulgaatori abil väga peenteks, vees hõljuvateks osakesteks lagundatud bituumenist (60% bituumenit ja 40% vett).

Külmade vedelate bituumeniemulsioonide läbitungivus on suurem kui kuumal bituumenil, mis võimaldab neid kasutada liivpinnaste stabiliseerimiseks. Bituumeniemulsioon pumbatakse surve all pinnasesse, kus ta poore täites seob teri ja tugevdab pinnast.

Pinnase silikaatimine

Kohevate pinnaste kivistamise katseid tehti juba ammu. Tänapäevaks on V. V. Askalonov ja B. A. Ržanitsõn välja töötanud tõhusad meetodid kuiva ja veega küllastunud liiva, vesiliiva ja lössi silikaatimiseks. Selle eesmärgiks on suurendada pinnase tugevust, stabiilsust ja veepidavust.



Joon. 119. Liivpinnase silikaatimisseadme skeem:

1 — katel lahuse soojendamiseks vajaliku auru tootmiseks; 2 — anum lahuse ettevalmistamiseks; 3 — pump lahuste pinnasesse pumpamiseks; 4 — manomeeter rõhu kontrollimiseks, millega lahus pinnasesse surutakse; 5 — injektori torud; 6 — lahuse levikuraadius injektori teljest

Silikaatimisel pumbatakse (süstitakse) pinnasesse sama tüüpi, kuid väiksemate aukudega (1...1,5 mm) injektoritega kui kasutatakse tsementimisel, mitmesuguseid keemilisi lahuseid (üks või kaks), mis kõvastuvad ränihappegeeli (SiO_2) tsementimisvõime tõttu ja tugevdavad pinnast.

Liivpinnaste silikaatimisel pumbatakse pinnasesse kuni 15 at rõhu all kaks lahust järjeklikku: naatriumsilikaati, s. o. vesiklaasi ($\text{Na}_2\text{O} \cdot n \text{SiO}_2$) ja kaltsiumkloriidi (CaCl_2), mis astuvad teineteisega ja veega keemilisse ühendusse. Selle tulemusena tekib ränihappegeel, kaltsiumhüdrosiid, s. o. lubi $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ja naatriumkloriid NaCl .

Vesiklaasi moodul m , s. t. ränidioksiidi SiO_2 ja naatriumoksiidi Na_2O suhe peab olema piires 2,5 kuni 3. Vesiklaasilahuse viskoosuse vähendamiseks soojendatakse teda 60...80 kraadini.

Vesiklaasi kontsentratsiooni vees iseloomustatakse lahuse erikaaluga ja valitakse sõltuvalt pinnase filtratsioonimoodulist piires 1,35...1,44 t/m³.

Liivpinnase silikaatimise seade on kujutatud joonisel 119.

Mõlema lahuse reaktsiooni kiiruse tõttu soovitatakse seda meetodit kasutada vett hästi läbilaskva pinnase puhul: filtratsioonimoodul piires 2...80 m ööpäevas.

Tugevdatud (stabiliseeritud) liivpinnase survetugevus ulatub 15...35 kG/cm². Reagentide üldkogus 1 m³ stabiliseeritava pinnase kohta on 200...250 l, selle hulgas 45% vesiklaasi ja 55% kaltsiumkloriidi.

Vesiliiva kinnistatakse (stabiliseeritakse) fosforhappe (H_3PO_4) nõrga lahuse ja sellele lisatud vesiklaasi pinnasesse süstimisega kuni 5 at rõhu all. 4 kuni 10 tundi kestva keemilise reaktsiooni tulemusena tekib ränihappegeel ja naatriumbifosfaat Na_2HPO_4 . Fosforhappe ja vesiklaasi mahuline vahakord on keskmiselt 3,5 : 1. Kinnistatud vesiliiva tugevus on 4...5 kG/cm².

Lösspinnaste kinnistamiseks surutakse neisse (kuni 5 at rõhu all) vesiklaasilahust, mis reageerib lössis sisalduvate kaltsiumisoo-

ladega. Tekib ränihappegeel, kaltsiumhüdroksiid ja naatriumsulfaat Na_2SO_4 . Stabiliseeritud lösspinnase tugevus on 6...8 kG/cm². Lahuste süstimiseks paigutatakse injektorid malekorras, ridade vahekaugusega igas suunas 0,5...1,5 m sõltuvalt pinnase liigist, filtratsioonimoodulist ja stabiliseerimise moodusest.

Filtratsioonimooduli poolest ühtlasi pinnaseid kinnistatakse järk-järgult ülalt allapoole. Ebaühtlase aluse puhul stabiliseeritakse esmajärjekorras suure filtratsioonimooduliga kihid, sõltumata nende lasumissügavusest.

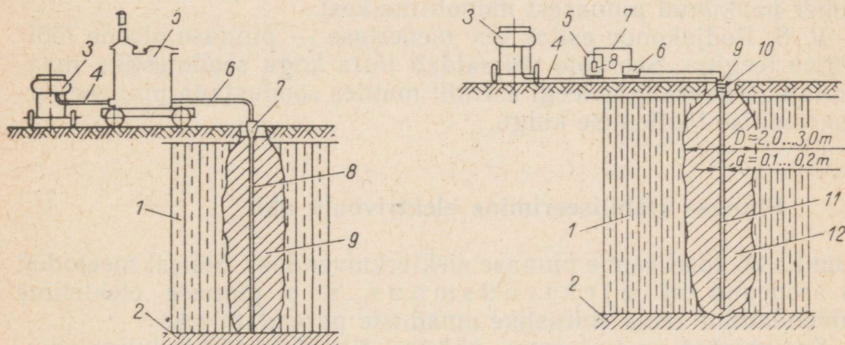
V. I. Lenini nimelise Moskva metroo esimese järgu ehitamisel kasutati pinnase silikaatimist mõnede piki trassi asetsevate hoonete aluspinnase stabiliseerimiseks.

Pinnase termiline stabiliseerimine (põletamine)

Põletamist kasutatakse poorsete liivsavide ja niiskumisel tugevasti vajuyate (niiskustundlike) lösside stabiliseerimiseks. Tuntakse kaht pinnase põletamise menetlust.

N. A. Ostaševi esitatud meetodi puhul surutakse puuraugu kaudu pinnasesse 600...800 °C kuumendatud õhk. See on otstarbekas juhul, kui on võimalik kasutada töötavate ettevõtete kuumi heitgaase.

Pinnase termilise töötlemise seade koosneb sel puhul õhu kuumendamise ahjust, kompressorist ja torustikust (joon. 120).



Joon. 120. Seadme skeem niiskustundliku lösspinnase termiliseks stabiliseerimiseks põletamise teel:

1 — niiskustundlik löss; 2 — harilik pinnas; 3 — kompressor; 4 — külma õhu torustik; 5 — ahjuga agregaat õhu kuumendamiseks; 6 — kuum õhu torustik; 7 — puuraugusulg; 8 — puurauk; 9 — termiliselt töödeldud pinnase vöönd.

Joon. 121. Seadme skeem niiskustundliku lösspinnase termiliseks stabiliseerimiseks kütuse põletamise teel otse puuraugus:

1 — niiskustundlik löss; 2 — harilik pinnas; 3 — kompressor; 4 — külma õhu torustik; 5 — vedelkütuse paak; 6 — pump vedelkütuse rõhu all puurauku pumpamiseks; 7 — kütusetorustik; 8 — filter; 9 — pulverisaator (pihusti); 10 — sulg koos põlemiskambriga; 11 — puurauk; 12 — termiliselt töödeldud pinnase vöönd.

Teise menetluse puhul, mille autoriteks on I. M. Litvinov, F. A. Beljakov ja P. K. Tšerkassov, põletatakse pulverisaatoritega 0,15...0,5 at rõhu all pinnasesse juhitud gaasiline, vedel või tahkekütus otse stabiliseeritavas pinnasemassiivis (joon. 121). Pinnase sulamise vältimiseks ei tohi gaaside temperatuur puuraugus ületada 1000 °C. See menetlus on tõhusam, ökonoomsem ja ei nõua nii rasket seadmestikku kui esimene.

10...20 cm läbimõõduga puuraugud paiknevad kas malekorras või täisnurkse võrguna 2...3 m kaugusel üksteisest. Nende sügavus on 6 kuni 15 m.

Puurauku antava õhu kogus on 10...40 m³/h puuraugu 1 m kohta.

Vedelkütust vajatakse keskmiselt 150 kG puuraugu 1 m kohta.

5...10 päeva jooksul võib ühe puuraugu kaudu termiliselt töödelda 1,5...2,5 m läbimõõduga pinnasemassiivi. Põletamine loetakse lõppenuks, kui puuraugus on ära põletatud teatud kogus kütust. Pärast seda täidetakse puurauk täiendavalt sissetamitava pinnasega. Põletamise tagajärjel lõsspinnas tugevneb, kaotab niiskustundlikkuse, kalduvuse punduda ja kuivamisel deformeeruda. Kuid niisuguse pinnase veeläbilaskvus suureneb tunduvalt.

Põletamise ajal ja kuni põletatud pinnase jahtumiseni peab vältima pinnavee sattumist puurauku.

Viimasel ajal on hakatud vesiliiva stabiliseerimiseks rakendada selle elektriga sulatamist 2000...2500 °C juures. Selle menetlusega tekitatakse pinnasesse paigutatud elektrijuhtide ümber paakunud pinnasest monoliitne kest.

V. S. Podjakonov esitas uue menetluse — pinnase otsene töötlemine leegiga. See võte võimaldab jätta kogu seadmestiku maapinnale ja puuraugus leegi asendit muutes soodustada pinnase termokeemilise töötlemise kulgu.

Pinnase stabiliseerimine elektrivoolu abil

Punktis 26 käsitlesime pinnase elekterkuivendust. Sellest meetodist on arenenud nn. elektroosmoos, s. o. pinnase elektriline kuivendamine tema ehituslike omaduste parendamiseks.

See meetod on kasutatav väikese filtratsioonimooduliga pinnaste puhul — veega küllastunud tolmlüiva, vesiliiva ning savipinnaste (saviliiva, liivsavi, savi ja muda) puhul.

Stabiliseerimiseks lastakse pinnasest läbi 30...100 V alalisvool tihedusega 0,5...7,0 amprit pinnase vertikaalõike 1 m² kohta. Elektroodidena lüüakse paralleelridades pinnasesse metalltorud ja nõelfiltrid sammuga 0,6...1 m.

Pikemaajase elektroosmoosi mõjul muudavad savi- ja mudapinnased oma omadusi. Savi näiteks tiheneb, kivistub teatud määral ja pole enam punduv.

1 m³ savipinnase stabiliseerimiseks kulub elektrienergiat üle 40 kWh, elekterkuivenduseks aga 2...40 kWh.

Pinnase elektriline tugevdamine kiireneb, kui anoodina kasutava toru kaudu pinnasesse juhtida kaltsiumkloriidilahust. Elekter-tugevdamist võib rakendada mudade ja savide kandevõime suurendamiseks.

Pinnase keemiline tugevdamine tehisvaikudega

Tehisvaikude abil pinnase tugevdamise võimalusi on uurinud Aluste ja Allmaaehitiste Teadusliku Uurimise Instituudis prof. B. A. Ržanitsõn. Selgus, et orgaaniliste ja anorgaaniliste hapete (oblik- ja soolhappe, ammoniaagi jt.) lisamisel need vaigud kõvas-tuvad külmalt. Kiireim stabiliseerumine (3...4 tunni jooksul) saavutatakse 5-protsendilise soolhappelahuse kasutamise korral.

Stabiliseeritud pinnase tugevus sõltub terastikulisest koostisest ja vaigu kontsentratsioonist.

Pinnase tugevdamisel tehisvaikudega kasutatakse pinnase sili-kaatimise seadmetega analoogilisi seadmeid. Algul pumbatakse puurauku soolhappelahus, seejärel vaik.

Ooperi- ja balletiteatri lava vundamentide aluse liivpinnase karbamiidvaiguga tugevdamise kogemused Leningradis ning tööd teistel objektidel näitavad, et pärast vaiguga stabiliseerimist ulatub pinnase tugevus 30...50 kG/cm².

Uurimistööd pinnase keemilise tugevdamise alal jätkuvad.

9. VAIVUNDAMENDID

31. VAIAD JA VAIVUNDAMENDID

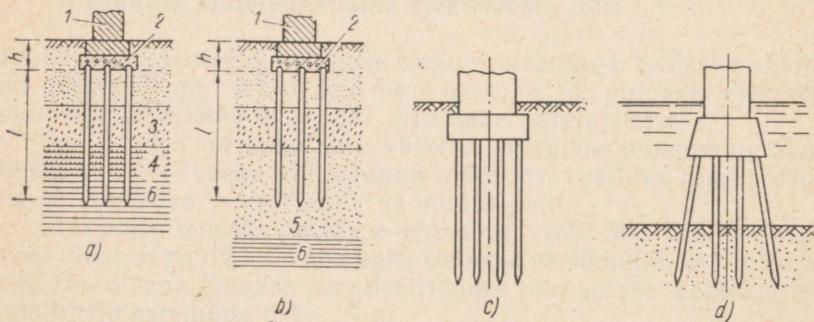
Vaiade ja vaivundamentide liigid

V a i a k s nimetatakse ehitise koormuse ülekandmiseks pinnasesse süvistatud tugiposti. Vaivundamente ehitatakse nõrga aluspinnase puhul ja veega kaetud aladele.

Vaivundamenti talle võib viia maapinnast suurele sügavusele, kuni tugeva pinnasekihini, ilma sügavaid süvendeid ja kaevikuid ehitamata.

Kuid vaiade ülesandeks pole ainult otsapidi tihedasse pinnasekihti jõudmine. Vaiad võivad ka ise tihendada nõrka pinnast.

Seetõttu jagatakse vaiad oma töötamise laadi põhjal postvaiadeks ja rippvaiadeks (joon. 122, *a* ja *b*). Esimesed tagavad vundamenti vajaliku tugevuse ja tühise vajumise, teised — tavaliselt ainult vundamenti vajaliku tugevuse.



Joon. 122. Vaivundamentid:

a — postvaiad; *b* — rippvaiad; *c* — madalroostvärk; *d* — kõrgroostvärk; 1 — hoone sein; 2 — roostvärk; 3 — turvas; 4 — liivsavi; 5 — nõrk liivsavi; 6 — kõva savi

Vaivundament koosneb üksikutest vaiadest, mille pead on ühendatud talade või plaadiga, nn. rostväärgiga.

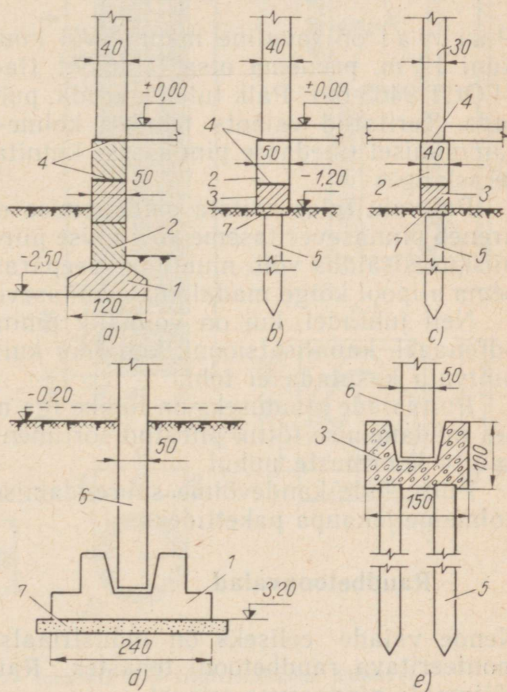
Eristatakse madalrostvärki, kus vaiaped asetsevad allpool maapinda, ja kõrgrostvärki (bollvärki), kus vaiade ülemine osa on maapinnast kõrgemal (joon. 122, c ja d).

Nii tsiviil- kui ka tööstusehitiste puhul kasutatakse tänapäeval laialdaselt vaivundamente looduslikule alusele rajatud vundamentide (nn. madalvundamentide) asemel (joon. 123).

Vaivundamentide kasutamine vähendab 7,5...13 korda eriti talve- ja linnatingimustes tülivate mullatööde ning 1,5...2,5 korda betoonitööde mahtu. Selle tulemusena võib vundamentide maksumus alaneda 30...50% võrra*.

Vaiu liigitatakse:

a) materjali järgi — puit-, raudbetoon-, betoon-, metall- ja kombineeritud vaiad;



Joon. 123. Madalvundamentide asendamine vaivundamentidega:

a — välisseina monteeritavatest plokkidest vundament; b — välisseina vundament lühivaiadel; c — siseina vundament lühivaiadel; d — monteeritava posti kannvundament; e — posti vaivundament; 1 — vundamentiplokk; 2 — keldriseinaplokk; 3 — rostvärk; 4 — hüdroisolatsioon; 5 — lühivai ristlõikega 30×30 cm; 6 — monteeritav post; 7 — ettevalmistuskihit

* Õeldu kehtib keldrita hoonete puhul. Keldriga hoone vaivundament võib Eesti NSV geoloogilistes tingimustes olla ka madalvundamentist kallim. Tõlk.

b) ristlõike järgi — sõõri-, ruudu- ja ristkülikukujulised, hulknurksed, lähtise profiiliga, õõnes- ja toruvaiad;

c) pikilõike järgi — silindrilised, koonilised, teleskoopilised ja laiendatud kannaga vaiad.

Süvistamisviisi poolest jagatakse vaiad kahte liiki: ramm- ja kohtvaiad. Rammvaiad valmistatakse tavaliselt raudbetoonkonstruktsioonide tehases ja hiljem rammitakse pinnasesse. Rammvaiade süvistamiseks on kasutusel järgmised võtted: rammimine vaiavasara löökide abil; pinnase uhtmine veejoaga koos järelrammimisega; vibrorammine; pinnasesse surumine ja kruvimine.

Kohtvaiad valmistatakse otse ehitusplatsil puuraukude täitmise teel betooni või pinnasbetooniga. Kohtvaiade kuju sõltub nende valmistusviisist.

Puitvaiad

Puitvai on tavaline männi- või kuusepalk. Vaia pikkus on 4 kuni 12 m, peenema otsa läbimõõt (ladvamõõt) 18 kuni 34 cm (ГОСТ 9463-60). Palk tuleb koorida, puhastada okstest ja ots teritada. Teritatud vaiaots tehakse kolme-neljatahulisena. Puitvaia rammimisel tihedasse pinnasesse kinnitatakse teritatud vaiaotsale terasking.

Puitvaid tuleb kaitsta mädanemise eest, mis eriti intensiivselt areneb pinnasevee taseme kõikumise piires, s. t. seal, kus vaiapuidu niiskusesisaldus võib muutuda. Seepärast peab puitvaia pea asetsema allpool kõige madalamat pinnasevee taset.

Neil juhtudel, kui on võimalik pinnasevee hilisem alanemine (drenaaži, kanalisatsiooni, kohaliku kuivenduse ehitamise tõttu), puitvaid kasutada ei tohi.

Puitvaiade puuduseks on lühike iga muutuva niiskusega pinnases mädanemise tõttu, piiratud sortiment ja ebapiisav kandevõime suurte koormuste puhul.

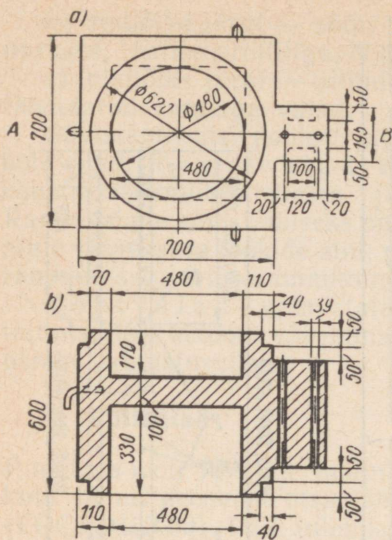
Puitvaiade kandevõime suurendamiseks võib palgid ühendada kolme-neljakaupa pakettideks.

Raudbetoonvaiad

Nende vaiade eeliseks on industriaalse valmistamise võimalus monteeritava raudbetooni tehastes. Raudbetoonvaia kasutatakse sõltumata pinnasevee seisust.

Raudbetoonvaiade puuduseks tuleb lugeda tunduvat metallikulu ja betooni purunemist keemiliselt agressiivse, eeskätt soolase vee mõjul.

Kasutatakse ruudu- ja rõngakujulise ning hulknurkse ristlõikega raudbetoonvaid. Vaiad valmistatakse betoonist mark 200... 300 ja sarrustatakse pikisarruse ning põiksarrusega rangide või spiraali näol (joon. 124, a ja b). Kõige sagedamini kasutatakse



Joon. 125. Raudbetoon-rammvaia kaitsepea:

a — plaan; b — lõige AB

Tänapäeval kasutatakse ka eeltingestatud sarrusega vaiu (pingbetoonvaiu), mis vajavad vähem sarrust ja on pragudekindlad. Need omadused on eriti olulised vaia töötamisel keemiliselt agressiivses keskkonnas või karmis kliimas.

Tuleb pöörata tähelepanu sellele, et raudbetoonvaia sarrus on vajalik vaiale tugevuse andmiseks ainult transportimise ja rammimise ajaks.

Viimastel aastatel on tsiviilehituses hakatud kasutama ruutristlõikiga õõnesvaiu (joon. 124, c). Neid valmistatakse samadel stendidel, kus toodetakse vahelagede õõnespaneele. Nende vaiade kasutamine võimaldab vähendada betooni kulu 40% võrra ja suurendada vaiade rammimise jõudlust kaalu vähenemise tõttu.

Et transpordil vaia mitte kahjustada, ei tohi vaia tõsta muud moodi kui spetsiaalsetest tõsteasjadest. Vastasel juhul tekivad paindemomendi mõjul vaias praod.

Raudbetoonvaiad süvistatakse pinnasesse rammimise, altuhtmise, vibrorammimise või kruvimise teel.

Raudbetoonvaia rammimisel kaitstakse vaiapea betooni vasaralöökide eest spetsiaalse kaitsepeaga (joon. 125).

Valatud kaitsepea ülemisse ossa paigutatakse terasvitsaga kokku tõmmatud tammeklotsid, alumisse ossa aga pannakse vaia rammimise ajaks teine vahekiht — kott saepuru või hõõvlilaastudega. Kaitsepea mõõtmed peavad vastama vaia ristlõikele nii, et pilud ei jääks üle 1 cm.

0,3...2,0 m ja isegi kuni 9 m läbimõõduga toruvaiaid (joon. 124, b) valmistatakse raudbetoondetailide tehases kas vibrovormides või tsentrifuugimise teel. Vaiad süvistatakse lülিকাupa, kus-

juures lülid otsad ühendatakse vaia pikisarrusega seotud rõngaste või äärikute abil kas keevitamise või poltimate teel*.

Kruvimise teel süvistatavate vaiade alumisse otsa kinnitatakse spetsiaalne terasest keermeosa (kruvipinnaline terasking).

Terasvaiad

Need vaiad esinevad kas valtsitud profiilterase või terastoru kujul.

Terasvaiad süvistatakse rammimise, vibreerimise või kruvimise teel. Viimasel juhul varustatakse vaia alumine ots kruvilabaga (joon. 130, a).

Süvistamisel toruvaia sisse tungiv pinnas kas jäetaksegi sinna või eemaldatakse ja asendatakse betooniga.

Kõrge maksumuse ja suure metallikulu tõttu lubatakse terasvaid kasutada ainult erijuhtudel, näiteks väga tihedas pinnases, kuhu raudbetoonvaidu rammida pole võimalik.

Betoonvaiad

On kasutusel palju erinevaid meetodeid betoonvaiade valmistamiseks. Meie ehituspraktikas rakendatakse neist ainult kõige täiuslikumaid, mida kirjeldatakse punktis 32.

32. VAIA SÜVISTAMINE PINNASESSE

Vaia rammimine

Vaia rammimiseks kasutatakse vaiaraami või vaiavasara varustatud liikuvaid seadmeid.

Vaiaraam on liikuv terassõrestikkonstruktsioon, millele on paigutatud vaiavasar (ramm) ja mille abil tagatakse nii rammitava vaia kui ka rammi vajalik suund süvistamise käigus.

Vaiaraami asemel kasutatakse sageli ka liikuvaid rippnoolega kraanasiid. Rippnool kuulub universaalse ekskavaatorkraana vahetatavate seadmete komplekti (joon. 126, a ja b).

Liikuva noolkraana eeliseks vaiaraami ees on hea manööverdusvõime, mitme vaia rammimise võimalus kraana asukohta muutmata ja väike ajakulu asendi muutmisel. See kraanatüüp on laialt kasutusel.

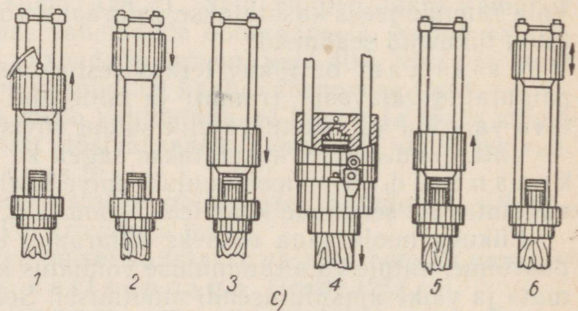
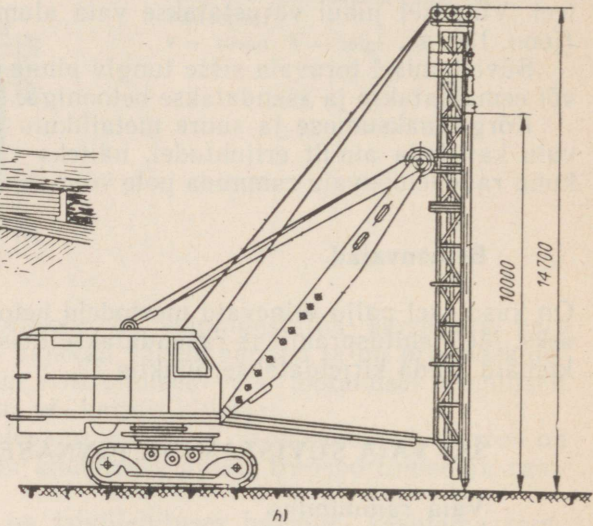
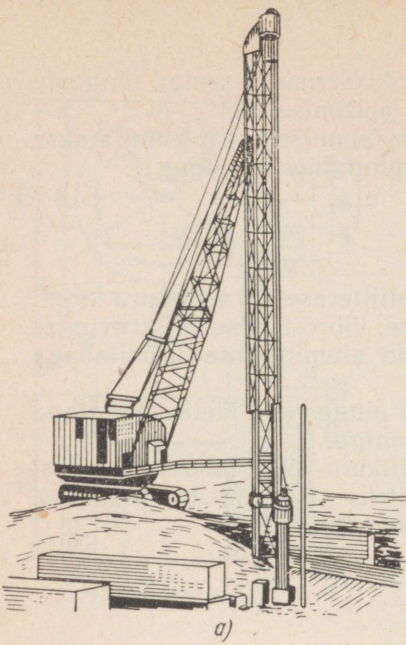
Lisaks sellele on tänapäeval loodud uued vaiarammimisseadmed traktori ja torupaigaldaja baasil (joon. 127, a).

Massilisel kvartalikaupa ehitamisel soovitatakse kasutada «Vundamentprojekti» ning Aluste ja Allmaaehtiste Teadusliku

* Võimsaid, suure sügavusega raudbetoon-toruvaidu käsitletakse punktis 38.

Joon. 126. Vaiarannimissead-
med:

a — rippnoolega ekskavaator;
b — ekskavaatori skeem;
c — diiselrammi tööstaadiumid



Uurimise Instituudis väljatöötatud seadet, mis liigub süvendi pervele paigaldatud rööbastel (joon. 127, b).

Vaiavasara d erinevad konstruktsioonilt (tööviisilt), kaalult ja võimsuselt.

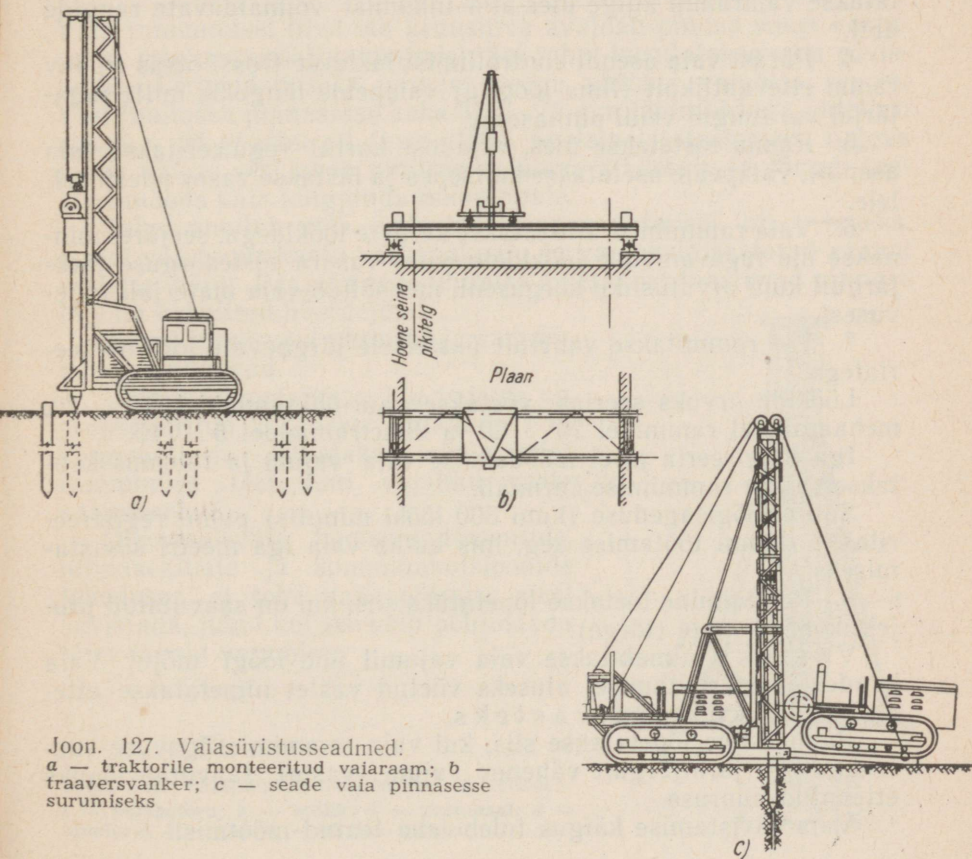
Töötamisviisi järgi jagunevad vaiavasara d mehaanilisteks, aur-õhk- ja diiselrammideks (joon. 126, c).

Mehaanilised rammid (rippvasarad) on 400... 1000 kG raskused malmvalandid, mille peal on kõrv tõstetrossi kinnitamiseks. Ramm tõstetakse üles käsi- või mehaanilise vintsi abil, langetatakse aga erilise päästiku abil või friktsioonvintsi siduri väljalülitamise teel. Rippvasaraid kasutatakse ainult väikese töömahu puhul.

Aur-õhkrammid töötavad, nagu näitab nimetus, kas auru või suruõhu (6... 8 at) toimel. Seda liiki rammide seas on palju erineva kaalu (400... 10 000 kG) ja erinevate tehniliste näitajatega vasaratüüpe. Nn. kahepoolse toimega rammi võib kasutada ilma vaiaraamita, asetades trossiga kraana konksu otsas rippuva vasara otse vaiapeale.

Diiselmotoriga rammid (varras- ja toru-diiselmotoriga) töötavad kaheaktiivse diiselmootori põhimõttel, s.t. mootori silindrisse pritsitud kütuse plahvatusenergia arvel.

NSV Liidus toodetavate diiselmotoriga rammide (C-254, C-672 ja varrasdiiselmotoriga) üldkaal on 1250 kuni 5800 kG, löökosa kaal aga



Joon. 127. Vaiasüvistusseadmed:
 a — traktorile monteeritud vaiaraam; b — traaversvanker; c — seade vaia pinnasesse surumiseks

600 kuni 3500 kG. Diiselrammi suureks eeliseks aur-õhkrammi ees on see, et pole vaja üles seada aurukatelt või suruõhukompressorit ega paigaldada auru- või õhutorustikku.

Diiselrammseadet võib kiiresti transportida kaugemale ja kohe pärast seda tööd alustada. Seepärast on diiselramm kõige täiuslikum vaiarammimismehhanism.

Diiselrammi tööstaadiumid on näidatud joonisel 126, c.

Vaia rammimise võib jagada kolmeks põhiliseks tööoperatsiooniks: a) vaia kohaleasetamine, b) vaia rammimine ja c) seadmete teisaldamine järgmise vaia rammimiseks.

Tööde järjekord vaia rammimisel on järgmine.

1. Vaiaraam koos alumisse ossa kinnitatud rammiga nihutatakse rammimiskohta, rihitakse raam vajalikku asendisse ja kinnitatakse liikumatult.

2. Ramm (vasar) tõstetakse üles ja kinnitatakse.

3. Järjekordne vai tõmmatakse trossiga raami juurde, tõstetakse üles, asetatakse loodi abil täpselt rammimiskohale ja kinnitatakse vaiaraami külge üles-alla liikumist võimaldavate rangide abil.

4. Pärast vaia asendi kontrollimist lastakse trossi otsas rippuv ramm ettevaatlikult (ilma löögita) vaiapeale langeda, mille tagajärjel vai tungib veidi pinnasesse.

5. Ramm tõstetakse üles, vajaduse korral reguleeritakse vaia asendit, vaiapeale asetatakse kaitsepea ja lastakse vasar uuesti seltele.

6. Vaia rammimist alustatakse kergete löökidega, seejärel minnakse üle tugevamatele löökidele, viies vasara tõstekõrguse järkjärgult kuni arvutusliku kõrguseni, mis sõltub vaia materjali tugevusest.

7. Vai rammitakse vahetult üksteisele järgnevate löökide seeriatega.

Löökide arvuks seerias võetakse: aur-õhkrammidel 10...20, mehaanilistel rammidel 20...30 ja diiselrammidel 5...10.

Iga löögiseeria järel mõõdetakse vaia vajum ja tulemus kantakse vaiade rammimise žurnaali.

Suure löögisageduse (kuni 300 lööki minutis) puhul registreeritakse rammi töötamise aeg, mis kulub vaia iga meetri süvistamiseks.

8. Rammimine loetakse lõpetatuks siis, kui on saavutatud projektikohane vaste (tõrge).

V a s t e k s nimetatakse vaia vajumit ühe löögi mõjul. Vaia kandevõime arvutamisel aluseks võetud vastet nimetatakse etteantud ehk k o n t r o l l v a s t e k s .

Rammimine lõpetatakse siis, kui vaia rammimissügavuse suurenemisega järkjärgult vähenev vajum (vaste) saavutab lõpuks etteantud suuruse.

Vaia süvistamise käigus tuleb teha teatud mõõtmisi.

1. Mehaanilise ja diiselveasaraga töötamisel loendatakse rammimise algul vaia iga meetri süvistamiseks vajalik löökide arv ja määratakse rammi löökosa keskmine kukkumiskõrgus. Kui vai saavutab projekteeritud kõrguse või vaste suurus läheneb elteantule, siis jätkatakse vaia rammimist üksikute seeriatega, mõõtes rammi-missügavust iga seeria järel.

2. Aur-õhkvasaraga rammimisel tuleb vaia rammimise algul mõõta iga vaiameetri süvistamiseks kulunud vasara tööaeg ja keskmine auru (õhu) rõhk rammi silindris. Vaia jõudmisel projekteeritud kõrguseni tuleb määrata vaia vajumine 1 minuti jooksul, rammi löögisagedus ja auru (õhu) rõhk rammi silindris.

Üksikujuhtudel on otstarbekas lühikesi vaiu (3...5 m) süvistada pinnasesse surumise teel. Vai surutakse pinnasesse kas tung-raua või kahele traktorile monteeritud spetsiaalseadme abil (joon. 127, c).

Vaia uhtesüvistamine

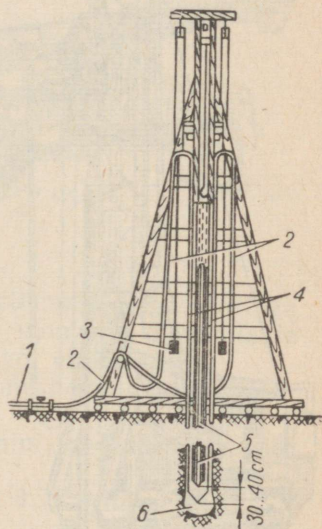
Vaia rammimisel liiva või kruusliiva avaldab pinnas suurt vastu-panu, mis raskendab rammimist. Sel juhul kasutatakse vaia süvis-tamise kergendamiseks pinnase veega uhtmist vaiaotsa juures. Vesi juhitakse pinnasesse kahe 37...75 mm läbimõõduga uhtetoru abil 4...25 af rõhu all (joon. 128). Spetsiaalsest otsakust tugeva joana väljuv vesi uhab pinnase vaiaotsa all laiali ja tõuseb see-järel mööda vaia külgpinda maapinnale.

Vahel muutub vaia ümbritsev pinnas uhtmisel nii pehmeks, et vai vajub omakaalu või omakaalu ja vaiapeale asetatud rammi raskuse mõjul. Pärast veega uhtmise lõpetamist taastuvad pinnase ja vaia vahelised hõõrdejõud.

Mõnel juhul vaia uhtmine ja rammi-mine vahelduvad.

Uhtmine lõpetatakse, kui vaiaots on projekteeritud kõrgusest ligikaudu 1 m kõrgemal, ja jätkatakse süvistamist rammimise teel kuni vajaliku vaste saamiseni.

Olemasolevate hoonevundamentide, allmaaehtiste ja kommunikatsioonide läheduses ei tohi vaiu uhtmise teel süvistada, juhul kui see võib põhjustada täiendavaid vajumisi.



Joon. 128. Vaiaraamile monteeritud uhteseade:

1 — pumbatoru; 2 — voolik; 3 — vastukaal; 4 — uhtetoru; 5 — vai; 6 — uhtav pinnas

Vaia vibrosüvistamine

Vaiade rammimist ei saa kogukate seadmete, töomahukuse ja maksumuse tõttu lugeda tehniliselt täiuslikuks meetodiks. Progressiivsem on nõukogude teadlaste ja inseneride (D. D. Barkan jt.) väljatöötatud ja juurutatud vaiade vibrosüvistamine.

Vaia vibratsioon (rappumine) tekitatakse süvistamise ajaks jäigalt vaia külge kinnitatud vibratoriga. Vibrator töötab elektrimootori jõul. Vibratsiooni mõjul nõrgeneb (eriti liivas) ajutiselt pinnaseosakeste vaheline side ja nake vaiaga. Selle tulemusena väheneb pinnase vastupanu ja vibreeritav vai tungib pinnasesse omakaalu ja vibraatori raskuse mõjul. Süvistamiskiirus on seejuures tunduvalt suurem kui rammimisseadmel. Saviliivas ja liivsavis on süvistamiskiirus väiksem kui liivas.

Meie suurimate hüdroelektrijaamade ehitamisel hoidis vibromeetodi rakendamine kokku rohkesti aega ja vahendeid.

Vibreerimist võib kasutada ka vaia ja sulundvaia väljatõmbamiseks pinnasest. Suurima efekti annab vibrosüvistamine siis, kui võnkesagedus on 400...600 võnget minutis. Kergete vaiade ja sulundseinaelementide süvistamiseks kasutatakse ka kõrgema sagedusega vibratooreid.

Vibrosüvistamise efekt suureneb veelgi, kui vibraatori vibreerivale toimele liidetakse löögi mõju. Niisuguseid, S. A. Tsaplini

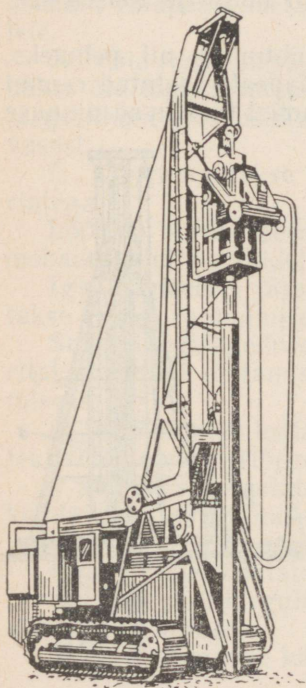
konstrueeritud vibratooreid nimetatakse vibratorammideks (-vasarateks). Nad on suure jõudlusega vaiade süvistamisel mitte üksi liiv- ja kruuspinnases, vaid ka savipinnastes.

Käesoleval ajal toodetakse mitut tüüpi vibratooreid ja vibratoramme kaaluga 1,15 kuni 8 tonni.

Vaia süvistamise vibraatoriga võib jagada järgmisteks põhioperatsioonideks:

- 1) vibraatori kinnitamine vaiapea külge;
- 2) vaia tõstmine ja süvistuskohale asetamine;
- 3) süvistamine;
- 4) vibraatori eemaldamine vaialt.

Vaia edukaks süvistamiseks tuleb vibrator vaiale kinnitada jäigalt ja nii, et nende pikiteljed ühtiksid.



Joon. 129. Vibrosurveagregaat BBIC-20-11

Vibreerivat süsteemi hoiavad õiges suunas rullikud vibraatori korpusel.

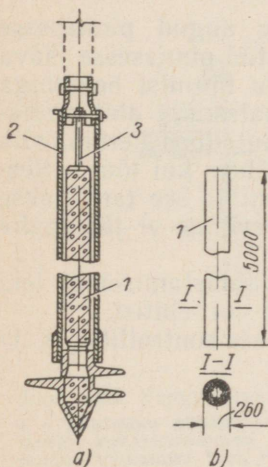
Vibraator vajab töötamiseks elektrienergiat.

Vibrosüvistainise brigaad koosneb 6...8 inimesest.

Nagu kogemused näitavad, avaldab vaia süvistamiskiirusele suurt mõju vibraatori kaal. Seetõttu on loodud vibrosurveagregaadid, mille töötamisel mõjub vaiale mitte ainult vibraatori kaal, vaid survejõu tekitamiseks kasutatakse ka vaiaraami raskust (joon 129).

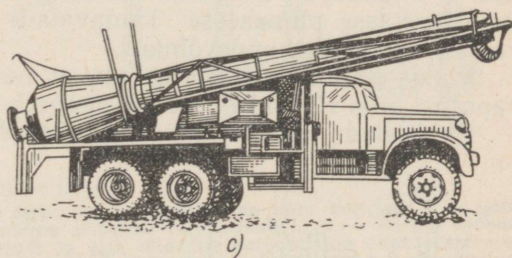
Kruvivaia süvistamine

Väljatõmbele töötavate ankurvaiadena kasutatakse kruvivaiu, mis süvistatakse pinnasesse kruvimise teel. Väikese läbimõõduga kruvivaiad süvistatakse spetsiaalmasinate abil (joon. 130). Suure läbimõõduga ja üle 8 m pikkused kruvivaiad süvistatakse vaia ülemisele otsale kinnitatava k a b e s t a n i abil (vt. p. 38 ja joon. 154).



Joon. 130. Kruvivaia süvistamine:

a — kruvivai; b — vaia lõige; c — masin kruvivaia süvistamiseks; 1 — vaiatüvi; 2 — inventaarne torukest; 3 — varras vaia kinnitamiseks



Kabestani liikumatu osa kinnitatakse trosstõmmitsatega, millega tasakaalustatakse vaia kruvimisel tekkiv moment. Tõmmitsate teine ots kinnitatakse kas liikumatu ankru või vintsi külge.

Süvistatavale vaiale antakse vajalik suund nende trosside pingutamise või järeleandmise teel.

Kabestanide kaal ulatub 5 kuni 25 tonnini ja elektrimootorite võimsus 16...56 kilovattini.

Kabestaniga töötava brigaadi suurus on 8...9 inimest.

Kohtvaiad

Kohtvaiad valmistatakse otse varem pinnasesse rammitud või puuritud aukudes. Puuraugud täidetakse betooniga ja tambitakse kinni.

Kohtvaiade kasutamise ettepaneku tegi esimesena vene mäeinsener A. E. Strauss 1899. aastal. Tema meetodi kohaselt lastakse puurimisega samaaegselt puurauku mantelтору. Projekteeritud kõrguse saavutamise järel alustatakse betoonimist ja samaaegselt mantelтору järkjärgulist väljatõmbamist. Pärast vee väljapumpamist puuraugust betoonitakse vai kuni 1 m paksuste kihtidena, mida hoolikalt tambitakse. Manteltorust väljuv betoon surutakse sel teel pinnasesse. Mida nõrgem pinnas, seda suurema läbimõõduga tuleb vai (joon. 131).

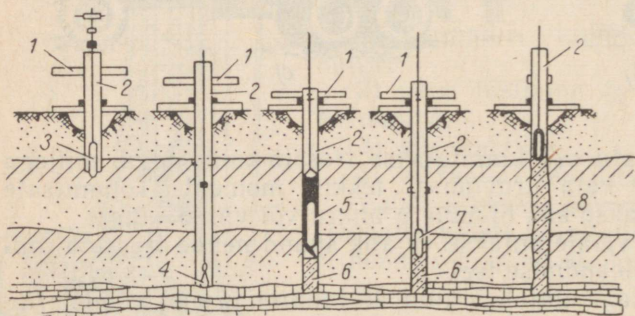
Betoonimisel ja mantelтору tõstmisel tuleb jälgida, et toru alumine osa oleks kogu aja täidetud betooniga. Vastasel juhul võib manteltoru tungida pinnas, mis hävitab vaia monoliitsuse ja vähendab järsult tema kandevõimet.

Kohtvaia võib tugevdada sarrusega, mis lastakse enne betoonimist puurauku valmiskarkassina.

Nn. tampvaiade jaoks rammitakse augud pinnasesse terastoruvaiaaga, mille alumine ots on varustatud pinnasesse jääva malmotsakuga (joon. 132). Pärast mantelтору täitmist betooniga tõmmatakse toru kiireid lööke andva spetsiaalrammi abil pinnasest välja. Üles suunatud löökide mõjul mantelтору kerkib, alla suunatud löökide toimele vajub tagasi, kuid vähem kui tõusis. Seejuures tihendavad allasuunatud löögid betooni ja see tambitakse ümbritsevasse pinnasesse. Tampvaiade kandevõime ei jää maha rammitud vaiade kandevõimest.

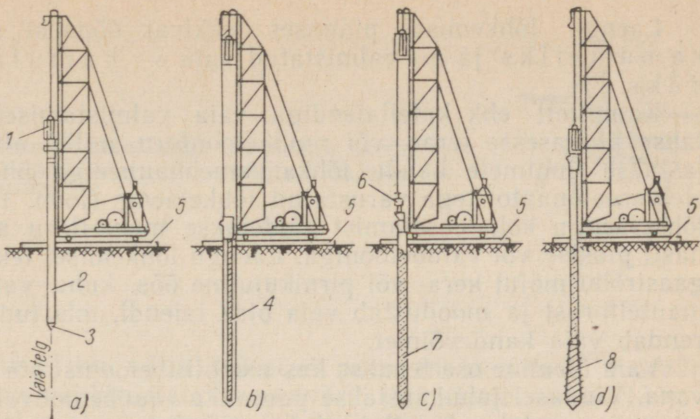
Puurvaiade eeliseks on, et nende valmistamisel ei teki raputusi, mis võiksid ohustada naaberhooneid või -ehitisi.

Kohtvaiade puuduseks on kvaliteedi raske kontrollitavus ja



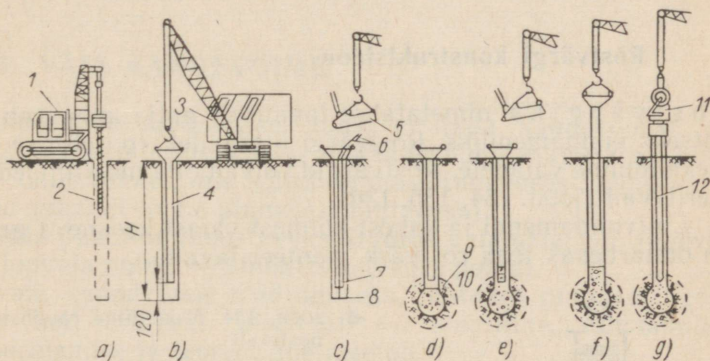
Joon. 131. Straussi vaia valmistamine:

1 – keerd-löökpuur; 2 – mantelтору; 3 ja 4 – puur; 5 – kopp betooni paigaldamiseks; 6 – betoonisammas torus enne tampimist; 7 – tamp; 8 – valmisvai



Joon. 132. Tamppivaia valmistamine:

a – manteltoru rammimine; b – sarrusekarkassi paigaldamine; c – betooni paigaldamine; d – betooni tamppimine ja manteltoru väljatõmbamine; 1 – ramm; 2 – manteltoru; 3 – malmotsak; 4 – sarrusekarkass; 5 – prussalus; 6 – betoonikopp; 7 – betoon; 8 – valmisvai



Joon. 133. Kamuflettvaia valmistamine:

a – puuraugu puurimine; b – manteltoru paigaldamine koos lehriga; c – lõhkelaengu kohaleasetamine ja puuraugu täitmine valubetoniga; d – laiendi moodustamine lõhkamise teel; e – laiendi ja vaia täiendav betoonimine kuni projekteeritud kõrguseni; f – manteltoru teisaldamine järgmisse puurauku; g – raudbetoonvaia süvistamine; 1 – puuragregaat; 2 – puurauk; 3 – noolkraana; 4 – lehriga inventaarne manteltoru; 5 – vibrokopp; 6 – laengu elektrijuhtmed; 7 – valubeton; 8 – lõhkelaeng; 9 – katellaiend; 10 – pinnase tihenend ala; 11 – vibraator; 12 – raudbetoon-postvai

betooni kivistumiseks vajalik ajakulu. Lisaks sellele võib betooni kivistumise ajal agressiivse pinnasevee toime olla kohtvaiae puhul ohtlikum.

Viimastel aastatel on hakatud kasutama alt laiendatud osaga kohtvaid. Laiendi võib teha mitmel viisil: lõhkamise, puurimise või sissepressimise teel.

Laengu lõhkemisel pinnases tekkivat õõnsust nimetatakse kamufletiks ja nii valmistatud vaiu — kamuflettvaia deks.

Kamuflett- ehk katellaiendiga vaia valmistamiseks süvistatakse pinnasesse teras- või raudbetoonтору, mille alumisse otsa lastakse juhtmete kaudu lõhkamismehhanismiga ühendatud ja elekterdetonaatoritega varustatud lõhkelaeng (joon. 133). Pärast lõhkelaengu kohaleasetamist täidetakse manteltoru alumine osa hästi plastse või valubetoniga. Laengu lõhkemisel tekib pinnases gaasirõhu mõjul kera- või pirnikujuline õõs, kuhu valgub betoon manteltorust ja moodustab vaia otsa laiendi, mis tunduvalt suurendab vaia kandevõimet.

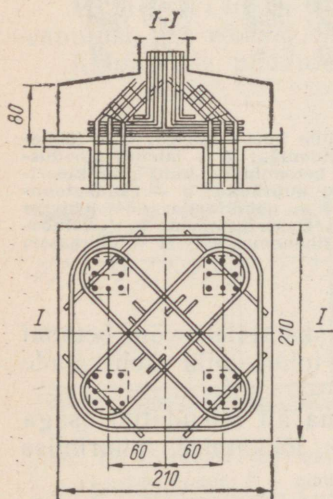
Vaia ülemine osa tehakse kas monoliitbetoonist või monteeritava. Viimasel juhul lastakse puurauku raudbetoonvai, mille alumine ots surutakse katellaiendi betooni sisse.

Laiendatud kannaga vaiu võib valmistada ka puurimise teel. Sel juhul tehakse vaia alumise otsa laiend spetsiaalse puurseadme (freesi) abil. Tihti on niisugused vaiad suure läbimõõduga ja neid käsitletakse sammastena (vt. p. 38).

Rostvärgi konstruktsioon

Rostvärgiks nimetatakse tavaliselt patja, mis seob vaiaped ühtseks vundamendiks. Rostvärgi ülesandeks on ehitise koormuse ülekandmine vaiadele. Rostvärgid võivad olla monoliitsed või monteeritavad (joon. 134, 135, 136).

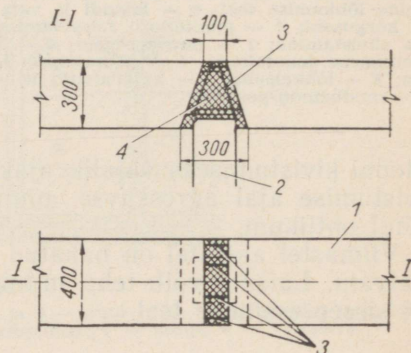
Lintvundamendi ja kahest-kolmest vaiast koosneva grupi puhul on otstarbekas teha rostvärk monteeritavana.



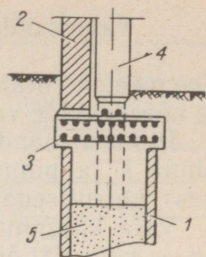
◀ Joon. 134. Monoliitne raudbetoonrostvärk posti all

Joon. 135. Monteeritava rostvärgi konstruktsioon:

1 — rostvärgitala; 2 — vai; 3 — sarrus; 4 — kohtbetoon



Joon. 136. Toruvaia rostvãrgiga ühendamise skeem:
 1 — vai; 2 — soklipaneel; 3 — tugipea; 4 — karkassipost; 5 — täiteliiv



Tänapäeval on välja töötatud mitu monteeritava rostvãrgi varianti, kus vai kinnitatakse rostvãrki jäigalt (joon. 135, 136).

Viimasel ajal on konstrueeritud rostvãrke vundamenditalade kujul. Need paigaldatakse vaipeadele ja ühendatakse keevitusega.

Monoliitse rostvãrgi (joon. 134) ehitamine on seotud suurema tööjõukuluga ja nulltsükli tööde kestuse pikenedamisega.

33. VAIA KANDEVÕIME

Vaia kandevõime määramisel tuleb eristada kandevõimet, mis sõltub vaiamaterjali tugevusest («kandevõime materjalist lähtudes») ja kandevõimet, mis sõltub pinnase tugevusest, kuhu vai on rammitud («kandevõime pinnasest lähtudes»).

Postvaia puhul on otsustavaks arvutus vaiamaterjali tugevuse põhjal, rippvaia puhul — pinnase tugevuse põhjal.

Üksikvaia kandevõime määramiseks, lähtudes pinnase tugevusest, on neli erinevat meetodit — staatiline, dünaamiline, proovikoormamise ja teoreetiline meetod.

Vaia materjalist sõltuv kandevõime

Vaia (arvutuslik) kandevõime määratakse üldjuhul vaia normikohase tugevuse alusel:

$$P = kmP^n, \quad (88)$$

kus P — vaia kandevõime, s. o. vaiale lubatav koormus;

P^n — vaia normatiivne kandevõime, mis leitakse vaia kui surutud varda kandevõimena puit-, raudbetoon- või teraskonstruksioonide projekteerimise eeskirjade kohaselt;

$k = 0,7$ — pinnase ebahühtlustegur;

$m = 1$ — töötingimuste tegur.

Vaia kandevõime määramise staatiline meetod

See meetod võtab üheaegselt arvesse pinnase tugevust vaiaotsa all ja hõordejõude vaia külgpinnal.

Pinnase kandevõime vaiaotsa all võrdub vaiatüve ristlõikepinna F ja pinnase normatiivse tugevuse R^n (vaiaotsa tasapinnas) korrutisega.

Vaia külgpinnal tekkiiv hõordejõud võrdub vaia külgpinna ul (u — vaia ristlõike ümbermõõt, l — vaia pikkus) ja pinnase ning vaia vahelise erihõorde f^n korrutisega.

Pinnase ebahütlustegurit k ja töötingimuste tegurit m arvestades saame rippvaia kandevõime arvutamiseks valemi

$$P = km(R^n F + u \sum f_i^n l_i), \quad (89)$$

kus F — vaia ristlõikepindala m^2 ;

u — vaia ümbermõõt m ;

R^n — vaiaotsa all lasuva pinnase normtugevus T/m^2 ;

f_i^n — i -nda kihi normatiivne hõõre vaia külgpinnal T/m^2 ;

l_i — vaiaga läbitud i -nda kihi paksus m .

R^n ja f^n väärtused, mis sõltuvad pinnase liigist ja vaia rammi-
missügavusest, leitakse tabelleist 33 ja 34. Need väärtused kehti-
vad mehaanilise, aur-õhk- ja diiselrammiga rammitud täisvaiade
ja alt suletud otsaga õõnesvaiade puhul.

Kui vaia tüüp või süvistamisviis erineb eelmainitust, korruta-
takse tabelleis 33 ja 34 antud normatiivseid R^n ja f^n väärtusi
parandusteguriga m_p . Vibrosüvistamisel kasutatavad parandus-
tegurid on toodud tabelis 35.

Kohtvaiade (tamp-, puur-, kamuflettvaiade) kandevõime arvu-
tatakse sama põhimõtte järgi, mis rammvaiadelgi. Valemis (89) on
aga pinnase normtugevus R^n nüüd väiksem, sest puudub rammi-
misega kaasnev pinnase tihenemise efekt. Samuti tuleb f^n väärtust
korrigeerida vaia valmistusviisist sõltuvalt. R^n arvutamise metoo-
dika, vajalikud parandustegurid ja eeskirjad on antud vaivunda-
mentide projekteerimise normides СНиП II-Б.5-67.

Postvai toetub praktiliselt deformeerumatule pinnasele ja
seepärast vaia külgpinnal hõordejõudu ei teki. Postvaia kande-
võime pinnase tugevusest lähtudes määratakse valemiga

$$P = km R^n F, \quad (90)$$

kus k ja m — endises tähenduses; rammitud postvaia puhul
 $km = 0,7$, kohtvaial ja mantelkoorikul $km = 0,5$;

R^n — pinnase normtugevus postvaia otsa all; kaljupin-
nasele ja liivtäitega jämepeurrule (sillaehituses
lisaks ka tahkele savipinnasele) toetuva rammi-
tud vaia puhul võetakse $R^n = 2000 T/m^2$;

F — vaia toetuspindala: täisvaiade puhul bruto-,
õõnesvaiade puhul neto-ristlõikepindala m^2 .

Tabel 33. Pinnase normtugevus R^n rammvafta otsa all T/m^2

Vaia rammimissügavus m	Keskthedad liivpinnased						
	kruusliiv	jäme- liiv	—	kesk- liiv	peen- liiv	tolm- liiv	—
	Savipinnased, mille konsistentsinäitaja B on						
	≤ 0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	<u>750</u> 700	<u>650</u> 400	300	<u>290</u> 200	<u>180</u> 120	<u>120</u> 100	60
4	830	<u>660</u> 510	380	<u>300</u> 250	<u>190</u> 160	125	70
5	880	<u>670</u> 620	400	<u>310</u> 280	200	130	80
7	970	690	430	330	220	140	85
10	1050	730	500	350	240	150	90
15	1170	750	560	400	280	160	100
20	1260	820	620	450	310	170	110
25	1340	880	680	500	340	180	120
30	1420	940	740	550	370	190	130
35	1500	1000	800	600	400	200	140

Tabel 34. Pinnase normatiivne erihõõre vaia külgpinnal T/m^2

Pinnasekihi keskmise lasu- missügavus m	Keskthedad liivpinnased					
	jäme- ja kesk- liiv	peen- liiv	tolm- liiv	—	—	—
	Savipinnased, mille konsistentsinäitaja B on					
	$\leq 0,2$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
1	3,5	2,3	1,5	1,2	0,5	0,2
2	4,2	3,0	2,0	1,7	0,7	0,3
3	4,8	3,5	2,5	2,0	0,8	0,4
4	5,3	3,8	2,7	2,2	0,9	0,5
5	5,6	4,0	2,9	2,4	1,0	0,6
7	6,0	4,3	3,2	2,5	1,1	0,7
10	6,5	4,6	3,4	2,6	1,2	0,8
15	7,2	5,1	3,8	2,8	1,4	1,0
20	7,9	5,6	4,1	3,0	1,6	1,2
25	8,6	6,1	4,4	3,2	1,8	—
30	9,3	6,6	4,7	3,4	2,0	—
35	10,0	7,0	5,0	3,6	2,2	—

Märkused tabelite 33 ja 34 juurde.

1. Tabelis 33 kehtib murru lugejas antud R^n väärtus liivpinnaste, nimetajas — savipinnaste kohta.
2. Vahepealsete rammimissügavuste ja konsistentsinäitaja B väärtuste puhul leitakse R^n ja f^n suurused interpolimise teel.

3. Tabel 33 kohaseid R^n väärtusi võib kasutada tingimusel, et vaia süvistämissügavus mitteuhutavas pinnases on vähemalt:

4,0 m — sildade ja hüdrotehniliste ehitiste puhul;

3,0 m — hoonete ja muude ehitiste puhul.

4. Tiheda liivpinnase puhul suurendatakse tabelites toodud R^n ja f^n väärtusi 30% võrra.

5. Suuruse f^n määramisel jagatakse vaiaga läbitav pinnas kuni 2 m pakusteks ühtlasteks kihtideks.

6. Kui vaia pikkuse piires esineb üle 30 cm paksusi turbakihte ja on võimalik territooriumi planeerimine täitmise teel või mingi muu täitmisega võrreldav territooriumi koormamine, siis võetakse kõige alumise turbakihi (vaia raammimisügavuse piires) alumisest pinnast ülalpool lasuva pinnase erihõordeks f^n :

a) kuni 2 m kõrguse täite puhul — täitepinnasel ja turbal null, loodusliku pinnase mineraalkihtidel aga tabeli 34 väärtused plussmärgiga;

b) 2...5 m kõrguse täitekihi puhul — täite- ja mineraalpinnasel tabeli 34 väärtused korrutatult teguriga 0,4 ja miinusmärgiga, turbal aga miinus 0,5 T/m².

c) üle 5 m kõrguse täitekihi puhul — täite- ja mineraalpinnasel tabeli 34 väärtused miinusmärgiga, turbal — miinus 0,5 T/m².

7. Kui rammitud vai toetub alumise otsaga kohevale liivpinnasele või savipinnasele, mille $B > 0,6$, määratakse tema kandevõime proovikoormamise teel.

Tabel 35. Pinnase normtugevuse R^n ja erihõorde f^n parandustegur m_p vibrosüvistamisel

Pinnase liik	R^n jaoks	f^n jaoks
1. Veega küllastunud keskmise tihedusega:		
jäme- ja keskliiv	1,2	1,0
peenliiv	1,1	1,0
tolmliiv	1,0	1,0
2. Konsistentsinäitajaga $B=0,5$:		
saviliiv	0,9	0,9
liivsavi	0,8	0,9
savi	0,7	0,9
3. Savipinnas, mille $B \leq 0$	1,0	1,0

Dünaamiline meetod

Vaia kandevõime määramise dünaamiline meetod põhineb seosel vasara löögienergia ja vaia vaste e vahel.

Löögienergia, mis võrdub vasara kaalu Q ja kukkumiskõrguse H korrutisega, kulub põhiliselt pinnase vastupanu (eP_{piir}) ületamiseks vaia süvistamisel, vasara ja vaia elastsetele deformatsioo-

nidele (Qh) ja vaia jäävatele deformatsioonidele, näiteks vaiapea järkjärguliseks purustamiseks löökide mõjul (αQH).

Energia jäävuse tingimus

$$QH = P_{piir}e + Qh + \alpha QH, \quad (91)$$

kus e — vaste, s. o. vaia vajum ühe löögi mõjul m ;

h — vasara pörkekõrgus ühe löögi järel m ;

α — tegur, mis hindab jäävatele deformatsioonidele kulu-
nud osa vasara kogutööst.

Energia jäävuse võrrandi lahendamisel sai N. M. Gersevanov vaia kandevõime arvutamiseks järgmise valemi:

$$P = km P_{piir} = km \frac{nF}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4QH}{nre} \cdot \frac{Q+0.2a}{Q+q}} - 1 \right], \quad (92)$$

kus k ja m — samas tähenduses mis valemis (88), s. o. $km = 0,7$;

F — vaia ristlõikepindala m^2 ;

e — vasara ühe löögi puhul mõõdetud vaia vajum m ;

Q — rammi löökosa kaal T ;

q — vaia kaal koos kaitsepeaga T ;

n — vaia materjalist ja rammimisviisist sõltuv tegur.

N. M. Gersevanovi andmetel tuleb n väärtuseks võtta puitvaial ilma kaitsepeata rammimisel $100 T/m^2$, raudbetoonvaial kaitsepea kasutamise korral $150 T/m^2$; terasvaial kaitsepea kasutamisega $500 T/m^2$.

P. R. Tikunovi hilisemate uurimiste põhjal tuleks pikkade raudbetoonvaiade puhul võtta $n = 800 T/m^2$.

Mehaanilistel rammidel võetakse arvutuslik kukkumiskõrgus H võrdseks tegeliku kukkumiskõrgusega, ühepoolse toimega aur-õhkrammidel — löökosa käigupikkusega.

Kahepoolse toimega aur-õhkrammidel ja diiselrammidel arvutatakse arvutuslik kukkumiskõrgus seosest $H = W/Q$, kus W — ühe löögi energia tonnmeetrites.

Võrrandi (92) lahendamisel e suhtes saadakse valem kontrollvaste arvutamiseks. Vaiale vajaliku kandevõime P tagamiseks peab rammimisel saavutama kontrollvastena

$$e = \frac{kmn FQH}{P \left(\frac{P}{km} + nF \right)} \cdot \frac{Q+0.2q}{Q+q}. \quad (93)$$

Ehitusplatsil tuleb projekteeritud vaia pikkust täpsustada proovirammimise teel, kasutades seejuures ka valemit (93).

Tuleb silmas pidada, et vaia kandevõime suureneb tunduvalt pärast «puhkust», mis liivpinnases peaks kestma 3...5 päeva

ja savipinnases 10...20 päeva. Puhkuse vajadus tuleneb «e b a v a s t e» nähtest.

Vaia rammimisel liivpinnasesse toimub rammi sagedaste löökide mõjul vaiotsa all pinnase kohalik tihenemine ja vaia vajumine praktiliselt lakkab, s. t. vaste on nullilähedane, kuid osutub tegelikult ebaõigeks. Puhkuse ajal jaotub surve pinnases ümber ja järelrammimisel saadav vaste on suurem.

Savipinnases põhjustavad aga tihedad rammilöögid pinnase vedeldumise (pinnase tiksotroopsete omaduste tõttu, vt. p. 5), mis järsult vähendab pinnase vastupanu vaia süvistamisel ja suurendab tunduvalt vastet. Pärast mõningat puhkeaega pinnase omadused taastuvad ja vaste väheneb uuesti*.

Vaia kandevõime määramine staatilise proovikoormamise teel

Proovikoormus vaiale antakse tavaliselt vaiale toetuva platvormi koormamise teel. Koormust lisatakse astmete kaupa, mis moodustavad $1/15 \dots 1/10$ vaia eeldatavast piirkoormusest.

Vaia vajumi sõltuvus koormusest (nn. koormuse-vajumi kõver) on näidatud joonisel 137. Proovikoormamise tulemuste põhjal määratakse vaia kandevõime valemiga (88), s. o.

$$P = km P^n,$$

kus k ja m — endises tähenduses; antud juhul võetakse $k=0,8$ ja $m=1$;

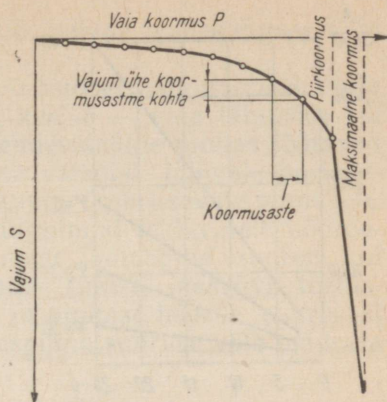
P^n — vaia normikohane kandevõime, mille suurus määratakse proovikoormamise andmete põhjal, kuid sillasammaste ja hoonevundamentide puhul erinevalt.

Sillaehituses võetakse vaia normikohane kandevõime võrdseks vaia piirkoormusega, s. t. $P^n = P_{piir}$. Piirkoormuseks loetakse kas koormus, mis on ühe koormusastme võrra väiksem sellest koormusest, mille puhul vaia vajumi juurdekasv ületab üle 5 korra eelmise koormusastme puhul saadud vajumi juurdekasvu (joon. 137), või koormus, mille puhul vaia vajumine ühe ööpäeva jooksul enam ei kustu. Mõlemal juhul peab katsel saadud vaia üldvajum olema vähemalt 40 mm. Seega vaia piirkoormuseks on koormus, mille ületamisel vaia vajumine järsult suureneb, s. t. ilmneb materjali voolamisega analoogiline nähtus.

Hoonete ja muude ehitiste (välja arvatud sillad) puhul loetakse

* Vaivundamentide projekteerimise normides СНиП-II-Б.5-67 on vaja kontrollrammimise eelseks puhkeajaks ette nähtud liivpinnases vähemalt 3 ja savipinnases vähemalt 6 ööpäeva. Kontroll- ehk järelrammimisel saadav vaste ei tohi ületada valemiga (93) arvatud suurust. *Tõlk.*

Joon. 137. Vaia koormuse-
vajumi kõver



vaia normikohaseks kandevõimeks P^n seda koormust, mille puhul katsevaia vajum

$$S = \zeta S_{piir, h}, \quad (94)$$

kus $S_{piir, h}$ — projekteeritava ehitise keskmise vajumi piirväärtus tabeli 17 põhjal;

ζ — üleminekutegur, mis arvestab lühiaegselt koormatud proovivaia vajumi ja ehitise lõpliku vajumi erinevust; kui ζ määramiseks pole kasutada pikaajalisi vaatlusandmeid, võetakse $\zeta = 0,1$.

Proovikoormamisel peab vaia üldvajum ületama 20 mm. Vähe kokkusurutavale pinnasele (jämeperud, tihe jäme- või keskliiv, tahke savipinnas) toetuva vaia proovikoormamise võib lõpetada ka väiksema vajumi kui 20 mm puhul tingimusel, et maksimaalne koormus (vt. joon. 137) on vähemalt $1,5 P$ [P — vaia kandevõime valemite (89) ja (90) alusel].

Kui proovikoormamisel $P_{max} \geq 1,5 P$ puhul vaia vajum on väiksem valemiga (94) arvutatud suurus, võetakse $P^n = P_{max}$.

Teoreetiline meetod

Rammvaia kandevõimeks loetakse vaaotsa all ja külgpinnal tekkinud pinnase reaktsioonjõudude summa.

Vaaotsa all oleva pinnase piirkoormus p_{piir} määratakse prof. V. G. Berezantsevi valemiga:

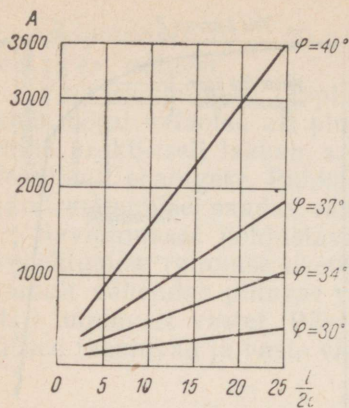
a) liivpinnase puhul

$$p_{piir} = A_k \gamma_0 d, \quad (95)$$

kus γ_0 — pinnase mahukaal t/m^3 ;

d — vaia läbimõõt m ;

A_k — pinnase sisehõõrdenurgast φ sõltuv tegur, mis leitakse joonisel 138 antud graafiku abil;



Joon. 138. Graafik teguri A_h määramiseks valemis (95)

b) savipinnase puhul

$$p_{piir} = B_h \gamma_0 l + C_h c, \quad (96)$$

kus l — vaia rammimissügavus m;

c — nidusus T/m^2 ;

B_h ja C_h — pinnase sisehõrdenurgast φ sõltuvad tegurid, leitakse tabelist 36.

Tabel 36. Tegurite B_h ja C_h väärtused

φ°	16	18	20	22	24	26	28	30
B_h	4,5	6,5	8,5	10,4	14,1	18,6	24,8	32,8
C_h	12,8	16,8	20,9	24,6	29,9	36,4	45,0	55,4

Pinnase normtugevuseks R^n valemis (89) võetakse antud juhul $R^n = 0,5 p_{piir}$ liivpinnaste ja $R^n = 0,4 p_{piir}$ savipinnaste puhul.

Normatiivne erihõõre vaia külgpinnal f^n võetakse seejuures tabelist 34.

34. VAIAGRUPI KOOSTÖÖ

Eelmises punktis vaadeldud meetoditega määratud vaia kandevõime kehtib üksikvaia puhul. Vaiagrupi proovikoormamised on näidanud, et vaiagrupis oleva vaia kandevõime on väiksem kui üksikvaial. See seletub nende tööviisi erinevusega.

Üksikvai annab koormuse pinnasele vaiaotsa ja külgpinna kaudu, sundides seejuures kaasa töötama vaia ümbritseva pinnase. Grupis töötavad vaiad mõjutavad üksteist vastastikku,

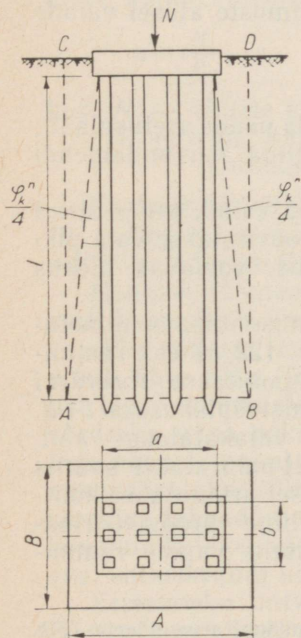
kusjuures selle mõju ulatus sõltub vaiade vahekaugusest ja pikkusest.

Seetõttu soovitatakse vaiade grupiviisilisel paigutamisel võtta vaiade vahekauguseks vähemalt $3d$, kus d — vaia läbimõõt või küljemõõt. Grupis olevad vaiad ja nendevaheline pinnas töötavad ühtse massiivina — koormus antakse vaiaotsi läbivale horisontaalpinnale ja vaiarühma külgpinna kaudu ümbritsevale pinnasele. Nagu näha jooniselt 139, on tänu külgpinnal tekkivatele hõõrdjõududele vaiaotste tasapinnas koormuse jaotuspind suurem kui roostvärgi pind. Koormuse jaotuspinna (ühtse massiivi toetuspinna) suurus sõltub vaia pikkusest ja pinnase hõõrde suurusest vaiarühma külgpinnal. Tingliku jaotuspinna suuruse võib määrata valemiga

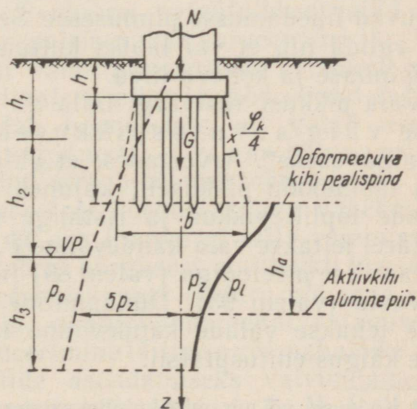
$$F' = \left(a + 2l \operatorname{tg} \frac{\varphi_k^n}{4} \right) \left(b + 2l \operatorname{tg} \frac{\varphi_k^n}{4} \right). \quad (97)$$

Siit järgneb, et vaivundamendi tugevusarvutusel ja vajumi prognoosimisel vaadeldakse seda looduslikule alusele toetuva massiivina, mis sisaldab nii vaiu kui ka pinnast. Selle massiivi (tingliku vundamendi) kontuuri määravad: ülalt planeeritud maapind CD , külgedelt vertikaalpinnad AC ja BD ning alt vaiaotsi läbiv pind AB (joon. 139).

◀ Joon. 139. Vaivundamendi arvutuskeem



Joon. 140. Vaivundamendi vajumi arvutamise skeem



Pinget tingliku vundamendi all kontrollitakse valemiga

$$\rho = \frac{N^n + Q^n + G^n}{F'} \leq R^n, \quad (98)$$

- kus ρ — surve vaiaotste tasapinnas;
 N^n — normkoormus vundamendile;
 Q^n — rostvärgi normikohane kaal;
 G^n — vaiade ja pinnase normatiivne kaal tingliku vundamendi piires (kontuuris *ABDC* joon. 139);
 R^n — aluse normrõhk vaiaotste tasapinnas, määratakse tingliku vundamendi mõõtmete alusel valemiga (62).

Vaivundamendi vajum arvutatakse joonisel 140 toodud skeemi kohaselt nagu madalvundamendil (vt. p. 19).

Survejaotuse uurimine vaiaotste tasapinnas on näidanud, et kõige efektiivsem on kasutada pikki vaiu. **Vaiade kasutamine vundamendi all, mille laius ületab vaia kahekordse pikkuse, pole otsustarbekas.** Seda seisukohta kinnitavad elevaatorite ja teiste selletaoliste ehitiste, millel vundamenditalla mõõtmed tunduvalt ületavad vaia pikkuse, ehitamise kogemused.

35. VAIVUNDAMENDI ARVUTUS JA PROJEKTEERIMINE

Vundamendi projekteerimisel tuleb lahendada järgmised küsimused:

- a) määrata ehitusplatsi geoloogiliste tingimuste alusel vaiade pikkus;
- b) valida vaia materjal ja tüüp;
- c) määrata ühe vaia kandevõime;
- d) selgitada vajalik vaiade arv ja koostada nende asetusplaan;
- e) teha vajalikud arvutused — kontrollida vaivundamendi tugevust tervikuna ja määrata oodatav vajum.

Kogemuste põhjal on ökonoomsemad need vaiad, mille otsad ulatuvad tihedamasse pinnasesse. Seepärast soovitatakse vaia pikkus valida nii, et vai läbiks kultuurkihi, turba, voolavas olekus savipinnase ja koheva liiva.

Vaia pikkust rostvärgi talla alt kuni alumise otsani nimetatakse vaia arvutus pikkuseks l (joon. 122, *a*) ehk rammi-missügavuseks*. Arvestades, et vaia pea betoonitakse rostvärki vaia läbimõõdu pikkuselt, kujuneb vaia valmistuspikkuseks $l+d$. Vaiade lõplik pikkus ja ristlõige valitakse vaiakataloogi abil. Seejärel leitakse vaia kandevõime P . Tavaliselt määratakse suurus P staatilise meetodiga (valem 89) ja selle alusel arvutatakse kontrollvaste (valem 93). Dünaamiline või staatiline proovikoormamine tehakse vaiade kandevõime täpsustamiseks vaiade rammi-mise käigus ehitusplatsil.

* Koonuse- või püramiidikujulist vaiateravikku vaia pikkuse sisse ei loeta. *Tõlk.*

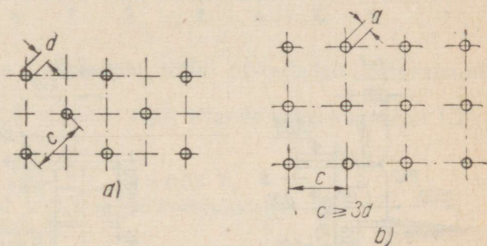
Vaiade asetus

Plaanis paigutatakse vaiad kas ritta või malekorras (joon. 141).

Tsentriliselt koormatud vaivundamendi puhul paigutatakse vaiad võrdsete vahekaugustega. Naabervaiade telgede vahekaugus vaiatoste tasapinnas peab olema vähemalt kolm vaia läbimõõtu ja mitte üle kaheksa läbimõõdu või küljemõõdu.

Otstarbekam on kasutada suure kandevõimega pikki vaiu. Sel juhul võib vaiade vahekaugust suurendada.

Äärmise vaiarea telje kaugus roostvärgi servast võetakse minimaalselt $d/2+5$ cm.



Joon. 141. Vaiade asetus plaanis:

a — malekorras; b — reas

Vajalik vaiade arv vaivundamendis määratakse tsentrilise koormuse puhul valemiga

$$n = \frac{N}{P}, \quad (99)$$

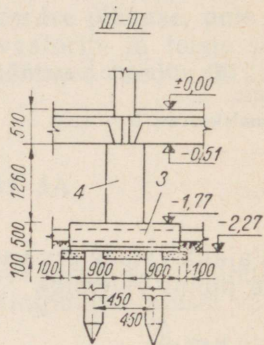
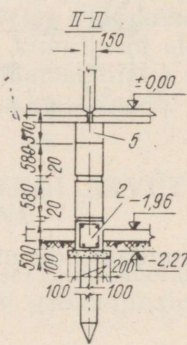
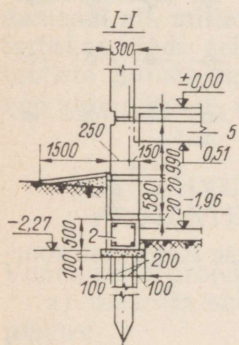
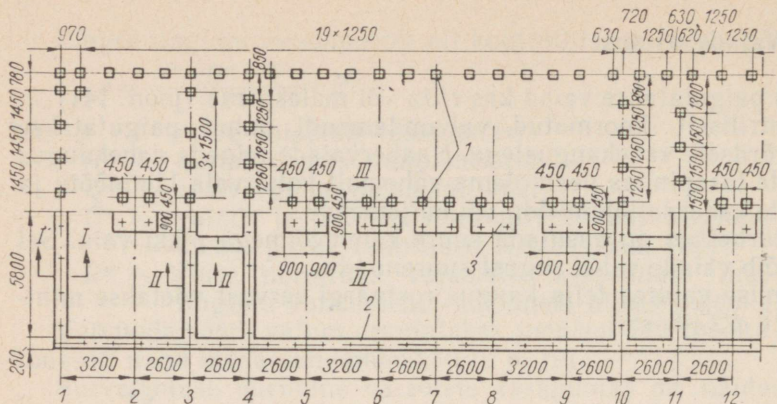
kus N — ehitise arvutuskoormus roostvärgile T ;

P — vaia kandevõime kas pinnasest või vaia materjalist lähtudes (võetakse neist väiksem suurus) T .

Ekstsentriliselt koormatud roostvärgi puhul tuleb vaiade arvu 10...20% võrra suurendada. Seejuures paigutatakse vaiad ehitisel vaivundamendile tuleva trapetsikujulise surveepüüri järgi.

Hoonevundamentides võeti vaiaridade arvuks harilikult vähemalt kaks. Kuid elamute kapitaalised piki- ja pöikseinad tagavad vajaliku jäikuse, mis võimaldab hooneseinte all vaiad asetada ainult ühte ritta (joon. 142) tingimusel, et vaiade hälve vertikaalist oleks minimaalne. Sel juhul võib betoonroostvärgi laius võtta võrdseks seina paksusega, roostvärgi kõrguseks aga vähekorruseliste hoonete puhul vähemalt 30 cm. Rostvärgi talla rajamissügavus määratakse sõltuvalt roostvärgi kõrgusest, nulltsükli konstruktsioonide lahendusest ja planeerimiskavast (keldri või maa-aluste kommunikatsioonide olemasolu, naabervundamendi rajamissügavus, ehituskrundi hilisem planeerimine täitmise või mahalõike teel).

Ettepaneku lintvundamentide asendamiseks vaivundamentide ja vundamentitaladega tegi esimesena 1934. a. L. M. Peškovski,



Joon. 142. Kolmekorruselise elamu üherealise vaivundamendi plaan (mõõtmed mm):

I - I, II - II, III - III - vundamentide vertikaallõiked; 1 - vai; 2 - rostvärk välis- ja siseseina all; 3 - rostvärk samba all; 4 - betoonsammas; 5 - pikitala

Tabel 37. Kahesektsioonilise viiekorruselise elamu vai- ja lintvundamentide võrdlusandmed

Näitaja	Plokkidest lintvundament	Monteeritava rostvärgiga vaivundament	
		täisvaid	õõnesvaid
Mullatööde maht m ³	1540	163	163
Betoonitööde maht m ³	205	120	104
Mehhanismid tööde teostamiseks, masinvahetusi			
ekskavaatorid	63	17	17
kraanad	79	120	120
autod	1270	360	360
Vundamentide maksumus tuh. rbl.	11,3	9,8	9,4

kes juba tollal osutas selle konstruktsiooni ökonoomsusele. Nüüd kasutatakse seda võtet laialdaselt.

Käesoleval ajal on instituudis «Vundamentprojekt» mitmet tüüpi elamute jaoks välja töötatud vaivundamentide tüüpprojektid. Vaiade kasutamine madalvundamentide asemel lubab real juhtudel vähendada mulla- ja betoonitööde mahtu. Tabelis 37 on toodud töömahtude võrdlusandmed ühe 5-korruselise elamu puhul.

Näide 28. Viiekorruselise maja välisseina vaivundamendi arvutus.

Vundamendi arvutuskooormus $N=15$ T/m. Pinnaseolud: mullakiht kuni 0,25 m sügavuseni, selle all peenliiv. Pinnasevee tase asetseb 2,6 m sügavusel maapinnast.

Lahendus.

Antud tingimustes on nõrga pinnasekihi tõttu otstarbekas rippvaivundament.

Valime raudbetoonvaiad 25×25 cm ühes reas, telgede vahekaugusega 1,25 m.

Igale vaiale tuleb arvutuskooormusena:

$$\text{hoone seinalt } 15 \cdot 1,25 = 18,75 \text{ T,}$$

$$\text{rostvärki kaal } 0,45 \cdot 0,4 \cdot 1,25 \cdot 2,2 \cdot 1,1 = 0,55 \text{ T,}$$

kus $2,2 \text{ t/m}^3$ — betooni mahukaal ja 1,1 — ülekoormustegur.

Vaia kogukoormus on 19,3 T.

Vaia pikkuseks valime 5,0 m.

Vaia kandevõime pinnasest lähtudes arvutatakse valemiga (89). Eelnevalt leiame:

$$\text{vaia perimeeter } u = 4 \cdot 0,25 = 1,0 \text{ m;}$$

$$\text{ristlõikepindala } F = 0,25 \cdot 0,25 = 0,0625 \text{ m}^2;$$

pinnase normtugevus 6 m sügavusel maapinnast (tabeli 33 alusel)

$$R^n = 210 \text{ T/m}^2;$$

$$\text{erihõõre } \frac{6}{2} = 3 \text{ m sügavusel (tabeli 34 alusel) } f^n = 3,5 \text{ T/m}^2.$$

Vaia arvutuslik kandevõime (vaiapea rostvarki betoonimise tõttu $l=4,7$ m)

$$P = km(R^n F + u f^n l) = 0,7 \cdot 1 (210 \cdot 0,0625 + 1 \cdot 3,5 \cdot 4,7) = 20,6 \text{ T.}$$

Rammimisel nõutav kontrollvaste arvutatakse valemiga (93). Antud juhul rammitakse vaiad diiselrammiga CDM-2, mille löögienergia on $W=310$ kGm ja löökosa kaal $Q=600$ kG.

Löökosa arvutuslik kukkumiskõrgus

$$H = W : Q = 310 : 600 = 0,517 \text{ m.}$$

Vaia kaal $q = 0,25 \cdot 0,25 \cdot 5 \cdot 2,4 \cdot 1,1 = 0,825$ T.

Tegur $n = 150 \text{ T/m}^2$.

Nõutav vaste ühe löögi mõjul

$$e = \frac{kmnFQH}{P \left(\frac{P}{km} + nF \right)} \cdot \frac{Q+0,2q}{Q+q} =$$

$$= \frac{0,7 \cdot 1 \cdot 150 \cdot 0,0625 \cdot 0,6 \cdot 0,517}{20,6 \left(\frac{20,6}{0,7 \cdot 1} + 150 \cdot 0,0625 \right)} \cdot \frac{0,6+0,2 \cdot 0,825}{0,6+0,825} = 0,00137 \text{ m} = 1,37 \text{ mm}$$

ehk ümardatult 14 mm 10-löögilise seeria kohta.

10. SÜGAVVUNDAMENID

36. VAJUKAEVUD

Üldandmed

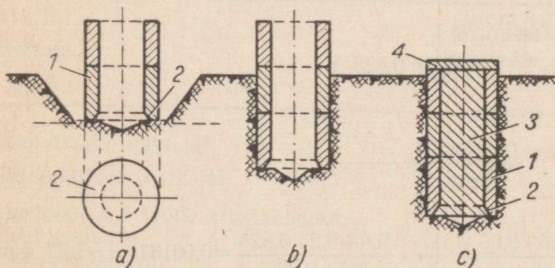
Kui tugev pinnas lasub nõrkade kihtide all suures sügavuses maapinnast (5...8 m ja rohkem), võib vundamenti teha vajukaevuna. Süvistamisel läbib vajukaev nõrgad kihid ja peatub sellel kihil, millel on küllaldane kandevõime.

Pinnase väljakaevamisel vajub kaev omakaalu mõjul. Kaev tehakse kas korraga täiskõrguseni valmis või ehitatakse järk-järgult peale vastavalt kaevu vajumisele (joon. 143).

Vajukaevu betoon- või raudbetoonseinad on samaaegselt piirdeks süvendile, mille maht on minimaalne.

Pärast kaevu süvistamist vajalikule sügavusele täidetakse see kas üleni betooniga või ehitatakse ainult betoonpadi ja raudbetoonplaat kaevu alumisse ossa.

Raudbetoonkaevud monteeritakse tänapäeval üksikutest plokkidest (rõngastest). Seina paksus võetakse raudbetoonkaevul 0,2... 0,4 m, betoonkaevul 0,4... 1,5 m ja isegi rohkem.



Joon. 143. Vajukaev ja selle süvistamine:

a, b, c — vajukaevu erinevad asendid; 1 — sein; 2 — nuga; 3 — kaevu täide; 4 — raudbetoonplaat

Vajukaevu kuju plaanis määravad ehitise kuju ja mõõtmed.

Viimastel aastatel on hakatud ehitama väga suurte mõõtmetega vajukaeve (laius kuni 60 m), kusjuures neid kasutatakse allmaaehitistena. Joonisel 145 on näidatud 40-meetrise läbimõõduga vajukaevu süvistamine.

Kaevu alumine osa — nn. n u g a — tehakse pinnase väljakaevamise hõlbustamiseks allapoole kitsenevana. Kui pinnas on raskesti läbitav, tugevdatakse nuga teraskonstruksiooniga (joon. 146).

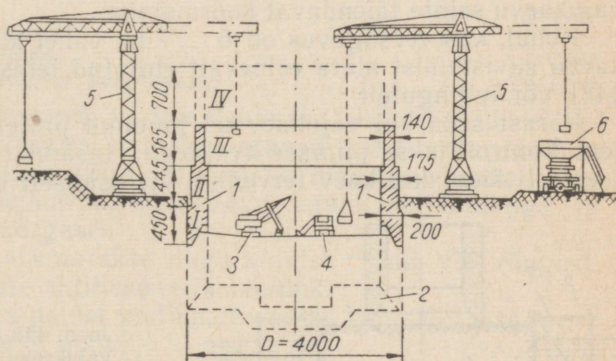
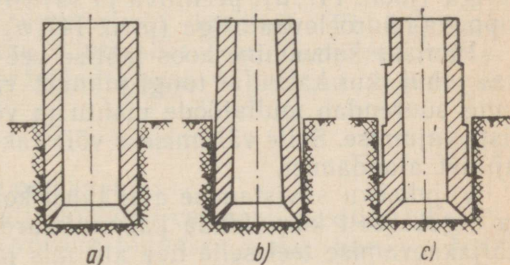
Plaanis suurte kaevude jäikuse suurendamiseks varustatakse nad 0,5...2,0 m paksuste siseseintega, mille alumine serv jäetakse 0,5 m kõrgemale noa alumisest pinnast. Neid kärjetaolisi kaeve kasutatakse tihti hüdrotehniliste ehitiste puhul.

Kaevu süvistamise hõlbustamiseks tehakse välisseinad vahel kaldega umbes 0,01 või astmelistena (joon. 144).

Kaev süvistatakse kas koos vee eemaldamisega või ilma selleta. Viimane variant on võimalik kuivas pinnases või sel juhul, kui vee sissevool on väga suur ja väljapumpamine võimatu. Viimasel juhul kaevatakse savipinnast, kruusa ja jämeliiva ainult grei-

Joon. 144. Kaevu kuju vertikaallõikes:

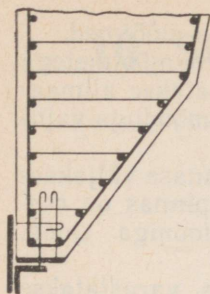
a — silindriline; b — kooniline; c — astmeline



Joon. 145. Suure kaevu (läbimõõt kuni 60 m) süvistamine:

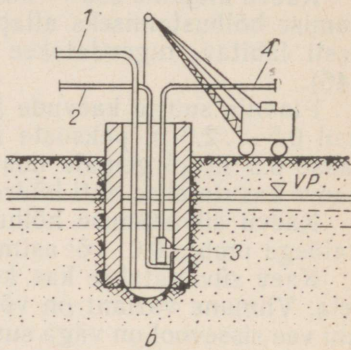
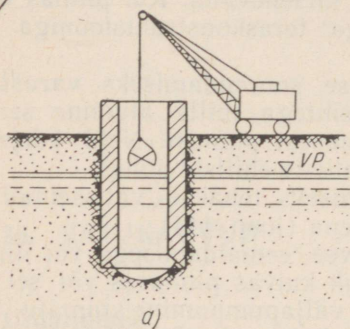
I—IV — vajukaevu seinte betoonimisjärgud; 1 — kaevu sein; 2 — kaevu põhi; 3 — ekskavaator; 4 — buldooser; 5 — tornkraana; 6 — laadimispunker

Joon. 146. Vajukaevu noa konstruktsioon



Joon. 147. Kaevu süvistamine vett eemaldamata:

a — pinnase kaevandamine greiferiga; *b* — pinnase eemaldamine hüdraullisel teel; 1 — uhtetoru, $d = 38$ mm; 2 — hüdroelevaatori toru, $d = 100$ mm; 3 — hüdroelevaator; 4 — pulbitoru, $d = 200$ mm



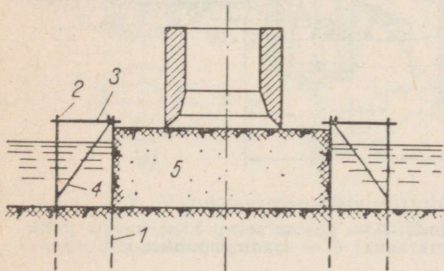
feriga (joon. 147, *a*), peenliiva ja saviliiva aga kraana noole otsas rippuva hüdroelevaatoriga (joon. 147, *b*).

Pinnase kaevamine koos lahtise vee-eemaldusega on otstarbekas juhul, kui kaevu ei tungi pinnast väljastpoolt. Pinnase sissetung suurendab mullatööde mahtu ja võib põhjustada naaberehitiste vajumise. Selle vältimiseks võib rakendada pinnasevee taseme ajutist alandamist.

Vajukaevu süvistamise ajal tuleb kontrollida vajumise ühtlust ja õigeaegselt kõrvaldada kaevu kaardumise võimalus pinnase väljakaevamise teel selle noa alt, mis jääb kõrgemale. Kui kaevu vajumine lakkab, siis uhitakse kaevu välispinda veega kaevu perimeetrit mööda pinnasesse löödud torude kaudu. Kasutatakse ka vajukaevu seinte täiendavat koormamist.

Kohal, kus veesügavus on 5...7 m, vahel ka kuni 15 m, tuleb kaevu süvistamist alata eelnevalt ehitatud tehissaarekeselt (joon. 148) või tellingutelt.

Pärast seda kui vajukaev on jõudnud projekteeritud sügavuseni, kontrollitakse pinnase kvaliteeti, tasandatakse aluspind ja seejärel täidetakse kaev tervenisti või osaliselt betooniga.



Joon. 148. Tehissaarekesese skeem vajukaevu jaoks:

1 — sulundsein; 2 — vai; 3 — vahetööd; 4 — kaldtugi; 5 — puiste

Kui vajukaev süvistatakse suure veejuurdeveoolu tõttu ilma vee-eemalduseta, siis tasandatakse aluspind killustiku- või kruusakihi kaevu puistamise teel. Alumised betoonikihid paigaldatakse veealuse betoonimise meetodil. Kui on moodustunud betoonmassiiv, mis on suuteline vastu võtma vee altrõhku, pumbatakse vesi vajukaevust välja ja edaspidiseid töid tehakse juba kuivalt.

Tänapäeval kasutatakse vajukaeve veehaarde- ja teiste ehitiste maa-aluste osade ehitamisel (töid tehakse vett eemaldamata) ning sillasammaste vundamentidena.

Vajukaevu süvistamine on raskendatud, kui pinnases leidub suuri kive, puutüvesid ja kõvu vahekihte. Tülikas on ka kaevu allalaskmine (koos vee eemaldamisega) kaljupinnasese, mis vajab tasandamist.

Vajukaevu arvutus

Vajukaevu üldmõõtmed määratakse samasuguse arvutusega nagu määratakse lahtises süvendis rajatud massiivse madalvundamenti mõõtmed. Sellele lisaks tuleb vajukaevu puhul teha veel tööde iseärasustest sõltuvaid lisaarvutusi.

1. Kaevu vajuvuse (süvistatavuse) kontroll. Et vajukaev vajuks pinnasesse, peab tema seinte kaal (vee üleslükkel arvestades) olema suurem kui hõõrdejõud kaevu välispinna ja pinnase vahel, s. t.

$$G - W > T, \quad (100)$$

kus G — vajukaevu seinte omakaal T ;

W — kaevuseintega välja tõrjutud vee kaal (vee üleslüke) T ;

T — hõõrdejõud, mis võrdub pinnases oleva kaevu välispinna ja erihõõrde korrutisega.

Erihõõrdek s võetakse:

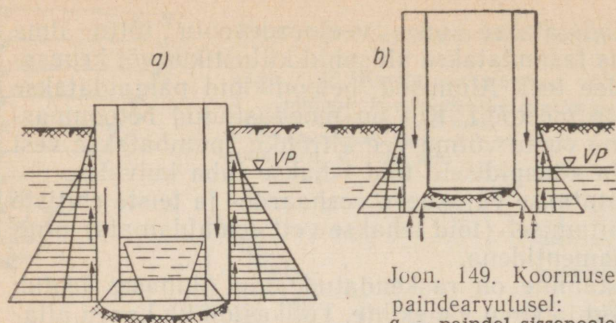
tolmliival	1 . . . 1,5 T/m ² .
muudel liivpinnastel	2 . . . 2,5 T/m ² .
sitkeplastsel saviliival	0,5 . . . 1,0 T/m ² .
muudel sitkeplastsetel savipinnastel	1 . . . 1,5 T/m ² .

2. Seinte tõmbekontroll vertikaalsuunas tehakse eeldusel, et hõõrdejõud kaevu kõrguse suunas jaotuvad kolmnurga seaduse järgi, kusjuures maksimaalne ordinaat on maapinna joonel. Seejuures suurim tõmbejõud võrdub kaevu kaalu neljandikuga ja mõjub kaevu poolel kõrgusel.

3. Kaevu seinu arvutatakse nagu kinnist raami või rõngast, mida koormab pinnase aktiivsurve ja veerõhk.

4. Vajukaevu noa painet vertikaaltasandis kontrollitakse kaevu kahe arvutusliku asendi puhul.

Kaevu I asend on kujutatud joonisel 149, a. Kaev on lastud projekteeritud sügavusele, pinnas noa horisontaalpinna alt on välja kaevatud, mistõttu pinnase vertikaalreaktsioon võrdub nulliga.



Joon. 149. Koormuse skcem vajukaevu noa paindearvutusel:
a — paindel sissepole; *b* — paindel väljapole

Summaarne paindemoment noa ülemises ristlõikes (paine sisepole) leitakse pinnase ja vee samaaegselt välissurve, noa oma kaalust ja hõrdejõust selle välispinnal.

Kaevu II asend on kujutatud joonisel 149, *b*. Kaev on süvistatud poole arvutussügavuseni ja järgmine sektsioon peale ehitatud kuni 6 m kõrguseni. Nuga lõikus pinnasesse 1 m sügavuselt ja talle mõjuv pinnaserõhk tekitab painde väljapole. Peale selle tuleb arvestada noa omakaalu, pinnase ja vee välisrõhu ning hõrdejõu mõju.

5. Kaevu ristlõike paindearvutus konsoolidega tala skeemi kohaselt tehakse ainult plaanis väljavenitatud madalate kaevude puhul. Konsoolidega tala tugipunktide vahekauguseks võetakse seejuures 0,6 kaevu pikkust.

37. KESSOONID

Kessooni mõiste

Vajukaevu süvistamisel võib mõnikord kohata tõsiseid takistusi, näiteks kivirahne, mille eemaldamine kaevu alt pole võimalik, allpool veepinda ilmsiks tulnud ehitusjäänuseid jne.

Neil juhtudel muudetakse lahtine vajukaev kinniseks ja vesi tõrjutakse kaevust välja suruõhuga. Niisugust välisõhule suletud kaevu, mida süvistatakse suruõhu abil, nimetatakse kessooniks.

Kessoone kasutatakse sügavvundamentidena sillasammaste ehitamisel. Tänapäeval ehitatakse peamiselt betoon- ja raudbetoonkessoone.

Kessooni põhielemendid on: töökamber, šaht ja lüüsikambrid (joon. 150). Töökambris toimub pinnase kaevamine. Šahti kaudu kulgeb ühendus töökambriga. Lüüs koos lüüsikambritega eraldab šahti välisõhust. Töökambri seinad lõpevad noaga nagu vajukaevulgi. Töökambri lagi sarrustatakse.

Kessoon nagu vajukaevugi jääb massiivvundamendi osaks.

Kessoonitööd

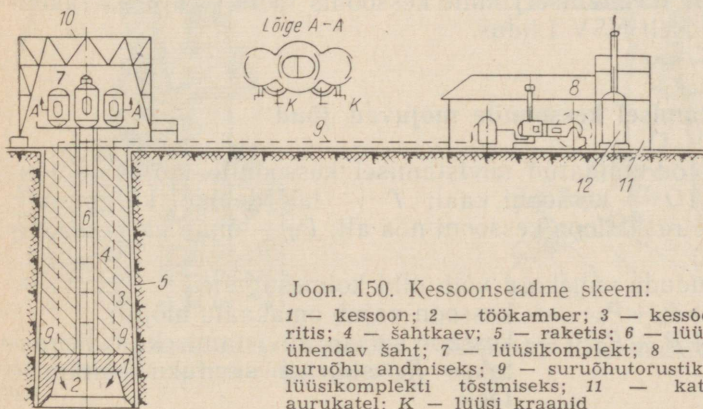
Tööde järjekord kessoonis on järgmine. Kompressorist 8 (vt. joon. 150) antakse suruõhk torustiku 9 kaudu kessooni töökambrisse. Suruõhk tõrjub kessoonist vee välja. Kui õhurõhk töökambris ületab välise veerõhu, vabaneb töökamber veest ja töölisel võivad laskuda sinna pinnast kaevama. Pinnas saadetakse šahti ja lüüsi kaudu välja. Seejuures vajub kessoon omakaalu ja kessooni laele laotud müüritise mõjul pinnasesse. Kui kessooninuga saavutab projekteeritud kõrguse, täidetakse töökamber ja šaht betooni või liivaga, lüüs eemaldatakse ja püstitatakse pealisehitis.

Kessooni põhipuuduseks on töötamine suruõhus. Inimese kestvama viibimisel niisuguses olukorras võib tekkida ohtlik kessoonihaigus. Selle vältimiseks tuleb rakendada erilisi profülaktilisi abinõusid, eelkõige rõhust sõltuvalt rangelt piirata tööpäeva pikkust. Üle 3,9 at rõhu puhul inimesi kessoonis töötada ei lubata. Eriti ohtlik inimorganismile on kiire üleminek suruõhust tavalisse atmosfääri, mispärast selle ülemineku kestust reglementeeritakse sõltuvalt rõhust.

Süvistamisel nõuab iga 10 m allapoole veepinda rõhu tõstmist kessoonis üle 1 at, arvestades õhukadusid ja noa kuivale jäämise vajadust. Seetõttu on kessoonide süvistamise piirsügavuseks ligikaudu 35 m.

Kessoonis suruõhus töötamise tingimused on NSV Liidus avaldatud «Kessoonitööde ohutuseeskirjades» ja tööd tehakse meditsiini personali järelevalvel.

Kessooni arvutatakse põhiliselt samuti nagu vajukaevu. Noa painde arvutamisel töökambri sissepoole vähendatakse õhurõhku 50% võrra, noa paindel väljapoole võetakse aga täisrõhk. Lisaks sellele tuleb arvutusega kontrollida kessooni töökambri lae tugevust olukorras, kus enne kessooni süvistamist on lagi koormatud 1,5 m paksuse veel kivistumata betoonikihiga.



Joon. 150. Kessoonseadme skeem:

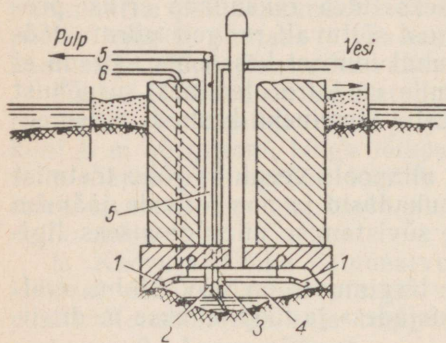
1 — kessoon; 2 — töökamber; 3 — kessoonipealne müüritis; 4 — šahtkaev; 5 — raketis; 6 — lüüsi ja töökambrit ühendav šaht; 7 — lüüsi kompleks; 8 — kompressoriseade suruõhu andmiseks; 9 — suruõhutorustik; 10 — kraana lüüsi komplekti tõstmiseks; 11 — katlamaja; 12 — aurukatel; K — lüüsi kraanid

Mullatööde mehhaniseerimine kessoonis

Mullatööde mehhaniseerimiseks kessoonis töödeldakse pinnast rõhu all töökambrisse juhitava veejoaga, vedeldunud pinnas (pulp) aga eemaldatakse kambrit spetsiaalseadmega (pinnase-pumba, hüdroelevaatoriga vms.) torustiku kaudu.

Pinnase hüdromehaaniline kaevamine võimaldab kessooni süvistamisel vältida mahukat ja rasket käsitsitööd suruõhus, kiirendada kessooni vajumist ja saavutada suurt sügavust.

Hüdromehhaniseerimine on eriti tõhus kessooni süvistamisel nidususega ja vähenidusates pinnastes — liivas ja saviliivas. Kessooni hüdromehhaniseeritud süvistamise skeem on toodud joonisel 151.



Joon. 151. Kessooni hüdromehhaniseeritud süvistamise skeem

Kessoonikambrisse on üles seatud kaks pinnasekaevamiseseadet — hüdromonitorid *1* ja üks pinnase-eemaldusseade — hüdroelevaator *2*. Toruristikus *3* jaotub vesi hüdromonitoride ja hüdroelevaatori vahel. Hüdromonitoridega kaevatud pinnas sadestub töökambri *4* põhja, kust hüdroelevaator ta toru *5* kaudu välja toimetab. Suruõhku antakse kessoonikambrisse kahe toru *6* kaudu.

Mullatööde mehhaniseerimine kessoonis töötati välja ja rakendati esmakordselt NSV Liidus.

Süvistamisel kessoonile mõjuvad jõud

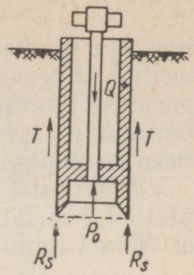
Joonisel 152 on näidatud süvistamisel kessoonile mõjuvate jõudude skeem (Q — kessooni kaal; T — hõõrdejõud külgpinnal; R_s — pinnase reaktsioon kessooni noa all; P_0 — õhurõhk kessoonikambri laele).

Nende jõudude vahekorid võib olla kolmesugune:

1) $Q > T + R_s + P_0$ — kessoon vajub omakaalu mõjul;

2) $Q = T + R_s + P_0$ — kessoon seisab, süvistamiseks vähendatakse R_s suurust saviluku ehitamise teel;

Joon. 152. Kessoonile mõjuvate jõudude skeem



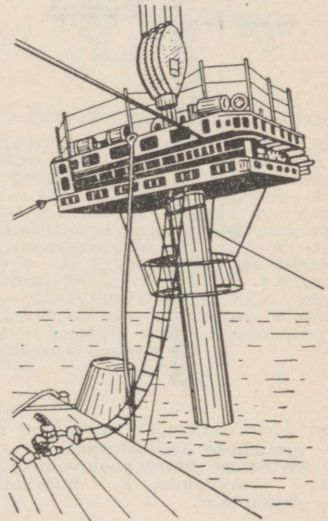
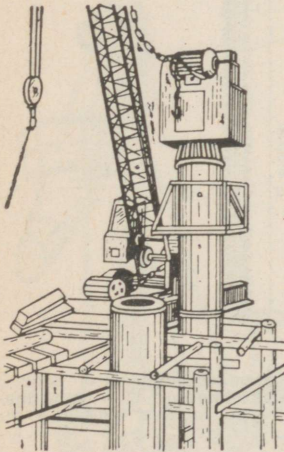
3) $Q < T + R_s + P_0$ — kessooni süvistatakse forseeritult õhu rõhu alandamise teel.

Viimastel aastatel on ilmunud võtted külghõõrde vähendamiseks. Üheks võtteks on külgpinna uhtnaine koos tiksotroopse särgi kasutamisega.

38. ÕHUKESESEINALISED MANTELKOORIKUD

Suure läbimõõduga (kuni 6 m) mantelkoorikuid on viimastel aastatel kasutama hakatud sillasammaste vundamentidena. Suured koormused kantakse üle sügaval lasuvatele (kuni 30... 40 m) tugevatele pinnasekihtidele.

Kõige levinumad on rõngasristlõikega raudbetoon-mantelkoorikud ja terastorud 10... 12 m pikkuste lülidena. Lülid ühendatakse omavahel kas äärik-poltühenduse või keevitamise teel. Suure läbi-



Joon. 153. Õhukeseseinalise raudbetoon-mantelkooriku süvistamine vibraatoriga

Joon. 154. Vaia sissekrüvimine kabestaniga

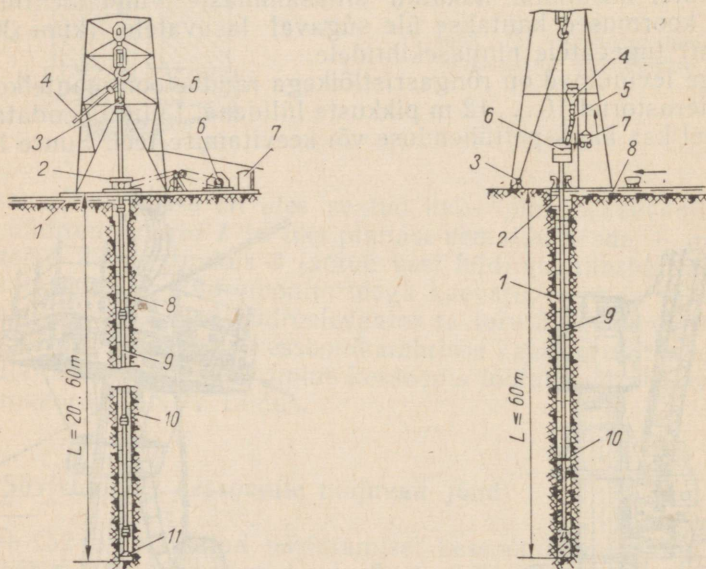
mõõduga mantelkoorikud süvistatakse alt avatud otsaga. Projekteeritud kõrguse saavutamise järel eemaldatakse pinnas mantelkoorikust hidroelevaatoriga ja õõs täidetakse betooniga. Mantelkoorikud ja toruvaiad süvistatakse krüvimise, vibreerimise või nõrka mudapinnasesse surumise teel.

Vibreerimist kasutati ka Tallinna Keskväljakule ehitatava hotelli 1,2 m läbimõõduga ja 20 m pikkuste toruvaiade süvistamisel. Mõnel juhul kasutatakse täiendavalt ka pinnase aluhtmist.

Puurvaiad

Sügavtugesid võib ehitada ka puuraukudesse, mis puuritakse niisutatud savipinnasesse ilma seinu manteltoruga kindlustamata.

Puurimiseks kasutatakse rootorpuurmasinat V. P. Ivanovi süsteemi pöörlevate freespuuridega (läbimõõt kuni 1800 mm) või E. L. Hlebnikovi konstrueeritud peitelpuuridega, mis on varustatud avanevate nugadega (freesidega) puuraugu laiendamiseks vajalikus sügavuses.

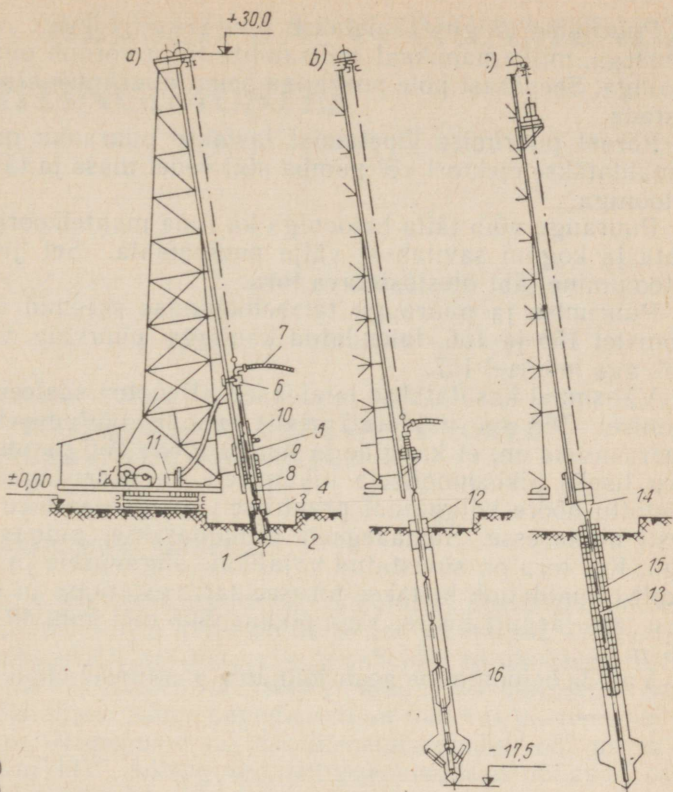


Joon. 155. Puuraugu savilahuse all puurimise skeem:

1 – savilahuse äravoolurenn; 2 – rootor puuri pööriemapanemiseks; 3 – pöorel; 4 – savilahuse juurdeooluvoolik; 5 – puurtorn; 6 – elektrimootor; 7 – juhtimis-pult; 8 – savilahus; 9 – puurivarras, $d = 0,25$ m; 10 – puurauk, $d = 0,6 \dots 2$ m; 11 – peitelpuur

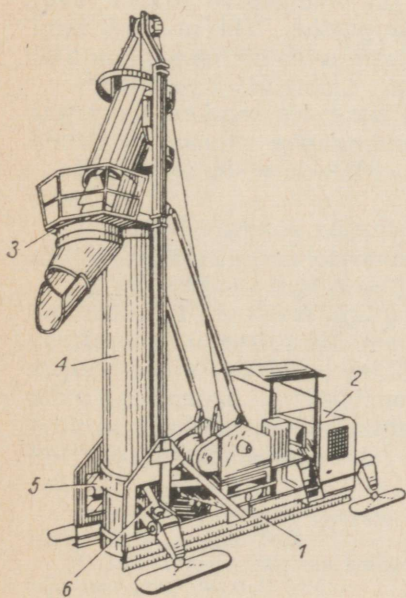
Joon. 156. Puuraugu savilahuse all betoonimise skeem:

1 – savilahus; 2 – eelšaht; 3 – vints; 4 – betoonipunker; 5 – lülilont betooni etteandmiseks; 6 – lehter; 7 – vagonett; 8 – savilahuse äravoolurenn; 9 – toru, $d = 0,25$ m; 10 – betooni pind puuraugus



Joon. 157. Puurvaiade valmistamise käik:

a – puurimise algus; b – puurimise lõpp; c – veevalune betoonimine; 1 – peitelpuur puuraugu puurimiseks; 2 – pneumotõstuki imiava; 3 – noad laiendi puurimiseks; 4 – hüdrauliline mehhanism nugade avamiseks ja sulgemiseks; 5 – torukujuline puurivaras; 6 – puurivarda pea; 7 – pulbi ära-voolutoru; 8 – inventaarne mantelatoru; 9 – savilahus; 10 – rootur; 11 – juhtimis-pult; 12 – toru puuraugu suudme kindlustamiseks; 13 – toru veevaluseks betoonimiseks; 14 – punker; 15 – sarrusekarkass; 16 – puurivarda suunaja



Joon. 158. «Benoto» süsteemi sügavtugede ehitamise seade:

1 – raam; 2 – ajam; 3 – konsoolplatvorm punkriga; 4 – mantelatoru; 5 ja 6 – rangid kangtungraudadega

Puurimise käigus täidetakse puurauku pidevalt vedela savilahusega, mille mahukaal erilisandite tõttu võrdub pinnase mahukaaluga. Seepärast pole puuraugu seinu puurimise ajal vaja kindlustada.

Pärast puurimise lõpetamist lastakse puurauku mantelkoorik, eemaldatakse ejektori või pumba abil vedel mass ja täidetakse õõs betooniga.

Puuraugu võib täita betooniga ka ilma mantelkoorikut süvistamata ja koguni savilahust välja pumpamata. Sel juhul toimub betoonimine läbi ülestõstetava toru.

Puurimise ja puuraugu täisbetoonimise skeemid on näidatud joonistel 155 ja 156, laiendatud kannaga puurvaia valmistamise käik aga joonisel 157.

Välismaal kasutatakse laialdaselt «Benoto» süsteemi puurvaiu. Joonisel 158 on näidatud seade nende ehitamiseks. Seadme iseärasuseks on, et kangide ja tungraudade abil pannakse mantel-toru lisaks pikisuunalisele liikumisele ka edasi-tagasi pöörlema, mistõttu hõõre külgpinnal praktiliselt puudub ja toru tungib kergesti pinnasesse. Samaaegselt eemaldatakse pinnas puurgreife-riga. Kui toru on süvistatud vajalikule sügavusele ja pinnas täielikult eemaldatud, lastakse torusse sarrusekarkass ja betoonitakse toru järk-järgult tõstes. Vaia pikkus võib olla kuni 40 m, läbimõõt 1,5 m.

Vaiade betoonimine peab toimuma positiivsel õhutemperatuuril.

11. ALUSED JA VUNDAMENDID

ERITINGIMUSTES

39. VUNDAMENDID TUGEVASTI KOKKUSURUTAVATEL PINNASTEL

Vundamendid viirsavidel

Viirsavid on tekkinud liustike sulamisel moodustunud seisva veega basseinides, mis kajastub ka nende tekstuuris. Neil on varviline (õhukesekihiline) ehitus, s. t. vahelduvad õhukesed savi- ja liivakihid. Neile savidele on iseloomulikud leandumisega seotud tiksotroopianähted. Kõige sagedamini on nad kas plastses või voolavas olekus. Niisuguste savide tihenemismoodul on piires 0,02 kuni 0,15 cm²/kG*. Niisugused pinnaseomadused nõuavad erivõteteid vundamentide ehitamisel.

Positiivseid tulemusi mitmekorruseliste hoonete ehitamisel tugevasti kokkusurutavatele pinnastele on saavutatud Leningradis konstruktsioonide kohandamisega hoone ja aluse koostöök**.

Ehitise ja aluse koostöö tagamiseks tuleb täita järgmisi tingimusi:

1) hoone skeemis vältida üksiktugesid; põikseinte vahekaugus ei tohiks ületada poolteisekordset hoone laiust;

2) tellisemurde tugevuse ja jäikuse suurendamiseks kasutada sarrustust. Käesoleval ajal pole veel täit selgust rõhujaotuse kohta seinte vundamentide all, seepärast sarrustatakse seinad oodatava vajumi põhjal: näiteks kuni 20 cm vajumi puhul sarrustatakse sein sokli ja ülemise korrusevahelae kohal; üle 20 cm vajumi korral tehakse raudbetoonvööd taldmiku peale, soklisse, teise ja neljanda korruse vahelae tasapinda;

* Lääne-Eesti aladel levivate viirsavide tihenemismoodul on sageli piires 0,20...0,35 cm²/kG. *Tõlk.*

** Onnestunud näidetena võiks tuua ka hooneid Pärnu ja Tallinna lääneosa nõrkadel savipinnastel. *Tõlk.*

3) vahelagede, sokli ja planeeritud maapinna kõrgused tuleb määrata hoone lõpliku vajumi suurust arvestades;

4) mullatõdel tuleb võimaluse korral säilitada looduslik, rikumata alus;

5) vundamendi tüübi ja konstruktsiooni valikul lugeda tugevasti kokkusurutava pinnase kandevõimeks $1 \dots 1,5 \text{ kG/cm}^2$.

Nende tingimuste täitmisel võib kasutada suurendatud tallalaiusega raudbetoon-lintvundamente (viiekorruselise elamu puhul näiteks 270 ... 300 cm).

Vundamendid ujupinnastel

Ehtvesiliivu tuleb eristada voolavas olekus harilikest liivadest, mida nimetatakse ebavesiliivadeks.

Ehtvesiliivad koosnevad peen- ja tolmliidest, mis sisaldavad teatud hulga pinnases ühtlaselt jaotunud peenemaid savi- ja mudaosakesi. Märgunud saviosakesed etendavad määride osa, mis soodustab liivaterade libisemist ja põhjustab liiva liikuvuse, kui takistust pole, isegi kõige väiksema surve mõjul.

Dünaamilise koormuse mõjul vesiliivad vedelduvad. See nähe on seotud pinnase tiksotroopiaomadustega (vt. p. 5).

Ehtvesiliivade värvus on pruunika või kollaka varjundiga rohekashall, mille põhjustajaiks on savi- või mudaosakesed.

Ebavesiliivad koosnevad puhtamatest liivadest. Nad muutuvad liikuvaks hüdrodünaamilise surve mõjul, mis tekib süvendi kaevamisel lahtise vee-eemalduse korral.

Ehtvesiliivadel on järgmised iseloomulikud tunnused:

- a) suur mahukaal ($1,8 \dots 2,2 \text{ t/m}^3$);
- b) halb veeand (väike filtratsioonimoodul);
- c) kuivamisel pinnaseosakesed tsementuvad kleepuvate koloidosakeste mõjul;
- d) varikaldenurk sõltub pinnase niiskusest;
- e) vesi süvendis omandab piimjashalli värvuse.

Labida või ekskavaatorikopaga ehtvesiliiva kaevata on raske.

Vastupidi eelnevale on ebavesiliivadel väiksem mahukaal ($1,6 \dots 1,8 \text{ t/m}^3$), vesi eraldub kergesti, kuivamisel ei tsementu, varikaldenurk on konstantne, s. t. ei sõltu pinnase niiskusest. Neid on kergem kaevata ja pärast ebavesiliiva kaevamist süvendisse jääv vesi on puhtam.

Kui ujupinnas (vesiliiv) püsib vundamendi all liikumatuna, on ta täiesti usaldatavaks aluseks. Vibratsioonide korral muutub vesiliiv ebakindlaks aluseks.

Põhiline raskus vesiliivadele ehitamisel seisneb selles, et mitte lasta vesiliiva süvendisse valguda, kus ta raskendab muilatöid ja põhjustab maapinna ebaühtlast vajumist ning läheduses asetsevate ehitiste deformeerumist.

Veepinna alandamiseks vesiliivades tuleb lahtise vee-eemalduse asemel kasutada nõelfiltreid. Kui ehtvesiliivade veeand on halb, siis tuleb rakendada elekterkuivendust.

Erineva rajamissügavusega naabervundamentide ehitamisel tuleb esmajärjekorras rajada need vundamendid, mille tald on kõige sügavamal. Kui seda tingimust pole mingil põhjusel võimalik täita, siis pinnase kaevamiseks allpool olemasoleva vundamenti talda tuleb süvend enne veealandamist piirata sulundseinaga.

Vesiliiva kaevamise eel on otstarbekas süvendi seinad kunstlikult külmutada (vt. p. 25). Näiteks tiheda savini ulatunud külmutatud pinnasest seinte kaitse all oli võimalik süvendis pinnast kaevandada 12 m sügavuseni ja sellelt sügavuselt süvistada postvaid all-lasuvasse tihedasse savikihti.

Viimasel ajal kasutatakse vesiliiva stabiliseerimiseks uut meetodit — pinnase elektertugevdamist (vt. p. 30).

Kui vesiliiva stabiliseerimine on raskendatud, võib hooned ja ehitised rajada kas monoliitsetele plaatvundamentidele, sammasvõi vaivundamentidele või kõige raskematel juhtudel vajukaevudele.

Vundamendid mudapinnastel

Muda mehaanilisi omadusi iseloomustab see, et väikese surve ($0,5 \dots 1,0 \text{ kG/cm}^2$) puhul on muda kokkusurutavus samuti väike. Suurema surve puhul toimub pinnase struktuuriliste sidemete massiline purunemine, kokkusurutavus suureneb ja tugevus väheneb järsult. Muda üldine kokkusurutavus on suur, sisehõrdenurk aga väga väike.

Vundamentide rajamine mudale on võimalik mudapinnase eelneva tihendamise puhul liivpadja omakaaluga. Liivpadi luuakse õhukeste puistekihtide järkjärgulise lisamise teel, kusjuures iga kihi järel jäetakse aega filtratsioonivajumise kustumiseks. Liivpadjale järgneb kruus- või kivipuiste, mis samuti õhukeste kihtide kaupa puistatakse üle kogu liivpadja.

Niisugust võtet kasutatakse mõnede mereehitiste, näiteks muulide ehitamisel.

Vundamendid turbapinnastel

Turvastunud pinnaste (määratlus vt. p. 6) omadused võivad erineda sõltuvalt nende mineraliseerumise astmest. Kuid kõik nad on õige tugevasti ja ebaühtlaselt kokkusurutavad, vajumine kustub neis pinnastes aeglaselt.

Turbad ja turvastunud pinnased hõlmavad üle 20% NSV Liidu

territoriumist. Peamiselt esinevad nad põhjas, loodes, kirdes ja Valgevenes.

Tuleb vahet teha avaturba ja teiste pinnasekihtide all lasuva mattunud turba vahel.

Mattunud turbal on avaturbaga võrreldes suurem mahu-kaal (1,2...1,4 t/m³), suurem sisehõordenurk (27...30°), väiksem niiskusesisaldus (300...100%) ja väiksem kokkusurutavus.

Mitmekorruseliste hoonete ehitamine kuni 4 m paksusele mattunud turbakihiile on võimalik tingimusel, et hoone jagatakse vajumisvuukidega üksikuteks plokkideks ja plokid sarrustatakse perimeetrit mõõda kinniste raudbetoonvöödega. Raudbetoonvööd paigutatakse vundamenditaldmikule ja iga korruse vahelae tasapinda.

Vajumisvuugid tuleb teha kohtadesse, kus muutuvad pinnaseomadused või hoone korruste arv. Neis tingimuses võib hoonele lubada vajumi kuni 40 cm*.

Ehitustööde tegemisel tuleb säilitada turvastunud pinnase struktuur ja tagada ühtlane koormamine kogu ehituspinna ulatuses.

Avaturbad on sedavõrd nõrgad ja suure kokkusurutavusega, et võivad alusena kõne alla tulla ainult puitparv-vundamentidele ehitatud kergete puitehitiste puhul.

Viimastel aastatel kasutatakse mudadele ja turvastele ehitamisel vertikaalsete puuraukude ja pilude liivaga täitmise teel moodustunud dreene. Nagu uurimused näitavad, suurendab liivdreenide ehitamine püstitatava ehitise püsivust ja kiirendab järsult vajumise kustumist (13...37 korda), mis võimaldab mõnel juhul saada lõpliku vajumi juba ehitamise ajal.

40. VUNDAMENDID TÄITE- JA UHTEPINNASTEL

Täite- ja uhtepinnased

Peale varem kirjeldatud looduslike pinnaste esinevad veel inimtegevuse tulemusena kunstlikult loodud täitepinnased. Nii-suguste pinnaste koostis on vahelduv nii vertikaal- kui ka horisontaalsuunas. See sõltub ümbruskonna geoloogilistest tingimustest, tootmisettevõtete iseloomust ja elanikkonna elutingimustest.

Eristatakse täitepinnaseid, mis kunstlikult moodustuvad territooriumide planeerimisel ning nõgude ja madalike täitmisel, ja asulates järk-järgult tekkivaid nn. kultuurikihte. Vanades linnades ulatub niisuguste kihtide paksus mitme meetrini. Need koos-

* Õeldust tuleb nii aru saada, et eriliste ettevaatusabinõude rakendamisel on võimalik ületada tabelis 17 toodud vajumi piirväärtusi hoone konstruktsioone kahjustamata. *Tõlk.*

nevad majapidamisjäätmest, ehitusprahist ja mitmesuguseist tootmisjäätmest.

Mida vanem täitepinnas, seda usaldatavam on ta alusena. Kuid orgaaniliste jäätmete lademed ei kõlba vanusest hoolimata ehitusaluseks. Kohasemad on ehitusprahi lademed, mis ei sisalda suuremal hulgal puidujäätmelid — laaste ja pilpaid.

Kui pole kasutatud erilisi abinõusid tihendamiseks, siis kõlba ka mineraalne puistetäidis aluseks ainult ebaühtlase vajumise suhtes vähetundlikele ehitistele, näiteks ühekorruselistele puithoonetele. Aja jooksul täitepinnas isetiheneb ja võib aluseks jääda ka kapitaalsetele ehitistele.

Kunstlikult tihendatud täitepinnast võib otsekohe kasutada ehitusalusena.

Tammide ehitamisel laialt rakendatavat pinnase hüdraulilist u h t m i s t võib aluse moodustamiseks edukalt kasutada kõikidel juhtudel, kui on sobiv pinnas (eelistatum on liiv) ja küllalt võimas veeallikas.

Uhtmise abil loodud liiv- ja saviliivaluseid võib varsti pärast nende moodustumist kasutada, sest pinnase hea veeläbilaskvuse tõttu eemaldub vesi pärast uhtmist loomulikult teel ja kiiresti.

Savipinnase uhtmist kasutatakse aluse ehitamisel harva, sest sel juhul tuleks rakendada abinõusid vee kiireks eemaldamiseks ja pinnase tihendamiseks.

Vundamendid täite- ja uhtepinnastel

Neil juhtudel, kui vundament tuleb rajada täitepinnasele, on eriti vajalik täpsustada andmeid ehituskonstruksioonide, täite paksuse ja mineraalse ning orgaanilise koostise kohta. Vajalikud on ka andmed puistekihtide tekkeviisi ja -kestuse kohta, sest nad tihenevad aja jooksul omakaalu mõjul. Looduslik järk-järguline tihenemine võib olla äsja püstitatud ehitise täiendava vajumise põhjuseks.

Täitepinnasele ehitamisel on suur tähtsus pinnase ühtlase ja kokkusurutavuse õigel hindamisel. Vastutusrikastel juhtudel tuleb selleks korraldada pinnase proovikoormamine (vt. p. 8) ja määrata siis deformatsioonimoodul.

Kui täitepinnas on ebaühtlaselt kokkusurutav, mistõttu tõenäoliselt ka aluse vajumine on ebaühtlane, tuleb pinnast tihendada.

Täitepinnast võib tugevdada raske tambiga tampimise, hüdrovibreerimise ja pinnasvaiade kasutamise teel. Ehitise võib rajada ka liivpadjale. Tõsisematel juhtudel tuleb sellele lisaks alusega koostööle lülitada ka sarrusvöödega tugevdatud ehituskonstruksioon ise. Kõige raskematel juhtudel kasutatakse monoliitiseid raudbetoon-plaatvundamente.

Ühtlase kokkusurutavusega täitepinnast võib kasutada loodus-

liku alusena, vundamendi alla aga teha tihendatud liiv- või kruuspadi (joon. 112). Padja kõrgus määratakse, arvestades rõhujaotust pinnases (vt. p. 14) nii, et all-lasuvale täitepinnasele tuleks võimalikult väike surve — mitte üle $1,25 \text{ kG/cm}^2$.

Täitepinnase puhul kasutatakse raudbetoon-lintvundamente ja hoone seinte all ka monoliitseid ristuvaid raudbetoon-lintvundamente.

41. VUNDAMENDID ÄKKVAJUVATEL PINNASTEL

Äkkvajuvad pinnased

Äkkvajuvaks pinnaseks on lössid, mis lasuvad tavaliselt tüsedate valkjaskollakate või kollakaspruunide kihistumata massiividenä. Nende omapäraks on väike mahukaal ($1,2 \dots 1,6 \text{ t/m}^3$), suur poorsus ($40 \dots 50\%$) ja suur tolmuosakeste ($0,05 \dots \dots 0,002 \text{ mm}$) sisaldus. Lössi iseloomulikuks eriomaduseks on silmaga nähtavad väikesed ja suured vertikaalpoorid, mida nimetatakse makropoorideks, sest nad on tunduvalt suuremad teraläbimõõdust. Seetõttu nimetatakse lösse ka makropoorseteks pinnasteks. Lösspinnaste ülemistes kihtides kohtab tihti arvukaid näriliste käike.

Veeklaasis laguneb lössitükk ja valgub laiali mõne minuti jooksul. Kui lössiproovikeha mõjutada 2...3-protsendilise soolhappelahusega, võib märgata lössis sisalduva lubja keemist.

Lösspinnased levivad suurtel aladel Kesk-Aasias, Ukrainas, Kaukaasias ja mujal. Looduslikus seisundis on niisugused pinnased heaks aluseks, kuid väga tundlikud niiskumise suhtes. Koormuse all olev löss annab niiskumisel suuri täiendavaid vajumeid, mida nimetatakse äkkvajumiteks ehk niiskusvajumiteks.

Pinnase niiskusvajum on deformatsioon, mille põhjustab struktuuri põhjalik muutus pinnase märgumisel. Tavaline looduslik vajum aga tekib pinnase tihenemisel koormuse mõjul ainult poorsuse muutumise arvel.

Lösspinnase deformeerumise käik koormuse ja märgumise mõjul on järgmine. Algul toimib pinnase niiskumine sideainet lahustavalt ja kui see osutub veekindlaks, äkkvajumist ei järgne. Ebapüsiva sideaine järkjärguline lahustumine ja tugevuse kaotus nõrgestab pinnase teradevahelist sidet, mis lõpeb terade nihkumisega makropooridesse ja äkkvajumisega. Selle tulemusena esinevad lösspinnasele ehitatud hoonete vundamentide suured ja sageli ebaühtlased vajumid koos pealisehitise deformeerumisega.

Ehituskogemused tõestavad, et lössil nagu teistelgi pinnastel toimub vundamendi põhiline vajumine juba ehitusajal.

Märgumisel võib lösspinnas anda järsku täiendava ja ena-

masti ebaühtlase äkkvajumi. On teada juhud, kus ehitise äkkvajum ulatus 35...70 cm ja isegi kuni 2,5 m.

Lösspinnasele ehitamise praktikas kohtab palju avariiseisundisse sattunud ehitisi. Lösspinnasele ehitamise küsimustega tegeleb juba palju aastaid rida teaduslikke organisatsioone. Aastatepikkuste kogemuste põhjal koostati 1962. a. ehitusnormid ja eeskirjad (СНП II-Б.2-62), mis põhinevad uusimatel seisukohtadel ja kus antakse äkkvajuvate pinnaste uus liigitus.

Äkkvajuvate pinnaste tüübid

Äkkvajuvuse astmest sõltuvalt jagatakse pinnased kaheks tüübiks. Äkkvajuvuse hindamise aluseks on sel juhul märgunud pinnase pealispinna niiskusevajumise (äkkvajumise) suurus omakaalu mõjul.

Pinnas kuulub I tüüpi, kui äkkvajum on alla 5 cm, ja II tüüpi, kui äkkvajum ületab 5 cm.

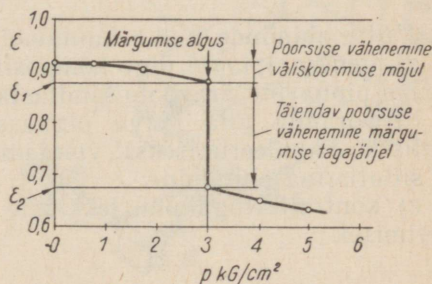
Uutes massehituse rajoonides tehakse pinnase niiskusevajumise suurus kindlaks pinnase katselise niisutamise teel alal, mille mõõtmel plaanis võrduvad vähemalt äkkvajuva kihi sügavusega. Eelprojekti staadiumis, üksikehitistel aga ka tööprojekti staadiumis lubatakse eeldada, et kuni 5 m paksuse lössikihi puhul omakaalu põhjustatud äkkvajum praktiliselt puudub.

Pinnasetingimuste tüpiseerimine äkkvajuvuse põhjal on vajalik abinõude valikuks, mis tagaksid hoonete ja ehitiste püsivuse ja ekspluatatsioonikõlblikkuse. Niisugusteks abinõudeks on: pinnase kaitsmine märgumise eest spetsiaalsete veekaitseseadmetega; hoone suurema jäikusega konstruktsioonid; äkkvajuva pinnase omaduste muutmine kas kogu kihi või selle osa piires mitmesuguste pinnase tugevdamise meetoditega; äkkvajuva pinnase osaline või täielik läbimine vundamendi või vaiadega.

Ratsionaalse ehitusmeetodi valimiseks tuleb hinnata pinnase niiskumisel tekkiva äkkvajumi suurust.

Pinnase suhteline äkkvajuvus määratakse ödomeeterteimiga.

Teimimisel tihendatakse pinnas algul arvutusliku koormusega p_i , seejärel niisutatakse pinnaseproovi. Katsetulemuste põhjal koostatakse graafik (joon. 159).



Joon. 159. Lössitaolise pinnase kompressioonikõver

Pinnase suhteline äkkvajuvus δ_i määratakse valemiga

$$\delta_i = \frac{h-h'}{h_0}, \quad (101)$$

kus h — loodusliku niiskusega pinnaseproovi, millel külgpaisumise võimaluseta olukorras on koormuseks ehitise koormusele ja pinnase omakaalule vastav surve p_i , kõrgus cm;

h' — sama proovikeha kõrgus pärast vee läbilaskmist surve p_i säilitamisega cm;

h_0 — loodusliku niiskusega pinnaseproovi kõrgus pärast koormamist loodusliku survega cm.

Teades suhtelist niiskusevajuvust, võib võimaliku äkkvajumi suuruse arvutada valemiga

$$S = \sum_1^n \delta_i H_i m, \quad (102)$$

kus δ_i — surve p_i puhul määratud iga kihi suhteline äkkvajuvus;

H_i — vaadeldava kihi paksus;

n — surutavate kihtide arv;

m — töötingimuste tegur, mis piires vundamentitallast kuni 1,5 vundamenti laiuse sügavuseni võetakse $m=2$, ülejäänud kihtide jaoks $m=1,5$.

Summeeritakse kogu äkkvajuva kihtkonna piires, milleks võetakse vahemaa vundamenti tallast kuni pinnasevee keskmise tasemeni või selle kihi pealispinnani, mille suhteline äkkvajuvus surve p_i juures on $\delta_i < 0,01$.

Täiendavaid abinõusid vundamentide ehitamisel rakendatakse ka sel juhul, kui äkkvajum ületab normidega СНиП II-Б.1-62 hoonetele lubatavate vajumite suuruse (vt. tabelid 16 ja 17).

Vundamentide ehitamine äkkvajumatel pinnastel

Veekaitse-abinõude hulka kuuluvad:

a) generaalplaani õige kompositsioon ja territooriumi planeerimine pinnavete äravoolu kindlustamiseks;

b) põranda alla jääva pinnase eeltöötlemine (äkkvajuvuse osaliseks likvideerimiseks), vundamentitaguste tühemete täitmine ja sillutisriba ehitamine;

c) kontrolli tagamine lekkivate torustike üle ehitise ekspluaateerimisel.

Tööstusettevõtete ja asulate generaalplaanide kompositsioon peab vältima hoonete ja ehitiste aluspinnase märgumist basseinidest, gradiiridest, märja tehnoloogilise protsessiga tsehhidest ja mujalt immitseva veega.

Hoonestatava pinna planeerimine tuleb nii projekteerida, et maa-ala looduslikku reljeefi ja olemasolevaid veeäravooluteid maksimaalselt kasutades tagataks sademete kiire äravool. Kõik pinnaveed tuleb nii ehitus- kui ka ekspluatatsiooniajal krundilt eemaldada kas alaliselt töötava vihmavee äravooluvõrgu abil või juhtida vesi otse planeeritud maapinda mööda kõige madalamasse kohta väljaspool hoonestatava ala piire.

Liivpinnase, ehitusprahi ja muude dreenivate materjalide kasutamine planeerimistäiteks, hoone põrandate aluseks, vundamenditaguste tühemete ja torustikukaevikute taastäiteks pole lubatav.

Iga hoone või ehitise ümber tuleb ehitada vettpidav sillutisriba või trotuaar kaldega 0,03. Sillutisriba peab olema 0,3 m laiem kui taastäidetav vundamenditagune tühemik, kuid vähemalt 1 m.

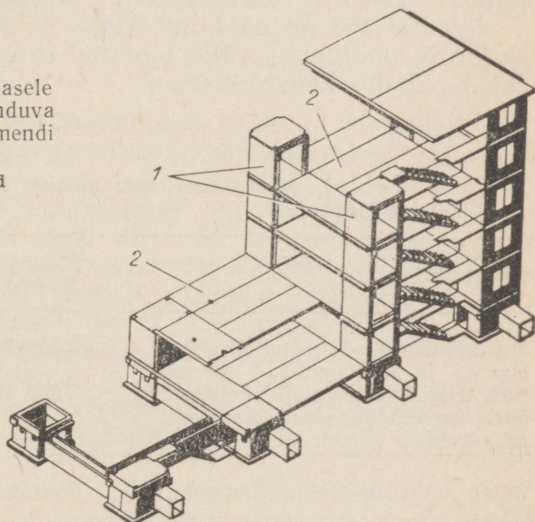
Äkkvajuvale pinnasele püstitatavate suurpaneelhoonete puhul tehakse vundamenditalla alla vettpidav ekraan pinnase tihendamise teel raske tambiga või pinnaspadja ehitamisega kogu hoone alla. Ekraan peab vundamendi välisserva alt vähemalt 0,8 m võrra välja ulatuma.

II tüüpi äkkvajuvale pinnasekihile ehitatavate märja tehnoloogilise protsessiga tööstushoonete ja -ehitiste puhul tuleb põrandate alla ette näha vähemalt 1 m paksune ettevalmistuskiht, mis tehakse samal viisil kui vettpidav ekraan.

Raske tambiga tihendatud pinnase pealmise 0,5 m paksuse kihi ja pinnaspadja kogu ulatuses peab skeleti mahukaal olema vähemalt $1,7 \text{ T/m}^3$.

Joon. 160. Äkkvajuvale pinnasele ehitamiseks väljatöötatud painduva skeemiga suurpaneelvundamendi konstruktsioon:

1 — kandetornid; 2 — vahelaed



Konstruktivseid abinõusid rakendatakse selleks, et tagada hoonete ja ehitiste üldist püsivust ja eksploatatsioonikõlblikkust pinnase juhusliku märgumisega kaasnedes võimalikult äkkvajumisel. Konstruktivsete abinõude hulka kuuluvad:

- a) hoone läbilõikamine vajumisvuukidega;
- b) ühendatavate konstruktsioonelementidega võrdtugevate liidete ja sõlmede tegemine, lähtudes aluse ebaühtlasest äkkvajumisest;
- c) ehitise üksikute konstruktsioonelementide tugevdamine täiendava sarrustamise teel;
- d) pidevate sarrusvõõde ehitamine välis- ja sisekapitaalseinte kogu pikkuses vajumisvuukidega eraldatud hooneosade piires;
- e) konstruktsioonelementide toetuspindade suurendamine;
- f) konstruktsioonide kohaldamine kiireks taastamiseks pärast võimalikku äkkvajumist;
- g) niisuguste vundamendi-, seina- ja muude konstruktsioonide valik, mis vastavad äkkvajuval pinnasele ehitamise tingimustele (näiteks aluse ebaühtlasele vajumisele kas kergesti kohandatavad või vähetundlikud konstruktsioonid jne.).

Hoonetel ja muudel ehitistel olgu plaanis võimalikult lihtne kuju. Ebaühtlasel äkkvajumisel painduvate hooneosade lühendamiseks lõigatakse ehitised vajumisvuukidega läbi. Hoonete vajumisvuugid peavad kokku langema temperatuurivuukidega.

Suurpaneelhoonete üksikplokid peavad vajumisvuukide kohal lõppema põikseintega. Mitmekorruseliste hoonete vajumisvuukide vahekaugus ei tohi ületada tabelis 38 toodud suurusi.

Äkkvajuval pinnasele ehitatavate ühekorruseliste hoonete puhul vajumisvuukide asetuse kohta erinõudeid ei esitata. Vuukide asukohad määratakse vastavate konstruktsioonide (betoon-, raudbetoon-, kivikonstruktsioonide jt.) projekteerimise normide alusel.

Joonisel 160 on näidatud Aluste ja Allmaaehitiste Teadusliku Uurimise Instituudis välja töötatud eksperimentaalse suurpaneelhoone painduv konstruktsioon.

Tabel 38. Mitmekorruseliste hoonete vajumisvuukide maksimaalne vahekaugus L

Hoone tüüp	Pinnase ise-loomustus	L m
Mitmekorruselised suurpaneelidest elamud ja ühiskondlikud hooned ning teised hooned, mille konstruktsioon on tundlik ebaühtlase vajumise suhtes	Tüüp I	42
	Tüüp II	30
Muud mitmekorruselised hooned	Mistahes pinnas	72

42. VUNDAMENDID KÜLMUNUD PINNASTEL

Külmunud pinnased ja nende omadused

Külmunuks nimetatakse pinnast, mille temperatuur on alla 0°C ja mis sisaldab kasvõi osa pooriveest jääna.

Igikülmunuks (igikeltsaks) nimetatakse pinnast, mis ei sula määramata pika aja jooksul (ei esine sesoonset sulamist).

Igikülmunud pinnase levikuala moodustab ligikaudu 47% kogu NSV Liidu territooriumist. Igikülmunud pinnasekihi paksus on eri rajoonides erinev, ulatudes õhukestest vahekihtidest kuni 500 meetrini.

Igikülmunud pinnase peal lasub suvel ülessulav kiht, mille paksus on 0,2...4,5 m.

Mõnes igikeltsa rajoonis esineb kattejääd — maapinnale tunginud ja seal külmunud pinnasevesi.

On teada isegi juhtumeid, kus kattejääd tekkis ruumides, muutes need eksploatatsioonikõlbmatuteks.

Kattejääd tekkimiseks peab all-lasuva igikülmunud pinnase ja pealoleva külmunud pinnasekihi vahelises sulapinnasekihis surve all olev pinnasevesi läbi murdma ülemise kihi ja välja voolama.

Kõige üldisemal juhul koosneb külmunud pinnas neljast komponendist: mineraalosakestest, plastsest jääst, külmumata veest ja veeaurust või muudest gaasidest.

Külmunud pinnase erilisteks iseloomustajateks on külmumata vee hulk W_h osana kuiva pinnase kaalust ning suhteline jäätumus i_0 , s. o. jää kaalu ja kogu külmunud pinnases oleva vee kaalu W suhe

$$i_0 = 1 - \frac{W_h}{W}. \quad (103)$$

Külmunud pinnase tugevusomadused erinevad tunduvalt külmumata pinnase omadustest ja sõltuvad miinustemperatuuri suurusest.

Külmunud liiva kiirel koormamisel on survetugevus 50...150 kG/cm², külmunud savil 10...50 kG/cm². Suur survetugevus seletub sellega, et pinnaseosakesi tsementiva jää tugevus ületab mitmekordselt teradevaheliste sidemete tugevuse.

Kuid külmunud pinnastele on ka iseloomulik see, et kestval koormamisel on pinnase tugevus 7...10 korda väiksem.

Koormuse kestval mõjumisel hakkab jää voolama ja osakeste vahelised sidemed nõrgenevad (relaksatsioon). Seepärasi võetakse külmunud pinnase tugevuse hindamisel aluseks tema vastupanu kestvale koormusele.

Külmunud pinnase tugevuse peamiseks iseloomustajaks on

nidusus kestval koormamisel, mida soovitatakse määrata proovikuuliga teimimise abil (vt. p. 8 ja joon. 24). Nidususe suurus kestval koormamisel c_k leitakse katsel saadud graafiku abil. Praktika jaoks piisab nidususe c_8 määramisest, mis saadakse koormuse 8-tunnisel mõjumisel. Pikaajalisele koormusele vastav c_k võetakse võrdseks

$$c_k = 0,8 c_8 .$$

Vundamendi dimensioonimisel määratakse külmunud pinnase kandevõime sõltuvalt pinnase miinustemperatuuri suurusest, tavaliselt piires 2 . . . 15 kG/cm².

Külmunud pinnase sulamisel muutub jää veeks ja pinnas väga väikese tugevusega ning tugevasti kokkusurutavaks vedeldunud massiks. Kui pinnas sulab ehitise all, võivad tekkida suured vajumid, millega real juhtudel kaasub hoone purunemine.

Külmunud pinnase äkkvajuvust iseloomustatakse suhtelise survedeformatsiooniga e , mis määratakse laboratooriumis ödometeriteimiga:

$$e = \frac{h_h - h_s}{h_h} , \quad (104)$$

kus h_h — pinnase proovikeha kõrgus looduslikus (külmunud) olekus;

h_s — sama proovikeha kõrgus pärast sulamist ödomeetris leppelise surve 1 kG/cm² juures.

Ehitusnormide CH 91-60 kohaselt $e \leq 0,03$ puhul pole pinnas äkkvajava iseloomuga, $0,03 < e \leq 0,1$ puhul on pinnas äkkvajuv ja $e > 0,1$ korral tugevasti äkkvajuv.

Korduval külmumisel muutub sulanud pinnas (eriti savipinnas) pünduvaks ja vundamendiga kokkukülmunult võib külmakerkeline pinnas tõsta vundamendi üles.

Vundamentide ehitamine igikülmunud pinnastel

Positiivse sisetemperatuuriga elamute ja tööstushoonete ekspluaateerimisel kandub pinnasesse sooja, mis põhjustab külmunud aluspinnase järkjärgulise sulamise. Seepärast tuleb hoonete ja ehitiste püstitamisel igikülmunud pinnasele rakendada spetsiaalseid vundamendiehituse meetodeid.

Tänapäeval kasutatakse nelja meetodit:

- I — aluspinnase külmunud olekut ei arvestata;
- II — pinnase külmunud olek säilitatakse kogu hoone ekspluatatsioonaja jooksul;

III — lubatakse pinnase sulamist hoone ekspuaterimise käigus;

IV — pinnas sulatakse enne ehitamise algust.

Esimene meetod on rakendatav ainult vundeerimisel kas lõhenemata kaljule, mille sügavus ületab sulamispiiri, või tihedale ja kuivale jämpurpinnasele, kui selle all pole jääd sisaldavat pinnast.

Sel meetodil ehitatavate hoonete ja ehitiste vundamentide rajamissügavus valitakse sõltuvalt kalju lasumissügavusest.

Teise meetodi kohaselt võib vundamente rajada mistahes külmunud pinnasele. Seda meetodit on otstarbekas kasutada tüseda külmunud kihi (15 m ja rohkem) ja püsiva temperatuurirežiimi puhul.

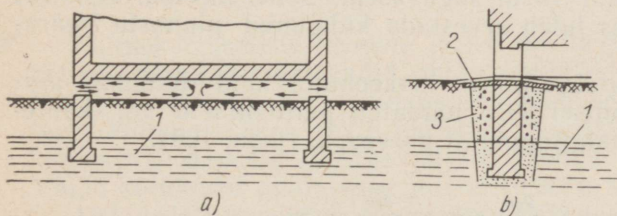
Meetodi olemus seisneb selles, et hoone konstruktsioon ja vundamenti ehitamise meetod võimaldavad vähendada soojaülekanet pinnasele ja säilitada aluspinnase külmunud olekus.

Selleks ehitatakse hoones vähemalt 0,7... 1,0 m kõrgused tuulutavad põrandaalused (joon. 161 ja 162), mida tuulutatakse talvel ja suletakse suveks. Suure soojaeritusega tööstushoonetes (katlamajad, kuumtöötlemistehid jne.) ehitatakse vahel esimene korrus mitteköetavana.

Suure põhipinnaga tööstushoonete puhul kasutatakse maa-alust jahutusseadet toru- või kanalisüsteemi kujul, milles liigub gaasiline või vedel külmakandja.

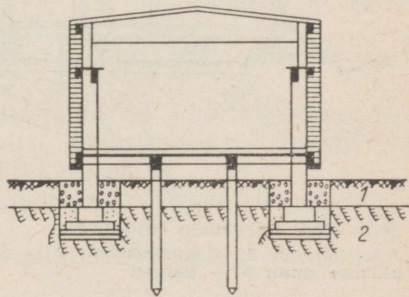
Vee-, kaugkütte- ja kanalisatsioonivõrk paigaldatakse galeriidesse, tehes seejuures hoolikalt torude ja eriti majasisenduste soojaisolatsiooni.

Kõik vundamentide ehitamisega seotud tööd soovitatakse teha



Joon. 161. Talvel tuulutatava põrandaalusega hoone vundamentide skeemid: a — tuulutatava põrandaaluse skeem; b — sammasvundamenti konstruktsioon; 1 — külmunud pinnas; 2 — sooja mittejuhtiv ja vettupidav sillutisriba; 3 — kerkeohutu täide

Joon. 162. Põrandaaluse ruumiga tööstushoone: 1 — pinnase tegevkiht; 2 — igikülmunud pinnas



talvel miinustemperatuuril. Suvel tuleb tagada pinnase säilimine külmunud olekus.

Kolmas meetod seisneb vundamentide ja ehitise enda konstruktsioonide kohaldamises pinnase ebaühtlasele vajumisele sulamisperioodil. Hoone eksploateerimise käigus sulab pinnas soojavahetuse mõjul teatud ala piires. Seda ala nimetatakse sulamishäiluks; selle mõõtmed võivad olla mitmesugused. Arvestades, et sulamine hoone all on ebaühtlane ja võib kohati ulatuda sügavale, rajatakse selle meetodi kohaselt vundamendid jämpurd- või liivpinnasele, mis sulamisel koormuse mõjul tihenevad ega nihku välja vundamendi talla alt ja mille kandevõime on vähemalt 1 kg/cm^2 .

Hoone projekteerimisel arvutatakse võimalik vajum ja sõltuvalt selle suuruselt kasutatakse niisuguseid konstruktsioone, mis annavad hoonele ebaühtlasele vajumisel vajaliku tugevuse. Selleks projekteeritakse hooned plaanis väikestena ja lihtsa kujuga, jäetakse vajumisvuugid ja kasutatakse raudbetoonvõid vundamendi ning eelviimase korruse akende peal.

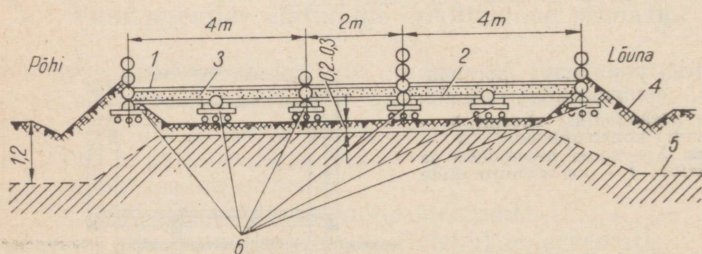
Neljandat meetodit soovitatakse juhul, kui külmunud pinnasekiht hoone all pole kuigi paks (mitte üle $5 \dots 7 \text{ m}$) või esineb üksikute saarekestena. Kui sulanud pinnase kandevõime pole piisav, tuleb pinnast kunstlikult tugevdada.

Külmunud pinnas sulab kas loomulikult teel (päikesesoojuse mõjul) või hüdraulilise või aursoojenduse mõjul.

Pinnase hüdrauliliseks sulamiseks tuleb valliga piiratud ehitusplats üle ujutada $2 \dots 3 \text{ m}$ paksuse veekihiga.

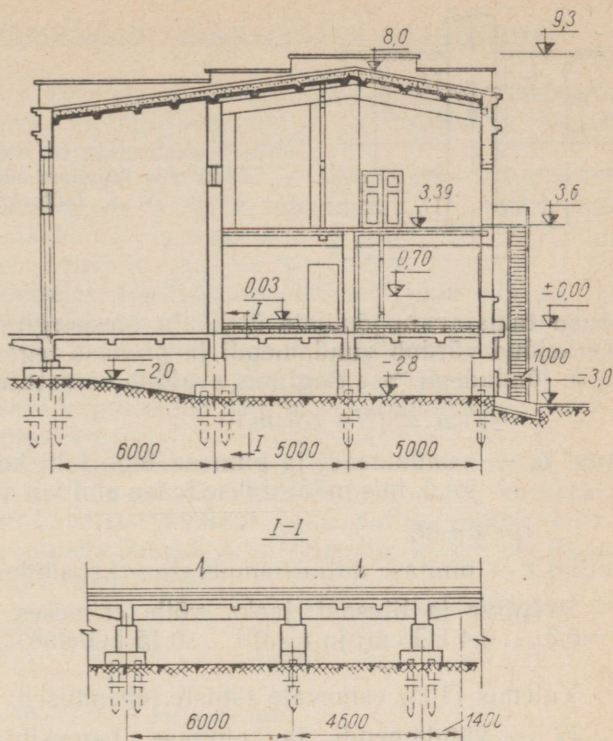
Auruga sulatamisel kasutatakse auruallikana aurukatelt. Aur juhatakse pinnasesse auruõelte abil. Sel viisil õnnestub külmunud pinnast sulatada kuni 10 m sügavuseni. Selle meetodi kohaselt vundamente ehitades tuleb arvestada külmunud pinnaste iseärasusi.

Puithooned ehitatakse niiske, kerkeohutu, kuid külmunud pinnase puhul kas joonisel 89, a näidatud puittoolidele või kahtkolme ritta laotud palgijuppidest parvedele (joon. 163).



Joon. 163. Parvedele ehitamine:

1 — põrand; 2 — mustpõrand; 3 — ehituspraht; 4 — maapind; 5 — külmunud pinnase pind; 6 — parved



Joon. 164. Vaivundamentide kasutamine

Mitmekorruseliste hoonete jaoks on kõige kohasemad raudbetoon-sammasvundamendid, mille ristlõiked on väiksemad kui lintvundamentidel. Sel juhul pääseb pinnasesse vähem sooja ja tema külmunud olek säilib paremini. Norilskis ehitatakse 3...4-korruselisi hooneid puuraukudesse lastud raudbetoonvaiadele. Vaiad külmuvad pinnasesse, mis ei sulata ka suvel.

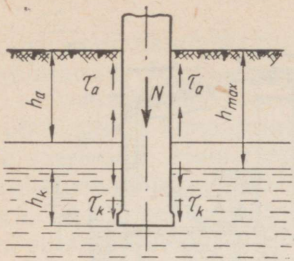
Vaiade kasutamine vundamentide ehitamiseks igikülmunud pinnases on viimastel aastatel tunduvalt levinud, tõestades niisuguse konstruktsiooni töökindlust ja ökonoomsust.

Joonisel 164 on näidatud tuulutatava põrandaalusega tööstushoone vaivundamendid.

Vaiad rammitakse kas eelnevalt puuritud puuraukudesse, kus vaia ülemine osa pärast süvistamist ümbritsetakse räbuga, või aurunõeltega eelnevalt sulatatud pinnasesse.

Pärast pinnasesse kinnikülmumist saavutab vai suure kandevõime ja tagab hoone püsivuse.

Vundamendi kerkearvutusega püütakse tagada vundamendi



Joon. 165. Vundamendi kerke arvutamise skeem (N. A. Tsötoviši järgi)

tõusu takistavate jõudude ülekaalu üleskergitavate jõudude üle. Kerkejõud võrdub vundamendi ja pinnase tegevkihi kokkukülmumise jõududega. See tingimus avaldub võrratusega (vt. joon. 165)

$$\tau_a h_a u_a \leq (N + \tau_k h_k u_k), \quad (105)$$

kus τ_a — vundamendi ja pinnase tegevkihi kokkukülmumise erijõud, mis määratakse katse abil või valemiga

$$\tau_a = c + bt,$$

milles t — pinnase miinustemperatuur kraadides.

Saviliiva ja liivsavi jaoks võib esimeses lähenduses võtta $c = 0,3 \dots 0,4 \text{ kG/cm}^2$ ja $b = 0,1 \dots 0,15 \text{ kG/cm}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$.

Valemis (105) esinevate tähiste tähendused:

- h_a — vundamendi ja pinnase tegevkihi kokkukülmumise aktiivne sügavus, milleks võetakse tegevkihi paksusest $2/3 \dots 1$;
- u_a — vundamendi ülemise osa ristlõike übermõõt (aktiivses külmumissügavuses);
- m — töötingimuste tegur, võetakse $0,60 \dots 0,65$;
- N — ehitise koormus koos vundamendi omakaaluga;
- τ_k — igikülmunud pinnase ja vundamendi külgpinna kokkukülmumise erijõud pärast pikemat ajavahemikku (puitvundamendi ja — $0,3 \dots 3$ -kraadise temperatuuriga liivsavi või saviliiva puhul $\tau_k = 0,3 \dots 2,0 \text{ kG/cm}^2$);
- u_k — igikülmunud pinnasesse h_k pikkuselt ulatuva vundamendiosa ristlõike übermõõt.

Tuleb arvestada, et kerkejõudude mõjul töötab vundament ise tõmbele.

Vundamendi ja pinnase kokkukülmumisjõudude vähendamiseks soovitatakse kasutada ülemises osas siledate külgpindadega sammasvundamenti ja ümbritseda see jämepeurru või jämeliivaga, mis veekogumise vältimiseks on immutatud naftaga.

43. VUNDAMENDID SEISMILISTES RAJONIDES

Seismilisteks näheteks nimetatakse maakoore elastseid võnkeid, mis põhjustavad kivimite murdeid ja purunemist. Niisuguste nähete hulka kuuluvad maavärisemised.

Maavärisemised tekivad kivimikihtide järskude nihete, suurte varingute ja vulkaaniliste pursete tulemusena. Maavärisemise tsentrist levivad maakoore elastsed võnked kanduvad üle vundamentidele ja neile toetuvale konstruktsioonidele. Hoonete ja ehitiste konstruktsioonides tekkivad seismilised jõud võivad nad purustada. Seetõttu tuleb maavärinavööndeis vundamentide ehitamisel kasutada erimeetodeid, mis tagavad ehitiste püsivuse.

Maavärinate üldarv on tohutu (ligi sada tuhat aastas). Kuid märgatavaid võnkeid ja purustusi põhjustavate maavärinate arv ei moodusta sellest üle 0,1%.

Maavärina intensiivsus sõltub võnkekiirenduse suurusest, mida nimetatakse seismiliseks kiirenduseks ja hinnatakse pallides ühest kuni kahesteiskümneni. Igale pallile vastab seismotehuri K teatav arvutuslik suurus, s. o. seismilise kiirenduse ja raskuskiirenduse $g=981 \text{ cm/s}^2$ suhe.

Tabelis 39 on toodud seismilise kiirenduse ja seismotehuri sõltuvus maavärina iseloomust.

Tabel 39. Maavärinate iseloomustus

Maavärina tugevus pallides	Seismiline kiirendus cm/s^2	Seismotehuri K	Maavärina iseloom
1 ... 6	0,25 ... 10	0,01	Nõrk ja mõõdukas
7	10 ... 25	0,025	Väga tugev
8	25 ... 50	0,05	Purustav
9	50 ... 100	0,10	Laastav
10 ... 12	100 ... 500	0,1 ... 0,5	Hävitav ja katastroofiline

Võimalike maavärisemisjõudude põhjal on koostatud seismilise rajoonimise kaardid. Näiteks Ašhabadi, Alma-Ata ja Krasnovodski seismilisust iseloomustatakse 9 palliga, Jerevani, Kamtšatka Petropavlovski, Dušanbe ja Jalta oma 8 palliga, Vladivostokil, Irkutskil, Kišinjovil, Samarkandil ja Sevastopolil — 7 palliga.

Arvutuslik seismiline koormus

Maavärinavööndisse ehitatava ehitise projekteerimisel võetakse tavalistele koormustele lisaks arvesse ka seismilised inertsjõud, mis taandatakse staatilisteks jõududeks ja määratakse valemiga

$$S = KG\alpha, \quad (106)$$

kus K — seismotegur;

G — inertsjõude põhjustav koormus (ehitise elementide omakaal, kasuskoormus vahelagedel, lunekoormus jne.);

α — tegur, mis sõltub ehitise dünaamilistest omadustest (vabavõngete perioodist ja deformatsiooni kujust); tavaliselt võetakse α piires 1 kuni 2.

Seismojõud võetakse vundamentide arvutamisel arvesse juhul, kui arvutuslik seismilisus on vähemalt 7 palli. Arvutatakse eeldusel, et vertikaalsed ja horisontaalsed seismojõud mõjuvad üheaegselt konstruktsiooni omakaalu ja kasuskoormusega.

Maavärinavööndi ehitise tugevus ja püsivus sõltub reast tegureist, mida tuleb arvestada projekteerimisel: ehituskoha valikust, hoone või ehitise üldisest kompositsioonist, vundamentide tüübist jne.

Ehituskoha valikul tuleb vältida nõrkade pinnastega maa-ala. Kõige paremaks aluseks on kalju või poolkalju, tihe kruus ja jäme-liiv. Veega küllastunud peenliivad ja plastsed savipinnased on seismojõudude suhtes kõige tundlikumad. Vundamenti rajamis-sügavus valitakse sama suur kui mitteseismilistes rajoonides. Kuid vundamendid tuleb ehitada ühele kõrgusele ja ühtlasele, seismilises mõttes püsivale pinnasele. Vundamendikonstruktsioonil peab olema võimalikult suur jäikus ja tugevus. Selleks tuleb kasutada monoliitseid raudbetoonvundamente tugevdatud sarrusega ristuvate lintvundamentide ja lausplaatide kujul. Monteeritavad vundamendid tuleb monoliitida. Sammasvundamendid tuleb sillata monoliitsete vundamentialadega.

Seismilistes rajoonides on võimalik ka vaivundamente ehitada. Kogemused näitavad, et vaivundamendid on seismojõudude suhtes püsivad siis, kui nad asetsevad deformeervates pinnastes. Väiaotste rammimine tugevasse pinnasesse halvendab vaiade tööd. Üherealist vaiade asetust ei soovitata. Rostvärgid peavad olema monoliitsed ja vaiadega jäigalt ühendatud.

Vaiade kandevõimet tuleb vähendada, võrreldes suurusiega, mida soovitab СНиП II-Б.5-67. Vaia proovikoormamisel tuleb staatilisele koormusele lisada vibreeriv koormus, mis imiteeriks maavärise misel tekkivat jõudu.

12. VUNDAMENTIDE TUGEVDAMINE JA REKONSTRUEERIMINE

44. VUNDAMENTIDE TUGEVDAMISE JA REKONSTRUEERIMISE JUHUD

Vundamentide tugevdamine ja rekonstrueerimine osutub vajalikuks järgmistel juhtudel:

1) vundamentide koormuse suurenemine hoonele pealeehitamisel, tootmisprotsessi või ruumide otstarbe muutmisel tööstushoonetes;

2) uute hoonete ehitamisel, kui nende rajamine mõjulab olemasolevaid vundamente;

3) hüdrogeoloogiliste tingimuste muutumisel pinnasevee taseme muutumise tõttu;

4) vundamenti ebapiisava tugevuse tõttu halvakvaliteedilise töö puhul;

5) hoonele lubamatute vajumite ilmnemisel.

Hoone deformatsioonide põhjustajaks võivad omakorda olla mitmed tegurid, esmajärjekorras ehitusgeoloogilistel uurimistel tehtud vead, vundamentide koormuse ebatäpne määramine, ebaõige tehnoloogia vundamentide ehitamisel ja paljud teised.

Hoone deformatsioonide põhjuste selgitamiseks tuleb korraldada eriuurimisi, sealhulgas:

1) andmete kogumine ehitise ajaloo kohta ja tehnilise dokumentatsiooni uurimine;

2) maapealse konstruktsiooni ülevaatus;

3) vundamentide ülevaatus;

4) aluse pinnasetingimuste uurimine.

Nende andmete põhjal tehakse järeldus deformatsioonide põhjuste kohta ja koostatakse vundamentide tugevdamise või rekonstrueerimise projekt.

Tehnilise dokumentatsiooni uurimine võimaldab pilli saada vundamentide konstruktsioonist ja neile mõjuvatest koormustest. Konstruktsioonide mõõtmeid ja materjalide kvaliteeti kontrollitakse hiljem šurfiide kaevamisel.

Hoone deformeerumise põhjuste kindlakstegemisel on tähtis koht deformatsioonide välisel vaatlusel ja pragude asukoha iseloomu selgitamisel. Hoone vajumise perioodilise vaatluse ja pragude mõõtmise andmeist selgub, kas vundamentide vajumine jätkub või on lõppenud.

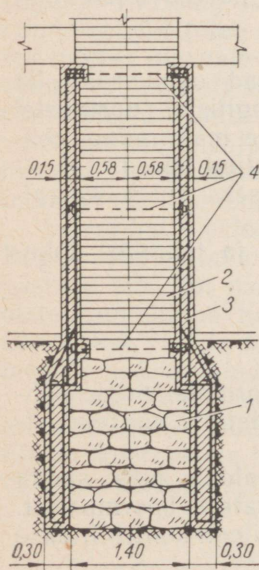
Ehitusgeoloogiliste uurimistööde hulka kuulub tingimata pinnase uurimine šurfides või puuraukudes, mõnel juhul ka staatiline proovikoormamine pinnase kandevõime määramiseks.

45. VUNDAMENTIDE TUGEVDAMISE JA REKONSTRUEERIMISE MEETODID

Vundamentide tugevdamise põhilised võtted on järgmised: ebapiisava tugevusega vundamentimüüritise tsementimine, keldriseinte ja vundamenti tugevdamine raudbetoonkestaga (joon. 166), vana müüritise asendamine uuega sektsioonide kaupa.

Vundamenti uuestimüüritimine on väga keerukas ja kallis võte. Joonisel 167 on näidatud seina koormuse ajutist ülekandmist tala-süsteemile uue vundamenti ehitamise ajal.

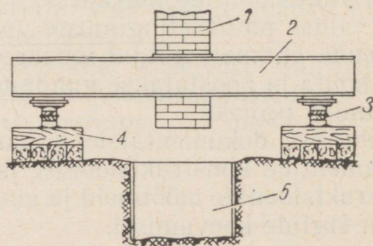
Aluse kandevõime suurendamiseks on mitmeid mooduseid: tsementimine (joon. 168), silikaatimine ja keemiline tugevdamine. Tsementimist kasutati Moskva Suure Teatri hoone aluse tugevdamisel, sest pärast Neglinka jõe kollektorisse juhtimist ja sellele



◀ Joon. 166. Keldriseinte ja vundamenti tugevdamine raudbetoonkestaga:
1 — looduskivivundament; 2 — tellissein; 3 — raudbetoonkest; 4 — ankrud

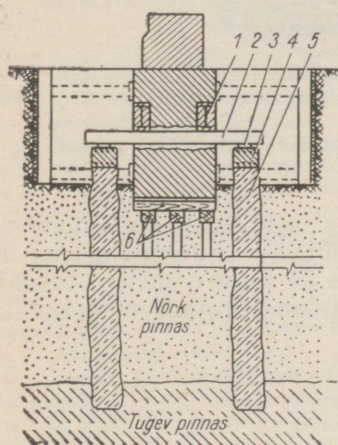
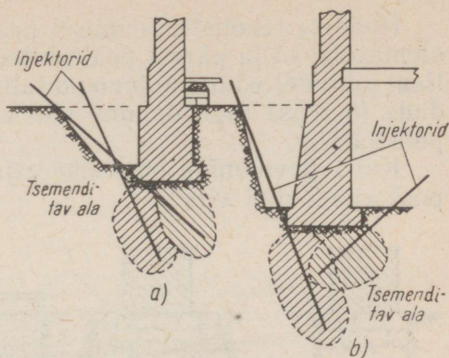
Joon. 167. Seina koormuse ülekandmine horisontaaltalale:

1 — sein; 2 — I-tala; 3 — jaotustala; 4 — puitprussidest tugi; 5 — kaevik uue vundamenti jaoks



Joon. 168. Aluse tsementimise skeem:

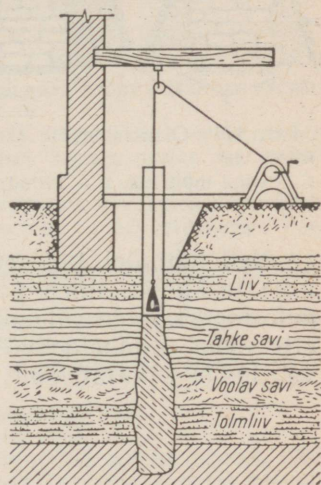
a — keldrita hoone; b — keldriga hoone



Joon. 169. Vundamendi rekonstrueerimine kohtvaiade abil:

1 — vöötalad; 2 — põiktala; 3 — kiilud; 4 — vaiade sidetala; 5 — kohtvai; 6 — mädanenud puitroostvõrk ja -vaiad

Joon. 170. Kohtvaia keldris valmistamise skeem



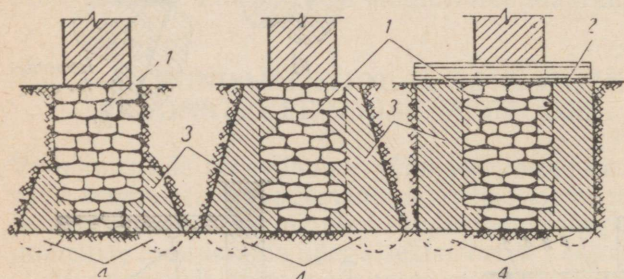
järgnenud pinnasevee taseme alanemist hakkasid hoone vundamendi puitvaiad mädanema.

Joonisel 169 on näidatud vundamendi tugevdamist kohtvaiade abil. Joonisel 170 on näha nende valmistamine. Kohtvaiade kasutamine väldib rammimisel tekkivat pinnase põrumist ja võimaldab neid valmistada keldriruumides.

Vundamendi koormuse suurenemise korral on otstarbekas vundamenti laiendada (joon. 171), millega saavutatakse surve vähene mine alusele vundamenditalla all.

Hoonete rekonstrueerimisel pealeehitamise teel tuleb selgitada olemasolevad ja pärast pealeehitamist esineda võivad koormused. Real juhtudel võib vundamentitalla alust survet pinnasele suurendada ja aluse tugevdamine või vundamentide rekonstrueerimine pole vajalik.

Kui tugevdamine on siiski vajalik, tuleb seda teha mõnel eespool vaadeldud viisil.



Joon. 171. Olemasolevate vundamentide rekonstrueerimine tallapinna laiendamise teel:

1 — vana müüritis; 2 — kilud; 3 — uus müüritis; 4 — tihendatud pinnas

Neil juhtudel, kui arvutuste põhjal eeldatakse tunduvate vajumite tekkimist, tuleb pealeehitise jäikuse suurendamiseks ning deformatsioonide vähendamiseks uue ja vana vahelae tasapinda ette näha raudbetoonvööd ja korraldada vajumise perioodiline vaatlus ekspluatatsiooni käigus.

KIRJANDUST

- Абелев Ю. М., Крутов В. И. Возведение зданий и сооружений на насыпных грунтах. Госстройиздат, 1962.
- Абелев Ю. М., Крутов В. И., Эйдук Р. П. Подготовка оснований и устройство фундаментов крупнопанельных жилых домов на просадочных грунтах. Стройиздат, 1965.
- Аскалонов В. В. Силикатизация лёссовых грунтов. Госстройиздат, 1959.
- Баркан Д. Д. Применение вибрационного метода в строительстве. Госстройиздат, 1959.
- Березанцев В. Г. Расчеты прочности оснований сооружений. Госстройиздат, 1959.
- Березанцев В. Г., Ксенафонтов А. И. и др. Механика грунтов, основания и фундаменты. Трансжелдориздат, 1960.
- Винокуров Е. Ф. Расчеты оснований и фундаментов. Минск, Изд. АН БССР, 1960.
- Денисов Н. Я. Инженерная геология. Госстройиздат, 1960.
- Дранников А. М. Инженерная геология. Киев, 1965.
- Иванов И. Т. Усиление оснований, фундаментов и стен жилых зданий, 1955.
- Инструкция по исследованию строительных свойств грунтов полевой лабораторией системы И. М. Литвинова (И-203-56, МСП МХП). Москва, 1956.
- Индустриальный метод устройства свайных фундаментов в жилищном строительстве. НТО строительной индустрии. Госстройиздат, 1962.
- Клейн Г. К. Расчет подпорных стен. «Высшая школа», 1964.
- Кондин А. Д., Гоц М. А. и др. Рациональные конструкции фундаментов промышленных зданий. Стройиздат, 1964.
- Косолапов В. Г. Сооружения свайных фундаментов неглубокого заложения. Стройиздат, 1965.
- Лалетин Н. В. Основания и фундаменты. «Высшая школа», 1964.
- Материалы совещания по закреплению и уплотнению грунтов. Киев, 1962.
- Линович Е. Е., Линович Л. Е. Расчет и конструирование частей гражданских зданий. Киев, Госстройиздат УССР, 1960.
- Пешковский Л. М. Расчеты оснований и фундаментов гражданских и промышленных зданий. Росвузиздат, 1963.
- Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании. Стройиздат, 1964.
- Пособие по проектированию свайных фундаментов из забивных свай. Стройиздат, 1964.
- Сорочан Е. А. Сборные фундаменты промышленных и жилых зданий. Госстройиздат, 1962.

- Соколов Н. М., Светинский Е. В. Свайные работы, Стройиздат, 1964.
- Соколов Н. М., Мариупольский Г. М. и др. Основания и фундаменты. Стройиздат, 1963.
- Справочник проектировщика. Основания и фундаменты. Стройиздат, 1964.
- СНиП II-Б.1-62. Основания зданий и сооружений.
- СНиП II-Б.2-62. Основания и фундаменты зданий и сооружений на просадочных грунтах.
- СНиП II-Б.5-67. Свайные фундаменты.
- Трофименков Ю. Г., Ободовский А. А. Свайные фундаменты для жилых зданий. Стройиздат, 1964.
- Трофименков Ю. Г. Полевые методы исследования строительных грунтов. Стройиздат, 1964.
- Цытович Н. А., Веселов В. А., Кузмин П. Г. и др. Основания и фундаменты. Госстройиздат, 1959.
- Цытович Н. А. Основания и фундаменты на мерзлых грунтах. Изд. АН СССР, 1958.
- Цытович Н. А. Механика грунтов. Госстройиздат, 1963.

SISUKORD

Sissejuhatus	3
1. Maa geoloogiline ehitus	11
1. Maakera ehitus	11
2. Mineraalid ja kivimid	12
3. Geoloogiline kronoloogia	14
4. Settepinnaste tekkimine	16
Eesti aluspõhja ja pinnakatte ülevaade	20
2. Pinnas ja pinnasevesi	26
5. Pinnase koostis ja struktuur	26
6. Pinnaseliigid	29
7. Pinnase füüsikalised omadused	33
8. Pinnase mehaanilised omadused	41
3. Ehitusplatsi pinnasetingimuste uurimine	62
9. Väliuuring	62
10. Pinnase- ja veeproovide võtmine ja kirjeldus	68
11. Pinnase uurimise uued välimeetodid	71
12. Ehitusplatsi geoloogilise uurimise tulemused	75
4. Ehitise ja aluspinnase koostöö	76
13. Pinnase omakaalusurve	76
14. Survejaotus pinnases	85
15. Ehitise surve alusele	93
5. Aluse arvutus	96
16. Aluse piirseisundid	96
17. Hoone koormused	100
18. Aluse tugevus- ja püsivusarvutus	102
19. Aluse vajumine	110
6. Vundamendid looduslikul alusel	122
20. Vundamendi rajamissügavus	122
21. Vundamendikonstruktsioonid	127
22. Vundamendi tallamõõtmete määramine	144
23. Vajumisvuugid. Hüdroisolatsioon	147
24. Vundamentide arvutuse näiteid	154
7. Vundamentide rajamine looduslikule alusele	158
25. Vundamendisüvendi ehitamine	158
26. Vee-eemaldus ja süvendi kuivendamine	168
27. Aluse ettevalmistus ja vundamendi ehitamine	172

8. Aluspinnase tugevdamine	174
28. Nõrga pinnase asendamine	175
29. Nõrga pinnase tihendamine	176
30. Nõrga pinnase tugevdamine	181
9. Vaivundamendid	188
31. Vaiaid ja vaivundamendid	188
32. Vaia süvistamine pinnasesse	193
33. Vaia kandevõime	203
34. Vaiagrupi koostöö	210
35. Vaivundamendi arvutus ja projekteerimine	212
10. Sügavvundamendid	216
36. Vajukaevud	216
37. Kessoonid	220
38. Ohukeseseinalised mantelkoorikud	223
11. Alused ja vundamendid eritingimustes	227
39. Vundamendid tugevasti kokkusurutavatel pinnastel	227
40. Vundamendid täite- ja uhtepinnastel	230
41. Vundamendid äkkvajuvatel pinnastel	232
42. Vundamendid külmunud pinnastel	237
43. Vundamendid seismilistes rajoonides	243
12. Vundamentide tugevdamine ja rekonstrueerimine	245
44. Vundamentide tugevdamise ja rekonstrueerimise juhud	245
45. Vundamentide tugevdamise ja rekonstrueerimise meetodid	246
Kirjandust	249

Георгий Константинович Клейн, Нина Михайловна Дорошкевич, Петр Павлович Смиренькин. **ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ** На эстонском языке. Перевел с русского языка Э. Соонурм. Художественное оформление М. Рудьянд. Издательство «Валтус». Таллин, Пярнуское шоссе, 10.

Toimetaja T. Masso. Kunstiline toimetaja M. Niin. Tehniline toimetaja M. Kukerman. Korrektorid M. Maide ja M. Lõokene.

Laduda antud 22. I 1970. Trükkida antud 4. V 1970. Kohila Paberivabriku trükipaber nr. 2, 60×90/16. Trükipoognaid 15,75. Arvestuspoognaid 15,86. Trükiarv 3000. Tellimuse nr. 507. Trükikoda «Kommunist», Tallinn, Pikk t. 2.

Hind 62 kop.

Trükiviga

Lk.	Rida	On trükitud	Peab olema
242	avaldis (105)	$\tau_a h_a u_a \leq (N + \tau_h h_k u_k),$	$\tau_a h_a u_a \leq m(N + \tau_h h_k u_k),$

62 kop.

A

30772

1684127

TÜ RAAMATUKOGU



1 0300 00168412 7