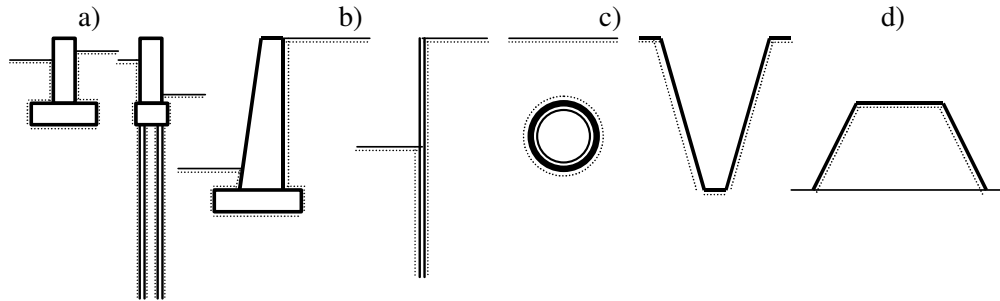


V.Jaaniso

Pinnasemehaanika

1. SISSEJUHATUS

Kõik ehitised on ühel või teisel viisil seotud pinnasega. Need kas toetuvad pinnasele vundamendi kaudu, toetavad pinnast (tugiseinad), on rajatud pinnasesse (süvendid, tunnelid) või ehitatud pinnasest (tammid, paisud) (joonis 1.1). Ehitiste



Joonis 1.1 Pinnasega seotud ehitised või nende osad. a) pinnasele toetuvad (madal- ja vaivundament) b) pinnast toetavad (tugiseinad) c) pinnasesse rajatud (tunnelid, süvendid d) pinnasest rajatud (tammid, paisud)

koormuste ja muude mõjurite tõttu pinnase pingeseisund muutub, pinnas deformeerub ja võib puruneda nagu kõik teisedki materjalid. See põhjustab pinnasega kontaktis olevate ehitiste deformeerumist või püsivuse kaotust. Töökindlate ja ökonoomsete ehitiste kavandamiseks on vaja teada pinnase käitumise seaduspärasusi.

Pinnasemehaanika tegelebki pinnases tekkivate pingete ja deformatsioonide ning tugevusprobleemide uurimisega ja tema ülesandeks on teoreetiliste aluste loomine konkreetsete konstruktsioonide – vundamendid, tugiseinad, tunnelid – projekteerimiseks ja ehitamiseks. Seega on pinnasemehaanikal samasugune roll vundamentide, tugiseinte jne projekteerimisel nagu tugevusõpetusel ja ehitusmehaanikal teras-, puit- ja raudbetoonkonstruktsioonide puhul.

Eraldi distsipliini tekkimise tingis esiteks pinnase kui materjali põhimõtteline erinevus tavalistest ehitusmaterjalidest. Pinnas on dispersne materjal, mis koosneb üksteisega sidumata või väga nõrgalt seotud osakestest. Erinevalt teistest ehitusmaterjalidest on pinnase deformatsioonid seotud peamiselt tema mahu muutusega. Pinnase tugevus ja jäikus on mitme suurusjärgu võrra väiksem kui terasel, betoonil või puidul. Olulist osa pinnase käitumisel omab poorides olev vesi.

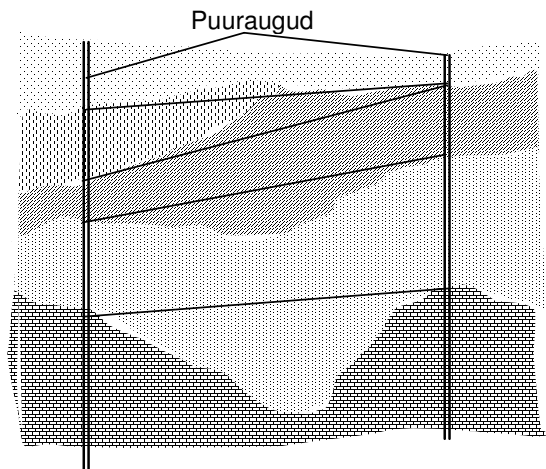
Teiseks on käsitletavat ülesanded erinevad. Kui ehitusmehaanika vaatleb enamasti varrassüsteeme, siis pinnasemehaanika tegeleb tasand- või ruumiülesannetega.

Pinnasemehaanika aluseks on teoreetiline mehaanika ja deformeeruva keha mehaanika – tugevusõpetus, elastsusteooria, plastsusteooria ja roometeooria. Käsitletav materjal erineb oluliselt tavalistest ehitusmaterjalidest. Viimased on enamasti inimese poolt soovitud omadustega valmistatud. Pinnased on looduslik produkt, mille omadusi tavaliselt ei saa muuta. Looduslikult tekkinud materjalid on keerulisemad, ebahütlase koostisega. Nende ehitust ja omadusi aitab paremini mõista tekketingimuste tundmine. Pinnasemehaanika on tihedalt seotud geoloogia distsipliinidega, esmajoones insenergeoloogiaga.

Kõigi ehitusmaterjalide puhul tuleb nende omadused katseliselt määrata. Teras, puidu või betooni puhul on võimalik tugevuse või jäikuse määramine tuhandete üksikkatsetega. Tehase tingimustes on materjali tootmine kontrolli all ja koostise ning tehnoloogilise protsessi nõuete täitmine tagab materjali vajalikud omadused. Projekteerijal ei ole vaja tegeleda katsetamisega, vaid ta saab vajalikud omadused tabelitest. Vastutusrikkamatel juhtudel ehitusel tehtavad üksikud katsed (näiteks betooni tugevuse määramiseks) tehakse kontrolli eesmärgil. Pinnaste puhul on olukord sootuks teistsugune. Igal ehitusplatsil on oma geoloogiline ehitus. See võib olla muutlik isegi ühe ehituskoha piires. Seepärast on paratamatult igal konkreetsel juhul vajalikud uuringud pinnase ehituse ja omaduste määramiseks. Projekteerijal peab olema selge ettekujutus, milliseid omadusi on vaja määrata ja milliseid meetodeid selleks kasutada.

Rakenduslikud distsipliinid – vundamentide, tunnelite, tammide, teede jne projekteerimine – kasutavad pinnasemehaanika loodud arvutusmudeleid, lisades kogemusel tugineva varutegurite süsteemi ja konstruktiivsed võtted. Ehitusgeoloogia, pinnasemehaanika ja eelnimetatud rakendusala on väga tihedalt seotud, moodustades ühe komplekse süsteemi. Seda kompleksi on hakatud nimetama geotehnikaks.

Kokkuvõtlikult võib öelda, et ehitusgeoloogia annab loodusega seotud alusinformatsiooni, pinnasemehaanika teoreetilised arvutusmudelid ning pinnase omaduste määramise meetodid ja vundamentide, allmaa-ehitiste, maanteede jne projekteerimist käsitlevad distsipliinid konstruktiivsed eeskirjad ning varutegurite



Joonis 1.2 Tegelikud ja puuraukude andmetel määratud lihtide eralduspiirid

süsteemi.

Võrreldes teiste ehitustehnika distsipliiniga on geotehnikal rida iseärasusi.

1. Projekteerimiseks vajalikud lähteandmed on enamasti väga ligikaudsed. Pinnase ehituse saab selgitada piiratud hulga puuraukude andmete alusel. Puuraukude vahele jääva pinnaseprofili kohta võib teha vaid oletusi (joonis 1.2). Üksikute pinnasekihtide omadusi saab määrata piiratud arvu katsetega.
2. Pinnase omaduste määramine on keerukas. Proovide võtmisel, transportimisel ja katseseadmesse paigutamisel on raske tagada pinnase looduslikku struktuuri ja osakeste vaheliste sidemete säilimist. Seepärast ei anna katsed alati pinnase looduslikule olekule vastavaid tulemusi.

3. Pinnased on oma olemuselt keerukamad kui enamik ehitusmaterjale – nad on kihilise ehitusega, anisotroopsed, deformatsiooni sõltuvus pingest ei ole lineaarne.
4. Tegemist on tasand- või ruumiülesannetega ja sellest tulenevalt on vajalik leida vastavalt 3 või 6 üksteisest sõltumatut pinge ning pine (suhteline deformatsioon) komponenti ning määrata seosed nende vahel.
5. Mudelkatsete tegemine teoreetiliste seoste kontrollimiseks on keerukas kuna on tülikas modelleerida pinnase omakaalu mõju.

Eeltoodu tõttu kujunevad teoreetilised lahendid mõnede probleemide korral sedavõrd keerukateks, et nende kasutamine praktiliste inseneriprobleemide lahendamiseks ei ole võimalik. Seda mitte niivõrd matemaatiliste probleemide, kui võrd matemaatilistes mudelites kasutatud parameetrite usaldusväärse määramise seadmete puudumise tõttu. Sageli on otstarbekam rangete teoreetiliste lahenduste asemel ligikaudseid praktikas kontrollitud empiirilisi või poolempiirilisi seoseid.

Varemainitud tegurid on ka põhjuseks pinnasemehaanika kui teadusliku distsipliini suhteliselt hilises tekkes.

Geotehnika on suhteliselt noor teadusharu. Ehitustegevus on alati seotud pinnasega. Pikka aega mängis seejuures olulist rolli proovimise ja eksimise meetodil omandatud praktiline kogemus.

Esimeseks tõsiseks teoreetiliseks tööks pinnasemehaanika valdkonnas oli Coulomb' pinnasesurve teooria aastal 1776. Teatud ülesannete puhul kasutatakse Coulomb' teooriat senini. Laiemalt on Coulomb' tuntud oma töödega elektri ja magnetismi valdkonnas. Kuid enne seda tegeles sõjaväe ehitusinseneri põhiharidusega Coulomb' praktilistel eesmärkidel pinnase tugevuse ja pinnasesurve probleemidega. Töötades pärast ülikooli lõpetamist Prantsuse asumal Martinique saarel kindlustuste rajamisel lahendas ta küsimuse pinnasesurve suurusest ja jaotusest seintele. Tema osa pinnasemehaanikas on sama oluline kui füüsikas.

Pärast Coulomb' töid oligi põhiliseks uurimisobjektiks pinnasesurve probleemid . Tuntumad on šoti insener ja füüsik Rankine, matemaatik H.Poincare, Culmani, Engesseri tööd.

Tööstuse ja tehnika tormiline areng möödunud sajandi teisel poolel tõi kaasa vajaduse seninägemata ehitiste püstitamiseks – raudteed, sillad, kõrghooned, hüdroelektrijaamad jne. Sellega kaasnesid probleemid, mida ei saanud enam ainult kogemuse alusel kuigivõrd otstarbekalt lahendada. Oli vaja teoreetilisi aluseid, et mõistliku varuga tagada vundamentide kandevõime ja vajumi jäämine talutavatesse piiridesse, nõlvade, tugiseinte ja tunnelite püsivus.

Möödunud sajandi lõpul ja käesoleva algul tehti rida uurimisi, mille tulemused on tänapäevalgi inseneripraktikas kasutusel. Boussinesq'(1885) ja Flamant'(1892) lahendused pingejaotuse kohta pinnases, Darcy (1856) uurimused pinnase veejuhtivuse kohta, Zimmermanni (1888) meetod pinnasele toetuvate liiprite arvutamiseks, Atterbergi (1911) uurimused savipinnase plastsusest ja pinnase liigitusest on ainult üksikud näited selle kohta.

Kuid tolaeagsed teadmised pinnase omadustest ja käitumisest ehitise koosseisus ei moodustanud ühtset süsteemi, vaid koosnesid üksikutest omavahelise loogilise seoseta osadest. Põhiliseks takistuseks süstemaatilisele teaduslikule lähenemisele oli asjaolu, et ei mõistetud pinnase mehaaniliste omaduste olemust ega osatud neid määrata. On üldtunnustatud, et kaasaegsele pinnasemehaanikale pani aluse prof. K.Terzaghi oma töödega möödunud sajandi kahekümnendatel aastatel. Omakonstrueeritud seadmetega tehtud eksperimentaalsed pinnase mehaaniliste omaduste – tugevuse ja kokkusurutatavuse

– uuringud näitasid, et pinnas ei ole lihtsalt osakeste kooslus, vaid süsteem. Mehaanilised omadused sõltuvad suuresti sedimentatsiooni käigus tekkinud osakeste vahelistest sidemetest. Nende sidemete rikkumine pinnasproovi võtmisel ja teimimisel moonutab oluliselt pinnase mehaanilisi omadusi. Koos K.Terzaghi poolt formuleeritud klassikalise pinnasemehaanika nurgakiviks olev efektiiv- ja neutraalpingete kontseptsioon ja konsolidatsiooniteooria moodustasid just selle "tsemendi", millega sai ühendada senised teadmised uueks teadusharuks – pinnasemehaanikaks.

K. Terzaghi raamatu "Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage" ilmumist 1925 aastal loetakse klassikalise pinnasemehaanika alguseks.

1936 aastal toimunud I Rahvusvahelise Pinnasemehaanika ja Vundamendiehituse Ühingu (International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering – ISSMFE) konverentsi aluse ala edasisele intensiivsele arengule.

Klassikaline pinnasemehaanika rajaneb oma põhialustes suhteliselt lihtsatel mudelitel. Deformatsioonide arvutamisel käsitletakse pinnast kui lineaarselt deformeeruvat materjali. Tugevusega seotud küsimuste käsitlemisel ei pöörata deformatsioonidele tähelepanu ja pinnast vaadeldakse kui ideaalselt plastset materjali. Enamike praktiliste ülesannete lahendamiseks on sellistel eeldustel põhinevad meetodid piisava täpsusega. Kuid need meetodid ei võimalda siiski lahendada suurt hulka geotehnika probleeme. Väga suurte koormuste korral ei saa enam eeldada lineaarset seost pingest ja deformatsioonist vahel. Klassikalised meetodid ei võimalda arvutada vundamenti vajumit juhul kui pinnase tugevus tervikuna on tagatud, kuid ammendatud teatud piiratud massiivi osas. Raskused tekivad deformatsioonide prognoosimisega suure muutuva koormuse juhul. 1960 aastate keskpaigast alates algas kaasaegse mittelineaarse pinnasemehaanika areng ja käesoleval ajal on tänu kaasaja arvutustehnika võimalustele leidnud rakendusi ka inseneripraktikas.

Organisatsiooniliselt ühendab eriala spetsialiste endiselt eelmainitud ühing, mis nüüd kannab nimetust International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering – ISSMGE. Alates 1992 aastast on ühingu liige ka Eesti, kandes nimetust Eesti Geotehnika Ühing – EGÜ. Varem koordineeris geotehnika probleemide lahendamist Eestis ehitusgeoloogia komisjon. Ehitusgeoloogia komisjon ja EGÜ on organiseerinud Eesti geotehnika konverentside korraldamist. Ajavahemikus 1961 kuni 2010 on toimunud 14 konverentsi. Koostöös Läti ja Leedu ning viimati ka Poola kolleegidega on korraldatud Balti konverentse. Viimased konverentsid toimusid aastal 2000 Pärnus, 2004 Riias ja 2008 Gdanskis ning võrreldes varasematega ISSMGE egiidi all ingliskeelsena.

Geotehnika probleemide lahendamise tegelevad peamiselt ehitusinsenerid ja ehitusgeoloogid. Viimaste osatähtsus on tavaliselt suurem projekteerimise algstaadiumis. Eriala spetsiifika tõttu on paljudes maades tekkinud spetsiaalne nimetus – geotehnika insener. Need on tavaliselt ehitusinsenerid, kes on süvenenumalt õppinud ehitusgeoloogiat, pinnasemehaanikat, vundamentide, allmaehitiste ja teiste vahetult pinnasega kokkupuutuvate või pinnasest ehitatud rajatiste projekteerimise ja ehitamise eripära. Harvemini töötavad geotehnika inseneridena ehitusgeoloogiale spetsialiseerunud geoloogid, kes on ennast täiendanud ehitustehnika erialal. Real põhjustel on Eestis käesoleval ajal kujunenud teistsugune suhe geotehnikaga tegelevate spetsialistide vahel – ehitusgeoloogide erikaal on oluliselt suurem. Üheks põhjuseks on siin ehitusinseneride ebapiisav kompetentsus, esmajoones pinnaseuuringute valdkonnas. Kui raudbetoon-, teras- ja puitkonstruktsioonide projekteerimiseks on olemas eestikeelsed originaalõpikud, siis geotehnikat käsitlev erialane kirjandus on äärmiselt kasin ja seegi lootusetult vananenud. See on oluliseks takistuseks inseneride enesetäiendamisele geotehnika valdkonnas. Venekeelne

erialakirjandus on rikkalik ja piisavalt põhjalik, kuid paljudel juhtudel veidi ühekülgne, rajanedes peamiselt nn "kodumaise teaduse" saavutustele ja seegi vananeb kiiresti. Tsiviil- ja tööstusehituse eriala jaoks mõeldud õpikutes on väga vähe käsitletud vee mõju pinnase käitumisele, hüdrodünaamilisi pingeid pinnases jne. Eesti oludes, kus pinnasevesi on sageli maapinna lähedal, on see probleem väga oluline. Vähesel määral leidub raamatukogudes inglise- ja saksakeelset kirjandust, seejuures ka suhteliselt uut. Keeleprobleemid (muide ka vene kirjanduse puhul) ei luba aga sedagi vähest täie efektiivsusega kasutada. Käesolevaga on püütud leevendada eestikeelse erialakirjanduse puudulikust. Raamat on mõeldud õpikuks ehituse eriala üliõpilastele, kuid võib olla kasulik ka teadmiste värskendamiseks ehitusinseneridele.

2. PINNASED

2.1 Pinnase mõiste geotehnikas

Mõiste pinnas omab olenevalt erialast erinevat sisu. Geoloogid mõistavad pinnase all kõiki maakoore pindmist kihti moodustavaid kivimeid. Oma vaatenurk on mullateadlastel. Pinnasemehaanikas mõistetakse pinnasena looduslikke materjale, mis koosnevad üksikutest omavahel sidumata või nõrgalt seotud osakestest – teradest. Kui sidemed terade vahel esinevad, siis on nende tugevus tunduvalt väiksem terade endi tugevusest. Seega ei vaadelda allpool kaljut (*rock*), mille osakesed on omavahel tugevalt ühendatud ja mis moodustavad pragusid ning lõhesid sisaldava massiivi. Laialt kasutusel olev termin kaljupinnas ei ole sobiv termin. Põhisõna pinnas eeldab osakeste vahelisi nõrku seoseid, kaljul on koostisosad väga tugevalt seotud.

Võrreldes tavaliste ehitusmaterjalidega on pinnased tunduvalt erinevate omadustega. Loodusliku produktina on nende omadused muutlikumad kui inimese poolt teadlikult etteantud soovitatavate omadustega toodetud ehitusmaterjalidel. Nende deformeeritavus on tuhandeid või isegi kümneid tuhandeid kordi suurem kui betoonil ja kivimaterjalidel, rääkimata metallidest. Surve- ja tõmbetugevus on väga väike või puudub üldse. Kandevõime määrab nihketugevus. Enamasti on pinnased väga poorsed. Pinnase deformeerumine, seejuures nii mahu- kui kujumuutus, on seotud poorsuse muutusega. Rohkem kui teiste ehitusmaterjalide puhul majutab pinnase omadusi ja käitumist poorides olev vesi.

2.2 Pinnaste teke

Pinnase osakesed on tekkinud aluspõhja kivimite mehaanilisel või keemilisel murenemisel. Aluspõhja kivimiks on mitmesugused purske-, moonde- või settekivimid (graniit, gneiss, basalt, kvartsiit, marmor, liivakivi, lubjakivi jne).

Mehaaniline murenemist põhjustab vee külmumine kalju lohedes ja pragudes, temperatuurimuutused ja taimede mõju. Jäädes keemiliselt muutmatuks, laguneb mineraal (tavaliselt kvarts) järjest väiksemateks osadeks. Mehaanilise murenemise produktiks on enamasti liiva- ja kruusaosakesed.

Keemiline murenemine toimub kivimite vähempüsivate mineraalide, nagu põldpagu, vilk, augiit jne. reageerimisel pinnasevees leiduvate hapete või alustega. Keemilise murenemise tulemusel esialgne mineroloogiline koostis muutub ja moodustuvad uued, peamiselt savimineraalid. Keemiline murenemine ongi saviosakeste tekke põhjus.

Enamik pinnaseosakesi teiseldatakse oma tekkimiskohalt vee, jääliustike või tuule mõjul. Teisaldamise käigus jätkub murenemine, toimub osakeste sorteerimine ja

segamine. Osakeste settimisel veekogudes, tuule või jää kantud materjali kuhjumisel tekkinud osakeste kogumid tihenevad nende peale kogunenud osakeste kaalu mõjul. Tihenemist või põhjustada ka maapinnale mõjuvad koormused, näiteks liustiku jää. Tihenemise kõrval mõjutavad pinnast keemilised protsessid, mille käigus võib toimuda muutusi mineraalide keemilises koostises ja tekkida osakeste tsementeerumine.

On ilmne, et pinnase omadusi mõjutavad nii nende terastikuline koostis kui ka teisaldamise viis ja aja jooksul toimuvad protsessid s.o. pinnase genees. Seepärast pööratakse pinnaste uurimisel nende geneesile suurt tähelepanu. Ühesuguse koostise ja geneesiga pinnaste mehaanilised omadused on tavaliselt sarnased. See asjaolu võimaldab mõnikord geotehniliste uuringute esialgses staadiumis hinnata pinnase omadusi ilma kulukate mehaaniliste katsetusteta ja koostada otstarbekas plaan katsete läbiviimiseks põhiuuringute ajal.

Ehitustegevusega seotud pinnased asuvad peamiselt maapinna lähedal. Nende tekkimisel võivad sinna sattuda mineraalsete osakeste kõrval ka taimede osakesi ja loomse päritoluga aineid. Orgaanilise aine sisaldus mõjutab üsna oluliselt pinnase mehaanilisi omadusi, neid tavaliselt halvendades. Leidub ka põhiliselt orgaanilise päritoluga pinnaseid – turvas, sapropeel, diatomiit jne.

2.3 Pinnase koostisosad

Pinnased koosnevad mineraalsetest või orgaanilise päritoluga teradest nn. pinnase skeletist ja teradevahelistes poorides olevast vedelikust (enamasti vesi) ja gaasist (enamasti õhk). Juhul kui pinnases on kõik kolm komponenti nimetatakse seda kolmefaasiliseks pinnaseks. Täiesti kuivas pinnases puudub poorides vedelik ja veeküllastatud pinnases õhk. Sellised pinnased on kahefaasilised.

Olulisem osa pinnase omadustele on skeletil – osakeste suurusel, kujul ja mineroloogilisel koostisel. Vee mõju pinnase omadustele on seda suurem mida peeneteralisem on skelett. Teatud mõju avaldab ka poorides olev õhk, kuid võrreldes teiste komponentidega on tema osakaal pinnase omaduste kujunemisel tagasihoidlikum.

2.4 Pinnaseosakeste suurus ja kuju

Pinnaseosakeste suurus varieerub väga laiades piirides – alates kividest, mille läbimõõt võib olla kümnetest sentimeetritest kuni kolloidosakesteni suurusega alla 0,001 millimeetri. Jättes kõrvale jämeda fraktsiooni (kivid) kuuluvad pinnaseosakeste hulka kruusa, liiva, mölli ja saue terad. Pinnaseosakeste nimetused nende suuruse järgi on kokkuleppelised. Üldiselt on need seotud erinevustega osakeste mineroloogilises koostises või pinnase mehhaaniliste omadustega. Erinevate riikide normides ning standardites on piirid mõnevõrra erinevad sõltuvalt kasutatavast mõõtühikute süsteemist ja ka kohalike pinnaste iseärasustest. Tabelis 2.1 on esitatud osakeste nimetused Eesti normide järgi.

Kuna saueosakesed on plaatjad või nõeljad, siis on tegemist mingi ekvivalentse mõõduga, mitte konkreetse pikkuse, laiuse või paksusega.

Kruusa-, liiva- ja tolmuterade kuju võib iseloomustada kui kompaktsed. Nende kõik kolm mõõdet – laius, pikkus ja paksus – on ühes suurusjärgus. Terad võivad olla nurgelised, nurgeliste või ümardunud servadega või ümardunud olenevalt tekkeviisist. Terade kujul on oluline tähtsus pinnase mehaanilistele omadustele.

Saueosakesed on enamasti plaatja kujuga, harvem nõeljad. See tähendab, et saueosakesel on üks mõõtmetest teistest vähemalt suurusjärgu võrra erinev. Mõõtmete suhted sõltuvad savi mineroloogilisest koostisest (vt. tabel 2.2).

Tabel 2.1 Pinnaseosakeste nimetused

1. Fraktsioon	2. Alafraktsioon	Osakeste suurus d mm
Rahnud		>200
Veerised		60 kuni 200
Kruusaterad	Kruusa jämeterad	20 kuni 60
	Kruusa keskterad	6 kuni 20
	Kruusa peenterad	2 kuni 6
Liivaterad	Liiva jämeterad	0,6 kuni 2
	Liiva keskterad	0,2 kuni 0,6
	Liiva peenterad	0,06 kuni 0,2
Mölliosakesed	Mölli jämeosakesed	0,02 kuni 0,06
	Mölli keskosakesed	0,006 kuni 0,02
	Mölli peenosakesed	0,002 kuni 0,006
Saueosakesed		<0,002

Tabel 2.2 Peamiste savimineraalide mõõtmed.

Mineraal	Osakese paksus μm	Osakese küljepikkuse ja paksuse suhe	Eripind (m^2/g)
Kaoliniit	0,05-0,2	10-20	10-30
Illiit	0,02-0,2	20-30	50-100
Montmorilloniit	0,001-0,01	40-100	200-800

2.5 Pinnaseosakeste mineroloogiline koostis

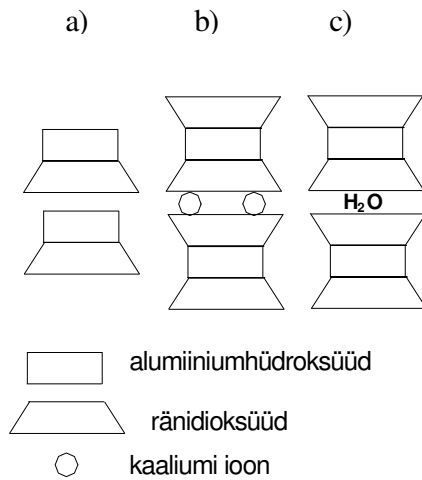
Jämedamad pinnaseosakesed – kruus ja kivid – on oma koostiselt samasugused kui kivimid, mille lagunemisel nad on tekkinud ja nende mineroloogiline koostis on mitmekesine.

Peenemad pinnaseosakesed on tavaliselt monomineraalsed. Liiva- ja tolmuterad koosnevad valdavalt kvartsist. Harvem esineb kaltsiiti ja teisi mineraale.

Võrreldes liiva- ja tolmuteradega on savi mineroloogiline koostis mitmekesisem. See sõltub nii algkivimi koostisest kui ka keskkonna tingimustest, milles lähtemineraalide muundumine – murenemine – toimub. Oma keemiliselt koosseisult on enamlevinud savimineraalid – kaoliniit, illiit ja montmorilloniit – sarnased ja kuuluvad alumohüdrosilikaatide hulka. Nende kristalliline ehitus on aga erinev. Kõik need mineraalid koosnevad tinglikult ränidioksiidi ja alumiiniumhüdrosüüdi kihtidest. Erinevatel mineraalidel on kihtide omavaheline asend ja sidemed nende kihtide vahel erinevad (joon. 2.1). Kaoliniidil on kihid seotud tugevate vesiniksidemetega. Illiidil on kihid seotud nõrgemalt kui kaoliniidil kaaliumi ionidega. Montmorilloniidil on kihid nõrgalt seotud veemolekulidega. Täiendavad veemolekulid võivad tungida kihtide vahele paketi sisemuses ja seetõttu suurendada tunduvalt mineraali mahtu. Sellistele savidele on iseloomulik veesisalduse suurenemisel mahu märgatav kasvamine – pundumine. Oluliselt erinevad eri mineraalidest koosnevate saueosakeste mõõtmed. Põhilised andmed on toodud tabelis 2.2.

Eesti savides on domineerivaks mineraaliks illiit. Vähem esineb kaoliniiti ja montmorilloniiti ainult tühisel hulgal (Pirrus 1966).

Põhiliselt montmorilloniiti sisaldavat bentoniitsavi kasutatakse tehnoloogilistel eesmärkidel ka ehituses, näiteks puuraukude rajamisel, kohtvaiade valmistamiseks ja



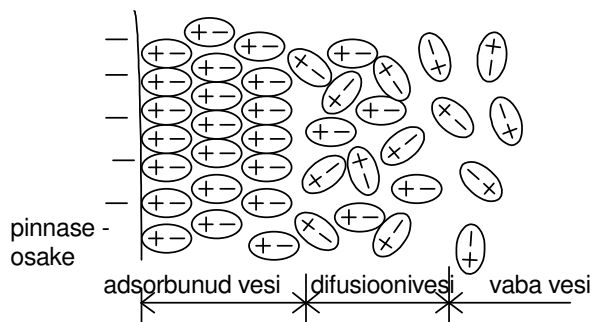
Joonis 2.1 Savimneraalide ehitus. a) Kaoliniit; b) Illiit; c) Montmorilloniit

süvaseinte ehitamisel. Bentoniitsavi ja vee segu on kui raske vedelik, mille surve hoiab pinnase varisemast. Montmorilloniidi osad on sedavõrd peened, et ehitusaja vältel nad ei setti.

2.6 Vesi pinnase koostisosana

Vesi võib pinnases esineda mitmesugusel kujul. Poorides asuvale veele võib gravitatsioonijõudude kõrval mõjuda ka kapillaarjõud ning osakeste vahelised elektromolekulaarjõud. Eriti viimaste toimel võivad vee omadused olla tavalise veega võrreldes oluliselt erinevad.

Urimised on näidanud, et kuigi saueosakesed on tervikuna elektriliselt neutraalsed, jaotuvad laengud nende sees ja pinnal ebahühtlaselt. Osakeste välispind,



Joonis 2.2 Vee esinemisvormid pinnases

väljaarvatud teravad servad, on elektriliselt negatiivselt laetud. Vee molekulid on teatavasti dipoolid – nende üks ots (hapniku aatom) kannab negatiivset laengut ja teine (vesiniku aatom) positiivset. Seetõttu nakkub vee molekul saueosakese pinnale positiivse otsaga (joon 2.2). Saueosakese pinnale tõmbuvad ka pooriveses olevad katioonid, mis omakorda seovad vee molekule.

Seega ümbritseb saueosakesi risti selle pinnaga orienteeritud molekulidega veekile. Vahetult osakese pinnal olev veekiht on seotud eriti tugevalt. Seda nimetatakse

adsorbunud veeks. Adsorbunud vee viskoossus on tunduvalt suurem tavalise vee viskoossusest ja risti osakese pinnaga on see lähedane tahkele ainele. Tema keemistäpp on $\sim 200^{\circ}\text{C}$ ja külmumistäpp -78°C . Adsorbunud vee kohta ei kehti hüdraulika seadused. Selle mehhaaniline eemaldamine osakese pinnalt on võimalik ainult väga suure pinge korral – üle 10 MPa – ja ka siis mitte täielikult. Lamb (1958) annab adsorbunud veekile paksuseks olenevalt savi mineroloogilisest koostisest 10-20 Å.

Adsorbunud veekilet ümbritseb difusioonivesi, mis on saueosakestega seotud nõrgemate jõududega ja molekulide orienteeritus on vähem range. Difusioonivesi on mehhaanilise survega suhteliselt hõlpsasti eemaldatav.

Nakkevee tõttu ei puutu saueosakesed üksteisega vahetult kokku. Sageli vaadeldakse pinnaseosakesena mineraalosa koos teda ümbritseva veekilega. Viimase olemasolu määrab tervenisti savipinnase kõige iseloomulikuma omaduse – tema plastilisuse. On selge, et mida suurem on saueosakeste eripind, seda rohkem on savipinnas võimeline vett siduma. Samaaegselt on vaja suurema veehulga lisamist, et lükata saueosakesed üksteisest sedavõrd eemale, et kõva savi muutuks plastiliseks ja plastiline voolavaks.

Veekile paksus mõjutab pinnase veejuhtivust, kuna ahendab poore, milles toimub vee liikumine. Veekile paksusest sõltuvad savi mehhaanilised omadused – tugevus ja deformeeritavus. Veekile paksust mõjutab peale osakese mineroloogilise koostise ka vee koostises leiduvad vabad ioonid. Naatriumi ionide esinemisel on seotud vee hulk suurem kui näiteks kaltsiumi ionide korral. Kuna vaba ja seotud vee ionide kontsentratsioon on dünaamilises tasakaalus, siis kaltsiumi (näiteks lubja) lisamisel pinnasele toimub seotud veesioonivahetus. Na ionid tõrjutakse Ca ionide poolt välja. Seejuures väheneb seotud vee hulk, suureneb pinnase tugevus ja veejuhtivus. K, H, Al ja Fe ionid vähendavad oluliselt pinnase pundumist. Lubja lisamine on hästituntud võte savikate pinnasteede stabiliseerimiseks ja läbitavuse parandamiseks. Käesoleval ajal kasutatakse seda ka ehitusaluse pinnase süvastabiliseerimiseks.

2.7 Õhk pinnases

Õhu (üldjuhul mingi gaasi) osatähtsus pinnase koostisosana on tunduvalt väiksem kui veel. Ta ei muuda pinnaseosakeste iseloomu. Teatud juhtudel ta võib aga mõjutada pinnase käitumist. Mõju sõltub gaasi esinemisvormist. Gaas võib pinnases esineda:

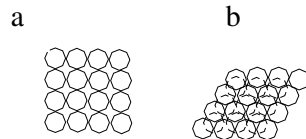
- a) lahtistes, atmosfääriga ühendatud poorides;
- b) suletud poorides pinnasevee sees;
- c) pinnasevees lahustunud kujul.

Lahtistes poorides olev õhk ei mõjuta pinnase käitumist mingil määral. Suletud poorides olev gaas muudab pinnase elastsemaks. Pinnasele mõjuva surve suurenedes surutakse mullidena esinev gaas kergesti kokku ning surve vähenedes maht taastub. Praktiliselt ei mõjuta pinnase mehaanilisi omadusi ka vees lahustunud gaas, kuigi suurendab mingil määral pinnasevee ja sellega ka pinnase kokkusurutavust. Oluline võib olla aga lahustunud gaasi osa veest eraldumisel. Välistingimuste muutumisel (rõhu või temperatuuri muutumine) muutub gaasi lahustuvus vees. Sel juhul võib eraldunud gaas oma suurema mahu tõttu muuta pinnase mahukaalu, lõhkuda väljakujunenud pinnasestruktuuri jne. Looduses seda tavaliselt ei juhtu, kuid nähtusega tuleb tingimata arvestada proovide võtmisel nende teimimiseks laboris. Looduslikust pinnasemassiivist väljavõetud proovis ei mõju enam kõrgemalalasuvate pinnasekihtide surve ja muutub temperatuur. Võib osutada, et looduses veeküllastatuna käituv pinnas määratakse laboris

kui osaliselt küllastunud. Struktuuri rikkumise tõttu võivad laboris määratud mehhaanilised omadused olla tunduvalt allahinnatud.

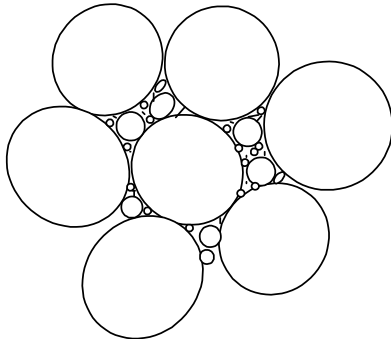
2.8 Pinnase struktuur

Pinnase koostisosade iseloomu kõrval määrab pinnase omadused ka osade omavaheline asetus – pinnase struktuur. Pinnase struktuuri kujunemist mõjutavad pinnaseosakeste kuju, suurus, mineroloogiline koostis, pinnasevee koostis, pinnase genes ja hilisemad mehaanilised (tihenemine omakaalu ja pinnasele mõjuvate koormuste tõttu, kobestumine nihkedeformatsioonide tõttu) ning keemilised mõjud. Struktuuri käsitlemisel võib pinnased jaotada kahte gruppi – liivad ja savid. Liivad on oma tekkelt enamasti settepinnased. Suhteliselt suuremõdulised liivaterad langevad settides veekogu põhja ja võtavad gravitatsioonijõu toimele tasakaaluasendi.



Joonis 2.3 Kompaktsete ühesuuruste osade kohevaim (a) ja tihedaim (b) pakkimine

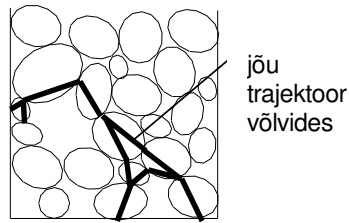
Kokkupuutepunktides mõjub ainult hõõrdejõud. Sellisel viisil tekkinud struktuuri nimetatakse teraliseks. Olenevalt terade omavahelisest asendist võib tema poorsus olla



Joonis 2.4 Erineva suurusega osakekestest koosnev pinnas

erinev. Joonisel 2.3a on toodud Saueosakeste settimisel ühesuguse läbimõõduga sfäärilistest teradest moodustatud kõige kohevam struktuur, joonisel 2.3b aga kõige tihedam, tetraedriline struktuur. Nende poorsus on vastavalt 47,64 ja 25,95 protsenti. Need on muidugi ideaalmudelid võimalike poorsuspiiride selgitamiseks. Looduslikud pinnased koosnevad erimõõdulistest teradest, mis ei ole ideaalsed sfäärid. Erineva läbimõõduga teradest koosnevad pinnased võivad olla väga tihedad ka siis, kui struktuur ei ole ideaalselt tetraedriline, kuna peenemad terad võivad täita jämedate vahelised poorid (joon 2.4).

Terade üheaegsel langemisel võivad liivas tekkida ka väikesed võlvikesed, mille alla jäävad tavalisest suuremad poorid (joonis 2.5). Sellised võlvid, olles

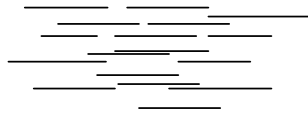


Joonis 2.5 Võlvid teralises struktuuris

pealesettinud pinnase koormise all, võivad olla üsnagi tugevad. Staatiliselt mõjuv koormus ei suuda neid purustada enne kui ületatakse kvartsitera muljumistugevus kokkupuutepunktis. Dünaamilise koormise, löögi või vibratsiooni, mõjul survejõud terade vahel teatud ajahetkel väheneb või hoopis kaob. Seetõttu väheneb või kaob ka teradevaheline hõõrdejõud ning võlvid purunevad. Eeltoodu aitab selgitada, miks isegi kohevad liivad staatilise koormise all tihenevad vähe, kuid vibratsiooni mõjul tunduvalt enam.



Joonis 2.6 Savi
"kaardimajakese" struktuur

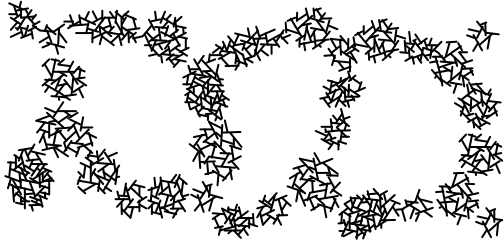


Joonis 2.7 Savipinnase
dispersne struktuur

Saueosakeste settimisel kontaktpunktis tekivad põhiliselt elektrimolekulaarne jõud on suuteline tasakaalustama osakesele mõjuva gravitatsioonijõu. Osakesed jäävad samasse asendisse, kui nad olid veekogu põhja langedes (joon 2.6). Olenevalt vees lahustunud ainete koaguleerivast (osakeste liikumist soodustavast) või dispergeerivast (osakeste eraldumist soodustavast) toimest võivad saueosakesed moodustada väga mitmekesiseid struktuure.

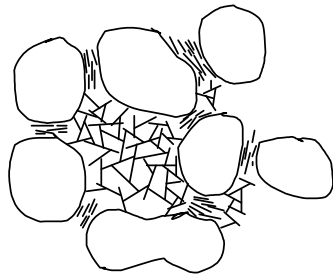
Kuna osakeste tasapinnalistel külgedel on negatiivsed, servadel aga positiivsed laengud, siis liituvad nad külgservaga, moodustades "kaardimajakese" struktuuri (joonis

2.6). Kuna liitekohtades mõjuvad piisavalt elektrimolekulaarse päritoluga suured jõud, on selline struktuur, vaatamata pinnase suurele poorsusele, küllaltki püsiv. Iseloomulik on see soolases vees settinud savidele. Dispergeerivas keskkonnas settivad kolloidsed saueosakesed moodustavad struktuuri, kus osakeste orientatsioon on enamvähem paralleelne (joonis 2.7). Selline struktuur on iseloomulik magedas vees settinud savile.



Joonis 2.8 Savi kärjekujuline struktuur

Üksikud osakesed võivad liituda juba enne veekogu põhja langemist ja moodustada teradest koosnevaid agregaatide. Agregaatide settimisel tekib kärjekujuline (helbeline) struktuur (joonis 2.8). Pinnasele mõjuvate välisjõudude, sealhulgas ka kõrgemal asuva



Joonis 2.9 Savi struktuur
Casagrande järgi

pinnase omakaalu mõjul selline struktuur järk-järgult puruneb, osakeste orientatsioon muutub enam paralleelseks, põhjustades pinnase tihenemise. Looduslikud savipinnased ei koosne kunagi ainult saueosakestest, vaid sisaldavad ka tolmu, liiva aga mõnikord ka kruusa osakesi ja kive. Kui jämedate osade hulk on väike, siis nad nagu ujuvad savis ning ei muuda väga oluliselt pinnase omadusi. Suurema hulga korral nad võivad moodustada kandva karkassi. Jõud kantakse sel juhul üle karkassi kaudu, kusjuures jämedate osade kontaktpunktide vahel, kus mõjuvad suhteliselt suured kontaktpinged, asub tugevasti tihenunud savi. Jämedate terade vahelistes osades võib aga savi olla täielikult tihenemata. Casagrande (1938) poolt esitatud sellise savipinnase struktuur on toodud joonisel 2.9. Kui sellise savi struktuuri rikkuda, näiteks muljumise teel, siis jämedate terade vahele sattub hoopis nõrgem tihenemata savi ja seega väheneb tunduvalt pinnase tugevus tervikuna.

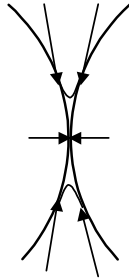
2.9 Struktuursidemed pinnases

Jämedate pinnaseterade vahel võivad sidemed täielikult puududa ja pinnase tugevuse määrab sellisel juhul ainult hõõrdejõud kontaktpunktides. Nii on see puhastes kuivades või veeküllastunud liivades.

Enamasti on looduslikes pinnastes terad omavahel tugevamini või nõrgemini seotud. Oma iseloomu järgi võib sidemed jaotada järgmiselt:

1. kapillaarjõududest põhjustatud sidemed;
2. tsementatsioonid sidemed;
3. vesi-kolloidsidemed.

Niiske liiva puhul tekivad osakeste kokkupuute kohtade ümber kapillaarjõu toimel meniskid (joonis 2.10). Meniski poolt terale mõjuv jõud põhjustab teradevahelise



Joonis 2.10 Menisk terade kokkupuutepunkti ümber ja tekkivad kapillaarjõud

survejõu suurenemise. Seega suureneb ka terade vaheline hõõrdejõud ja pinnase tugevus tervikuna. Kapillaarjõud on võrdeline tera läbimõõduga. Pinnauhikule langev teradevaheliste kontaktpunktide arv on pöördvõrdeline tera läbimõõdu ruuduga. Seega on pinnase tugevuse tõus pöördvõrdeline terasuurusega, olles suurem Peeneteristel ja tolmlivadel. Kezdi (1964) järgi on terade läbimõõdu 0.1 mm juures pinnase tugevus ainult kapillaarjõust 2,4 kPa ja 0,01 mm korral 24 kPa.

Kapillaarjõud on põhjuseks, miks niiske liiv halvasti tiheneb võrreldes kuivaga ja miks pärast läbikaevamist liiva maht suureneb.

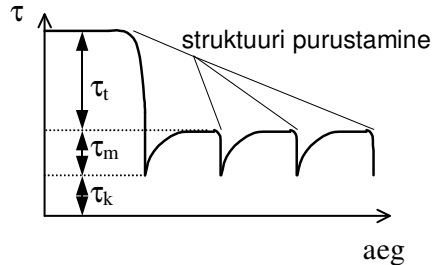
Kapillaarjõududest tingitud teradevahelised sidemed kaovad niipea kui pinnas küllastub veega. See on võimalik pinnasevee taseme muutudes või ka lihtsalt sadevete imbumisel pinnasesse. Seepärast alaliste ehituste projekteerimisel kapillaarjõududest tingitud tugevust ei võeta enamasti arvesse.

Pinnase osakesed võivad olla liidetud looduslike tsementidega. Need on näiteks pinnaseveest eralduvad rauasoolad, kaltsium- või magneesiumkarbonaat, amorfne räni jne. Tsementatsioonid sidemed võivad anda pinnasele märkimisväärse tugevuse nii, et puistepinnasest tekib poolkaljupinnas – näiteks liivakivi. Need sidemed on tänu oma kristalsele ehitusele elastsed ja haprad. Terade omavahelise asendi väikegi muutmine purustab sellised sidemed. Purunenud sidemed ei taastu, või õigemini võtab taastumine nii palju aega, et tavalises ehitustegevuses ei saa sellega arvestada.

Pinnaseosakesi seovad ka osakeste, neid ümbritseva veekile ja vees leiduvate kolloidide vahel mõjuvad molekulaarsed jõud. Nende jõudude suurus sõltub peamiselt teradevahelisest kaugusest, suurenedes selle kahanemisega. Suure survega tihendatud savipinnastes võivad nad anda pinnasele kaljupinnase tugevuse. Neid sidemeid ei teki puhastes liivades. Juhul kui aga liiv sisaldab väheselgi hulgal saueosakesi, võivad viimased kleepudes liivaterade pinnale põhjustada omakorda liivaterade kleepumise. Vesi-molekulaarsidemed on plastse iseloomuga. Pärast sidemete purustamist osakeste ümberpaigutuse tõttu taastub nende tugevus suhteliselt kiiresti. Pinnase tugevus

tervikuna taastub muidugi juhul kui tema tihedus jääb pärast segamist endiseks või suureneb.

Kui mingil looduslikul pinnasel määrata tugevus, seejärel tema struktuur lõhkuda segamise teel nii, et tihedus ning niiskus ei muutu ja uuesti määrata tugevus, siis saab täheldada suuremat või väiksemat tugevuse vähenemist (joonis 2.11). Kui selline pinnas



Joonis 2.11 Pinnase tugevuse vähenemine struktuuri rikkumisel. τ_t – tsementatsioonisidemetega tugevus, τ_m – vesikolloidsidemetega tugevus, τ_k – kapillaarsidemetega tugevus

jätta seisma ja mõningate ajavahemike järel uuesti määrata tugevus, siis selgub, et see on suurenenud. Tugevuse vähenemine pärast struktuuri purustamist on seotud struktuursidemetega purunemisega, teatud määral ka struktuuri muutusega. Järgnevate struktuuri rikkumiste puhul on tugevuse lang väiksem, moodustades ainult taastunud osa. Taastuv osa tugevusest on tingitud vesi-kolloidsidemetest, taastumatu osa aga tsementatsioonidemetest.

Rikkumata, loodusliku struktuuriga pinnase tugevuse suhet täielikult rikutud struktuuriga pinnase tugevusse nimetatakse pinnase tundlikkuseks. Savipinnast, mille tundlikkus on alla 4, nimetatakse mõõdukalt tundlikuks. Pinnas tundlikkusega üle 16 liigitatakse väga tundlikuks. On olemas ülitundlikke pinnaseid, mis rikkumata olekus taluvad suuri koormusi üheteljelisel surveel, pärast struktuuri rikkumist käituvad aga vedelikuna. Selliseid saviseid võiks analoogia põhjal vesiliivaga (quick sand) nimetada vesisaviks (quick clay).

Eeltoodust järeldeb pinnase struktuuri säilitamise vajadus nii ehitustööde tegemisel kui ka pinnase omaduste, eriti mehaaniliste omaduste, määramisel. Pinnase struktuuri rikkumine vähendab tunduvalt selle tugevust ja suurendab kokkusurutavust isegi siis, kui pinnase tihedus taastatakse. Tagajärjeks võivad olla ehitiste ülemäärased ebahühtlased vajumid ja kahjustused. Rikutud struktuuriga pinnaseproovide katsetamisel saadakse ebaõiged arvutusparameetrid kandevõime ja vajumite arvutamiseks. Klassikalise pinnasemehaanika rajaja K. Terzaghi üks suuremaid teeneid seisneb selles, et ta selgitas kui suur on erinevus loodusliku struktuuriga pinnase ja rikutud struktuuriga sama pinnase käitumises.

2.10 Terastikuline koostis ehk lõimis.

Looduslikud pinnased koosnevad tavaliselt väga mitmesuguse suurusega osakestest. Olenevalt valdavate terade hulgast ja suurusest liigitatakse pinnast – antakse pinnasele nimetus. Pinnase terastikulisel koostisel on otsustav tähtsus pinnase

omadustele. Jämeteraliste (kruusa ja liiv) ja peeneteraliste (möll ja savi) pinnaste käitumine erineb oluliselt. Põhilised erinevused on toodud tabelis 2.3.

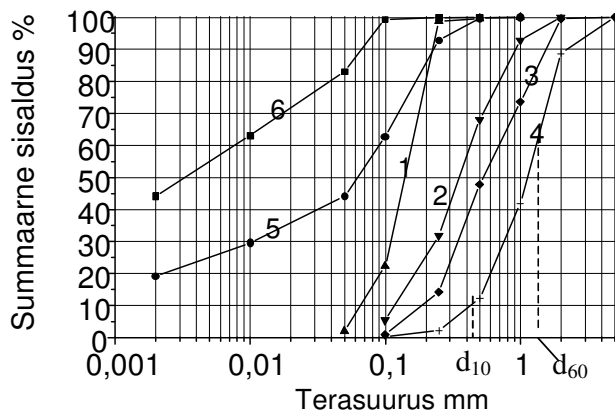
Tabel 2.3 Jäme- ja peeneteralise põhilised erinevused

Omadus	Jämeteraline pinnas	Peeneteraline pinnas
Tugevus	Sõltub normaalpingest purunemispinnal	Ei sõltu normaalpingest
Kokkusurutavus	Suhteliselt vähene	Erinev väga laiades piirides. Võib olla väga suur.
Veejuhtivus	Hästi juhtiv	Halvasti juhtiv või praktiliselt mittejuhtiv.
Tihendatavus staatilise koormusega	Halb. Praktiliselt ei tihene	Tihendamine võimalik
Tihendatavus dünaamilise koormusega	Hea	Halb. Ei tihene
Tihenemise kiirus staatilise koormuse puhul	Suur, enamasti toimub koos koormuse rakendamisega	Väike, võib kesta aastaid pärast koormuse rakendamist

Jämendamate pinnaseosakeste ($d > 0,06$ mm) hulk määratakse sõelanalüüsi teel. Peenemate osakeste hulga määramiseks kasutatakse kaudset viisi – terade läbimõõdu sõltuvust nende langemiskiirusest vees. Seejuures või osakeste hulga leida kas pipettanalüüsi või areomeetri abil. Kuna viimase tegemine on tunduvalt lihtsam ja ta tagab piisava täpsuse, siis on alljärgnevalt kirjeldatud ainult seda.

2.10.1 Sõelanalüüs

Lõimise määramiseks sõelutakse 200 kuni 2000 grammi eelnevalt kaalutud kuiva pinnast läbi sõeltekomplekti. Pinnase hulk sõltub terade suurusest – mida jämendamad terad seda suurem peab olema sõelutav kogus. Eestis kasutatakse tavaliselt sõelu avadega 10, 5, 2, 1, 0,5, 0,25 ja 0,1 mm. Igale sõelale jäänud terad kaalutakse. Edasi



Joonis 2.12 Lõimisekõver. 1) Mölline liiv, 2) peeneliiv, 3) keskliiv, 4) kruusliiv, 5) madala plastisusega savi, 6) keskmise plastisusega savi

leitakse iga läbimõõdu kohta sellest peenemate terade massi suhe kaalumiseks võetud kogumassiga. Tulemused kantakse graafikule, mille horisontaalteljel on tera läbimõõdu logaritm ja vertikaalteljel antud läbimõõdust väiksemate (vastava avasuurusega sõela läbinud) terade massi ja kogumassi suhe protsentides (joonis 2.12). Ühendades graafikule kantud punktid saame nn. lõimisekõvera.

Lõimisekõver annab võimaluse hinnata uuritava pinnase terade suurust ja jaotust. Jaotuse iseloomu saab üldjoontes hinnata visuaalselt. Graafiku horisontaalne osa viitab vastava läbimõõduga fraktsiooni puudumisele pinnases, vertikaalne osa aga vastupidi, sellise läbimõõduga fraktsiooni suuremale hulgale. Mida pikem on graafik, seda erinevama suurusega teradest pinnas koosneb st. seda ebaühtlasem ta on. Pinnase ebaühtluse täpsemaks iseloomustamiseks määratakse joonisel näidatud kaks iseloomulikku diameetrit d_{60} ja d_{10} . Viimast nimetatakse efektiivdiameetriks. Nende suhet

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$$

nimetatakse lõimiseteguriks ja see iseloomustab lõimise ebaühtlust. Kui $U > 3$, siis nimetatakse seda ebaühtlase terastikulise koostisega pinnaseks, vastasel korral ühtlaseks.

2.10.2 Areomeeteranalüüs

Areomeetri kasutamine pinnase lõimise määramiseks baseerub füüsikast tuntud Stokes'i valemile. Viimane annab sfäärilise keha langemiskiiruse (cm/s) seisvas vedelikus olenevalt terade läbimõõdust ja tihedusest ning vedeliku viskoossusest ja tihedusest

$$v = g \frac{\rho_s - \rho_w}{180\eta} d^2, \quad (2.1)$$

kus ρ_s on pinnaseosakeste mahumass (tihedus) g/cm^3

ρ_w vee tihedus g/cm^3

η vee viskoossus Pa·s (Pa·s = 0.1 puaasi)

d tera läbimõõt cm

g raskuskiirendus cm/s^2 (980,7)

Analüüsiks võetakse tavaliselt 30 kuni 50 grammi pinnast, mis on läbinud 0,1 mm avadega sõela. Pinnas segatakse veega suspensiooniks, millele lisatakse terade koaguleerimise vältimiseks dispergeeriva toimega ainet (naatriumpürofosfaati, klooralkaltsiumi või teisi). Suspensioon kallatakse 60 mm diameetriga ja 1 liitrise mahutavusega silindrilisse mõõtklaasi, lisatakse vett suspensiooni mahuni 1 liiter ja segatakse hoolikalt, nii et pinnaseosakeste jaotus suspensioonis oleks võimalikult ühtlane.

Kui suspensiooni segatud pinnase kaal oli m_t , siis selle maht on $V_t = m_t/\rho_s$. Ülejäänud osa kogumahust V on täidetud veega, mille maht on järelikult $V_w = V - V_t$ ja kaal

$$m_w = (V - V_t) \rho_w.$$

Suspensiooni kogukaal on $m_t + m_w = m_t (1 - \rho_w/\rho_s) + V \rho_w$ ja järelikult selle mahumass

$$\rho_0 = \frac{m_t}{V} \cdot \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_s} + \rho_w \quad (2.2)$$

Teatud sügavusel z suspensiooni pealispinnast ei ole aja t möödudes enam sellise läbimõõduga teri, mille langemiskiirus on suurem kui z/t . Stokes'i valemi alusel on selliste terade diameeter millimeetrites

$$d = \sqrt{\frac{0,306\eta}{\rho_s - \rho_w} \cdot \frac{z}{t}} \quad (2.3)$$

kus t on aeg minutites ja z sügavus sentimeetrites. Teistel suurustel on valemiga 2.1 samad ühikud.

Samal ajal kui sügavusel z puuduvad terad mille läbimõõt on suurem kui d , ei ole sellest peenemate osade hulk seal muutunud. Nii palju kui neid on teatud mahust allapoole langenud nii palju neid ka ülaltpoolt samasse mahtu juurde tulnud. Järelikult on teatud mahust sügavusel z kadunud kõik osad, mille läbimõõt on suurem kui d , kõigi väiksemate osade hulk aga säilinud muutumatuna.

Tähistame osakeste, mille läbimõõt on väiksem kui d , kaalu ja osakeste kogukaalu suhte n -ga. Sel juhul osakeste kaal sügavusel z ajahetkel t on nm_t/V ja suspensiooni mahumass

$$\rho_z = \frac{n m_t}{V} \cdot \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_s} + \rho_w \quad (2.4)$$

millest

$$n = \frac{\rho_s}{\rho_s - \rho_w} \cdot \frac{V}{m_t} (\rho_z - \rho_w) \quad (2.5)$$

Seega on n fraktsiooni, mille läbimõõt on väiksem kui valemiga 2.3 leitud d , suhteline hulk pinnases. Tavaliselt antakse n protsentides. n ja d abil saab teha samasuguse lõimisekõvera kui sõelumise andmetest.

n ja d määramiseks tuleb teatud hulgal ajahetkedel ja fikseeritud sügavustel määrata suspensiooni mahumass. Vee viskoossus ja tihedus sõltuvad temperatuurist ja see tuleb fikseerida. Suspensiooni mahumassi määramiseks kasutatakse areomeetrit. Lõimise analüüsiks kasutatavad areomeetrid on tavaliselt gradueeritud tihedustele 0,995 kuni 1,030 g/cm³. Eeldusel et suspensiooni mahumass muutub sügavuti lineaarselt, annab areomeetri lugem mahumassi suuruse vees oleva osa mahukeskmes. Seega peab areomeetri kalibreerima ja andma tabelina mahukeskme kauguse veepinnast z_r iga areomeetri lugemi kohta. Kalibreerimisel peab määrama ka nn. 0 lugemi vea, see tähendab puhtas destilleeritud 20 kraadises tehtud lugemi erinevus 1,000-st.

Tuleb arvestada, et saviosakeste kuju erineb tunduvalt Stokes'i valemis eeldatud sfäärilisest. Seepärast ei anna setteanalüüs pinnaseosakeste mingit faktilist mõõdet, vaid sellise sfäärilise tera ekvivalentse diameetri, mis langeb vees sama kiirusega, kui tegelik plaatja kujuga tera.

2.10.3 Pinnase liigitus terastikulise koostise alusel

Pinnaseid liigitatakse mitmesuguste tunnuste alusel. Liigitada võib tekkeviisi ehk geneesi järgi, terastikulise koostise alusel, plastsusomaduste järgi või võttes aluseks tugevuse ning kokkusurutavuse. Olenevalt kohalikest traditsioonidest ja ka esinevatest pinnaseliikidest kasutatakse erinevates riikides ja ka erinevates ametkondades erinevaid liigitussüsteeme. Eestis on seni kasutatud endise NSVL GOSTe ja kogu senine

ehitusgeoloogiline teave baseerub nendel. Seepärast on veel pika aja jooksul oluline tunda GOSTidel rajanevat klassifikatsiooni. Seoses tihedamale koostööle põhjamaade, lääne- ja keskeuroopaga on vaja tunda ka seal kasutatavaid pinnase klassifikatsioone.

Meil senikasutatud klassifitseerimissüsteemi aluseks oli GOST 25100-82.

Analoogiline jaotus on aluseks ka "Ajutised juhised ehitusgeoloogiliseks uurimiseks Eesti NSV-s".(Tallinn 1971). Viimases on liigitus mõneti üksikasjalikum.

GOST järgi liigitatakse terastikulise koostise järgi ainult jämeteralisi pinnaseid. Savipinnaste liigituse aluseks oli plastsusomadused. Jämeteralised pinnased jaotatakse jämepeurdpinnaseks ja liivpinnaseks.

Jämepeurdpinnased(kruus, rähk) on teradevaheliste sidemeteta (või väga väikese tugevusega sidemetega) ja plastsuseta pinnased, mille koostises on üle 50% teri läbimõõduga üle 2 mm.

Liivpinnased jaotatakse olenevalt koostisosade suurusele järgmisteks alaliikideks:

- kruusliiv osakesi > 2 mm rohkem kui 25%
- jämeliiv osakesi > 0,5 mm rohkem kui 50%
- keskliiv osakesi > 0,25 mm rohkem kui 50%
- peenliiv osakesi > 0,1 mm rohkem kui 75%
- tolmliid osakesi > 0,1 mm vähem kui 75 %

Tabel 2.4. Pinnaseliigitus Eesti projekteerimismõnede alusel

Rühm	Liik	Alaliik	Peenosise sisaldus < 0,06 mm %	Sauesisaldus peenosises %
Jämeteraline pinnas (jämepinnas) < 0,06 mm ≤ 40 %	Kruuspinnas 2 - 60 mm > 50%	Kruus	< 5	
		Möllikas kruus	5 - 15	< 20
		Savikas kruus		≥ 20
		Mölline kruus	> 15 - 40	< 20
		Savine kruus		≥ 20
	Liivpinnas > 50% 2 - 60 mm < 50%	Liiv	< 5	
		Möllikas liiv	5 - 15	< 20
		Savikas liiv		≥ 20
		Mölline liiv	> 15 - 40	< 20
		Savine liiv		≥ 20
Peenetraline pinnas (peenpinnas) < 0,06 mm < 40%	Möllpinnas Sauesisaldus peenosises ≤ 20 %	Möll	> 40	< 10
		Savimöll		10 - 20
	Savipinnas Sauesisaldus peenosises > 20%	Möllsavi		> 20 - 40
		Savi		> 40

Maailmas üks tuntuimaid klassifitseerimissüsteeme on "ühtne pinnase klassifitseerimissüsteem (ASTM D-2487)" (unified soil classification system). Selle järgi jaotatakse kõik pinnased kahte suurde gruppi – jämeteralised ja peenteralised pinnased. Esimestel on osakesi läbimõõduga üle 0,075 mm rohkem kui 50% ja teistel vähem kui

50%. Esimene grupp jaguneb omakorda kruusadeks ja liivadeks olenevalt 4,75 mm jämedamate terade hulgast. Kui neid on üle poole, siis on tegemist kruusa, muidu liivaga. Edasi jaotatakse nii kruusad kui liivad koostise ühtluse järgi (d_{60}/d_{10} kaudu) ja peente osakeste osatähtsuse kaudu.

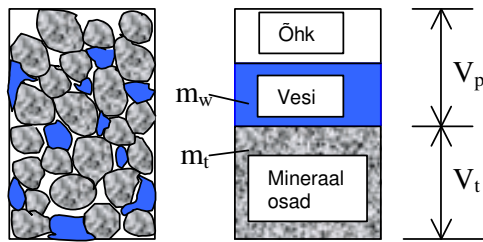
Peeneteraliste pinnaste peenem jaotus toimub niinimetatud Casagrande plastsuskaardi abil

Eeltoodud liigituse põhimõtet on kasutatud ka Eesti projekteerimisnormides (tabel 2.4). Selle alusel jaotatakse pinnased olenevalt põhilise terasuuruse alusel kahte rühma – jämedateralised pinnased ja peeneteralised pinnased. Mõlemates rühmades on kaks pinnaseliiki. Jämedapinnaste hulka kuuluvad kruuspinnas ja liivpinnas, peenpinnase hulka möllpinnas ja savipinnas. Olenevalt peenosise ja sauesisaldusest jaotuvad eelnimetatud liigid alaliikideks. Näiteks möllikas kruus, mölline liiv, savimöll, möllsavi. Liide -kas viitab väheesele peenosise hulgale, liide -ne suuremale.

Alaliigi põhinimetuste – kruus, liiv, möll – ette võib lisada enamesineva alafraktsiooni nimetuse (jäme-, kesk-, peen-).

2.11 Kaalulis-mahulised suhted pinnastes

Kaalulis-mahulised suhte all mõistetakse selliseid pinnase omadusi nagu mahumass (tihedus), poorsus, poorsustegur, veesisaldus, küllastusaste jne. Venekeelses kirjanduses on neid nimetatud ka pinnase füüsikalisteks omadusteks. Ilmselt on



Joonis 2.13 Pinnase koostisosad.

füüsikalised omadused palju laiem mõiste, kui ainult tiheduse, pooride hulga ja veesisaldusega seotud suurused. Sobiv võiks olla ka mõiste – tunnusomadused. Kõige otstarbekam on eeltoodud omadusi defineerida joonisel 2.13 toodud suuruste kaudu. Joonisel on pinnase koostisosad – terad, vesi ja gaas – üksteisest eraldatud. V_t tähistab terade mahtu, V_p pooride mahtu, g_t terade massi ja g_v vee massi. Võrreldes terade ja vee massiga on gaasi mass tühine ja sellega ei ole vaja arvestada.

2.11.1 Mahumass (tihedus) – ρ .

Pinnaste puhul on otstarbekam kasutada füüsikalise mõistena tuntud tiheduse asemel mõistet mahumass. Tihedust kasutatakse geotehnikas ka terade omavahelise pakkimistiheduse tähenduses – kohev ja tihe pinnas. Näiteks lause "väga tiheda turba mahumass on väiksem koheva liiva mahumassist" annab mõtte edasi selgemalt, kui lause "väga tiheda turba tihedus on väiksem koheva liiva tihedusest". Mahumass on pinnase mass mahuühikus, seega

$$\rho = \frac{m_t + m_w}{V_t + V_p} \quad \text{kg/m}^3 \quad (\text{t/m}^3) \quad (2.6)$$

Kuna mahumass on geotehnilistes arvutustes kasutatav suurus, tuleb ta määrata võimalikult täpselt. Loodusliku pinnase mahumass määratakse enamasti lõikerõnga meetodil. Selleks surutakse lõikerõngas, milleks on lahtiste otstega silinder, üleni pinnasesse. Pinnase tihenemise vältimiseks ei tohi, eriti liiva puhul, lõikerõnga süvistamiseks kasutada lööke ega vibreerimist. Enne rõnga väljavõtmist toestatakse selles asuv pinnas altpoolt plaadiga. Seejärel tasandatakse ülemine pind sirge servaga noaga ning niiskuse kao vältimiseks kaetakse samuti plaadiga. Pinnasega täidetud lõikerõngas kaalutakse koos plaatidega. Kui sellest kaalust lahutada rõnga ja plaatide kaal, saame rõngas oleva pinnase massi. Rõnga mõõtmete – siseläbimõõdu ja kõrguse – kaudu leiame pinnase mahu ja võime arvutada mahumassi.

Lõikerõngas peaks olema võimalikult õhukeseseinaline, ühest otsast teritatud servaga ja piisavalt suure läbimõõduga, et vältida pinnase tihenemist proovi võtmisel. Läbimõõt peab olema seda suurem, mida jämedamad on pinnaseosakesed. Kui puhastel savidel piisab 40 mm läbimõõduga silindrist, siis liivadel on vajalik diameeter vähemalt 100 mm ja kruusateri sisaldaval moreenil 300 ja enam millimeetrit.

Pinnastel, milledesse lõikerõnga surumine ei ole võimalik, (kõva savi või jämedaid teri sisaldav savipinnas) saab mahumassi määrata parafineerimise meetodil. Selleks valmistatakse suvalise kujuga proovikeha, millel ei tohiks olla teravaid nurki ja pinnale ulatuvaid tühemikke. Proov kaalutakse ja kaetakse seejärel kuuma parafiini kastmise teel parafiinikihiga. Kaaludes parafineeritud proovi, saame kahe kaalumise vahelst parafiini kaalu ja teades tema mahumassi, saame arvutada ka mahu. Parafineeritud proovi saab kaaluda vees ilma, et tema veesisaldus muutuks. Arhimedese seaduse põhjal saab arvutada parafiiniga kaetud proovi mahu. Lahutades sellest eelnevalt leitud parafiini mahu, saame ebakorrapärase geomeetrilise kujuga pinnaseproovi mahu. Eeltoodu alusel saab mahumassi arvutada valemiga

$$\rho = \frac{m_{\text{pinnas}}}{\frac{m_{\text{pinnasparaf}} - m_{\text{pinnasparafvees}}}{\rho_{\text{vesi}}} - \frac{m_{\text{pinnasparaf}} - m_{\text{pinnas}}}{\rho_{\text{paraf}}}} \quad (2.6)$$

Looduslike pinnaste mahumass on enamasti piires 1500 kuni 2100 kg/m³. Orgaanilist ainet sisaldavatel pinnastel võib ta olla väiksem – turbal näiteks isegi 1000 kg/m³. Väga tihedatel moreenidel võib ρ olla ka mõnevõrra suurem eespooltoodud piiridest.

2.11.2 Erimass (pinnase osakeste mahumass) ρ_s

Erimass on pinnase osakeste mahumass mahuühikus. Kasutades joonisel 2.13 toodud suurusi saame

$$\rho_s = \frac{m_t}{V_t} \quad \text{kg/m}^3 \quad (\text{t/m}^3) \quad (2.7)$$

Pinnased koosnevad suhteliselt vähestest mineraalidest – kvartsist ja nn savimineraalidest. Nende mineraalide mahumass ei erine väga oluliselt. Kvartsil on see 2660-2670 kg/m³, savimineraalidel mõnevõrra suurem – 2700-2850 kg/m³. Seetõttu saab osakeste mahumassi sageli piisava täpsusega leida ilma otsese katselise määranguta eeldusel, et pinnaseliik on teada.

Keskmsed osakeste mahumasside väärtused on esitatud tabelis 2.5.

Juhul kui pinnases leidub teisi mineraale või orgaanilist ainet, tuleb osakeste mahumass määrata katseliselt. Selleks puistatakse uuritava pinnase proov peene kaelaga

Tabel 2.5 Pinnase terade mahumassi keskmised suurused

Pinnase liik	Mahumass kg/m ³
Liiv	2670
Savimöll	2700
Möllsavi	2720
Savi	2750

anumasse, püknomeetrisse ja see kaalutakse (m_2). Seejärel täidetakse anum selle kaelal oleva märgini veega ja kaalutakse jälle (m_3). Kui nüüd täita anum ainult veega kaelal oleva märgini ja kaaluda (m_4) ning on kaalutud ka tühi anum (m_1), siis on olemas vajalikud andmed – pinnase mass ja maht – mahumassi arvutamiseks.

Pinnase mass on $m_2 - m_1$. Ainult veega täidetud anum on vee maht ($m_4 - m_1$)/ ρ_w , kus ρ_w on vee mahumass. Anumas pinnase ja veega on sama kogumaht ning vee maht ($m_3 - m_2$)/ ρ_w . Järelikult on pinnase maht nende vee mahtude vahe ning pinnaseosakeste mahumassi saab arvutada valemiga

$$\rho_s = \frac{m_2 - m_1}{m_4 - m_1 - m_3 + m_2} \rho_w \quad (2.8)$$

Vajaliku täpsuse saavutamiseks peab kasutama destilleeritud ja keetmisega deaereeritud vett ning kõik kaalumised tegema ühesugusel temperatuuril (20° C). Vees lahustunud gaase võib eraldada ka vakumeerimisega. Viimane moodus on ainuvõimalik, kui vees lahustuvate pinnaseosakeste puhul kasutatakse muud vedelikku näiteks petrooleumi.

2.11.3 Veesisaldus e. niiskus w

Pinnase veesisaldusest sõltuvad otseselt savipinnase mehaanilised omadused. Samaaegselt on ta üks lihtsamini määratav pinnase omadus. Seepärast tehakse veesisalduse määramine geotehnilisel uurimisel võimalikult suurel hulgal.

Veesisalduse (mõnikord nimetatakse vene keele terminoloogia mõjul ka niiskuseks) mõistet kasutatakse paljudel erialadel, kuid selle tähendus võib olla erinev. Geotehnikas mõistetakse veesisaldusena alati vee ja pinnaseosakeste massi suhet. Joonisel 2.13 toodud tähistuste kaudu on veesisaldus järelikult

$$w = \frac{m_w}{m_t} \quad (2.9)$$

Veesisaldus väljendatakse suhtarvuna või protsendina.

Veesisalduse määramiseks kaalutakse pinnaseproov ja seejärel kuivatatakse püsiva kaaluni temperatuuril 105° C. Sellisel temperatuuril eraldub pinnasest kogu vaba vesi ja suurem osa seotud vett. Teatud osa seotud vett jääb siiski pinnasesse. Kõrgema temperatuuri kasutamine võimaldaks ka sellest vabaneda, kuid siis võivad hakata lagunema ka teatud mineraalid. Seepärast on valitud temperatuur tinglik ja kokkuleppeline ning tulemuste omavaheliseks võrreldavuseks tuleb sellest veesisalduse määramisel kinni pidada.

Looduslike pinnaste veesisaldus kõigub tunduvalt laiemas diapsoonis kui mahumass. Väga tihedal savipinnasel on ta isegi pooride täieliku veeküllastuse puhul ~ 10%. Nõrgal, voolava konsistentsiga lääne-eesi viirsavil võib see ulatuda 80% ja turbal mõnesaja protsendini.

2.11.4 Arvutuse teel leitavad näitarvud

Peale eelnevalt vaadeldud otseselt teimimisega määratavate suuruste kasutatakse geotehnikas veel teisi näitarve, mida saab leida arvutuse kaudu, kasutades ρ , ρ_s ja w väärtusi.

Kuivmahumass (kuivtihedus, skeleti mahumass) ρ_d on kuiva pinnase mass kogumahu. Joonisel 2.13 kasutatud tähiseid kasutades

$$\rho_d = \frac{m_t}{V_t + V_p} \quad (2.10)$$

Arvestades, et

$$V_t + V_p = \frac{m_t + m_w}{\rho} \quad \text{ja et} \quad m_w = w m_t$$

saame kuivmahumassi leida valemist

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + w} \quad (2.11)$$

Mõnikord määratakse ρ_d otseselt teimimisega, kuivatades enne kaalumist lõikerõngas oleva pinnase. Sellisel juhul tuleb lõikerõnga juurest looduslikust pinnasest võtta veel proovid pinnase veesisalduse määramiseks. Eeliseks on asjaolu, et ei ole vaja mahumassi määramiseks vajalikku suurt pinnaseproovi kaitsta veesisalduse vähenemise eest. Väikest proovi, mille abil saab määrata veesisalduse, on aga hõlpsam isoleerida. Mahumass arvutatakse sel juhul valemiga

$$\rho = \rho_d (1 + w) \quad (2.12)$$

Poorsus n on pooride mahu ja pinnase kogumahu suhe ja seega kirjutatav kujul

$$n = \frac{V_p}{V_t + V_p} = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} \quad (2.13)$$

Sagedamini kui poorsust kasutatakse geotehnikas poorsuse iseloomustamiseks mõistet **poorsustegur e**, pooride ja terade mahu suhet. Eeliseks on asjaolu, et pooride mahu muutus (näiteks pinnase tihenemisel) on võrdeline poorsusteguriga e , poorsusega n aga mitte. Koos pooride mahuga muutub ka kogumaht. Terade maht jääb aga muutumatuks. Poorsusteguri saab avaldada kujul

$$e = \frac{V_p}{V_t} = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \quad (2.14)$$

n ja e on omavahel seotud ja arvutatavad juhul kui ühe suurus on teada, järgmiste seostega

$$e = \frac{n}{1 - n} \quad n = \frac{e}{1 + e}$$

Arvestades, et poorsus tähendab sisuliselt pooride mahtu ühikulises pinnase mahus, võib terade mahu ühikmahus väljendada seosega $1/(1+e)$. Terade ja pooride mahu summa peab olema järelikult üks

$$n + \frac{1}{1 + e} = \frac{e}{1 + e} + \frac{1}{1 + e} = 1$$

Viimasel ajal on pinnase pooride suhtelist hulka hakatud väljendama nn. **erimahuga** v (Wood 1990)

$$v = 1 + e = \frac{V_t + V_p}{V_t} = \frac{\rho_s}{\rho_d} \quad (2.15)$$

Pinnase tihenemisel on v muutus võrdeline pinnase mahumuutusega ja ühikulise pinnaga pinnasesamba kõrguse muutusega, see tähendab vajumiga. Paljudel juhtudel võimaldab v kasutamine e asemel kirjutada lihtsamalt matemaatilisi avaldusi.

Pinnase pooride veega täitumise astme iseloomustamiseks kasutatakse mõistet **küllastusaste** S_r (I_w). See näitab, kui suur osa pooride mahust on täidetud veega ning on järelikult defineeritav kui vee ja pooride mahu suhe. Kuna vee maht on g_w/ρ_w , siis

$$S_r = \frac{m_w}{\rho_w V_p} = \frac{m_w}{\rho_w V_t e} = \frac{m_w \rho_s}{\rho_w m_t e} = \frac{w \rho_s}{e \rho_w} \quad (2.16)$$

S_r suurus on vahemikus nullist üheni. Täiesti kuival pinnasel $S_r=0$ ja täielikult veega küllastunud pinnasel $S_r=1$. Liiva võib lugeda veeküllastunuks kui $S_r>0,8$. Siis on poorides olev vesi hüdrauliliselt seotud ja kehtib Arhimedese seadus terade kaalukaotuse kohta. Täielikult veeküllastunud pinnase ($S_r=1$) kohta kehtib seos

$$e = w \frac{\rho_s}{\rho_w} \quad (2.17)$$

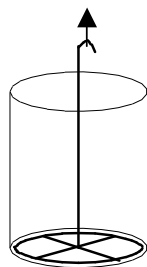
Seega täielikult veeküllastunud pinnase poorsusteguri leidmiseks piisab, kui on määratud selle veesisaldus ja liik (liiv või savi).

Mahumassi kasutamine geotehnilistes arvutustes on ebamugav. Näiteks pinnase omakaalust põhjustatud pinge arvutamisel tuleb mahumass korrutada kihi paksusega ja seejärel veel raskuskiirendusega g . Otstarbekam on kohe mahumass korrutada raskuskiirendusega ja kasutada arvutustes selliselt saadud suurust – **mahukaalu** $\gamma = \rho g$. Analoogselt siis ka kuivmahukaal $\gamma_d = \rho_d g$ ja terade mahukaal ehk erikaal $\gamma_s = \rho_s g$. Sobiv ühik mahukaalu jaoks on kN/m^3 .

2.11.5 Liivpinnase tihedust iseloomustavad näitarvud

Liivpinnase tiheduse (osakeste paigutustiheduse) hindamiseks kasutatakse mõistet **tihedusaste** I_D (suhteline tihedus D_r), mis leitakse seosest

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}, \quad (2.18)$$



Joonis 2.14 Traadist kobestaja pinnase suurima võimaliku poorsuse saavutamiseks

kus e on uuritava pinnase poorsustegur,

e_{\max} on pinnase poorsustegur maksimaalselt kohevas olekus,

e_{\min} on pinnase poorsustegur maksimaalselt tihedas olekus.

e_{\min} määratakse kuiva pinnase vibreerimise ja tampimisega kindla mahuga silindris kuni selle kaal enam ei suurene. Seejärel arvutatakse ρ_{\max} ja e_{\min} .

e_{\max} leidmiseks kallatakse kuiv pinnas väikeselt kõrguselt ettevaatlikult silindrisse, mille põhja on asetatud traadist kobestaja (joonis 2.14). Pärast silindri täitmist tõmmatakse kobestaja välja, kaalutakse silindris olev pinnas ja leitakse ρ_{\min} ning e_{\max} . I_D võib leida ka otseselt mahumasside kaudu. Kui kasutatakse kuiva pinnast, siis $\rho_d = \rho$ ja

$$I_D = \frac{\rho_{\max}}{\rho} \frac{\rho - \rho_{\min}}{\rho_{\max} - \rho_{\min}} \quad (2.19)$$

Pinnaste jaotus tiheduse alusel K.Terzaghi järgi on toodud tabelis 2.6.

Tabel 2.6 Pinnase tihedus Terzaghi järgi

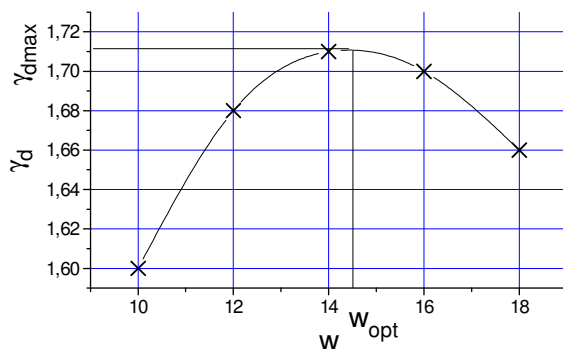
I_D	Kirjeldus
0-1/3	Kohev
1/3-2/3	Kesktihe
2/3-1	Tihe

Das (Das 1994) annab üksikasjalikuma jaotuse, mis on toodud tabelis 2.7.

Tabel 2.7 Liiva tihedus B.Das järgi

I_D	Kirjeldus
0-0.15	Väga kohev
0.15-0.5	Kohev
0.5-0.7	Kesktihe
0.7-0.85	Tihe
0.85-1	Väga tihe

Liival võib maksimaalse tiheduse saavutada tema tihendamisel õhkuivana. Üldjuhul on aga maksimaalne tihedus saavutatav teatud **optimaalse veesisalduse** juures. Optimaalse veesisalduse määramiseks kasutatakse standardset Proctor' teimi või selle modifikatsioone. Pinnas tihendatakse mitmesuguse veesisalduse juures, kasutades selleks teatud kindlat energia hulka. Standardset Proctor' teimil tihendatakse pinnas kihikaupa (kolm võrdse paksusega kihti) 2,5 kg raskuse tambiga, mis langeb 30,5 sm kõrguselt. Tihendamine toimub anumal, mille läbimõõt on 102 mm ja kõrgus 116 mm. Tihendamise järel määratakse tihendatud pinnase kuivmahu mass ρ_d . Seejärel lisatakse pinnasele vett ja korratakse katset. Saadud andmetel koostatakse graafik ρ_d sõltuvuse kohta veesisaldusest (joonis 2.15), millelt saab leida tihendamiseks vajaliku veesisalduse w_{opt} ja antud tihendamisenergia puhul maksimaalse kuivmahu massi ρ_{dmax} .



Joonis 2.15 Proctoriteimi tulemused.

2.11.6 Savipinnase plastsust iseloomustavad näitajad.

Tavakogemusest on teada, et savi teatud veesisalduse puhul on plastne, see tähendab laseb ennast hästi vormida ja oma kuju muuta ilma, et puruneks ja praguneks seejuures. Savi kuivatades tema plastsust teatud veesisalduse juures kaob ning savi muutub kõvaks. Ulatuslikum kujumuutus välise jõuga kutsub esile purunemise. Lisades plastsele savile vett, võib jõuda teise piirini kus plastsed omadused kaovad ja savi muutub pudrutaoliseks või isegi voolavaks massiks. Seejuures on veesisalduse muutus, mis on vajalik, et viia algselt kõva savi voolavasse olekusse, sõltuv saviosakeste hulgast pinnases ja nende mineroloogilisest koostisest. Seetõttu on otstarbekas iseloomustada savipinnast nende iseloomulike veesisalduste kaudu, mille juures ta läheb kõvast olekust plastsesse ja plastsest voolavasse.

Sellise ettepaneku tegi 1911. aastal rootslane Atterberg põllumajanduslikel eesmärkidel. Mõistes savi iseloomu selgitamise otstarbekust Atterbergi meetodil, võtsid geotehnikaga tegelevad insenerid selle peatselt kasutusele. Niinimetatud plastsuspiirid (Atterbergi piirid) on praeguseni kasutusel pinnaste liigitamisel. Neid kasutatakse ka pinnase mehaaniliste omaduste ligikaudseks hindamiseks.

Sellist veesisaldust, mille puhul selle väikene vähendamine muudab plastse savi kõvaks, nimetatakse plastsuspiiriks w_p . Selle määramine on jäänud muutumatuks Atterbergist alates. Savitükike rullitakse 3 mm paksuseks nõõriks seni kui ta niiskuse vähenemise tõttu hakkab pragunema ja pudunema tükikideks. Sellise olekus määratakse pinnase veesisaldus, mida loetaksegi plastsuspiiriks.

Veesisaldust, mille puhul selle väikene suurendamine põhjustab savi muutumise plastsest voolavaks, nimetatakse voolavuspiiriks w_L . Atterberg määras w_L kui veesisalduse, mille puhul kaussi määratud savikiht hakkab kerge raputuse mõjul voolama, täites savikihti eelnevalt tehtud kitsa prao. Subjektiivsuse mõju vähendamiseks

teimi tulemustele valmistas Casagrande aparaadi, mis tagab kausi ja selle raputamise standardsuse, lastes seda igal löögil kukkuda täpselt 10 mm kõrguselt. Kausi põhja asetakse uuritav pinnas 8 mm paksuselt ja tehakse sellesse vagu, mille laius on kausi põhjal 8 mm ning savi pinnal 11 mm. Pinnas loetakse olevaks voolavuspiiril, kui vagu 25 löögi järel täitub 13 mm pikkuselt. Teimides mitmesuguse veesisaldusega pinnaseproove, leitakse järk-järgulise lähenemisega selle tingimuse täitmiseks vajalik veesisaldus. Üksikteimide hulka on võimalik vähendada, kasutades empiirilist leitud seost löökide arvu ja veesisalduse vahel, mille puhul vagu pinnasega täitub (Das 1994)

$$w = -I_F \log N + C$$

Järelikult on veesisalduse ja löökide arvu logaritmi vahel lineaarne sõltuvus. Kui mitmesuguse veesisaldusega pinnasega on määratud löökide arv ja andmed kantud poollogaritmilisele graafikule, siis läbi katsepunktide tõmmatud sirgelt saab leida 25 löögile vastava veesisalduse w_L (joonis 2.16). On esitatud empiirilisi valemeid voolavuspiiri leidmiseks ühe teimi andmetel (R.Karlsson 1981)

$$w_L = \frac{w_n}{1,419 - 0,3 \log n} ; w_L = w_n \left(\frac{n}{25}\right)^{0,121},$$

kus n on löökide arv, mille puhul vagu täitub ja w_n katsetatava pinnase veesisaldus. Voolavuspiiri määramiseks kasutatakse Casagrande aparaadi kõrval ka mitmesuguseid koonusteime. Enamkasutatavad on Vassiljevi ja rootsi koonus. Vassiljevi koonus oli aluseks voolavuspiiri leidmisel vastavalt NL GOST -ile ja seda on kasutatud eranditult kõigi geotehniliste uuringute puhul Eestis. See on 76 g raskune 30° tipunurgaga koonus, mis lastakse vajuda pinnaseproovi. Savi loetakse olevaks voolavuspiiril, kui koonus vajub savisse 10 mm.

Rootsi koonuse kaal on 60 grammi ja tipunurk 60°. Koonus on ühendatud statiiviga, mis võimaldab täpselt fikseerida pinnase tungimise sügavust. Vooluspiiril olevaks loetakse pinnas kui koonuse süvis on 10 mm. w_L väärtuse võib leida ka juhul kui süvis on vahemikus 7 kuni 15 mm kasutades seost (R.Karlsson)

$$w_L = M w_n + N$$

kus

$$M = \frac{1,8}{1,8 + 2 \log \frac{n}{10}}$$

ja

$$N = \frac{34 \log \frac{n}{10}}{1,8 + 2 \log \frac{n}{10}}$$

Casagrande aparaadiga määratud voolavuspiir on mõnevõrra suurem Vassiljevi koonusega määratud. Rootsi koonuse puhul ei ole erinevus aga eriti oluline. Eesti savipinnaste kohta on 145 paralleelteimi andmetel saadud järgmine empiiriline sõltuvus (Lemberg 1992)

$$w_{LC} = 1,11 w_{LR} - 3,06$$

Vassiljevi koonuse kasutamisel on erinevus suurem. Samadel andmetel on saadud empiiriline seos

$$w_{LC} = 1,37 w_{LV} - 5,42$$

Voolavuspiiri ja plastsuspiiri kaudu arvutatakse plastsusarv I_P ja voolavusarv I_L

$$I_P = w_L - w_P \quad (2.20)$$

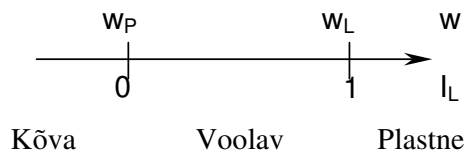
$$I_L = \frac{w - w_P}{w_L - w_P} \quad (2.21)$$

I_P iseloomustab pinnase "savikust". Mida suurem on I_P , seda rohkem on pinnasel savile iseloomulikke omadusi. Seetõttu kasutatakse antud näitajat laialdaselt pinnaste klassifitseerimisel. "Ajutised juhised..." (1966) järgi määras savipinnase liigi plastsusarv (tabel 2.8).

I_L määrab savipinnase oleku, tema konsistentsi. Kui $I_L < 0$, siis on pinnas kõva. Kui I_L on vahemikus 0 kuni 1 on pinnas plastne ja juhul kui $I_L > 1$ voolav (joonis 2.16). Täpsem savipinnaste oleku liigitus "Ajutiste juhised..." (1966) järgi on toodud tabelis 2.9.

Tabel 2.9. Pinnase jaotus voolavusarvu järgi.

Nimetus	Voolavusarv I_L
Kõva	< 0
Poolkõva	$0 - 0,25$
Sitke	$> 0,25 - 0,5$
Poolpehme	$> 0,5 - 0,75$
Pehme	$> 0,75 - 1,00$
Voolav	> 1.0



Joonis 2.16 Savipinnase oleku sõltuvus veesisaldusest ja plastsuspiiridest

Tabel 2.10. Pinnase jaotus voolavuspiiri järgi

Nimetus	Voolavuspiir w_L %
Väheplastne	< 35
Keskplastne	$35 - 50$
Väga plastne	$> 50 - 70$
Üliplastne	> 70

Eesti projekteerimisnormides on savipinnast iseloomustatud voolavusarvuga (tabel 2.10)

Platsusnäitajate kasutamisel praktikas tuleb arvestada, et need määratakse rikutud struktuuriga proovidega. w_L määratakse sisuliselt, kui piir mille puhul savipasta tugevus on väga väike, kuid siiski nii suur, et seda piisava täpsusega veel mõõta saab. Ligikaudu on savi tugevus voolavuspiiril $2 \div 2,5$ kPa. Loodusliku struktuuriga savi, mille I_L on 1,

tugevus võib olla oluliselt suurem. Näiteks eesti nõrkadel savidel, mille I_L on reeglina suurem kui 1, ulatudes mõnikord 1,5 või isegi 2-ni, on tugevus tavaliselt suurem kui 14 kPa ja on kaugel "voolamisest". Muidugi tuleb arvestada, et selliste nn. peitvoolava konsistentsiga savide tugevus struktuuri rikkumise järel kahaneb oluliselt. Saueosakeste aktiivsust, nende suurust ja mineroloogilist koostist iseloomustab aktiivsustegur (Skempton 1953)

$$A = \frac{I_p}{s_f},$$

kus s_f on saueosakeste hulk pinnases.

Mida suurem on A seda aktiivsem on pinnas.

Aktiivsuse järgi jaotatakse pinnased järgmiselt:

mitteaktiivsed $A < 0,75$

normaalsed $A = 0,75 \div 1,25$

aktiivsed $A > 1,25$

3. VEE MÕJU PINNASE KÄITUMISELE

Pinnase poorides oleval veel on oluline mõju pinnase käitumisele. Vesi mõjutab pinnase mahukaalu, tugevust ja vundamendi vajumise ajalist kulgu. Vundamendi rajamine allapoole pinnasevee taset suurendab kulutusi veetõrje tõttu. Vee külmumine põhjustab külmakerkeid. Paljudest vee mõjul toimuvatest nähtustest käsitletakse käesolevalt pinnase veejuhtivust, kapillaarsust, vee külmumisega seotud protsesse pinnases ja pinge jaotust pinnase osakeste ning vee vahel. Pinnase leandumist, pundumist, kuivamiskahanemist ja teisi veega seotud omadusi käsitatakse kursuse osades, kus nende mõju esineb konkreetsete ülesannete lahendamisel.

3.1 Veejuhtivus

Veejuhtivus on pinnase omadus lasta endast pooride kaudu vett läbi. Vee voolamine võib toimuda mitmesugustel põhjustel. Tähtsaim neist on gravitatsioonijõud, kuid teatud juhtudel võib see olla tingitud kapillaarjõust, temperatuuride vahest, osmootilisest rõhust või mõnest muust tegurist.

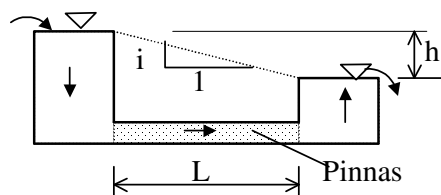
Teatavasti võib vee liikumine olla turbulentne või laminaarne. Mida väiksem on vee liikumise kiirus ja voolukanali läbimõõt ning mida suurem on vedeliku viskoossus, seda suuremad on eeldused, et liikumine on laminaarne. Pinnastes on vee liikumise kiirus ja pooride suurus sedavõrd väiksed, et voolamine on pea alati laminaarne. Turbulentseks võib voolamine muutuda ainult väga jämedateralistes pinnastes ja kalju lõhedes.

Laminaarse voolamise korral saab läbi pinnaühiku ajaühikus filtreeruva vee hulga leida empiirilise Darcy valemiga

$$q = kI, \quad (3.1)$$

kus I on hüdrauliline gradient ja k võrdetegur mida nimetatakse **filtratsioonimooduliks**. Hüdrauliline gradient on veesamba kõrguste vahena väljendatud rõhkude vahe pikkuse ühiku kohta (joonis 3.1). q ühikuks on kiirus ja seda nimetatakse ka filtratsioonikiiruseks. Et gradient on ühikuta suurus, siis on ka k ühikuks kiirus. Teda saab defineerida kui filtratsioonikiirust ühikulise gradiendi puhul. Ta on sõltuv pinnase

omadustest, eeskätt pooride mõõtmest ning hulgast aga ka vedeliku viskoossusest.



Joonis 3.1 Hüdraulilise gradiendi mõiste

Kuna pooride mõõtmel on sõltuvad pinnaseosakeste mõõtmest, siis on viimastel otsustav osa filtratsioonimooduli suurusele. Osakeste suuruse kõrval mõjutab k suurust muidugi osakest pakkimise tihedus, see tähendab pinnase poorsus.

v ei ole võrdne tegeliku vee liikumise kiirusega pinnases. Eelmärgitud pinnauhik, mille läbi vesi voolab, hõlmab nii terade kui ka pooride pinna. Tegelik voolamine toimub läbi pooride, mille pind moodustab kogupinnast $e/1+e$ (e on poorsustegur). Järelikult on tegelik voolukiirus $v = v(1 + e)/e$.

Pinnase veejuhtivust on vaja teada rea praktiliste ülesannete lahendamisel. Siia kuuluvad pinnasest süvendisse voolava veehulga arvutus, veealandamiseks vajaliku дренаaži kavandamine, pinnase keemilise tugevdamise meetodi valik aga ka vundamendi vajumise ajalise kulgemise prognoosimine eeldab veejuhtivuse suuruse teadmist. Filtratsioonimooduli määramiseks kasutatakse laboratoorseid teime, välikatseid või empiirilisi seoseid teiste, lihtsamini määratavate pinnase omaduste näitavate vahel.

3.1.1 Veejuhtivuse laboratoorne määramine

Lihtsaima veejuhtivuse määramise seadme skeem on esitatud joonisel 3.1. Seda nimetatakse püsiva rõhuga permeameetriks. Läbi toru, mille ristlõike pindala on A ja pinnasega täidetud osa pikkus L , voolab aja t vältel püsiva rõhkude vahe h korral Darcy valemi järgi vee hulk

$$Q = qAt = kA \frac{h}{L} t \quad (3.2)$$

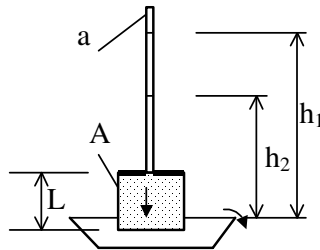
Kuna voolutakistus pinnases on tunduvalt suurem kui toru pinnasega mittetäidetud osas, ei ole rõhu languga viimases vaja arvestada.

Kui veehulk Q mõõta, saab filtratsioonimooduli arvutada valemiga

$$k = \frac{QL}{Aht} \quad (3.3)$$

Püsiva rõhuga permeameetriga saab määrata suhteliselt jämedateralise pinnase veejuhtivust. Peeneteralistel pinnastel võib veejuhtivus olla sedavõrd väike, et osutub võimatuks tagada realselt vastuvõetava aja vältel veehulga mõõtmise vajalikku täpsust. Vähe vettjuhtivate pinnaste k määramiseks kasutatakse langeva rõhuga permeameetrit. Seadme skeem on esitatud joonisel 3.2. Peenes mõõtskaalaga varustatud torus, milles asuv veesammas tekitab voolamiseks vajamineva rõhu, on veehulka võimalik täpsemalt mõõta taseme muutuse kaudu. Kuid taseme muutus põhjustab voolu tekitava rõhkude vahe h muutuse katse vältel.

Vooluhulk ajaühikus läbi pinnase on kAh/L . Peenes torus on see $a-dh/dt$, kus a on toru ristlõike pindala. Kuna vooluhulgad peavad olema võrdsed, siis



Joonis 3.2 Langeva rõhuga permeameeter

$$kA \frac{h}{L} = a \frac{dh}{dt}$$

Eraldades muutujad, saame

$$dt = \frac{aL}{kA} \frac{dh}{h}$$

Integreerides vasakut poolt nullist t-ni ja paremat poolt h_1 -st h_2 -ni, saame

$$t = \frac{aL}{kA} \ln \frac{h_1}{h_2}$$

ehk

$$k = \frac{aL}{At} \ln \frac{h_1}{h_2}, \quad (3.4)$$

kus h_1 on veesamba kõrgus katse algul ja h_2 katselõpul hetkel t.

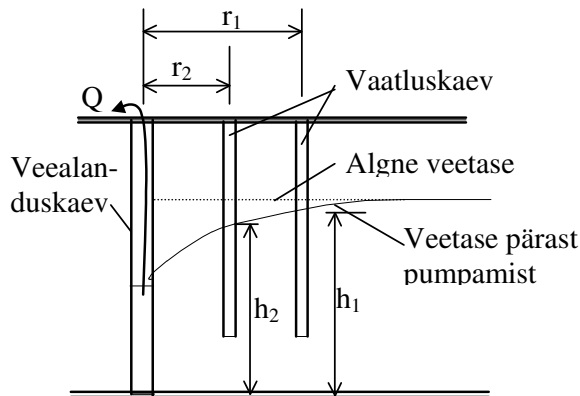
Rohkesti saviosakesi sisaldava pinnas veejuhtivuse määramine ei õnnestu ka langeva rõhuga permeameetri abil. Väga väikese veejuhtivusega pinnase k saab määrata kaudselt, pinnase tihenemise kiiruse kaudu. See selgitatakse täpsemalt osas 4.

3.1.2 Välikatsed veejuhtivuse määramiseks

Laboratoorne veejuhtivuse määramine võib olla seotud oluliste vigadega, mille peamised põhjused on:

- kasutatavad pinnaseproovid on vähem või rohkem rikutud struktuuriga.
 - väikeste proovikehade veejuhtivus ei pruugi kajastada pinnasemassiivi, kui terviku keskmist veejuhtivust.
 - veejuhtivus võib olla anisotroopne, see tähendab erinev näiteks vertikaal- ja horisontaalsuunas. Seda on keerukas laboratoorses tingimustes määrata.
- Suurema usaldusväärsusega saab veejuhtivuse määrata välikatsega. Selleks tuleb rajada puurauk, millest toimub vee väljapumpamine (või vee lisamine). Puurauku ümbruses veepind alaneb ja tekib niinimetatud depressioonilehter (joonis 3.3). Depressioonilehter on seda järsem, mida väiksem on pinnase veejuhtivus. Pumpamist teostatakse kuni statsionaarse olukorra saavutamiseni, see tähendab seni kuni püsiva väljapumbatava vee hulga juures (m^3/tunnis) veetaseme puuraukudes jääb püsivaks. Kui nüüd määrata depressioonilehtri kuju veetaseme mõõtmisega vaatluspuuraukudes saab vajalikud

andmed veejuhtivuse määramiseks. Sobiva arvutusmeetodi valikuks peab teadma



Joonis 3.3 Filtratsioonimooduli määramine proovipumpamisega täielikust kaevust (vettpidava kihini ulatuvast).

uuritava ala geoloogilist ehitust, esmajoones kas on tegemist ühtlase või kihilise pinnasega, survele või surveta veega, kas läheduses asub veekogu jne.

Lihtsaimal juhul, kui puurauk läbib tervikuna uuritavat enam-vähem ühtlast pinnasekihti, saab filtratsioonimooduli arvutada valemiga

$$k = \frac{2,303Q}{\pi(h_1^2 - h_2^2)} \log \frac{r_1}{r_2} \quad (3.5)$$

3.1.3 Empiirilised seosed k määramiseks

Ligikaudselt saab filtratsioonikoefitsiendi suuruse määrata ilma otseste katseteta empiiriliste seoste abil lähtudes pinnase lihtsamalt määratavatest omaduste näitavatest. Üks lihtsamaid ja tuntumaid on Hasen'i valem, mis seob filtratsioonimooduli suurused pinnase efektiivdiameetriga

$$k = Cd_{10}^2, \quad (3.6)$$

kus C on tegur, mille suurus sõltub k ja d_{10} dimensioonidest. Kui efektiivdiameeter d_{10} on millimeetrites ja k cm/s, siis $C=1 \div 1,5$. Hasen'i valem annab rahuldavaid tulemusi kohevate või kesktihedate puhaste, ilma tolmu ja savilisanditeta liivade puhul. Seos ei arvesta liiva tihedust ega lõimise ebaühtlust.

Casagrande on andnud lihtsa seose liivade tiheduse arvestamiseks

$$k = 1,4e^2 k_{0,85} \quad (3.7)$$

kus $k_{0,85}$ on filtratsioonimoodul, kui poorsustegur $e = 0,85$ ja e on uuritava pinnase poorsustegur.

Teoreetilised uuringud (Kozeny-Carman) näitavad, et veejuhtivus peaks olema võrdeline $e^3/1+e$ suurusega. Seda kinnitavad ka eksperimentaalsed uuringud. Lisades veel lõimise ebaühtluse mõju, on Amer ja Awad (?) esitanud valemi

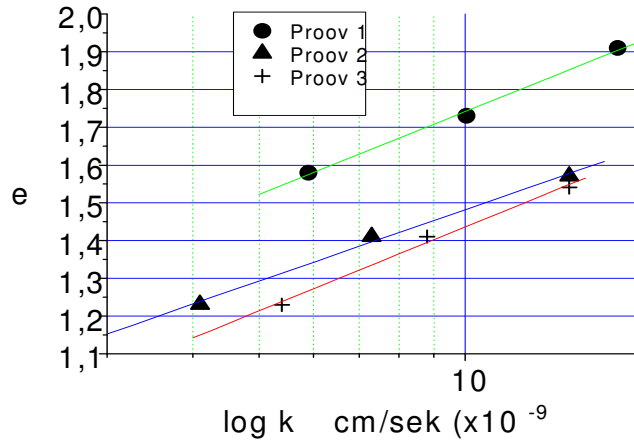
$$k = C_2 d_{10}^{2,32} U \frac{e^3}{1+e} \quad (3.8)$$

kus U on lõimisetegur ja C_2 katsetest määratav tegur.

Savi puhul võib veejuhtivuse sõltuvuse poorsusest väljendada kujul

$$k = k_0 \exp[C_3(e - e_0)] \quad (3.9)$$

kus k_0 on filtratsioonimoodul, kui poorsustegur on e_0 ja C_3 katsetest leitav tegur. Joonisel 3.4 on toodud näide Pärnu viirsavi veejuhtivuse sõltuvusest poorsustegurist. See näitab poorsusteguri ja filtratsioonimooduli logaritmi lineaarset sõltuvust, mida kirjeldab valem 3.10.



Joonis 3.4 Pärnu viirsavi filtratsioonimooduli sõltuvus poorsustegurist.

3.1.4 Veejuhtivuse tüüpilised suurused

Filtratsioonimooduli suurus kõigub pinnastel väga laiades piirides.

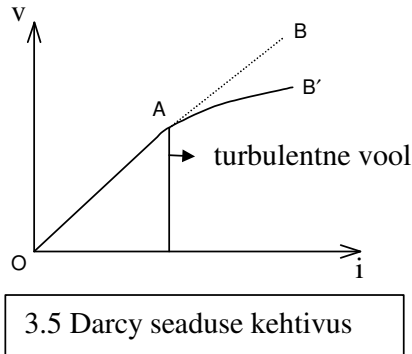
Filtratsioonimooduli suurus antakse mingi kiiruse ühikuga. Enamlevinud on cm/s, m/s, m/ööpäevas, m/aastas. Euronormides on soovitatud m/s või m/aastas. Tabelis 3.1 on toodud pinnaste liigitus veejuhtivuse järgi, k väärtused enamlevinud pinnaste kohta ja võimalikud määramismeetodid.

Tabel 3.1

		10	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	mm/sec
Hästi vettjuhtiv							Halvasti vettjuhtiv			Praktiliselt veetõke		
Kruus	Liiv						Möll, möllsavi			Savi		
Püsiva rõhuga permeameeter												
		Langeva rõhuga permeameeter										
Välikatse proovipumpamisega												
							Kaudne määrang tihenemiskiiruse järgi					

3.1.5 Darcy seaduse kehtivusest

Veejuhtivuse käsitluse alguses oli öeldud, et kuna pinnastes on poorid sedavõrd peened ja voolukiirus väike, on voolamine laminaarne ja seepärast saab filtratsioonikiiruse arvutada Darcy seaduse alusel. Kui see on nii, siis järelikult peab filtratsioonikiirus v olema proportsionaalne hüdraulilise gradiendiga i viimase igasuguse



väärtuse korral. Joonisel 3.5 väljendab seda joon OAB. Liivpinnastega tehtud eksperimentaalsed uuringud kinnitavad seda, vähemalt suhteliselt väikeste gradientide korral. Suuremate gradientide korral muutub sõltuvus kõverjooneliseks - joon OAB' joonisel 3.5, see tähendab vool muutub turbulentseks. Kui suure gradiendi puhul see toimub, sõltub terade läbimõõdust ja poorsusest. Ohde (1951) on annab järgmised gradiendi piirid olenevalt terade suurusest:

$i \leq$	800	100	12	0,8	0,1
$d =$	0,05	0,1	0,2	0,5	1 mm

Kui gradient on suurem, peaks kasutama Darcy valemi asemel seost

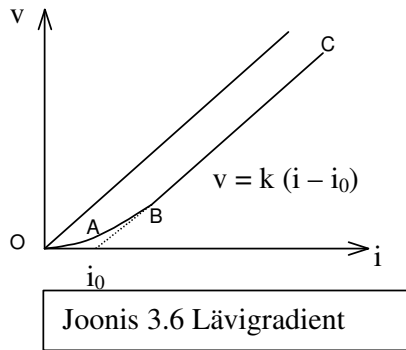
$$v^m = kI \quad (3.10)$$

kus m väärtus on 1 ja 2 vahel. Seega esineb oht, et Darcy seadus ei kehti, ainult väga jämedate liivade või väga suurte gradientide korral.

Erinevalt liivadest on savipinnastel täheldatud kõrvalekaldumist Darcy seadusest väga väikeste gradientide korral. Keraamiliste filtrite uurimisel avastati, et filtratsiooni ei toimunud enne kui gradient saavutas teatud läviväärtuse. Hiljem täheldati sama nähtust ka tihedatel savidel. Filtratsioonikiiruse saab lävigradiendi I_0 esinemisel väljendada seosega

$$v = k(I - I_0) \quad (3.11)$$

Seos kehtib, kui $I > I_0$. Graafiliselt väljendub seos joonisel 3.6 esitatud sirgega AC.



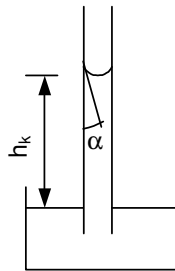
S.Hansbo (1960) uurimused selgitasid, et filtratsioon väikestel gradientide juures küll toimub, kuid väiksema kiirusega nagu kujutatud joonisel joonega OBC.

Nähtuse olemust seletatakse mitmete põhjustega. Näiteks seotud vee teatud nihketugevusega, mille ületamise järel võib alles vee voolamine alata. Põhjuseks võib olla õhumullide esinemine pinnases, mis takistavad voolamist. On ka rida teisi teoreetilisi kaalutlusi. Probleem omab suurt praktilist tähtsust pinnase deformeerumise, seega vundamenti vajumi prognoosimisel. Pinnase mahu vähenemine on peamiselt tingitud tema poorsuse vähenemisest ja täieliku veeküllastuse puhul võimalik ainult juhul, kui vesi pooridest saab välja surutud. Kui seda ei toimu väikest gradientide korral, ei toimu ka vajumist.

Probleemi ei saa lugeda lõplikult lahendatuks. Rida uurimusi (Matyas 1966, Mitchell 1969) on näidanud, et Darcy seadus kehtib savides ka väikeste gradientide puhul. Eesti pinnaste kohta vastavasisulised uuringud seni puuduvad.

3.2 Kapillaarnähted pinnases

Kapillaarsus on füüsikast tuntud vedaliku omadus tõusta peentes torudes või



Joonis 3.7 Kapillaartõusu kõrgus torus

piludes pindpinevuse mõjul üle vaba veepinna taseme. Seda muidugi juhul kui vedelik märgab anuma seinu. Vastasel juhul veepind alaneb. Tõusu kõrguse määrab toru raadius (või pilu laius), vedeliku pindpinevus ja tihedus ning märgamisnurk (joon. 3.7) ja on ümmarguse toru puhul väljendatav seosega

$$h_k = \frac{2T_s}{\rho_w r g} \cos \alpha \quad (3.12)$$

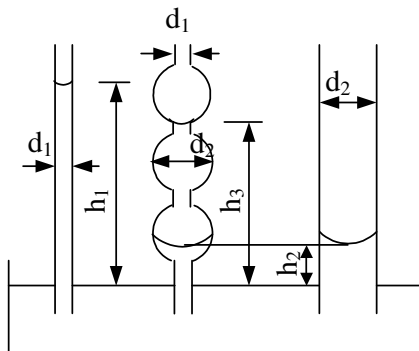
kus T_s on pindpinevus (N/m), r toru raadius (m), ρ_w vee tihedus (kg/m^3), raskuskiirendus ($9,81 \text{ m/s}^2$) ja α märgamisnurk. Arvestades, et vee pindpinevus on $0,073 \text{ N/m}$ ja märgamisnurk puhta klaasi puhul 0° , on kapillaartõusu kõrgus meetrites toru läbimõõdu puhul millimeetrites $0,03/d$. Pinnase poorid on enamasti küllalt peened, et vesi neis võiks üle oma normaaltasapinna tõusta. Kuna pooride mõõted on sama suurusjärguga kui teradel, siis on ilmselt tõusu kõrgus sõltuv terastikulisest koostisest. Kapillaartõusu ligikaudseks hindamiseks kasutatakse valemit

$$h = \frac{C}{e d_{10}}, \quad (3.13)$$

kus h on kapillaartõusu kõrgus mm, e on poorsustegur, d_{10} efektiivdiameeter ja C empiirilisel

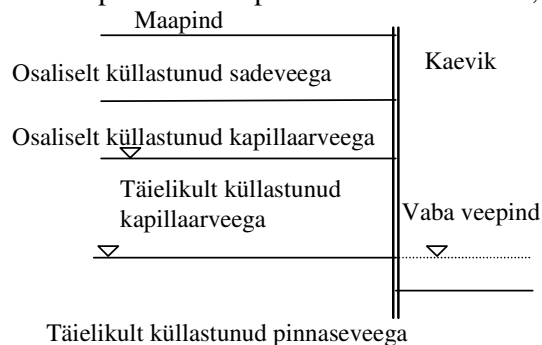
määratav tegur, mille suurus on enamasti vahemikus 10 kuni 50 mm^2 .

Pinnaste poorid ei ole ühtlase läbimõõduga. Neid võib modelleerida joonisel 3.8



Joonis 3.8 Kapillaartõusu kõrgus ebäühtlase läbimõõduga torus

näidatud ebäühtlase jämedusega toruga. Vesi saab sellises torus tõusta ainult esimese laienduseeni. Kui aga selline toru täita veega, sulgeda ülemine ots ja asetada otsapidi vette, siis pärast otsa avamist langeb veetase ühtlase jämedusega torus olevale kõrgusele. Taoline olukord pinnases tekib sadevete imbumisel pinnasesse või veepinna alandamise järel. Seepärast ei teki pinnases kindlat nivood, milleni kapillaartõus ulatub. Teatud



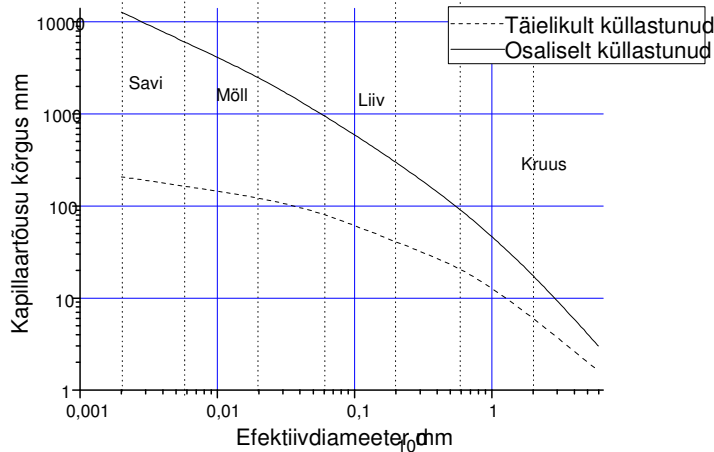
Joonis 3.9 Pinnasevee tsoonid

kõrguseni üle veepinna on pinnas kapillaarsuse tõttu veega küllastunud. Selle peal asub tsoon, kus poorid on osaliselt täidetud (joonis 3.9).

Praktilisest kogemustest lähtudes on kapillaartõusu kõrgus olenevalt pinnaseliigist järgmine:

kruus	0,04 kuni 0,06 m;
jämeliiv	0,12 kuni 0,18 m;
keskliiv	0,15 kuni 0,35 m;
peen- ja tolkliiv	0,3 kuni 1,2 m;
saviliiv	1 kuni 1,5 m;
liivsavi	1,5 kuni 3 m;
savi	kuni 8 m.

Ligikaudne kapillaartõusu kõrgus pinnastes on toodud joonisel 3.10



Joonis 3.10 Kapillaartõusu ligikaudne kõrguse sõltuvus terasuurusest

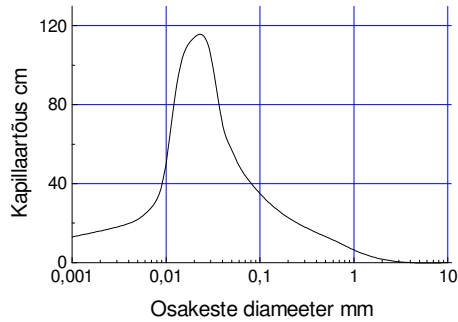
Savipinnastes on tõusu kõrgus teoreetiliselt palju suurem, ulatudes sadade meetriteni. Kuid peente pooride tõttu on tõusmise kiirus sedavõrd väike, et muude tegurite mõjul (esmajoones aurumise tõttu) vesi kunagi sellisele kõrgusele ei kerki. Vaadeldes kapillaartõusu kõrgust teatud aja vältel, näiteks ööpäevas, selgub et see on maksimaalne mitte kõige peeneteralisemas pinnases, vaid teatud vahepealses (joon.3.11). Väga väikese veejuhtivusega pinnases nõuab kapillaartõus pikka aega.

3.3 Vee külmumine pinnases

On teada, et vee maht külmudes suureneb ligikaudu 9%. Seetõttu suureneb ka pinnase maht ja põhjustab niinimetatud külmakerkeid – külmamuhke teedel ja vundamentide kerkimist. Kuna vee maht moodustab ainult osa pinnase kogumahust, enamasti alla poole, siis mahu paisumine jäätumisel ei saa tekitada mahu suurenemist üle 3-4%. See tähendab, meetri paksuselt külmuva pinnasekihi paksus suureneb ainult 3-4 cm. Samaaegselt on praktikast teada, et külmakerke suurus võib ulatuda kümnete sentimeetriteni. Järelikult toimuvad pinnases mingid protsessid lisaks lihtsale mahu suurenemisele. Külmumisel tekivad pinnases ulatuslikud jääläätsed ja vee hulk pinnases pärast selle külmumist võib teatud tingimustes olla tunduvalt suurem kui ta oli enne. Peab toimuma vee migratsioon külmumistsooni.

Üheks põhjuseks on vee liikumine osmootilise rõhu mõjul Pinnasevesi sisaldab alati teatud lisandeid - ioone. Vee jäätumisel liituvad veemolekulid tekkivate jää

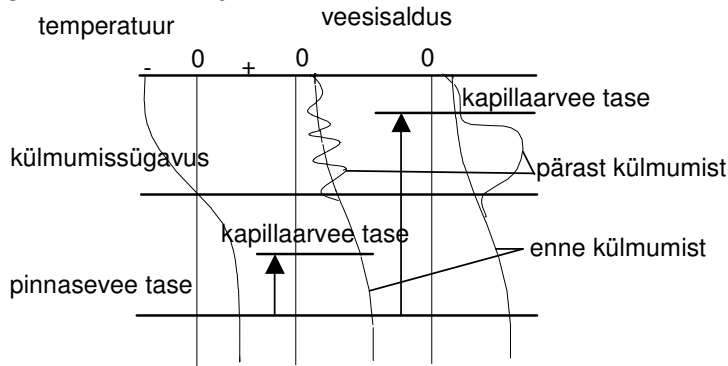
kristallidega. Allesjäavas vees suureneb seetõttu lisandite kontsentratsioon ja tekib



Joonis 3.11 Kapillaartõusu kõrgus 24 tunni vältel olenevalt pinnase terajämedusest

osmootiline rõhu vahe sügavamal asuva väiksema kontsentratsiooniga veega. Kui sügavamal asuv vesi on kapillaaride kaudu ühenduses jäätumiskiirkonnas asuva veega, hakkavad vee molekulid liikuma jäätumise suunas kuni püsib kontsentratsioonide vahe. Ilmselt on juurde lisanduva vee hulk seda suurem, mida kauem kestab jäätumine ja mida suurem on kapillaaride veejuhtivus.

Kui pinnasevee tase on nii sügaval, et kapillaartõus ei küüni külmumissügavuseni, vee lisandumist muidugi ei toimu. Pinnases oleva niiskuse kogunemise tõttu külmumistsentrite ümber võivad tekkida üksikud jääläätsed, kuid vee kogumaht ei muutu (joon. 3.12)

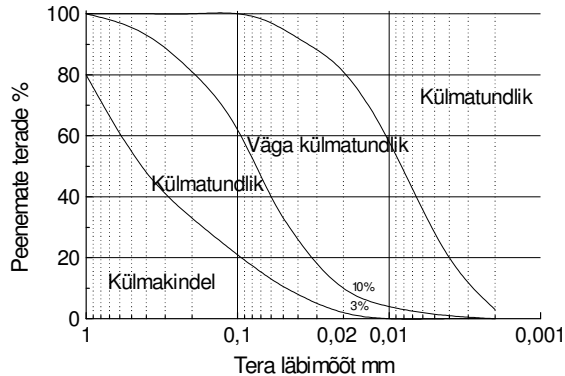


Joonis 3.12 Veesisalduse muutus külumistsoonis olenevalt kapillaartõusu kõrgusest

Eeltoodust järeldub, et külmakerke võimalus on suurem juhul, kui pinnasevee tase on külumistsoonile lähemal kapillaartõusu kõrgusest ja kui pinnase veejuhtivus on küllalt suur transportimaks külumisperioodi vältel piisavas koguses täiendavat vett.

Kruusades ja jämeliivades oht praktiliselt puudub, kuna kapillaartõusu kõrgus on väike. Puhastes savides on küll kapillaartõusu kõrgus suur, kuid väikese veejuhtivuse tõttu jääb veehulk talveperioodi jooksul väikseks. Pika külumisperioodi puhul, näiteks külmhoonete all, on ka savi puhul oht suur. Seega on kõige külmakerkeohtlikumad just vahepealsed - möllpinnased. Pinnase külmakerkelisuse määrab peamiselt peenemate kui 0,02 mm osakeste sisaldus. Kui selliseid osi on alla 1%, siis pinnases külmakerkeid

enamasti ei esine. Joonisel 3.13 on esitatud näitena Casagrande pinnase külmatundlikkuse ohtlikkuse hindamise kriteerium.



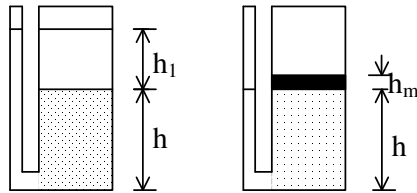
Joonis 3.13 Pinnase külmatundlikkus (Casagrande järgi)

3.4 Efektiiv- ja neutraalpinged pinnases

K. Terzaghi poolt esitatud efektiivpinge printsiip on üks olulisemaid mõisteid pinnasemehaanikas. Ilma seda kasutamata ei ole võimalik lahendada ühtegi praktilist probleemi, mis on seotud pinnase tugevuse või deformeeritavusega. Printsiip ise on ülimalt lihtne: veeküllastatud pinnases esinev kogupinge σ võrdub alati pinnase osakeste poolt vastuvõetava pingega σ' ja vee poolt vastuvõetava pingega u summaga

$$\sigma = \sigma' + u \quad (3.14)$$

Pinnases tekkiv kogupinge on suhteliselt hõlpsasti määratav arvutusega ja mõõdetav ka tegelikus pinnasemassiivis. Sama kehtib ka vee poolt vastuvõetava pingega kohta. Pinnase osakeste poolt vastuvõetavat pinget ei saa otseselt arvutada ega mõõta. Ta on määratav kui kogupinge ja vee poolt vastuvõetava pingega vahe. Samaaegselt just



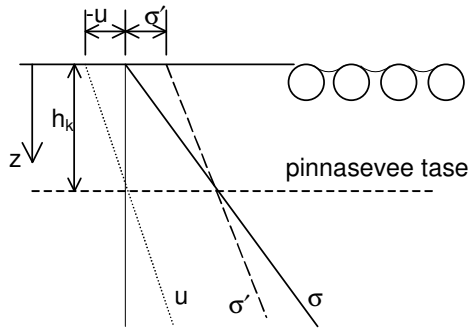
Joonis 3.14 Skeem efektiiv- ja normaalpinge selgitamiseks

terade vahel mõjuv pinge määrab pinnase käitumise pingeseisundi muutudes. See osa pingest põhjustab deformatsioone ja mõjutab pinnase tugevust. Seepärast nimetatakse teda efektiivpingeks. Vee poolt vastuvõetav pinge ehk poorivee rõhk ei mõjuta otseselt pinnase käitumist ja seetõttu nimetatakse neutraalpingeks.

Joonisel 3.14 toodud skeemidel on kaks ühesugust anumast, mis on täidetud ühesuguse kõrguseni liivaga. Mõlemas anumast ühtib veepind liivapinnaga. Ilmselt on mõlema anuma põhjale mõjuv kogupinge $h\gamma$ ja neutraalpinge $h\gamma_w$. Järelikult on efektiivpinge

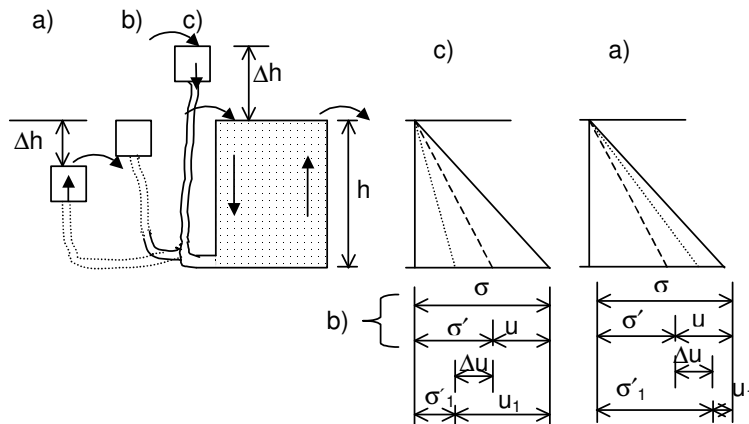
$$h\gamma - h\gamma_w = h(\gamma - \gamma_w) = h\gamma'$$

kus γ' on pinnase heljundmahukaal. Kui valada ühte anumasse juurde vett kõrguseni h_1 , siis kogupinge kasvab seal suuruseni $h\gamma + h_1\gamma_w$ ja rõhk pooriveses on $h\gamma_w + h_1\gamma_w$. Efektiivpinge järelkult ei muutu. Kui teise anumasse vee asemel lisada näiteks terasplaat, mille mass on võrdne lisavee massiga esimeses anumal, siis kogupinge on sama kui esimeses anumal. Poorivee rõhk plaadi lisamisest ei muutu ja järelkult teises anumal on efektiivpinge anuma põhjal $h\gamma' + m_{\text{plaat}}$. Joonisel 3.15 on esitatud kogu-, neutraal- ja efektiivpinge jaotus pinnasekihis, juhul kui



Joonis 3.15 Kogupinge σ , efektiivpinge σ' ja poorivesesurve u kapillaartõusu h_k korral

pinnasevee tase asub maapinnast sügavusel h ja kapillaartõus ulatub maapinnani. Pinnase poorid on järelkult täielikult veega küllastunud. Kapillaartõusu tsoonis ripub vesi meniski küljes ning temas on tõmbepinged. Seega on rõhk pooriveses negatiivne (pinnasemehaanikas loetakse tõmbepingeid kokkuleppeliselt negatiivseteks) ja võrdub $\gamma_w(h - z)$. Maapinnal, kus pinged pinnaseskeletile üle antakse, on poorivee rõhk $-\gamma_w h$.



Joonis 3.16 Vee liikumise mõju efektiiv- ja neutraalpingele.

Kuna kogupinge on maapinnal null, siis efektiivpinge on järelkult $\gamma_w h$. Veepinnal, see tähendab sügavusel $z = h$, on poorivee rõhk null ja efektiivpinge võrdub kogupingega γh .

Seni vaadeldud juhtudel oli tegemist seisva veega. Vee liikumisel olukord muutub. Joonisel 3.16 toodud skeem selgitab efektiivpingete määramist, juhul kui

pinnases vesi voolab vertikaalsuunas. Anum II on täidetud pinnasega. Anum I on eelmisega ühendatud painduva toruga. Juhul kui anum I on asendis A, rõhkude vahe puudub ja veevoolu ei toimu. Kogupinge sügavusel z on $z\gamma$, neutraalpinge $z\gamma_w$ ja efektiivpinge järelikult $z\gamma'$. Anuma II põhjas olevate pingete puhul peab z asendama h -ga.

Kui anum I lasta allapoole, asendisse B, hakkab vesi voolama anumasse II ülalt allapoole. Et veetasemeid säilitada, tuleb sinna vett lisada. Rõhk pooriveses on nüüd $(h - h_1)\gamma_w$, nagu näitab piesomeetrina töötav anum I. Järelikult on see $h_1\gamma_w$ võrra väiksem kui enne. Kuna kogurõhk anumasse II ei muutu anuma I asendi muutmisel, siis peab efektiivpinge suurenema samavõrra kui väheneb neutraalpinge, see tähendab $h_1\gamma_w$ võrra. Efektiivpinge suurenemine põhjustab pinnase tihenemist aga ka tema tugevuse suurenemist. Vastupidine olukord tekib anuma I tõstmisel. Vesi pinnases voolab sellisel juhul alt üles ja tasemete säilitamiseks on vaja lisada vett anumasse I. Rõhk pooriveses suureneb ja efektiivpinge väheneb $h_1\gamma_w$ võrra. Efektiivpinge vähenemine vähendab ka pinnase tugevust. Kui h_1 on piisavalt suur, kaob pinnaseosakeste vaheline efektiivpinge täielikult ja pinnas muutub tugevusetu vedelikuks, milles pinnaseosakesed heljuvad. Tekib niinimetatud ebavesiliiv. Ilmselt tekib selline olukord siis, kui

$$\sigma' = \sigma - u = h\gamma - h_1\gamma_w = 0$$

ehk

$$I_{kr} = \frac{h_1}{h} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} \quad (3.15)$$

mida nimetatakse kriitiliseks gradiendiks. Nagu selgub, sõltub I_{kr} ainult pinnase mahukaalust. Järelikult võib "vesiliivaks" muutuda tõusva veevoolu puhul igasuguse terajämedusega liiv- või kruuspinna, mitte ainult tolmliid nagu tavaliselt arvatakse. Piisab kui hüdrauliline gradient saavutab kriitilise väärtuse. Peenemas materjalis on vaid selleks vajalik veehulk väiksem. Jämedamaterjalises liivas, kui vee juurdevool ei ole küllaldane, langeb rõhkude vahe ja kriitilist gradienti ei tarvitse tekkida. Vee küllastatud liiva mahukaal on enamasti ligikaudu 20 kN/m^3 ja vee mahukaal 10 kN/m^3 . Seega liivas on kriitiline gradient ligikaudu 1.

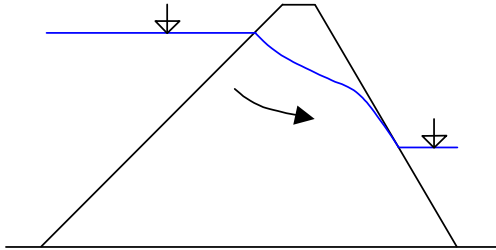
3.5 Hüdrodünaamiline pinge vee voolamisel pinnases

Eelnevalt käsitleti lihtsaimat juhtu – vertikaalne vool läbi ühtlase pinnase – vee voolamise mõjust pingele pinnases. Selgus, et pinnases voolav vesi muudab oluliselt pingeseisundit.

Pinnaseterade vahel voolav vesi kaotab energiat ja annab selle hõõrdumise teel üle pinnaseosakestele. Voolamine saab toimuda ainult rõhkude vahe tõttu. Teisisõnu vool on seotud rõhu kaoga voolutee pikkusel. See rõhukadu vees rakendub voolusuunalise pinge kasvuga pinnase terade vahel. Seda pinget pinnaseosakeste vahel, mis tekib voolava vee toimel, nimetatakse hüdrodünaamiliseks pingeks ja sellest tingitud jõudu mõnikord hüdrodünaamiliseks või filtratsioonijõuks. Alljärgnevalt on vaadeldud üldisemat juhtu, kui vesi võib voolata suvalises suunas. Lihtsustuseks on siiski käsitletud tasandiülesannet. See on otstarbekas ka seepärast, et paljud pinnasemehaanika probleemid, kus hüdrodünaamiline pinge mängib olulist osa, on oma olemuselt tasandiülesanded. Esmajoones kuuluvad siia nõlva püsivus ja pinnase surve piiretele.

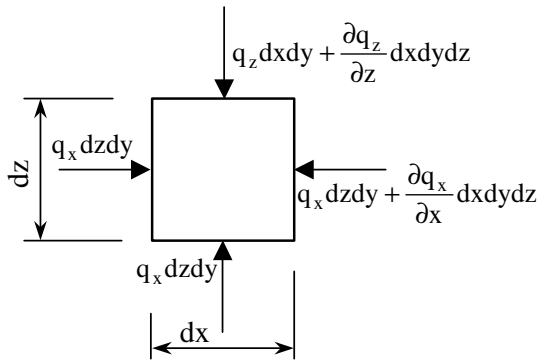
3.5.1 Veevoolu tasandiülesanne

Tasandiülesande puhul piki y telge rõhkude vahet ei ole ja järelikult vee liikumist ei toimu. Eeldatakse, et pinnas on ühtlane ja isotroopne, st veejuhtivus kõigis suundades ühesugune. Samuti eeldatakse, et pinnase poorsus ei muutu ja vesi on kokkusurumatu.



Joonis 3.17 Vee voolamine läbi pinnastammi

Joonisel 3.17 toodud näites tekib rõhkude vahe tõttu vee vool läbi pinnase kõrgema veetasemega veekogust madalamasse. Vaadeldes pinnase elementaarmahus



Joonis 3.18 Vee vool elementaarmahus

vee voolamise tingimusi (joon 3.18), võib kirjutada seose elementaarmahtu voolava hulga kohta

$$q_x dzdy + q_z dxdy$$

Elementaarmahust väljavoolava vee hulk on

$$q_x dzdy + \frac{\partial q_x}{\partial x} dx dzdy + q_z dxdy + \frac{\partial q_z}{\partial z} dz dxdy$$

Eelduste kohaselt on vesi ja pinnas kokkusurumatud, elementaarelemendi maht ei muutu ja seega peab sellesse mahtu sisse- ja väljavoolavate vee mahtude summa olema võrdne. Järelikult

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} dxdydz + \frac{\partial q_z}{\partial z} dxdydz = 0$$

ehk

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_z}{\partial z} = 0 \quad (3.16)$$

See võrrand väljendab vee liikumise pidevust. Loomulikult liigub vesi ainult rõhkude vahe ehk gradiendi olemasolul.

Darcy seaduse kehtivuse korral

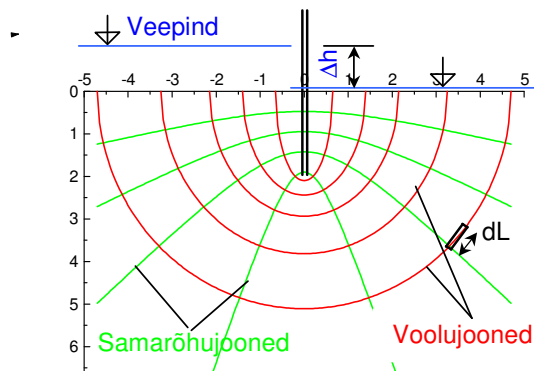
$$q_x = k \frac{\partial h}{\partial x} \quad \text{ja} \quad q_z = k \frac{\partial h}{\partial z} \quad (3.17)$$

Asetades need suurused pidevustingimusse 3.17, saame

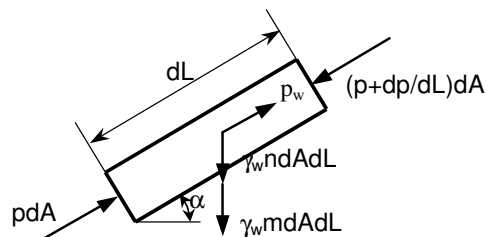
$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (3.18)$$

Saadud diferentsiaalvõrrand on tuntud Laplace võrrandina. Sõnades väljendatuna tähendab see, et muutumatu ruumala puhul on gradiendi muutus x suunas võrdne gradiendi muutusega z suunas. Tähistades voolu potentsiaali $\Phi = kh$, saame eelneva kirjutada kujul

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = 0 \quad (3.19)$$



Joonis 3.19 Vooluvõrk



Joonis 3.20 Elementaarmahule mõjuvad jõud vee voolamisel

Filtratsioonijõudude määramiseks uurime voolujoonelt (joon 3.19) eraldatud torus (joon 3.20) teljesuunalisi jõude. Toru ühes otsas mõjub veesurvest tingitud jõud

$$pdA \quad \text{ja teises otsas} \quad \left(p + \frac{\partial p}{\partial L}\right)dA$$

Toru sees mõjuvad vee kaal $\gamma_w n d A dL$, veele mõjuv osakekestest tingitud tõstejõud $\gamma_w m d A dL$ ja veele mõjuv pidurdusjõud $p_w d A dL$. n ja m on vastavalt pooride ja terakeste maht ühikmahus.

$$p dA - \left(p + \frac{\partial p}{\partial L} dL \right) dA + p_w d A dL - \gamma_w m d A dL \sin \alpha - \gamma_w n d A dL \sin \alpha = 0$$

Arvestades, et $m + n = 1$ ja $\sin \alpha = dz/dL$, saame pidurdussurveks

$$p_w = \frac{\partial p}{\partial L} + \gamma_w \sin \alpha = \frac{\partial p}{\partial L} + \gamma_w \frac{\partial z}{\partial L} = \gamma_w \frac{\partial}{\partial L} \left(\frac{p}{\gamma_w} + z \right)$$

Kuna $p/\gamma_w + z$ on rõhu kõrgus, siis

$$p_w = \gamma_w \frac{\partial h}{\partial L} = \gamma_w I \quad (3.20)$$

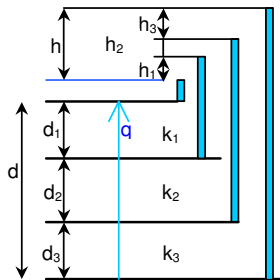
Pinnase skeletile mõjub sama suur, ainult vastassuunaline surve. Pinnasele mõjuva jõu annab p_w ning mahu korrutis. Jõud on suunatud piki voolujooni.

3.5.2 Veevool läbi kihilise pinnase

Vee voolamisel risti läbi erineva veejuhtivusega pinnase kihtide (joon 3.21) on vooluhulgad, mis läbivad iga kihi, võrdsed. Darcy seaduse põhjal

$$q = k_1 I_1 = k_2 I_2 = \dots = k_i I_i$$

kus i_i on hüdrauliline gradient i kihi ulatuses.



Joonis 3.21 Vee voolamine läbi kihilise pinnase

Asendame sellise kihilise pinnase ühtlasega, millel on sama kogupaksus $d = \sum d_i$. Läbi sellise kihi voolab sama kogus vett, kui filtratsioonimoodul omab mingi kaalutud keskväärtuse k_k

$$q = k_i I_i = k_k I$$

kus i on gradient kogu kihi ulatuses $i = h/d$ ja h kogu rõhulang. Gradient ühe kihi ulatuses on $I_i = h_i/d_i$, kus h_i on rõhulang kihi i ulatuses. Kogu rõhulang h võrdub üksikutes kihtides tekkivate rõhulangude summaga $h = \sum h_i$. Rõhulang üksikus kihis on $h_i = I_i d_i = q d_i / k_i$. Seega $h = q \sum d_i / k_i$. Ühtlase pinnase korral $h = q d / k_k$. Sellest võrdusest saab leida k_k

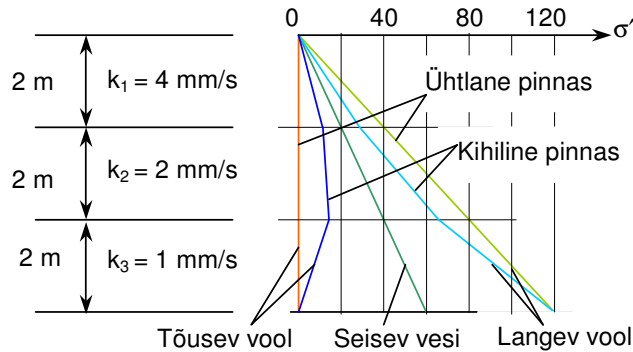
$$k_k = \frac{d}{\sum_{i=1}^{i=n} \frac{d_i}{k_i}} \quad (3.21)$$

Vertikaalse voolu korral on hüdrodünaamiline jõud vertikaalne. Allapoole suunatud voolu korral liitub see omakaalupingele, ülespoole suunatud voolu korral vähendab aga omakaalupinget. Pinnase omakaalust tingitud efektiivpinge sügavusel z on $(\gamma - \gamma_w)z = \gamma'z$. Kuna $I\gamma_w$ on mahujõud, siis pinge on $I\gamma_w z$. Järelikult efektiivpinge $(\gamma' \pm I\gamma_w)z$. Langeva voolu korral on märk + ja tõusva voolu korral –.

Kihilises pinnases efektiivpingete leidmiseks tuleb määrata iga kihi jaoks gradiendi suurus. Seda on lihtne teha seose $q = k_i I_i = k_k I$ abil, millest

$$I_i = \frac{k_k}{k_i} I = \frac{d}{k_i} \frac{h}{d} = \frac{h}{k_i \sum \frac{d_i}{k_i}} \quad (3.22)$$

Eeltoodut selgitab alljärgnev arvuline näide. Joonisel 3.22 on esitatud pinnase



Joonis 3.22 Näites toodud efektiivpinge epiüürid

ristlõike puhul on arvatud gradiendid ja efektiivpinged nii tõusva kui langeva voolu korral. Mõlemal juhul on rõhulangu kogusuurus 6 m (võrdub kihi paksusega). Pinnase mahukaal on 20 kN/m^3 .

$$\Sigma d/k = 2000/4 + 2000/2 + 2000/1 = 3500 \text{ s} \quad h/3500 = 6000/3500 = 1,714 \text{ mm/s}$$

$$\text{Gradiendid } I_1 = 1,714/4 = 0,429$$

$$I_2 = 1,714/2 = 0,857$$

$$I_3 = 1,714/1 = 1,714$$

Efektiivpinged langeva voolu korral kihtide vahepunktides. Kihtide sees muutuvad pinged lineaarselt. Sulgudes on toodud efektiivpinged seisva vee korral ja voolamise korral ühtlases pinnases

$$\sigma_1 = (10 + 10 \cdot 0,429) \cdot 2 = 28,6 \text{ kPa} \quad (20; 40)$$

$$\sigma'_2 = (10 + 10 \cdot 0,857) \cdot 2 + 28,6 = 65,7 \text{ kPa} \quad (40; 80)$$

$$\sigma'_3 = (10 + 10 \cdot 1,714) \cdot 2 + 65,7 = 120 \text{ kPa} \quad (60; 120)$$

Tõusva voolu korral on efektiivpinged järgmised

$$\sigma'_1 = (10 - 10 \cdot 0,429) \cdot 2 = 11,4 \text{ kPa} \quad (20; 0)$$

$$\sigma'_2 = (10 - 10 \cdot 0,857) \cdot 2 + 11,4 = 14,3 \text{ kPa} \quad (40; 0)$$

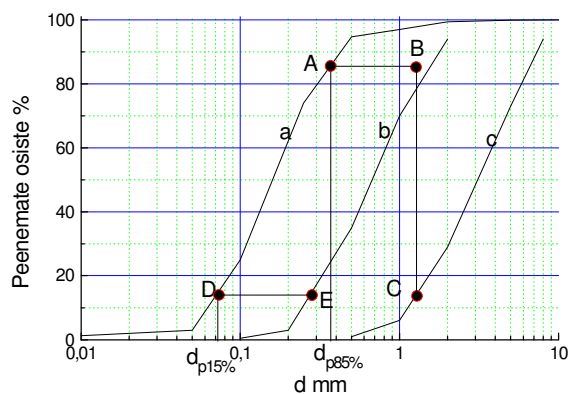
$$\sigma'_3 = (10 - 10 \cdot 1,714) \cdot 2 + 14,3 = 0 \quad (60; 0)$$

Arvutusest nähtub, et tõusva voolu korral, kui ülemise kihi veejuhtivus on suurem alumiste kihtide veejuhtivusest, gradient vee väljavoolu pinnal on väiksem kriitilisest. Ühtlase pinnase korral omandab gradient kriitilise väärtuse, efektiivpinged kogu pinnase ulatuses võrduvad nulliga ja tekib pinnase erosioonioht. Seepärast võimaldab erosiooniohtu vee väljavoolukohas pinnasest vähendada pinna katmine rohkem vettjuhtiva pinnasega. Sellist katet nimetatakse pöördfiltriks. Pöördfiltri materjal peab olema küllalt jämedateraline, et tema veejuhtivus oleks piisavalt suurem kaitstava pinnase omast ja samaaegselt küllalt peeneteraline, et vältida kaitstava pinnase osakeste tungimist filtrisse.

Terzaghi uurimuste alusel peaks pöördfiltri materjal rahuldama tingimust

$$\frac{d_{15(f)}}{d_{85(p)}} < 4 < \frac{d_{15(p)}}{d_{15(f)}}$$

kus $d_{15(f)}$ on filtri materjali tera läbimõõt, millest peenemaid osi on 15% ja $d_{15(p)}$ vastav kaitstava pinnase tera läbimõõt. $d_{85(p)}$ on kaitstava pinnase tera läbimõõt, millest peenemaid osi on 85%. Joonisel 3.23 on filtri materjali valiku kriteerium esitatud sõelkõverana. Sobiva filtri materjali sõelkõver peab langema viirutatud ala sisse.



Joonis 3.23 Pöördfiltriks sobiva pinnase valiku kriteerium

4. Pinnase jäikus

Jäikus on pinnase omadus avaldada vastupanu deformeerumisele pingeseisundi muutudes. Jäikusparameetrid on arvnäitajad, mis iseloomustavad deformatsioonide ja pingete vahelistes seostes materjali jäikust. Praktilistes rakendustes on deformatsioonide määramine vajalik pinnasele rakendatud koormuse mõjul tekkiva vajumi arvutuseks. Näiteks vundamendi koormisest tingitud lisapinged pinnases põhjustavad deformatsioone, mille summaarne mõju avaldub vundamendi vajumisena. Peamine osa vajumisest on põhjustatud pinnase mahumuutusest. Nihkedeformatsioonide osatähtsus vajumisele muutub oluliseks väga suurte pingete esinemisel, kui pinnase tugevus on ammendumas. Taolise olukorra tekkimist aga välditakse juba vundamendi konstruktsiooni ja mõõtmete valikul. Mahumuutus on pinnase puhul seotud tema poorsuse vähenemisega – tihenemisega. Pinnaseosakeste endi deformeerumine on teisejärgulise tähtsusega ja selle eraldi arvestamine ei ole oluline. Eelöeldu tõttu kasutatakse pinnase deformeeritavuse käsitlemisel sageli jäikuse asemel terminit kokkusurutavus. Vundamendi vajumise prognoosimiseks vajalik teada pinnase mahumuutuse või poorsuse sõltuvust mõjuvast pingest, see tähendab tema jäikusparameetreid ehk kokkusurutavust.

Kokkusurutavuse eksperimentaalseks määramiseks kasutatakse mitmesuguseid laboriteime või välikatseid. Kokkusurutavuse võib leida ka empiiriliste seoste abil, kui katsetega on kindlaks tehtud sõltuvus kokkusurutavuse ja mõnede lihtsamini määratavate pinnase omaduste, näiteks poorsuse, veesisalduse, plastsusomaduste, vahel.

4.1 Kokkusurutavuse määramine laboriteimidega

Kokkusurutavuse määramiseks kasutatakse peamiselt seadet, milles pinnase horisontaalsuunaline liikumine on välditud ja võimalik ainult osakeste vertikaalpaigutus. Seega on mahumuutus mõõdetav pinnaseproovi kõrguse muutuse kaudu. Seadet nimetatakse kompresiooniaparaadiks ehk ödomeetriks.

Pinnase deformeeritavust on võimalik määrata ka kolmtelgse survega. See võimaldab hinnata mahumuutuse kõrval ka nihkedeformatsioonide osa ja modelleerib õigemini pinnase töötamist massiivis. Seade ja katsetoodika on aga keerulisemad ning seetõttu leiab vähem kasutamist. Küll kasutatakse kolmtelgse surve seadet laialdaselt pinnase tugevusparameetrite määramisel.

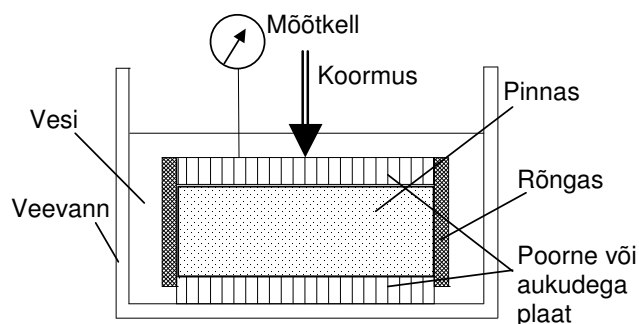
4.1.1 Ödomeeter

Ödomeeter (joon.4.1) koosneb:

- jäigast rõngast, millesse asetatakse pinnaseproov;
- vettjuhtivatest plaatidest, millega kaetakse pinnaseproov;
- koormisseadmest, mis võimaldab pinnaseproovi pingestada;
- mõõteseadmest, mille abil saab mõõta pinnaseproovi kõrguse muutust.

Veeküllastatud pinnase korral peaks seade võimaldama vältida teimiku kuivamist. Rõnga läbimõõt on enamasti 5 kuni 10 cm ja kõrgus 2 kuni 4 cm. Mida jämedamateralisem on pinnas, seda suurem peaks olema rõngas. Liialt suure läbimõõdu puhul on raske tagada proovi otspindade tasasust. Kõrguse suurendamine põhjustab ülemääraste hõõrdejõudude tekkimist proovi külgpindadel.

Koormamiseks kasutatakse enamasti mehaanilisi kangisüsteeme aga ka hüdraulikat.

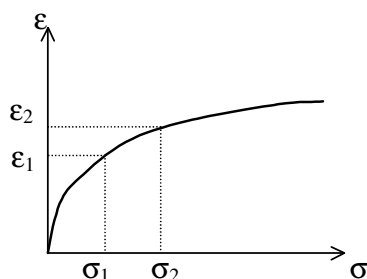


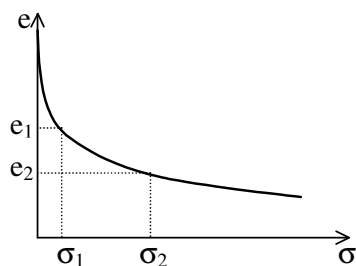
Joonis 4.1 Ödomeetri skeem

Kõrguse muutuse fikseerimiseks on sobivad indikaatorikellad mõõtmistäpsusega 0,01 mm või sama täpsusega elektrilised andurid.

Teimi käik on järgmine. Rõngasse paigaldatud pinnaseproov kaetakse plaadiga, paigaldatakse mõõtkellad ja koormisseadmega tekitatakse pinnases vajalik pinge. Teatud ajavahemike tagant fikseeritakse mõõtkellade näidud. Kui mõõtkellade näidud püsiva koormuse puhul enam ei muutu, see tähendab tihenemisprotsess on lõppenud, asetatakse uus, suurem koormis ja määratakse jälle proovi kõrgus stabiliseerunud vajumi juures. Kogu protsessi korratakse kuni kavandatud lõppkoormuseni. Seejärel vähendatakse astmekaupa koormust ja fikseeritakse igal koormusastmel proovikeha kõrgus. Koormuse vähendamist nimetatakse dekompressiooniks. Vajadusel võib seejärel koormust uuesti suurendada, teha niinimetatud rekompresiooni tsükkel või tsüklid.

Esimene koormus valitakse võimalikult väike, arvestades seadme tehnilisi võimalusi. Pinnas tiheneb igal koormusastmel ja tema kokkusurutavus väheneb. Võrdsete koormusastmete korral põhjustaks iga järgmine väiksema deformatsiooni. Enam vähem võrdse deformatsiooni saavutamiseks on otstarbekas suurema kogukoormise puhul kasutada suuremaid koormusastmeid. Standardseks loetakse sellist koormusastme suurust, mis võrdub eelnevalt saavutatud koormisega. Seega võiks kasutada näiteks koormisi, mis tekitavad pinge 10, 20, 40, 80, 160, 320 ja 640 kPa. Suurem pinge ei ole tavaliselt vajalik. Alati ei ole suured koormusastmed otstarbekad ja kasutatakse ka eeltoodud standardsest erinevad koormamisviise. Tuleb aga arvestada, et koormusastme suurus mõjutab teataval määral teimi tulemust.

Joonis 4.2 Kompresioonigraafik $\varepsilon = f(\sigma)$



Joonis 4.3 Kompressioonigraafik
 $e = f(\sigma)$

Võrreldavate tulemuste saamiseks tuleks eelistada standardseid koormusastmeid. Teimi tulemused vormistatakse graafikutena, mis näitavad proovikeha suhtelise deformatsiooni $\varepsilon = s/h$ (s on proovikeha paksuse vähenemine ehk plaadi vajum ja h proovikeha algkõrgus) (joon. 4.2) või poorsusteguri (joon. 4.3) sõltuvust pingest. Kui arvestada, et proovikeha mahu vähenemine on põhjustatud ainult tema pooride mahu vähenemisest, on poorsusteguri sõltuvus suhtelisest deformatsioonist avaldatav kujul

$$e_1 = e_0 - (1 + e_0)\varepsilon \quad (4.1)$$

Joonistel toodud graafikuid nimetatakse kompressioonikõverateks. Sellise kõvera kaldenurk α iseloomustab pinnase kokkusurutavust teatud pinge muutumise intervallis. Arvuliselt väljendatakse kokkusurutavust kompressioonimooduliga

$$m_0 = \frac{e_1 - e_2}{\sigma_2 - \sigma_1} \quad (4.2)$$

või kokkusurutavusmooduliga

$$m_v = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{\sigma_2 - \sigma_1} \quad (4.3)$$

m_0 väljendab poorsusteguri muutust ühikulisel pingemuutusel ja m_v suhtelist deformatsiooni pinge ühikulisel muutusel. Omavaheline seos on väljendatav kujul

$$m_0 = m_v(1 + e) \quad (4.4)$$

Kuna sõltuvused $e = f(\sigma)$ ja $\varepsilon = f(\sigma)$ on kõverjoonelised, siis nii m_0 kui ka m_v ei ole konstandid, vaid sõltuvad algpingest σ_1 ja pingintervalli $\Delta\sigma = \sigma_2 - \sigma_1$ suurusest. Piisavalt väikese pingintervalli piires saab neid aga vaadelda konstantidena. Seega väikese pingemuutuse puhul võib lugeda deformatsiooni lineaarseks pingega nagu see on elastsusteoorias. Sellega sarnasus elastse materjaliga aga piirdubki. Koormise vähenedes elastsest materjalist keha taastab oma endise kuju. Pinnases taastub deformatsioon aga ainult tühisel määral. Kuid ühekordsel koormamisel mõõduka pingega saab pinnase deformeermise kirjeldamiseks kasutada elastsusteooria seoseid, mida oleks õigem nimetada lineaarselt deformeeruva keskkonna teooria seosteks. Elastsusteoorias iseloomustatakse materjali deformeeritavust elastsusmooduliga. Et kasutada elastsusteooria lahendusi pinnasemehaanikas, peab ka pinnase deformeeritavuse iseloomustamiseks kasutama analoogset näitajat.

Elastsusmoodul määratakse kui pinge juurdekasv, mis on vajalik ühikulise suhtelise deformatsiooni saavutamiseks, üheteljelisel tõmbel või survel. See tähendab, et proovikehale mõjub pinge ainult ühe telje suunas. Teistes suundades saab proovikeha vabalt laieneda. Sellises pingeolukorras teatavasti $E = \Delta\sigma_z / \Delta\varepsilon_z$.

Ödomeetris teimimisel rõngas asuval pinnasel, mida surutakse vertikaalsuunas, puudub võimalus külgsuunas laieneda. Pinnase ja rõnga vahel tekib seetõttu horisontaalsuunaline pinge. Selle pinge suuruse leidmiseks ja tema mõju arvestamiseks kasutame elastsusteooria seoseid ruumipinge olukorra kohta. Telgedesuunalised suhtelised deformatsioonid on järgmised

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{1}{E}[(\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z))] \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E}[\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E}[\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]\end{aligned}\quad (4.5)$$

kus ν on Poisson'i tegur.

Kuna horisontaalsuunalised deformatsioonid on takistatud, siis $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$.

Telgsümmeetria tõttu $\sigma_x = \sigma_y$. Esimesest seosest saame

$$\sigma_x - \nu(\sigma_x + \sigma_z) = 0$$

ja sellest

$$\sigma_x = \sigma_z \frac{\nu}{1 - \nu} = K_0 \sigma_z \quad (4.6)$$

kus K_0 on pinnase külgsurvetegur.

Asetades leitud horisontaalsurve avalduse kolmandasse seosesse (4.5) ja avaldades E saame

$$E = \frac{\sigma_z}{\varepsilon_z} \left(1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu}\right) = \frac{\sigma_z}{\varepsilon_z} \beta \quad (4.7)$$

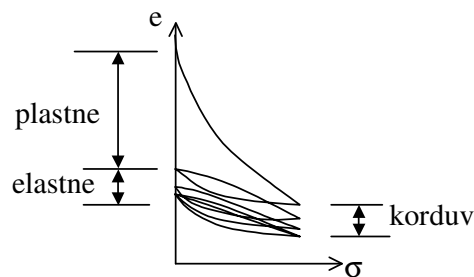
kus β on Poisson'i tegurist sõltuv suurus, mis arvestab pinnase horisontaalsuunalise deformatsiooni puudumise mõju

$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} \quad (4.8)$$

Võrreldes seda avaldust eelnevatega, on ilmselt võimalik avaldada E kokkusurutavusmooduli kaudu

$$E = \frac{\beta}{m_\nu} \quad (4.9)$$

Kuna E ei väljenda pinnase puhul vastupanu elastsele deformatsioonile, vaid nii plastsele kui ka elastsele, siis nimetatakse teda mitte elastsusmooduliks vaid deformatsioonimooduliks. Juhul kui on vaja eristada deformatsioonimoodulit elastsusmoodulist, tähistatakse esimest E_0 -ga. Pinnas võib käituda ka elastse materjalina. Korduval koormamisel muutub jääva deformatsiooni osa iga tsükliga järjest väiksemaks ja lõpuks taastub koormamise vähenemisel kogu deformatsioon (joon 4.4).



Joonis 4.4 Kompresioonigraafik korduval koormamisel

Deformatsioonimooduli leidmiseks peab teadma pinnase Poisson'i tegurit. Seda saaks määrata, kui õnnestuks kompressioonikatsel otseselt mõõta horisontaaljõu suurust. See on aga sedavõrd komplitseeritud, et tavaliste ödomeetritega ei ole ν määramine võimalik. Seepärast kasutatakse spetsiaalsete uuringutega eri pinnaseliikide kohta leitud andmeid. Uurimused näitavad, et ν väärtused kõiguvad küllaltki laiaades piirides ka ühe pinnaseliigi puhul. On selgitatud, et ν ei ole pinnastel konstant, vaid sõltub pingeseisundist. Pingolukorra puhul, mis on lähedane purunemisele, on ta suurem kui väikeste pingete korral ja võib ületada isegi elastse materjali jaoks maksimaalse võimaliku väärtuse 0,5. Keskmised ν ja ka β väärtused pinnaseliikide kohta on toodud tabelis 4.1

Tabelist nähtub, et Eestis seni NSVL normide juhendmaterjalide soovitude kohaselt kasutatud ν väärtused vastavad ligikaudu kirjanduses esitatute keskmistele. Erandi moodustavad pehmed savid. Meil on kasutatud ühesugust väärtust igasuguse konsistentsiga savidele ja seepärast on tõenäoliselt allahinnatud nii β kui ka E väärtused. Konkreetseid uurimusi Eesti pinnaste Poisson'i teguri määramiseks ei ole tehtud.

Muidugi võib kasutada pinnase deformeeritavuse iseloomustamiseks elastsusmooduli ja Poisson'i teguri kõrval ka teisi elastsusteooriast tuntud parameetreid – mahtmoodulit K ja nihkemoodulit G. Kõik need neli parameetrit on omavahelises seoses ja igäühe neist võib arvutada, teades ülejäänud kolmest kahe suurust

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{3}{2} \frac{1-2\nu}{1+\nu} K = \frac{1}{\frac{3}{E} - \frac{1}{3K}}$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} = \frac{2}{3} \frac{1+\nu}{1-2\nu} G = \frac{1}{3\left(\frac{3}{E} - \frac{1}{G}\right)}$$

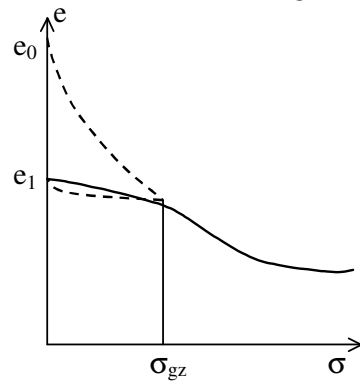
$$E = 2G(1+\nu) = 3K(1-2\nu) = \frac{3}{\frac{1}{G} + \frac{1}{3K}}$$

Tabel 4.1

Pinnase liik	ν		β	
	Piirid	Eestis seni kasutatud	Piirid	Eestis seni kasutatud
Kohev liiv	0,2..0,4	0,3	0,9...0,4 7	0,74
Kesktihe liiv	0,25..0,4		0,83..0,4 7	
Tihe liiv	0,3..0,4		0,74..0,2 6	
Tolmliiv, saviliiv	0,2..0,4		0,9..0,47	
Liivsavi	0,2..0,4 5	0,35	0,9...0,2 6	0,62
Pehme savi	0,15..0,3	0,42	0,95..0,7 4	0,40
Plastne ja kõva savi	0,2..0,5		0,9..0,1	

Kuna Poisson'i teguri tegelik suuruse määramine jääb sageli problemaatiliseks ja et paljudel juhtudel tegeliku ehituse vajumine toimub nagu kompressioonikatselgi ilma pinnase külglaienemine võimaluseta (lauskoormus täitest või õhuke kokkusurutava pinnase kiht laia vundamenti all), siis võetakse Poisson'i tegur võrdseks nulliga. Sellisel juhul $E=1/m_\nu$ ja seda nimetatakse ka kompressiooni deformatsioonimooduliks M .

Joonistel 4.2 ja 4.3 esitatud kompressioonikõverad saadakse täielikult rikutud struktuuriga pinnaseproovide teimimisel. Pinnasemassiivist võetud proovide puhul, mille struktuuri on õnnestunud säilitada, kompressioonikõvera esimene, väiksematele koormistele vastav osa on teistsugune (joon 4.5).



Joonis 4.5 Rikkumata struktuuriga pinnase kompressioonigraafik

Punktiirjoon joonisel kujutab looduses toimunud tihenemist. Veekogu põhja settinud algselt kohev, suure poorsusega pinnas tiheneb peale settinud pinnase omakaalu tõttu ja saavutab poorsuse e_1 , mis vastab omakaalusurvele ehk niinimetatud geostaatilisele survele $\sigma_{g,z} = \gamma z$, kus z on proovi sügavus maapinnast ja γ on pinnase keskmine mahukaal z ulatuses. Proovi väljavõtmise järel kaob temale mõjuv pinge, kuid kuna pinnas on plastne materjal, ei suurene seejuures tema maht ja poorsus. Nii on teimimise algul nullpinge juures poorsustegur lähedane e_1 -ga. Pinnas on omandanud pika aja vältel omakaalu pingele vastava terade omavahelise paigutuse, mis väiksema pinge, kui $\sigma_{g,z}$ mõjumisel oluliselt ei muutu. Seepärast pinge suurendamine σ_1 -ni tekitab vaid väikese deformatsiooni. Pinnase oluline struktuuri muutus ja sellega kaasnev tihenemine algab alles peale $\sigma_{g,z}$ ületamist.

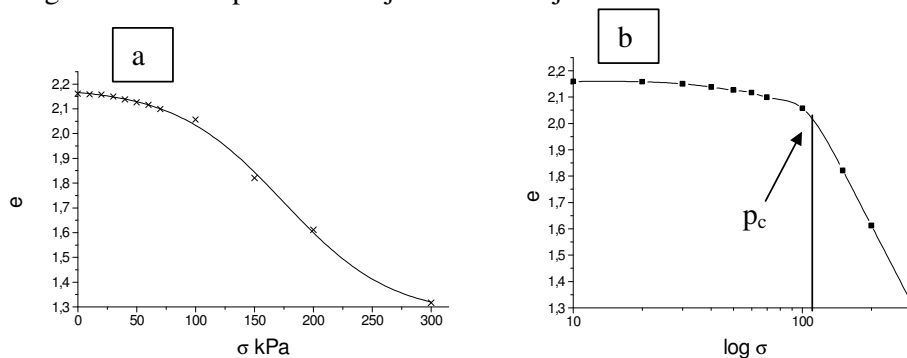
Pinget, mille juures pinnase intensiivne tihenemine algab kompressioonikatsel, nimetatakse eeltihenemissurveks p_c . Venekeelses kirjanduses nimetatakse seda ka struktuurtugevuseks kompressioonil. Juhul kui p_c võrdub omakaalusurvega $\sigma_{g,z}$, nimetatakse pinnast normaalselt tihenevaks. Kui $p_c > \sigma_{g,z}$ on pinnas ületihenenud. Ületihenemise põhjuseks võib olla mingi koormis geoloogilises minevikus, mis hiljem on looduslike protsesside käigus on käesolevaks ajaks kadunud. Näiteks võib see olla ärauhitud pinnasekiht või maa-ala katnud liustikujää. Koormus võib väheneda ka pinnasevee taseme tõusmisel. Korduvad pinnasevee taseme kõikumised tihendavad samuti pinnast. Pinnase ületihenemise nähtus võib olla seotud ka kolloidide vananemise protsessiga. Eeltoodud põhjustel on kõik looduslikud pinnased vähem või rohkem ületihenenud.

Pinnase ületihenemise ulatust iseloomustatakse ületihenemisastmega OCR (overconsolidation ratio).

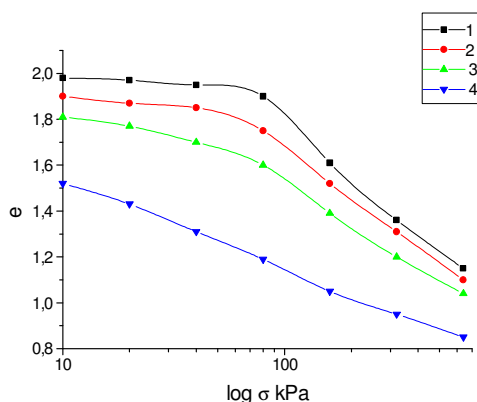
$$\text{OCR} = \frac{p_c}{\sigma_{g,z}} \quad (4.10)$$

Eeltihenemissurve p_c ja ületihenemisastme OCR usaldusväärsel määramisel on oluline osa ehitiste vajumite õigel prognoosimisel. Pinnase tihenemine sügavusel z on väike kuni lisapinge ehitise koormisest sellel sügavusel ei ületa suurust $p_c - \sigma_{g,z}$ ja ka selle ületamise järel toimub intensiivne tihenemine ainult selle osa arvel lisapingest, mis ületab eeltoodud eeltihenemissurve ja geostaatilise surve vahet. OCR määramine on tähtis eelkõige tugevalt kokkusurutavate, nõrkade savipinnaste puhul. Kõvadel savidel on p_c niivõrd suur, et tavaliste ehitiste puhul tekkivad lisapinged ei ületa seda kunagi ja seega puudub praktiline vajadus selle määramiseks.

Eeltihenemissurve p_c määramine kompressioonikõvera murdepunkti järgi tekitab põhjustab sageli probleeme. Pinnase struktuuri teatud rikkumine proovi võtmisel, transpordil ja asetamisel ödomeetrisse on paratamatu ka kvaliteetsete proovurite ja hoolika töö puhul. Struktuuri võib rikkuda suurest sügavusest võetud proovidel lahustunud gaaside eraldumine. Teatud määral rikub pinnase struktuuri ka pinge vähenemine ja uuesti suurendamine p_c -ni. Rikutud struktuuriga proov deformeerub pingetel alla p_c tunduvalt rohkem kui rikkumata struktuuriga proov ja kompressioonikõvera murdepunkt muutub ebaselgemaks. Täielikult rikutud struktuuri puhul graafikul murdepunkti ei ole ja ta sarnaneb joonisel 4.3 esitatule.



Joonis 4.6 Pärnu viirsavi kompressioonigraafikud loomulikus (a) ja poollogaritmilises (b) mõõtkavas



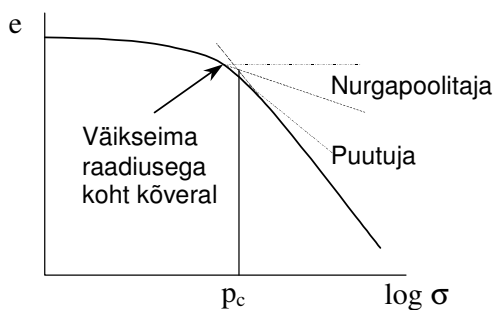
Joonis 4.7 Mitmesuguse rikutusega savi kompressioonikõverad

Joonisel 4.6 on võrdluseks kompressioonikõverasitatud loomulikus teljestikus $e = f(\sigma)$

ja poollogaritmilises teljestikus $e = f(\log \sigma)$. Poollogaritmilises teljestikus kujutatud kompressioonikõveral on iseloomulik murdepunkt selgemini eristatav.

Eelõeldut illustreerib joonisel 4.7 esitatud Tallinna nõrga saviga tehtud paralleeltemide tulemus. Joon 1 vastab käsipuurimisel ja eriti hoolikalt laborisse toimetatud proovide keskmist kompressioonigraafikut. Joon 2 esitab vibropuuriimisel saadud proovi teimimise tulemust. Kõver 3 on saadud proovidega, mida enne ödometeerteimi vibreeriti vibrolaual, kõver 4 aga proovidega mis enne teimimist läbi sõtkuti.

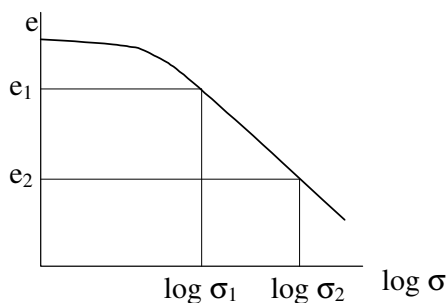
Joonisel 4.8 on esitatud A.Casagrande võtte kompressioonikõvera



Joonis 4.8 Casagrande võtte p_c määramiseks

eeltihenemissurvele p_c vastava murdepunkti määramiseks, kasutades poollogaritmilist teljestikku. Kompressioonikõveral leitakse proovimise teel kõige väiksema kõverusraadiusega koht, tõmmatakse sealt horisontaaljoon ja puutuja kompressioonikõverale. Seejärel joonestatakse nende kahe sirge nurgapoolitaja. Nurgapoolitaja ja kompressioonihoone sirge osa lõikepunkt määrabki p_c .

Poollogaritmilises teljestikus on iseloomulik, et kompressioonigraafik pingete puhul üle p_c on praktiliselt sirge väga suures pinge diapasoonis (joonis 4.9). Selle sirge



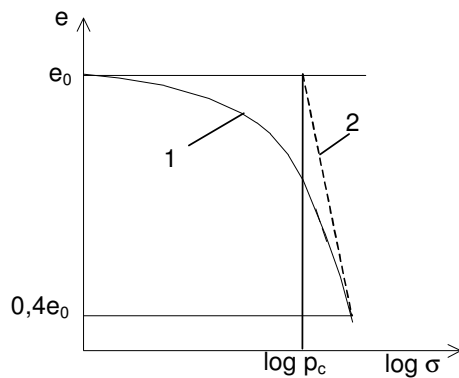
Joonis 4.9 Kompressiooniindeksi määramine poollogaritmiliselt kompressioonikõveralt

tõusunurka kasutatakse pinnase kokkusurutavuse näitavuna. Nimetatakse seda kompressiooniindeksiks C_c .

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log \sigma_2 - \log \sigma_1} = \frac{e_1 - e_2}{\log \frac{\sigma_2}{\sigma_1}} \quad (4.11)$$

Kompressiooniindeks näitab poorsuse vähenemist kui pinge muutub ühe logaritmilise ühiku võrra, näiteks ühest kümneni. Võrreldes kompressioonimooduli, kokkusurutavusmooduli või deformatsioonimooduliga on kompressiooniindeksi eeliseks asjaolu, et ta ei sõltu pingetest, vaid on antud pinnase jaoks konstant. Jooniselt 4.7 on aga selge, et ta sõltub proovi rikutusest (muidugi sõltuvad proovi rikutusest ka m_0 , m_v ja E). Rikutud prooviga saadakse väiksem C_c kui rikkumata, loodusliku struktuuriga proovil ja seega alahinnatakse pinnase kokkusurutavust pingetel üle p_c .

Joonisel 4.10 on toodud võtte, mille abil on ligikaudu võimalik rekonstrueerida



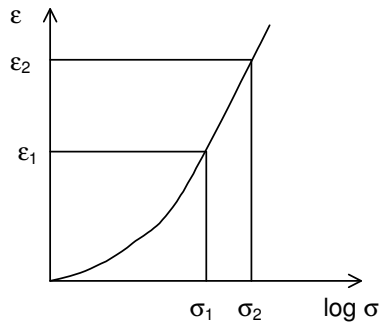
Joonis 4.10 "Loodusliku" kompressiooni-
graafiku konstrueerimine rikutud struk-
tuuriga pinnaseprooviga tehtud laboriteimi
andmetel. 1) Laboriteim. 2) "Looduslik"
kompressioonigraafik.

"looduslik" kompressioonikõver teatud määral rikutud struktuuriga pinnasega tehtud teimi tulemustest. Uurimised on selgitanud, et igasuguse rikutuse astmega proovide poorsus muutub küllalt suure pinge puhul ühesuguseks. See tähendab, et igasuguse rikutuse astmega proovide kompressioonikõverad koonduvad ühes punktis. See punkt vastab ligikaudu poorsustegurile, mis võrdub 40%-ga pinnase alppoorsustegurist. Eeldades, et proovi vajumine pingeni p_c on hüljatavalt väike, peab "loodusliku" kompressioonigraafiku sirge läbima punkti p_c, e_0 ja punkti kus laboratoorselt määratud graafiku sirge lõikub horisontaaljoonega $0,4e_0$. Analüütiliselt võib "loodusliku" struktuuriga pinnase kompressiooniindeksi leida kui on teada laboratoorselt määratud kompressioonigraafiku alusel C_{c1} , selle graafiku üks punkt e_1, σ_1 ja alppoorsustegur e_0 alljärgneva valemiga

$$C_c = C_{c1} \frac{0,6e_0}{e_1 - 0,4e_0 - C_{c1} \log \frac{p_c}{\sigma_1}} \quad (4.12)$$

Analoogilise suuruse C_c -ga saab määrata ka graafikult $\varepsilon = f(\log \sigma)$ (joonis 4.11).

$$C_c' = \frac{\epsilon_2 - \epsilon_1}{\log \sigma_2 - \log \sigma_1} = \frac{C_c}{1 + e} \quad (4.13)$$



Joonis 4.11 Kompressioonigraafik
 $\epsilon = f(\log \sigma)$

Seda nimetatakse kompressioonisuhteks (compression ratio) ja ta näitab pinnase suhtelise deformatsiooni muutust pinge muutumisel ühe logaritmilise ühiku võrra. Ödomeetrite kõrval, millel koormis pinnasele antakse jäiga vett juhtiva plaadi kaudu, kasutatakse ka teistsuguse konstruktsiooniga ödomeetreid. Niinimetatud Rowe tüüpi ödomeetris kasutatakse koormamiseks veesurvet, mis pinnasele antakse survekambrit ja pinnast eraldava vettpidava kile kaudu. Proovi dreenimine on seejuures võimalik ainult põhja kaudu. Eeliseks on sellisel ödomeetril asjaolu, et proovis on võimalik tekitada niinimetatud vasturõhk. Kui see vasturõhk on sama suur, kui pooriveerõhk sügavusel kust proovi võeti, siis rõhu alanemise taajärjel eraldunud gaas lahustub uuesti ja gaasimullid kaovad.

Eelpoolmärgitud standardsete koormamisastmete kõrval kasutatakse ka teistsuguseid koormamisrežiime. Et täpsemini määratleda eeltihenemispinget p_c , on soovitatav koormist suurendada väikeste võrdsete astmete kaupa (näiteks 10 kPa) kuni deformatsioonid koormusastmest hakkavad suurenema, see tähendab kuni pingeni p_c . Edasi võib koormist suurendada tavaliste, standardsete astmetega.

Kasutatakse ka pidevat koormamist, hoides seejuures püsiva kas deformatsiooni kiiruse (CRS test – constant rate of strain test), koormise juurdekasvu kiiruse (CPR test – constant pressure ratio test) või poorivee surve (CG test – constant gradient test). Nende režiimide kasutamine eeldab aga spetsiaalsete arvutiprogrammidega juhitavate kompressiooniseadmete olemasolu. Kompressioonikatse andmetöötlus toimub seejuures samuti katseseadme arvutiga, mis väljastab nii arvulised tulemused kui ka graafilise materjali.

Mitte alati ei ole kompressioonikõver poollogaritmilises teljestikus sirge p_c -st suurema pinge puhul. Andmetöötlus arvutiga võimaldab kasutada keerulisemaid seoseid kompressioonikõvera täpsemaks kirjeldamiseks.

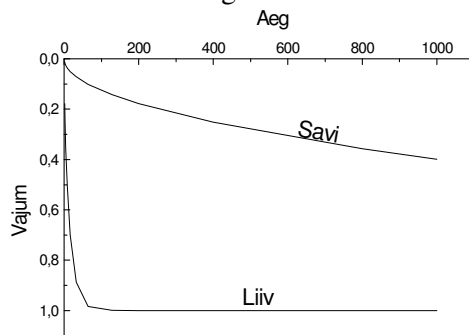
Eriti Soomes on laialt kasutusel Ohde ()poolt soovitatud seos

$$\varepsilon = \frac{1}{m\beta} \left(\frac{\sigma}{\sigma_v} \right)^\beta + C_\beta \quad (4.14)$$

kus m , β ja C_β on katsest määratavad tegurid – jäikusparameetrid. Seni esitatud näitajad iseloomustavad pinnase kokkusurutavust arvestamata tihenemise kiirust. Kompressioonikatsel on võimalik määrata ka pinnase tihenemise kiirust iseloomustavad parameetrid. Nende määramine põhineb ühemõõtmelise konsolidatsiooni teorial.

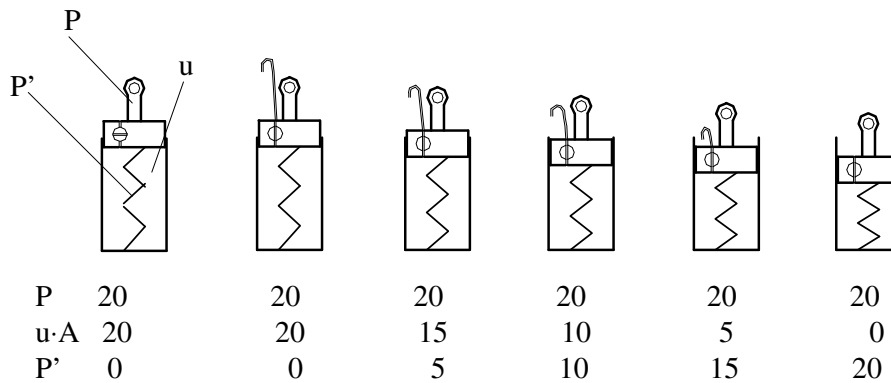
4.1.2 Konsolidatsiooniteooria

Pinnase tihenemise kiirus kompressiooniteimil võib olla väga erinev. Kui liiv tiheneb praktiliselt samaaegselt koormuse asetamisega, siis veeküllastatud savi tihenemine võtab aega kümneid minuteid või isegi tunde. Joonisel 4.12 on toodud



Joonis 4.12 Savi ja liiva vajumise sõltuvus ajast

iseloomulikud sõltuvused $\varepsilon = f(t)$. Tihenemise kiirusest oleneb koormusastme kestus. Koormust tuleb hoida kuni vajumine on praktiliselt lõppenud. Savi pikaajalise deformeerumise põhjuseks on peamiselt tema väike veejuhtivus. Tihenemiseks peab



Joonis 4.13 Konsolidatsiooniprotsessi mehaaniline mudel. P – kolvile mõjuv jõud, P' – jõud vedrus, u – veeurvet, A – silindri pind.

pooride maht vähenema. Kui poorid on veega täidetud, peab järelikult vesi sealt välja voolama. Väikese veejuhtivuse puhul kulub selleks aega palju aega. Pinnase tihenemist

temast samaaegselt vee väljatõrjumisega nimetatakse konsolidatsiooniks.

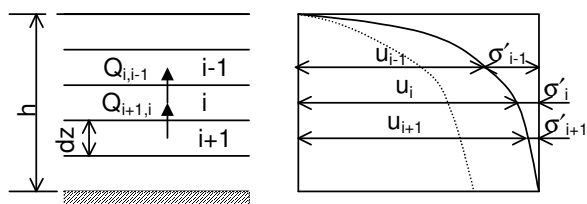
Konsolidatsiooniprotsessi aitab mõista joonisel 4.13 esitatud mehaaniline mudel. Veega täidetud silindrit katab veetihe, silindris vabalt, ilma hõõrdeta liikuv kolb. Kolvis on peenike kraaniga suletav ava. Silindri põhja ja kolvi vahel asub elastne vedru, mille pikenemine $s = P/C$, kus P on vedrule mõjuv jõud ja C vedru jäikus. Algolekus $P = 0$. Kui asetada kolvile koormis N , tekib vees surve $u = N/A$, kus A on silindri pind. Vee kokkusurutavus on tühiselt väike ja seepärast võib lugeda, et vee maht surve suurenedes ei vähene. Järelikult ei saa ka kolb liikuda. Kuivõrd vedru pikkus ei muutu, jääb jõud selles muutmatuks ja kogu jõu N võtab vastu vesi.

Kraani avamise järel hakkab vesi rõhkude vahe tõttu silindris ja atmosfääris välja voolama ning kolb vajuma. Kolvi vajumine põhjustab vedru lühenemise ja seetõttu see pingestub. Osa jõust N kantakse nüüd silindri põhjale vedru kaudu. Samavõrra väheneb surve vees. Vee väljavoolu kiirus on otseses sõltuvuses veesurvest ja järelikult hakkab vähenema. Protsessi jätkudes veesurve pidevalt väheneb ja jõud vedrus suureneb kuni vedru võtab vastu kogu jõu N ja kolvi vajumine lakkab.

Antud mehaanilise mudeli juures imiteerib vedru pinnase skeletti, vesi poorides olevat vett ja ava pinnase poore, mille kaudu toimub vee äravool. Jõud vedrus on analoog efektiivpingele pinnases ja surve vees poorivee survele, neutraalsurvele pinnases. Seega toimub järkjärguline efektiivpinge suurenemine nullist kuni N -ni ja neutraalpinge vähenemine algsuuruselt $u = N/A$ kuni nullini.

Taolist protsessi pinnases kirjeldabki K. Terzaghi konsolidatsiooniteooria. Terzaghi teooria lähtub järgmistest lihtsustavatest oletustest:

1. Kehtib Darcy seadus.
2. Vesi ja pinnase skelett on kokkusurumatud, see tähendab mahu vähenemine toimub ainult poorsuse arvel.
3. Vee ja pinnaseosakeste liikumine on võimalik ainult vertikaalselt, see on ühes suunas.
4. Kogupinge on kogu pinnasekihi paksuses ühesugune.
5. Pinnas on veeküllastunud.
6. Veejuhtivus ja kokkusurutavus ei muutu tihenemisel.



Joonis 4.14 Konsolidatsiooni põhivõrrandi tuletamise skeem

Esimesed viis eeldust on savipinnase kompressioonil ilmselt tegelikkusega kooskõlas. Kuues on vastuolus asjaoluga, et pinnase veejuhtivus ja kokkusurutavus tihenedes vähenevad. Kuid lahendusest selgub, et see ei mõjuta oluliselt lõpptulemust.

Konsolidatsiooni põhivõrrandi võib tuletada järgmiselt. Jaotame pinnasekihi paksusega h joonisel 4.14 toodud viisil õhukesteks elementaarkihtideks paksusega dz . Oletame, et

ajamomendiks t on tekkinud mingi efektiivpinge ja neutraalpinge jaotus, nagu näidatud joonisel. Kahes naaberkihis esineva poorivee rõhkude vahe tõttu toimub vee voolamine suurema rõhuga kihist väiksema rõhuga kihti. Vastavalt Darcy seadusele on veehulk, mis voolab aja Δt vältel kihist $i+1$ kihti i

$$Q_{i+1,i} = k \frac{u_{i+1} - u_i}{dz \gamma_w} dt \quad (4.15)$$

Kihist i voolab kihti $i-1$ vastavalt veehulk

$$Q_{i,i-1} = k \frac{u_i - u_{i-1}}{dz \gamma_w} dt \quad (4.16)$$

Nende veehulkade vahe moodustab veehulga muutuse kihis, mis on võrdne efektiivpinge muutusest tingitud tihenemisega, see tähendab poorsuse vähenemisega. Viimane on väljendatav seosega

$$s = d\sigma' m_v dz \quad (4.16)$$

Seega

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{du_i - du_{i-1}}{dz} dt = m_v d\sigma' dz \quad (4.17)$$

kus $du_i = u_{i+1} - u_i$ ja $du_{i-1} = u_i - u_{i-1}$

Tähistades $d^2u = du_i - du_{i-1}$ ja arvestades et $d\sigma' = du$, saame pärast muutujate ümberasetamist ja diferentsiaalide asendamist osatuletistega diferentsiaalvõrrandi

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (4.18)$$

Suurust $C_v = k/m_v \gamma_w$ nimetatakse konsolidatsioonimooduliks. See sisaldab kõik pinnase tihenemise kiirust mõjutavad pinnase omadused ja sõltub filtratsioonimooduli ning kokkusurutavusmooduli suhtest. Kuigi nii k kui ka m_v vähenevad konsolideerumise käigus pinnase tihenedes, muutub nende suhe tunduvalt vähem ja C_v jääb ligikaudu konstantseks. See asjaolu on õigustuseks algsele ebaõigena tundunud eeldusele, et k ja m_v ei sõltu tihedusest.

Võrrand (4.18) on matemaatilisest füüsikast tuntud paraboolset tüüpi diferentsiaalvõrrand, mis kirjeldab ka soojavoolu, difusiooni jne ning on lahendatud mitmesuguste alg- ja ääretingimuste puhul. Kuna $du = d\sigma'$, võib selle võib kirjutada ka kujul

$$C_v \frac{\partial^2 \sigma'}{\partial z^2} = \frac{\partial \sigma'}{\partial t} \quad (4.19)$$

Juhul kui kihi ülemine pind on vettjuhtiv ja alumine vett läbilaskmatu ning alghetkel $t=0$ $u = \sigma$ ja $\sigma' = 0$ on võrrandi lahend avaldatav lõpmatu trigonomeetrilise reana

$$\sigma'_z = \sigma \left(1 - \frac{4}{\pi} \sin \frac{\pi z}{2h} e^{-N} - \frac{4}{3\pi} \sin \frac{3\pi z}{2h} e^{-9N} - \frac{4}{5\pi} \sin \frac{5\pi z}{2h} e^{-25N} \dots \right) \quad (4.20)$$

ehk kompaktsemates vormides

$$\sigma'_z = \sigma \left[1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{4}{\pi(2m+1)} \sin \frac{(2m+1)\pi z}{2h} e^{-(2m+1)^2 N} \right] \quad (4.20a)$$

$$\sigma'_z = \sigma \left(1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} \sin \frac{M}{h} e^{-M^2 T_v} \right) \quad (4.20b)$$

kus σ'_z on efektiivpinge sügavusel z hetkel t ,

σ on pinnasele mõjuv surve,

$M = (2m+1)\pi/2$,

N ja T_v on ajategurid, mis arvutatakse valemitega

$$N = \frac{\pi^2 C_v}{4h^2} t \quad T_v = \frac{C_v}{h^2} t$$

Lahend on kehtiv ka juhul kui mõlemad pinnad, nii alumine kui ülemine, on vettjuhtivad. Valemites tuleb h asendada sellisel juhul poole kihi kogupaksusega, kuna vee väljavool alumisest poolest toimub nüüd alumise pinna kaudu. Sisuliselt ei ole h kihi paksus, vaid vee liikumise maksimaalne tee pikkus antud tingimustes. Teades efektiivpinget, saame leida ka vajumi s_t hetkeks t

$$s_t = m_v \int_0^h \sigma'_z dz \quad (4.21)$$

Mugavam on vajumi s_t määramiseks kasutada seost

$$s_t = U s \quad (4.22)$$

kus s on lõplik, stabiliseerunud vajum ja U konsolidatsiooniate ehk hetkeks t toimunud vajumi suhe lõppvajumisse. U määratakse seosega

$$U = \frac{m_v \int_0^h \sigma'_z dz}{\sigma h m_v} \quad (4.23)$$

Pärast integreerimist ja võrdsete liikmete taandamist saame

$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2} (e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \frac{1}{25} e^{-25N} + \dots) \quad (4.24)$$

Nagu valemist selgub, sõltub U ainult ajategurist N . Selle sõltuvuse kohta saab koostada graafiku või tabeli (Tabel 4.2).

Arvutades nüüd vajaliku ajahetke t kohta ajateguri, leiame tabelist U ja seejärel selleks ajaks toimunud vajumi.

U leidmiseks võib kasutada ka lihtsaid seoseid, mis piisava täpsusega aproksimeerivad teoreetilist lahendust.

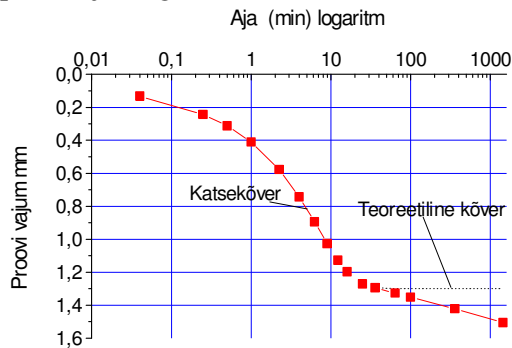
$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\frac{\pi^2}{4} T_v} \quad \text{kui } U > 0,5 \quad (4.25)$$

$$U = \sqrt{\frac{4}{\pi} T_v} \quad \text{kui } U < 0.5$$

Joonisel 4.15 on esitatud pinnaseproovi vajumise ajalise kulgemise tüüpiline graafik
Tabel 4.2

N	U	N	U	U	N
0,01	0,072	1,2	0,756	0,1	0,0194
0,05	0,161	1,4	0,800	0,2	0,0775
0,1	0,227	1,6	0,836	0,3	0,174
0,2	0,321	1,8	0,866	0,4	0,311
0,3	0,393	2,0	0,890	0,5	0,485
0,4	0,454	2,5	0,933	0,6	0,707
0,5	0,507	3,0	0,960	0,7	0,994
0,6	0,555	4,0	0,985	0,8	1,40
0,7	0,597	5,0	0,995	0,9	2,09
0,8	0,636		0,95	2,79	
0,9	0,670				
1,0	0,702				

kompressioonikatsel. Punktide ja täisjoonega on kujutatud katseandmed ja punktiirjoonega teoreetiline, konsolidatsiooniteooria abil arvatud sõltuvus. Tavaliselt



Joonis 4.15 Pinnaseproovi tüüpiline ajalise vajumise graafik

graafiku esimeses osas teoreetiline kõver langeb kokku katsetulemustega. Vajumine kestab aga kauem kui seda prognoosib konsolidatsiooniteooria. See toimub pinnase roomedeformatsiooni tõttu. Muidugi toimub ka siin vee väljasurumine pinnasest, kuid skeleti roome toimub niivõrd aeglaselt, takistus vee liikumisele ei ole enam määrav faktor. Roomest tingitud vajumist nimetatakse teiseseks konsolidatsiooniks. Eristamiseks nimetatakse siis ka osa, kus ajaline protsess on määratud vee väljasurumise kiirusega, esmaseks konsolidatsiooniks.

Eeltoodust järeldub praktiline reegel kompressiooniteimi kestuse kohta - koormisastet peab hoidma seni, kuni esmane konsolidatsiooni on lõppenud ja mõne katsepunktiga on võimalik hinnata teisese konsolidatsiooni kiirust.

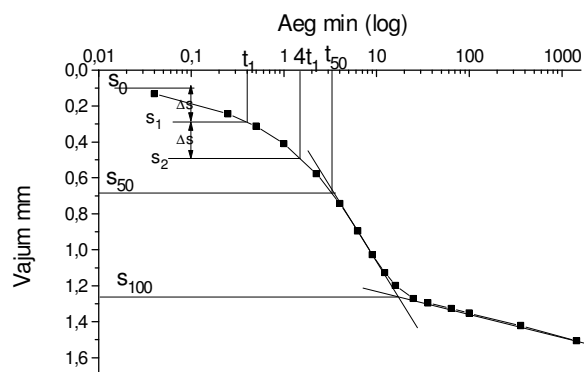
Teisese konsolidatsiooni iseloomustamiseks kasutatakse näitajat

$$C_{\alpha'} = \frac{\epsilon_2 - \epsilon_1}{\log t_2 - \log t_1} \quad (4.26)$$

Eespooltoodud valemist konsolidatsioonimooduli kohta nähtub, et selle leidmiseks on vaja teada pinnase veejuhtivust ja kokkusurutavust. Kokkusurutavuse määramisega ei ole probleeme, kuid savi veejuhtivuse otsene leidmine ei ole enamasti võimalik. Seepärast määratakse konsolidatsioonimoodul otseselt kompressiooniteimi andmetest. Selleks tuleb teimi käigus fikseerida proovi vajumise ajaline käik.

Konsolidatsioonimooduli leidmiseks kasutatakse ühte kahest meetodist - Casagrande ehk aja logaritmi meetod või Taylori ehk aja ruutjuure meetod.

Casagrande meetod. Selleks tehakse graafik vajumi sõltuvuse kohta aja logaritmist (joon 4.16). Sellel graafikul on tavaliselt raskusteta määratav 100%



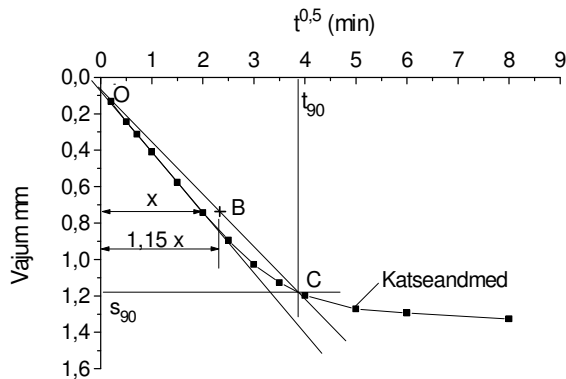
Joonis 4.16 Konsolidatsioonimooduli määramine Casagrande meetodiga

konsolidatsioonile vastav punkt s_{100} . Teatav proovi vajumine toimub hetkeliselt, vahetult koormise suurendamise ajal. See on puhas elastne deformatsioon, aga ka proovikeha horisontaalpindade pindade ebataasuste arvel toimuv vajumine. Kuna logaritmilises mõõtkavas ei ole 0 määratav, ei saa ka graafikul kujutada hetkel 0 toimuvat vajumit. Algvajumi määramiseks kasutatakse asjaolu, et konsolidatsiooni algul on deformatsioon võrdeline ruutjuurega ajast. Seepärast kui aeg suureneb 4 korda, suureneb vajum 2 korda. Algvajumi leidmiseks võetakse logaritmilise graafiku algosast mingile ajale t_1 vastav vajum s_1 ja seejärel ajale $4t_1$ vastav vajum s_2 . Vajumite vahe $\Delta s = s_2 - s_1$ on eelöeldu põhjal võrdne vajumite vahega nullist kuni t_1 -ni. Seega algvajum $s_0 = s_1 - \Delta s$. Koguvajum konsolidatsioonist on seega $s_k = s_{100} - s_0$. Kui 50% konsolidatsioonist on toimunud ja konsolidatsiooniaste 0,5, on vajum seega $s_0 + s_k/2$. Graafikult saab leida nüüd sellisele vajumile vastava aja t_{50} . Konsolidatsiooniastmele 0,5 vastab ajategur $N_{50} = 0,485$. N avaldisest saab leida konsolidatsioonimooduli

$$C_v = \frac{4h^2 N_{50}}{\pi^2 t_{50}} = 0,197 \frac{h^2}{t_{50}} \quad (4.27)$$

kus h on proovikeha algkõrgus.

Taylori meetod. Taylori meetodi kasutamisel tehakse graafik vajumi sõltuvuse kohta aja ruutjuurest nagu kujutatud joonisel 4.17. Sellise graafiku esimeses osas asuvad katsepunktid sirgel OA. Selle sirge mingis suvalises punktis mõõdetakse kaugus vertikaalteljest $-x$. Märkides nüüd sama vajumi juures vertikaalteljest kaugusele $1,15x$



Joonis 4.17 Konsolidatsioonimooduli määramine Taylori meetodiga

uue punkti B, joonestatakse läbi selle ja punkti O sirge kuni lõikumiseni katsekõveraga C. Punkt O ei tarvitse langeda kokku graafiku nullpunktiga. Tema asukoht märgib algvajumit. Konsolidatsiooniteooria põhjal saab näidata, et punkt C vastab vajumile, mis moodustab 90% kogu konsolidatsioonivajumist s_{100} . Graafikult saab järelikult leida aja t_{90} . Kuna $N_{90}=2,09$, siis analoogiliselt Casagrande meetodiga saab arvutada konsolidatsioonimooduli valemiga

$$C_v = \frac{4h^2 N_{90}}{\pi^2 t_{90}} = 0,847 \frac{h^2}{t_{90}} \quad (4.28)$$

Vajaduse korral saab konsolidatsioonimooduli kaudu arvutada filtratsioonimooduli.

$$k = C_v m_v \gamma_w \quad (4.29)$$

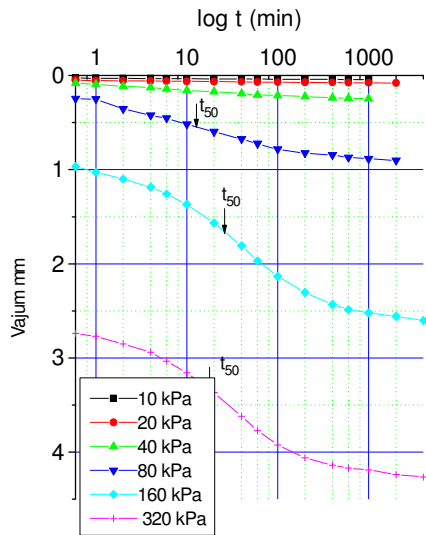
Kokkusurutavusmooduli peab sellisel juhul arvutama konsolideerumise vältel toimunud suhtelise vajumi alusel

$$m_v = \frac{s_k}{h\sigma} \quad (4.30)$$

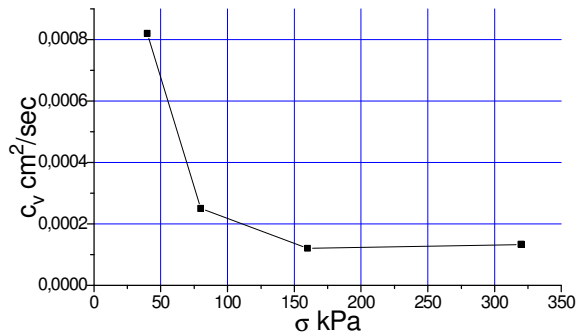
kus h on proovikeha kõrgus enne vaadeldava koormise lisamist ja σ koormisastme suurus.

Konsolidatsioonimooduli peab määrama koormisastmel, mis vahetult ületab eeltihenemissurve p_c . Väiksema koormise puhul toimub tihenemine peamiselt roome arvel ja ei ole õieti filtratsioonilise konsolidatsiooniteooria abil käsitletav. Graafikutelt ei ole selgelt väljaloetav näiteks s_{100} . Joonisel 4.18 on toodud aeg-vajumise graafikud, mis on saadud Pärnu viirsavi ödometeerimisel mitmesugustel koormisastmetel.

Urimised on näidanud, et koormistel alla p_c on konsolidatsioonimoodul suhteliselt suur, koormisel p_c langeb järsult ja saavutab oma minimaalse väärtuse (joon. 4.19). Edasisel koormise tõusul hakkab C_v jällegi vähehaaval tõusma.



Joonis 4.18 Pärnu viirsavi kompressiooniteimi aeg-vajumi graafikud



Joonis 4.19 Konsolidatsioonimooduli sõltuvus pingest

4.1.3 Teised kokkusurutavuse määramise

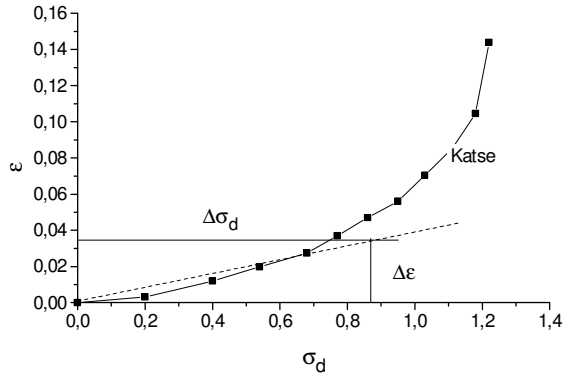
laboratoorsed meetodid

Pinnase kokkusurutavuse määramiseks kasutatakse ödomeeterteimi kõrval veel kolmtelgse surve seadet või selle lihtsamat erijuhtu, üheteljelist survet. Mõlemat kasutatakse eeskätt pinnase tugevusparameetrite määramiseks. Seepärast on nende seadmete konstruktsiooni kirjeldatud põhjalikumalt osas 5.

Kolmtelgse survega teimimisel koormatakse hermeetilises kambriis olev pinnaseproov esmalt igakülgse survega σ_r , suurendades kambri rõhu soovitava tasemeni. Enamasti võetakse see võrdseks geostaatilise survega proovi võtmise sügavusel. Seejärel suurendatakse astmekaupa vertikaalsurvet. Vertikaalsurve lisamisel $\Delta\sigma$ võrra kasvab

vertikaalsurve $\sigma_a = \sigma_r + \Delta\sigma$. Seega vertikaalsurvet saab vaadelda koosnevana igas suunas mõjuvast hüdrostaatilisest pingest σ_r ja deviaatorpingest $\sigma_d = \Delta\sigma$. Olenevalt seadme konstruktsioonist on võimalik vertikaalpaigutuse Δh kõrval mõõta ka proovi läbimõõdu muutumist Δd või pinnase mahu muutust ΔV . Nende abil saab arvutada vastavad suhtelised deformatsioonid (pined) ϵ_z , ϵ_x ja ϵ_v .

Teimi tulemused kantakse graafikule $\epsilon_z = f(\sigma_d)$ (joonis 4.20).



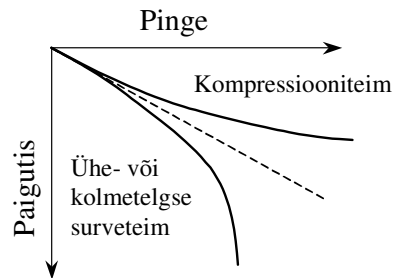
Joonis 4.20 Deformatsioonimooduli määramine kolmtelgse surveteimiga

Selle graafiku esimeselt osalt, kus nimetatud sõltuvus on veel ligikaudu lineaarne, leitakse

$$E = \frac{\Delta\sigma_d}{\Delta\epsilon_z} \quad (4.31)$$

Poisson'i teguri saab leida seostega

$$\nu = \frac{\epsilon_z}{\epsilon_x} \quad \text{või} \quad \nu = \frac{2\epsilon_z}{\epsilon_v - \epsilon_z} \quad (4.32)$$



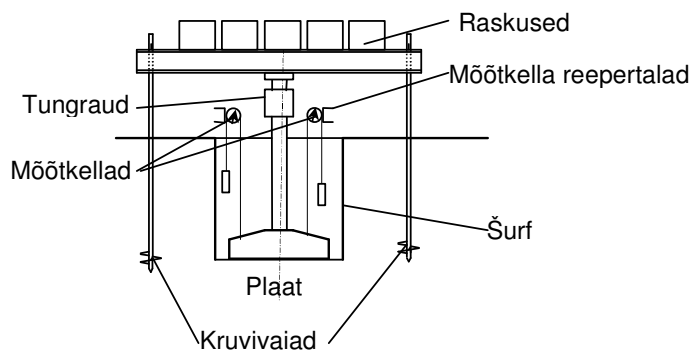
Joonis 4.21 Pinnase deformatsioon külglaienemise võimalusel ja selle puudumisel (kompressiooniteim).

Kõva savi saab katsetada ka lihtsa ühetelgse survega analoogiliselt betooni või kivimaterjalidega. E ja v määratakse eeltoodud valemitega. Kuna nii kolmetelgsel kui ka ühetelgsel surveal deviaatorpinge suurenemine viib lõppkokkuvõttes materjali purunemisele, siis erinevalt kompressioonist pinge suurenedes deformatsiooni juurdekasv suureneb (joon. 4.21)

4.2 Kokkusurutavuse määramine välikatsetega

Pinnase deformeeritavuse määramiseks otseselt pinnasemassiivis võib kasutada koormusplaat katset, pressiomeetrit, dilatomeetrit või seismilist meetodit.

Enamlevinum on neist esimene. Sisuliselt kujutab see endast väikest vundamenti mudelit, millega leitakse vajumise sõltuvus koormisest. Koormisplaadiks on tavaliselt $0,5 \text{ m}^2$ pindalaga (läbimõõt ca $0,8 \text{ m}$) sõõr. Puuraugus katsetamisel kasutatakse ka väiksemat plaati pindalaga $0,03 \text{ m}^2$. Koormis antakse plaadile kas raskustega koormatava platvormi või kruvivaiade külge kinnitatud taladele (fermidele) toetuva tungraua kaudu. Kasutatakse ka kombineeritud varianti mõlemast eelnimetatust (joon.4.22). Koormusplattvormi kasutamisel on tagatud koormuse muutumatus plaadi



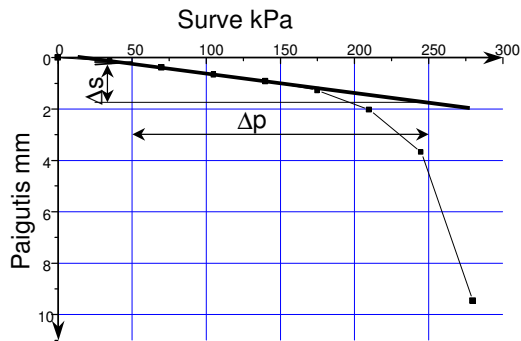
Joonis 4.22 Koormusplaat katse skeem

vajumisel. Tungraua poolt tekitatud jõud väheneb plaadi vajumisel ja seepärast on

vajalik selle pidev korrigeerimine. Käsitsi ei ole see piisava täpsusega võimalik ja seepärast kasutatakse elektroonilisi või hüdraulilisi lisaseadmeid koormuse püsivuse tagamiseks. Plaadi vajumise fikseerimiseks peab kasutama sellist süsteemi, mis väldiks plaati ümbritseva maapinna vajumisest tingitud mõjutused.

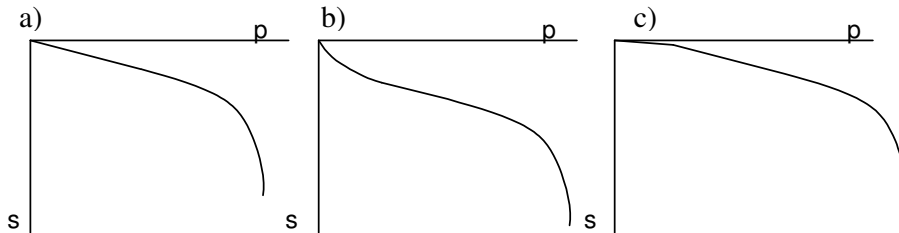
Plaati koormatakse astme kaupa. Koormusastme suurus valitakse 1/10 arvatavast kandevõimest. Ühte koormusastet hoitakse plaadi vajumise tingliku vaibumiseni. Vaibumise kriteeriumina on kasutatud vajumise kiirust - liival 0,1 mm tunnis ja savil 0,05 mm tunnis.

Katseandmete alusel koostatakse vajumi ja koormuse (pinge) sõltuvuse graafik (joon. 4.23). Selle graafiku esimene osa on tavaliselt enam-vähem lineaarne ja saab



Joonis 4.23 Koormusplaatkatse tulemuste graafik

lageda, et vajumine toimub pinnase tihenemise tõttu. Suuremal koormusel hakkab vajumine intensiivistuma, kuna tugevuse ammendumine toob endaga kaasa pinnase tugevuse ammendumise ja plastsete deformatsioonide tekke. Kandevõime



Joonis 4.24 Plaatkoormuskatse võimalike tulemuste graafikud

ammendumine on seotud peale pinnase tugevuse veel katseplaadi suuruse ja selle asetussügavusega maapinnast. Pinnase kokkusurutavuse määramiseks tuleb seepärast kasutada kõvera lineaarset algusosa. Joonis 4.24 a kujutab ideaalset katsekõverat. Mõnikord võib kõvera algusosa sellest erineda ja vajum esimestel koormusastmetel ei ole proportsionaalne koormusega. Joonisel 4.24 b esitatud kõver saadakse juhul, kui plaadi all olev pinnas on halvasti tasandatud. Esimestel koormusastmetel on plaadi

vajumise põhjus mitte pinnase tihenemine vaid konaruste tasandamine.

Kokkusurutavuse määramiseks tuleks kasutada graafiku esimest lineaarset osa. Sageli esimesel koormusastmel plaadi vajum puudub või on väga väike (joonis 4.24 c).

Põhjuseks võib olla mõõteseadme mitteküllaldane täpsus, pinnase eelnev koormamine seadme omakaaluga või vahetult plaadi alla jääva pinnase eelnev tihendamine või tugevdamine. Kasutama peaks jällegi graafiku esimest lineaarset osa.

Deformatsioonimooduli leidmiseks kasutatakse elastsusteooria seost, mis annab elastsel, ühtlasel, isotroopsel poolruumil asuva plaadi vajumi Δs sõltuvuse koormusest Δp . Avaldades sellest E saame

$$E = \frac{(1 - \nu^2)\omega b \Delta p}{\Delta s} \quad (4.33)$$

kus b on plaadi laius või sõõri läbimõõt ja ω plaadi geomeetrisest kujust ja jäikusest olenev tegur. Tavaliselt kasutatava jäiga sõõrplaadi korral $\omega = 0,79$.

Plaadi vajumise kiiruse kaudu saab määrata ka pinnase konsolidatsioonimooduli. Telgsümmeetrilise ülesande korral on vajumise ajaline kulg piisava täpsusega aproksimeeritav seosega

$$s_t = \frac{s_\infty t^a}{t_{50}^a + t^a} \quad (4.34)$$

kus s_t on plaadi vajum hetkeks t , s_∞ plaadi lõplik vajum, a tegur, mis sõõrplaadi puhul on 0,61 ja t_{50} 50% vajumise saavutamiseks vajalik aeg, mis sõltub pinnase konsolidatsioonimoodulist C_v ja plaadi raadiusest R ning võrdub

$$t_{50} = 0,089 \frac{R^2}{C_v}$$

Kirjutades valemi (3.34) kujul

$$T = \frac{t^a}{s_t} = \frac{t_{50}^a + t^a}{s_\infty} = n + m t^a \quad (4.35)$$

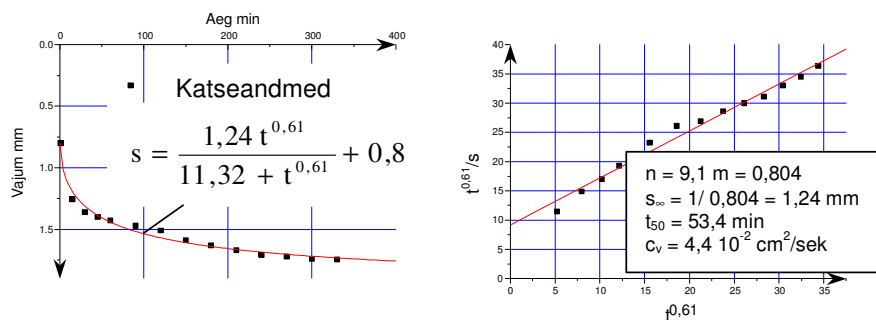
$$\text{kus } n = \frac{t_{50}^a}{s_\infty} \quad \text{ja} \quad m = \frac{1}{s_\infty},$$

saame lineaarse sõltuvuse T ja t^a vahel. Kandes katseandmed graafikule telgedega T ja t^a saame sirge, mille lõikepunkt T teljega annab n ja kalle m suuruse. Nende abil saab leida

$$s_\infty = \frac{1}{m} \quad \text{ja} \quad C_v = 0,089 \frac{R^2}{\left(\frac{n}{m}\right)^{1/a}}$$

Joonisel 4.25 on esitatud ühe plaatkoormuskatse tulemused ja katseandmete töötlus konsolidatsioonimooduli määramiseks. Töötlusel on kasutatud ainult ajas muutuvaid vajumeid, st koguvajumitest on lahutatud algvajum, mis antud juhul oli 0,8 mm. Katse on tehtud Tallinnas Kadaka teel 0,5 m² suuruse plaadiga, mis toetus saviliivale 1,85 m sügavusel. Kasutatud on andmeid survevahemikus 52 kuni 78 kPa.

Seega annab vajumise ajalise kulgemise arvestamine võimaluse hinnata ka lõpliku

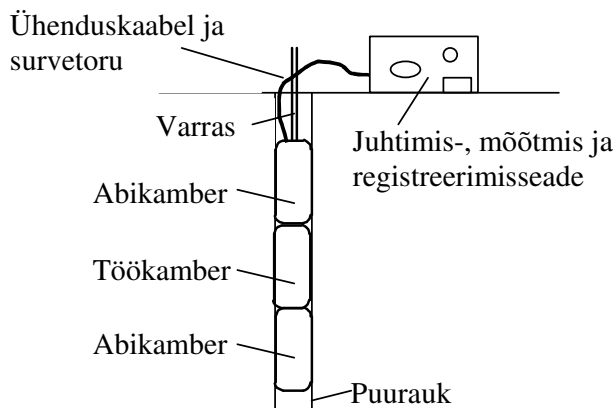


Joonis 4.25 Plaatkoormuskatse tulemused ja nende alusel konsolidatsioonimooduli määramine

vajumi suurust, mida pika konsolideerumise aja puhul realselt ei õnnestu koormusplaadiga katsetades alati saavutada.

Kõigi eeltoodud valemite kasutamine on õigustatud, kui pinnas plaadi all on ühtlane vähemalt 5 plaadi läbimõõdu ulatuses.

0.8 m läbimõõduga plaadiga saab katse sooritada suhteliselt madalas šurfis ja seega määrata ainult maapinna lähedaste kihtide deformatsioonimooduli. Sügavamal asuvate kihtide kokkusurutavuse määramiseks tuleb plaat asetada puuraugu põhja. Kuna puuraugu läbimõõt on piiratud, siis peab kasutama väikest plaati. Tulemuste usaldusväärsus sõltub siin eelkõige sellest, kui võrd hästi õnnestub puhastada puuraugu

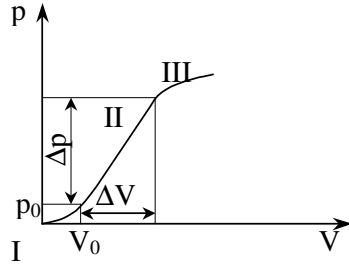


Joonis 4.26 Menard' tüüpi pressiomeetri skeem

põhi sinna puurimisel langenud pinnasest. Otstarbekam on seetõttu pinnasesse keeratud kruviplaadi kasutamine.

Sügaval asuvate pinnasekihtide deformatsioonimooduli määramiseks on kasutusel ka pressiomeeter. Enim tunnustatum on Menard tüüpi pressiomeeter. See koosneb vee rõhu all laienevast silindrist, mis lastakse puurauku (Joon. 4.26) Suurendades järk-järgult vee rõhku silindris, mõõdetakse vee mahu kaudu silindri laienemist, seega silindri ümbritseva pinnase deformatsiooni. Küllalt pika silindri puhul on tegemist ainult

pinnase radiaalse deformatsiooniga. Katse tulemused vormistatakse graafikuna, kus telgedeks on vee maht V ja surve p (joon. 4.27). Graafiku esimene kõver osa I kajastab



Joonis 4.27 Pressiomeetri katsetulemuste graafik

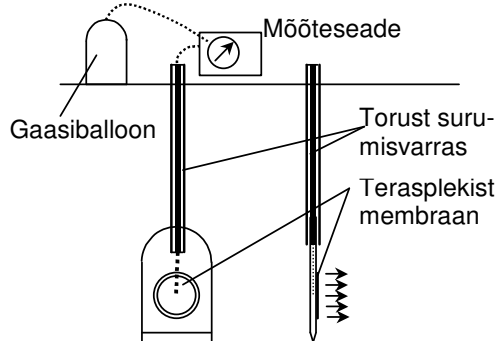
silindri ja puuraugu seina vahelise ebatasasuse täitumist ja seda ei võeta arvesse andmetöötluses. Pinnase deformeeritavus väljendatuna nihkemooduli kaudu määratakse graafiku sirge osa II kalde järgi valemiga

$$G = \frac{(V_c + V_m)\Delta p}{\Delta V} \quad (4.36)$$

kus V_c on vee algmaht silindris, $V_m = V_0 + \Delta V/2$ ja V_0 on vee maht silindris graafiku sirge osa algusele vastava rõhu juures.

Pressiomeeter on kasutatav liiva, kruusa ja tugevalt ületihenenud savipinnase deformeeritavuse määramiseks. Puuduseks on asjaolu, et deformeeritavus määratakse horisontaalsuunas samal ajal kui enamikel juhtudel on vajumi arvutamiseks vaja teada deformeeritavust vertikaalsuunas. Pinnasele iseloomuliku anisotroopsuse tõttu ei ole deformeeritavus eri suundades ühesugune.

Pressiomeetri eriliigiks on isesüvistuv seade, mis ei vaja eelnevat puuraugu rajamist ning mille juures ei teki ebatasasusi silindri ja pinnase vahel.



Joonis 4.28 Dilatomeetri skeem

Horisontaalsuunalist deformeeritavust saab määrata ka dilatomeetriga. See kujutab endast pinnasese süvistatavat õhukest teraslehte, mille sisse on monteeritud terasest

membraaniga survekamber ja deformatsioonimõõtur (joon 4.28). Deformatsioonimoodul määratakse nagu eelnevail juhtudel paigutuse ja pinge vahelisest sõltuvusest.

Pinnase elastsusmooduli määramiseks kasutatakse seismilisi meetodeid, mis põhinevad elastsusmooduli sõltuvusel laineleviku kiirusest.

4.3 Kokkusurutavuse määramine empiiriliste seoste abil

On ilmne, et pinnase kokkusurutavus sõltub pinnase liigist ja tihedusest. Tihedust väljendab poorsustegur ja veeküllastatud pinnastel ka veesisaldus. Neid on aga tunduvalt hõlpsam määrata, kui teha otseselt kompressiooniteime, rääkimata välikatsetest. Samuti on ilmselt olemas seos pinnase deformeeritavuse ja penetratsioonitakistuse vahel. Seepärast on loomulik, et korrelatiivsetele seostele pinnase kokkusurutavuse ja mahulis-kaaluliste suhete ning penetratsioonitakistuse vahel on pööratud kõikjal suurt tähelepanu.

Pinnase kokkusurutavus sõltub peale tema poorsuse ja konsistentsi veel paljudest teguritest, millest mõnede arvuline iseloomustamine on raske, näiteks struktuur, terade kuju jne. Seepärast ei saa empiirilised seosed olla väga täpsed ja üldised ka ühe pinnaseliigi jaoks. Ühes regioonis määratud sõltuvused ei pruugi sobida teistes paikades. Nende usaldusväärsus sõltub paralleelkatsete hulgast ja kasutatud teimide usaldusväärsusest.

Enamkasutatavad on seosed, mille aluseks penetratsioonitakistus q_c . See on standardse koonilise otsaga (60° tipunurk ja 35,7 mm läbimõõt) varda (CPT) süvistamiseks vajaliku jõu suhe koonuse pinnaga. Deformatsioonimoodul leitakse seosega

$$E = kq_c \quad (4.37)$$

kus k sõltub pinnaseliigist. Liivadel on see 2 kuni 3,5, olles väiksem peenemateralistel ja suurem jämateralistel liivadel.

Savipinnastel on k väärtus vahemikus 4 kuni 7,5. Liivakamatel savidel on k väiksem.

Kõrge plastsusega savidel võetakse k enamasti 7.

Üks tuntuimaid empiirilisi seoseid on Terzaghi ja Pecki (1967) poolt esitatud

$$C_c = 0,009(W_L - 10) \quad (4.38)$$

kus W_L on voolavuspiir protsentides (määratud Casagrande aparaadiga).

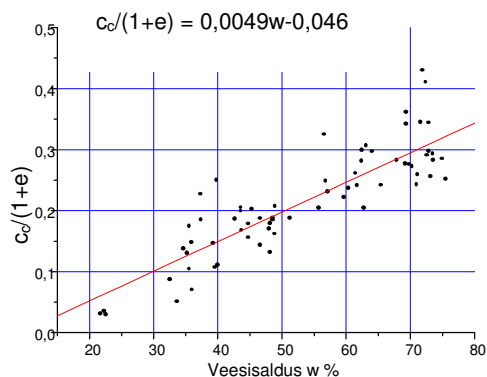
Eesti nõrkade savipinnaste jaoks on leitud seosed kompressioonisuhete $C_c' = C_c / (1 + e)$ ja konsolidatsioonimooduli sõltuvuste kohta vastavalt veesisaldusest ja voolavuspiirist

$$C_c' = 0,00441w - 0,033 \quad (4.39)$$

$$C_v = \frac{0,25}{W_L^4} \quad (4.40)$$

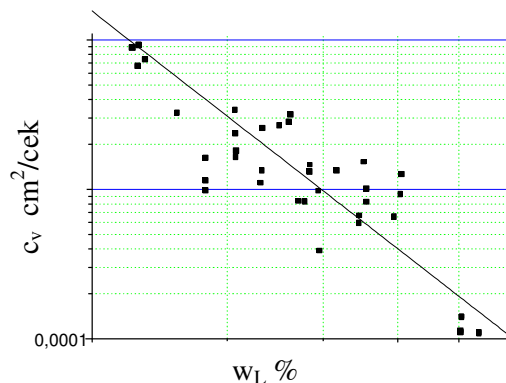
kus W ja W_L on vastavalt veesisaldus ja voolavuspiir (määratud Vasiljevi koonusega) protsentides. C_v ühikuks on m^2/sek .

Joonistel 4.29 ja 4.30 on esitatud eeltoodud sõltuvuste graafikud koos



Joonis 4.29 Kompressioonisuhte sõltuvus veesisaldusest

katseandmetega. Katsed on tehtud mitmesuguste savipinnastega Tallinnast ja Pärnust. Andmeid kokkusurutavuse kohta sõltuvalt pinnase lihtsamini määratavatest omadustest



Joonis 4.30 Eesti savipinnaste konsolidatsioonimooduli sõltuvus voolavuspiirist

võib leida kirjandusest, sealhulgas endise NSVL normidest SNiP 2.02.01-83.

4.4 Kokkuvõte

Eelnevast on selge, et kokkusurutavuse määramiseks on olemas rida erinevaid meetodeid ja iseloomustamiseks kasutatakse erinevaid näitarve. Meetodi valik igal konkreetsel juhul sõltub pinnaseliigist, ehitise iseloomust (esmajoones selle poolt pinnasele antavast koormusest), määramise vajalikust usaldusväärsusest ja olemasolevatest aparatuurist. Mitte alati ei ole vajalik suurte kuludega seotud parameetri suur täpsuse saavutamine. Kui ehitise vajumise peamiseks põhjuseks on mingi tugevalt kokkusurutav pinnasekiht, siis tuleb vastava kihi kokkusurutavus määrata võimalikult täpselt. Teiste, vähem kokkusurutavate kihtide puhul ei ole see enam vajalik. Oletame, et kõige nõrgemast kihist tingitud vajum on 30 sm. Tõenäoliselt võimalik katseviga on

seejuures vähemalt 20%, see tähendab vajumine võib olla 6 sm suurem või väiksem. Ei ole mingit vajadust leida eriti täpselt mingi teise kihi kokkusurutavust, millest tingitud vajum on 2 sm. Isegi kui siin esineb viga 100%, jääb sellest põhjustatud koguvajumi viga tühiseks. Piisab ainult suurusjärgu õigsuse tagamisest. Võimalikult täpselt tuleb alati leida nende kihtide parameetrid, mille deformatsioonid on koguvajumisele otsustavad. Samuti ei ole suur täpsus vajalik, kui oodatav vajum jääb väikese koormuse tõttu oluliselt väiksemaks ehitise lubatavast vajumist.

Seepärast on alati vaja hinnata usaldusväärselt nõrkade savipinnaste, kohevate liivade ja rohkesti orgaanilist ainet sisaldavate pinnaste kokkusurutavus. Savipinnasest on enamasti võimalik võtta rikkumata struktuuriga pinnaseproove ja seepärast otstarbekas kasutada laboratoorseid teime. Erandi moodustavad saviliivad, millest rikkumata struktuuriga proovide võtmine puuraugust ei õnnestu. Kui sellise pinnase deformatsioon on oluline ehituse vajumi suurusele, tuleb kasutada välikatseid. Vähem vastutusrikkamal juhul võib piirduda staatilise penetreerimise andmetega määratud deformatsioonimooduliga.

Pinnastel deformatsioonimooduliga alla 5 MPa on otstarbekas määrata kokkusurutavus kompressiooniteimiga. Seejuures tuleb selgitada ületihenemisaste OCR ning kokkusurutavus enne ja pärast eeltihenemissurvet p_c . Tulemuste kontrollimiseks ja andmete täiendamiseks võib kasutada empiirilisi seoseid.

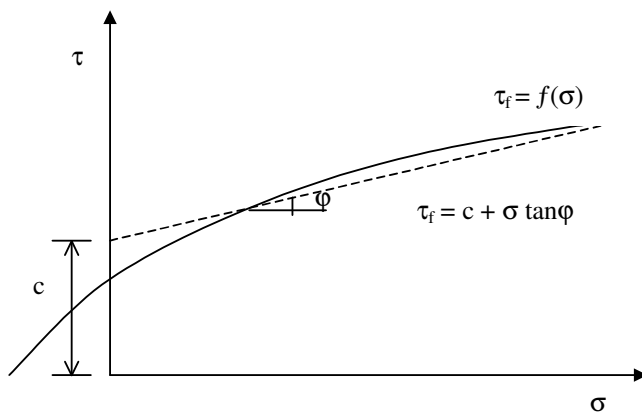
Pinnastel deformatsioonimooduliga üle 10 MPa on kompressiooniteimiga määratud kokkusurutavus enamasti tugevalt ülehinnatud. Põhjuseks on proovide rikutus ning asjaolu, et suure osa deformatsioonist moodustub proovi horisontaalpindade ebatasasuse arvel. Kasutada tuleb välikatseid. Enamikel juhtudel piisab siiski empiirilistest seostest, mis baseeruvad penetratsioonitakistusel q_c . Kuna sellisel pinnasel deformatsiooni ja pinge sõltuvus ei erine väga suuresti lineaarsest, saab kokkusurutavust iseloomustada konstantse deformatsioonimooduliga E.

5 Pinnase nihketugevus

Pinnase nihketugevus on vastupanu ühe pinnasemassiivi osa nihkumisele teise suhtes. Pingete suurenedes massiivis teatava piirini tugevusvaru ammendub ja algab püsiva kiirusega nihkumine. Pinnase nihketugevust on vaja teada vundamendi kandevõime, nõlva püsivuse ja pinnase poolt piirdele avaldatava surve arvutamiseks. Paljudest tugevusteooriatest on pinnase tugevuse olemuse kirjeldamiseks sobivaim Mohri teooria, mille järgi materjali vastupanu raugneb teatud normaalpinge ja nihkepinge kriitilise kombinatsiooni korral. Purunemine toimub, kui nihkepinge τ saavutab teatud taseme τ_f , mis on funktsioon normaalpingest.

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (5.1)$$

Graafiliselt on see esitatud joonisel 5.1



Joonis 5.1 Mohri-Coulomb'i tugevustingimus

Tavapäraste geotehnika probleemide puhul ei ole normaalpingete muutus eriti suur ning seepärast saab üldjuhul kõverjoonelise funktsiooni asendada lineaarsega, nagu seda tegi juba Coulomb.

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi \quad (5.2)$$

kus c on nidusus ja φ sisehõõrde nurk.

Seda sõltuvust nimetatakse Mohr-Coulomb tugevustingimuseks. Kuna veeküllastatud pinnases hõõre tekib ainult teradevahelise efektiivsurve tõttu, siis peab tingimuse väljendama kujul

$$\tau_f = c + (\sigma - u) \tan \varphi \quad (5.3)$$

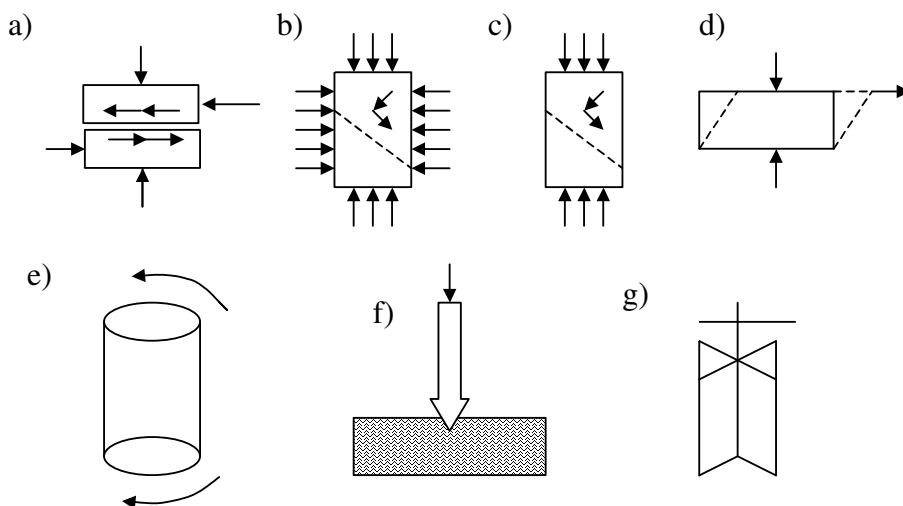
c ja φ on pinnase tugevusparameetrid, mis leitakse eksperimentaalselt. Nende määramine on geotehnika üks keskseid probleeme. c ja φ usaldusväärsusest sõltub ehitise töökindlus ja ökonoomsus.

Tugevusparameetrite määramiseks kasutatakse mitmesuguseid laboriteime ja välikatseid.

5.1 Tugevusparameetrite määramine

laboratoorse teimidega

Peamisteks pinnase tugevuse määramise meetoditeks on lõiketeim (direct shear test), teimimine kolmetelgse survega (triaxial shear test) ja ühetelgne surve (unconfined compression test). Peale nende kasutatakse veel viltamisteimi (simple shear test), väändeteimi, teimimist koonuse ja tiivikuga (joonis 5.2).

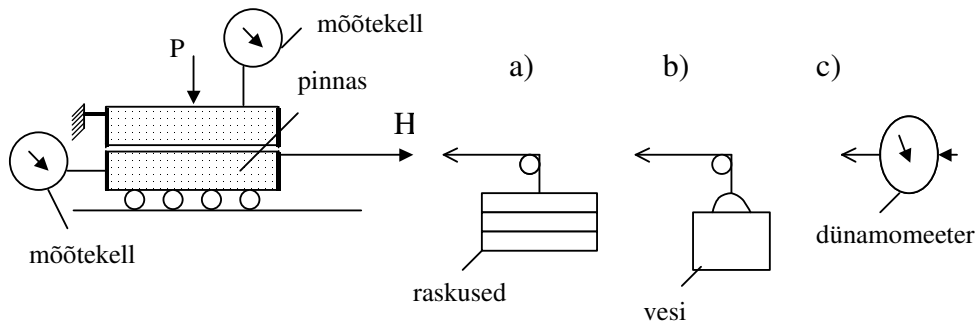


Joonis 5.2 Pinnase nihketugevuse määramise laborimeetodid
 a) nihketeim, b) kolmetelgne surve, c) ühetelgne surve,
 d) viltamisteim (simple shear test), e) väändeteim, f) koonusteim,
 g) tiivikteim.

5.1.1 Lõiketeim

Lõiketeim on vanim ja lihtsaim viis pinnase tugevusparameetrite leidmiseks. Seade teimimiseks koosneb kaheosalisest metallkarbist, millesse asetatakse pinnaseproov (joon

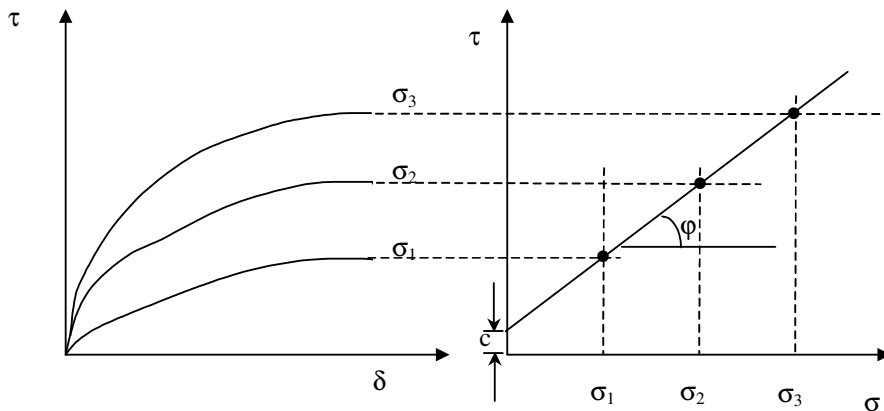
5.3). Karbi osasid saab omavahel horisontaaljõu abil nihutada.



Joonis 5.3 Nihkeaparaadi skeem

- a) astmeline horisontaalkoormuse suurendamine,
- b) püsiva kiirusega horisontaalkoormuse suurendamine,
- c) püsiva kiirusega horisontaalpaigutise suurendamine.

Horisontaaljõudu suurendatakse astmekaupa või püsiva kiirusega. Mõnedel seadmetel hoitakse püsivana horisontaalpaigutuse kiirus ja mõõdetakse tekkiva horisontaaljõu suurus dünamomeetriga. Vertikaalsurve pinnasele antakse proovi katva plaadi kaudu. Proovikeha paksuse muutust ja nihke suurust mõõdetakse mõõtekelladega.



Joonis 5.4 Astmelise koormusega nihketeimi tulemused

Teimimisel asetatakse pinnaseproov karpi, kaetakse plaadiga ja koormatakse mingi vertikaalkoormusega P . Vertikaalkoormus tekitab proovi horisontaalpindadel normaalpinge $\sigma = P/A$ (A on karbi ristlõike pindala). Seejärel hakatakse suurendama horisontaalkoormust T . Karbi kahe poole vahel pinnases tekkiv nihkepinge $\tau = T/A$ põhjustab karbi poolte teatava paigutuse δ , mille suuruse saab fikseerida mõõtekellaga. Väikese horisontaaljõu juures on sõltuvus δ ja τ vahel ligikaudu lineaarne (joon. 5.4). Horisontaaljõudu võrdsete

astmetega suurendades hakkab δ juurdekasv järjest suurenema kuni teatud koormuse puhul algab nihutatava karbipooli püsiv libisemine. See tähendab, et pinnase tugevus on ammendatud ja libisemise esilekutsunud nihkepinge vastab pinnase nihketugevusele antud normaalpinge σ juures.

Korrates teimi identsete proovikehadega erinevate vertikaalkoormustega, saame rea τ_f suurusi erinevate normaalpingete korral. Need suurused kantakse graafikule telgedega σ ja τ . Tõmmates läbi katsepunktide sirge, saab leida tugevusparameetrite suurused. Nidusus c on lõik τ -teljel kuni lõikumiseni katsesirgega ja ϕ katsesirge tõusnurk (joon. 5.4). Statistilises mõttes parima sirge läbi katsepunktide saab vähimruutude meetodil. Sellise sirge ja katsepunktide vaheliste kauguste ruutude summa on minimaalne. Sirge parameetrid on leitav valemitega

$$\tan \phi = \frac{n \sum \sigma_i \tau_i - \sum \sigma_i \sum \tau_i}{n \sum \sigma_i^2 - (\sum \sigma_i)^2} \quad (5.4)$$

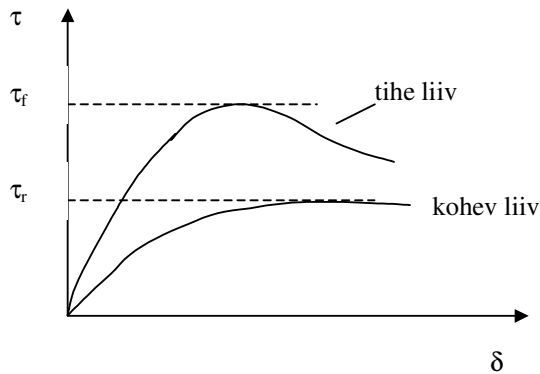
$$c = \frac{\sum \sigma_i^2 \sum \tau_i - \sum \sigma_i \sum \sigma_i \tau_i}{n \sum \sigma_i^2 - (\sum \sigma_i)^2} \quad (5.5)$$

kus n - teimitud proovikehade hulk,

Σ - summa märk; summeerida tuleb 1 kuni n ,

τ_i - teimiga määratud nihketugevus normaalpinge juures σ_i

Joonisel 5.4 toodud horisontaalnihke sõltuvus nihkepingest saadakse, kui horisontaaljõu lisamine toimub astmekaupa. Püsiva horisontaalpaigutuse kiiruse korral võib graafik olla teistsugune. Tiheda liiva ja tugevalt üleconsolideerunud savi puhul tugevus

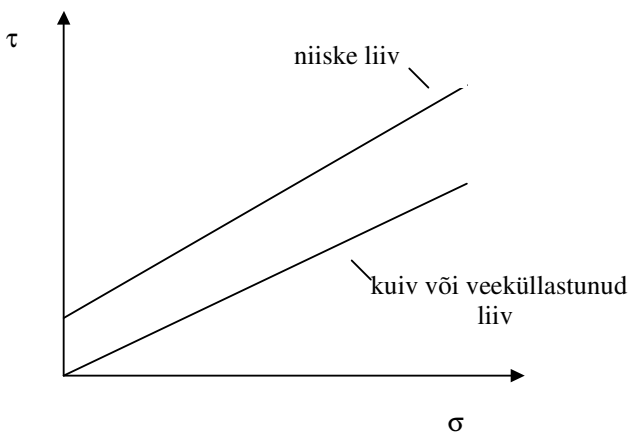


Joonis 5.5 Pinnase maksimaalne ja jääktugevus
(Püsiva horisontaalpaigutusega teim)

saavutab teatud deformatsiooni puhul oma maksimaalse väärtuse ja seejärel langeb, omandades deformatsiooni jätkudes püsiva suuruse (joon. 5.5). Seda suurust nimetatakse jääktugevuseks τ_r (residual strength). Koheva liiva puhul deformatsiooni suurenedes kasvab tugevus pidevalt. Sama terastikulise koostisega liiva puhul on suure deformatsiooni korral jääknihketugevus ühesugune vaatamata selle esialgsele tihedusele.

Seletatav on selline nähtus tiheda liiva teatud kobestumisega nihketsoonis. Nihkumisel peavad terad üksteise suhtes paigutuma. Kui seejuures ei ole enam tihenemisvõimalust, peab osa terasid nihkumise ajal tõusma üle teiste. Seega pinnas kobestub ja tema maht suureneb, mida saab fikseerida mõõtes vertikaalpaigutust. Pinnase mahu suurenemist nihkel nimetatakse dilatatsiooniks. Muidugi on kobestunud pinnase nihketugevus väiksem. Kohevas liivas põhjustab nihe täiendava tihenemise, kuna on vabu poore, kuhu terad nihkudes paigutuvad. Lõppkokkuvõttes saavutavad nii kohev kui tihe pinnas küllalt suure paigutuse juures ühesuguse poorsuse. Seda nimetatakse kriitiliseks poorsuseks. Kriitiline poorsus ei ole pinnase konstantne omadus, vaid sõltub normaalpinge suurusest.

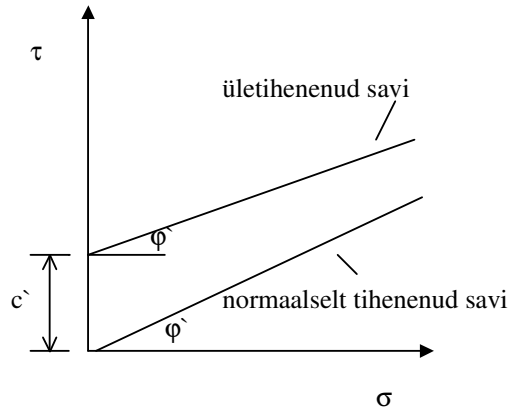
Liiva lõiketeimil ei mängi erilist rolli aeg. Teimi tulemusi ei mõjuta vertikaalkoormuse mõjumise kestus enne nihkejõu rakendamist ega ka nihutamise kiirus. Muidugi ei kehti eeltoodu juhul kui on tegemist juba jõu dünaamilise mõjuga. Kuiva liiva



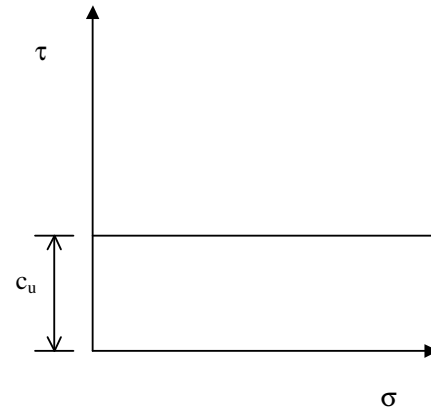
Joonis 5.6 Liiva nihketeim

korral läbib piirsirge koordinaatteljestiku null-punkti (joon. 5.6). See tähendab, et $c=0$ ja tugevus on tingitud ainult hõõrdest. Liiva heast veejuhtivusest tingituna hajub rõhk pooriveses kiiresti ja väga lühikese aja jooksul pärast vertikaalkoormuse suurenemist saab efektiivpinge võrdseks kogupingega. Seepärast liiva tugevus veeküllastatud olekus ja kuivalt oluliselt ei erine. Liiva sisehõõrdenurk sõltub terade kujust ja suurusest, pinnase tihedusest, lõimise ebaühtlusest jne. Enamasti on ϕ suurem kui 30° , ulatudes kuni 45° . Liiva sisehõõrdenurk sõltub tihedusest, terasuurusest, terade iseloomust (ümardunud või ümardumata) ja koostise ebaühtlusest. Niiskele liivale on iseloomulik teatav kapillaarjõududest tingitud nidusus. Usaldusväärse ϕ määramiseks peab katsetatava teimiku tihedus ja veesisaldus olema võimalikult lähedane pinnase looduslikule seisundile.

Veeküllastatud savipinnasel sõltuvad teimi tulemused väga tugevalt nii sellest, kua enne nihet hoitakse proovi vertikaalsurve all, kui ka nihkepinge suurendamise kiirusest. Kui alustatakse nihkepinge suurendamist vahetult peale vertikaalsurve rakendamist ja proov viiakse purunemiseni suhteliselt kiiresti, ei jõua rõhk pooriveses hajuda ning efektiivpinge tekkida. Sellistes tingimustes määrab pinnase tugevuse üksnes nidusus ja tugevus ei sõltu üldse vertikaalsurve suurusest (joon. 5.7). Selliselt leitud nidusust nimetatakse drenimata nihketugevuseks c_u (undrained strength).



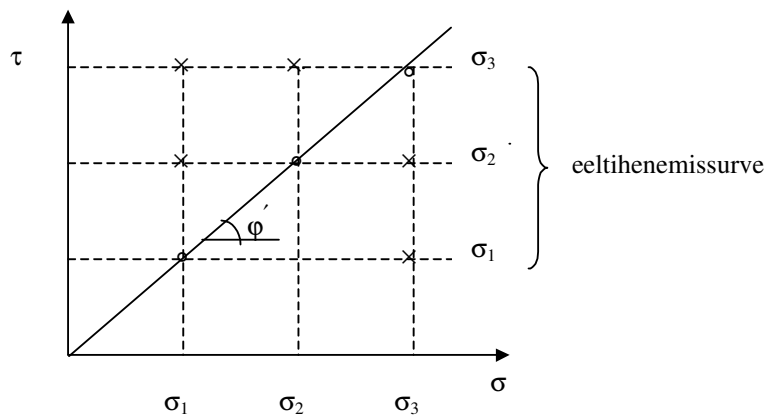
Joonis 5.8 Savi dreenitud nihketugevus



Joonis 5.7 Savi dreenimata nihketugevus

Kui vertikaalsurvet hoitakse kuni deformatsiooni täieliku vaibumiseni enne nihet, see tähendab lastakse pinnas täielikult konsolideeruda, ja nihkepinge suurendamine toimub samuti sedavõrd aeglaselt, et selle käigus tekkinud neutraalpinge samuti hajub, sõltub nihketugevus normaalpinge suuruselt (joon. 5.8). Normaalselt tihenenud savi puhul on graafik sarnane sellele, mis saadakse liiva teimimisel. See tähendab, et tugevuse määrab näiliselt ainult sisehõordenurk. Ületihenenud savi puhul lõikab piirsirge τ -telge ja seega on tugevus sõltuv mõlemast parameetrist. Sellist teimi nimetatakse dreenitud teimiks ja saadavaid parameetreid efektiivsisehõordenurgaks ϕ' ja efektiivnidususeks c' .

Vaatamata sellele, et normaalselt tihenenud savi sisehõordenurk võib näiliselt olla küllalt suur, $25^\circ \div 30^\circ$, ei tähenda see, et tugevuse tegelikult põhjustab hõõre terade vahel. Vertikaalkoormus põhjustab proovi tihenemise. Seetõttu iga erineva vertikaalkoormuse

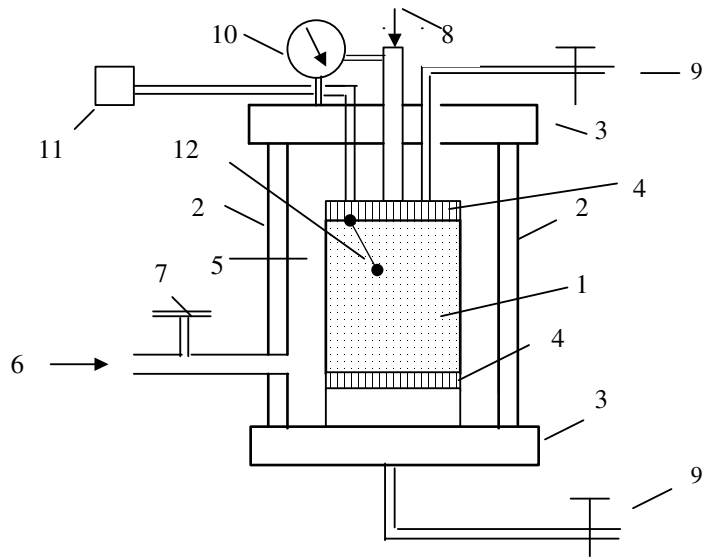


Joonis 5.9 Eelnevalt tihendatud saviteimikute nihketeimide tulemused

juures määratakse erineva tihedusega pinnase nihketugevus. Oletame, et dreenitud nihketugevus on leitud kolme erineva vertikaalpinge σ_1 , σ_2 , ja σ_3 juures. Joonisel 5.9 on

vastavad tugevused tähistatud ringikestega. Tihendades eelnevalt iga vertikaalsurve σ_1 , σ_2 ja σ_3 juures sama pinnase 3 proovikeha ja seejärel teha nendega drenimata teim, saame tulemused, mis joonisel on märgitud ristikestega. Seega igale tihedusele vastab oma c_u . Tuleb lugeda õnnelikuks juhuseks, et ristikesed asuvad ühel sirgel ja lubavad määrata lihtsa sõltuvuse tugevuse ja vertikaalsurve vahel. Siit on ka selge, et ϕ' ja c' ei ole füüsilises mõttes puhtalt seotud hõõrde ega kohesiooniga, vaid on lihtsalt nihketugevuse sõltuvust vertikaalsurvest kirjeldava matemaatilise seose parameetrid.

Lõiketeimil on olulised puudused. Pingejaotus lõikepinnal ei ole ühtlane nagu eeldatud parameetrite arvutamisel. Normaalpinge on keskel suurem kui äärtel. Äärtel tekivad keskmistest suuremad nihkepinged ja suured pingekontsentratsioonid. Nihkumine ei toimu piki pinda, vaid haarab teatud keskelt paksema ja äärtest õhema kihi. Etteantud



Joonis 5.10 Kolmetelgse surveparaadi skeem

1 – proovikeha, 2 – kambri läbipaistvad seinad, 3 – kambri otsad,
 4 – poorsed plaadid, 5 – kambrit täitev vesi, 6 – külgsurve,
 7 – külgsurvehoidja, 8 – vertikaalkoormus, 9 – vee väljavoolu
 võimaldavad torud, 10 – mõõtekell, 11 – poorirõhu mõõtur.
 12 – poorirõhu andur.

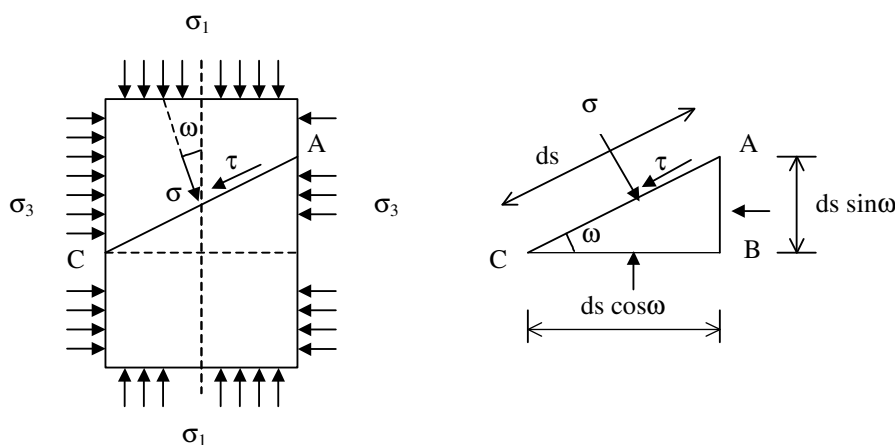
lõikepind ei pruugi olla kõige nõrgem koht pinnases. Kõik need ebamäärasused teevad teimi tulemuste usaldusväarsuse teataval määral küsitavaks.

Pikaajaline kasutamiskogemus lubab kõigest hoolimata väita, et lõiketeimiga määratud tugevusparameetrid on kasutatavad inseneripraktikas. Viimasel ajal eelistatakse esinduslikes uuringutes siiski kolmetelgse survega määratud nihkeparameetreid.

5.1.2 Nihkeparameetride määramine kolmtelgse survega

Kolmtelgse surve seade koosneb hermeetiliselt suletavast kambrist, mille sisse asetatakse silindriline proovikeha (joon. 5.10). Kambri seinad on tavaliselt läbipaistvad, et jälgida proovikeha deformeerumist ja purunemist koormamisel. Kambri kaant läbib varras, mille kaudu saab proovikeha koormata vertikaaljõuga ja mõõta selle pikkuse muutumist. Kambrit täitva vedeliku kaudu tekitatakse horisontaalsurve pinnaseproovile. Pinnasest vee väljavoolu võimaldamiseks kaetakse pinnaseproovi otsad vett läbilaskvate plaatidega, mille tagant kulgevad kraanidega varustatud torud. Torude kaudu saab vajadusel mõõta poorivee rõhku. Kambrisse asetatav proovikeha ümbritsetakse õhukese kummikilega eristamaks teda kambrit täitvast vedelikust. Täiuslikumad seadmed võimaldavad mõõta proovi horisontaaldeformatsiooni, mahu muutust, poorivee survet proovi keskel ja muuta automaatselt vastavalt kavandatud programmile horisontaal- ja vertikaalsurvet.

Võrreldes lõiketeimiga on kolmtelgsel surve pingeseisund proovikehas ühtlasem. Teatud kontsentratsioon esineb ainult proovi otses. Kuid kuna purunemine toimub keskosas, ei mõjuta see tulemusi. Proov saab puruneda kõige nõrgemat pinda mööda. Oluline eelis seisneb võimaluses reguleerida kraanide avamise ja sulgemise teel teimi erinevatel etappidel vee väljavoolu pinnasest.



Joonis 5.11 Peapinged ja pinged kaldpinnal

Kolmtelgsel surve on otseselt teada horisontaal- ja vertikaalpinged. Proovikeha purunemine toimub mingit kaldpinda mööda. Materjali tugevusparameetrite hindamiseks peame teadma normaal- ja nihkepinget sellel kaldpinnal.

Vaatleme joonisel 5.11 esitatud proovikeha, millele mõjuvad vertikaal- ja horisontaalpinge. Kuna need pinged on vastavalt maksimaalsed ja minimaalsed, siis on nad peapinged ja tähistatud σ_1 ja σ_3 . Pinnal, mille normaal on maksimaalse peapingega nurga all ω , mõjuvad pinged σ ja τ . Kolmnurkse mahu ABC külgedel mõjuvad jõud $\sigma_1 d s \cos \omega$, $\sigma_3 d s \sin \omega$, $\sigma d s$ ja $\tau d s$. Nende jõudude tasakaalu tingimusest saame

$$\tau = \sigma_1 \cos \omega \sin \omega - \sigma_3 \sin \omega \cos \omega \quad (5.6a)$$

$$\sigma = \sigma_3 \sin^2 \omega + \sigma_1 \cos^2 \omega \quad (5.6b)$$

Tähistades

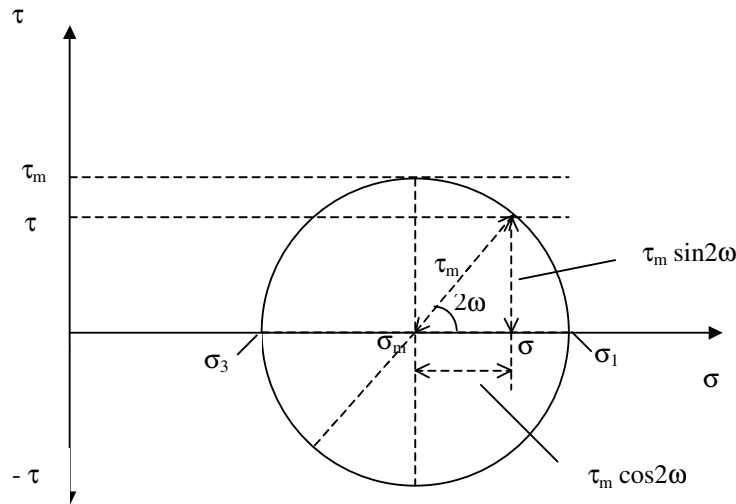
$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad \text{ja} \quad \tau_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

saame pärast mõningaid teisendusi

$$\sigma = \sigma_m + \tau_m \cos 2\omega \quad (5.7a)$$

$$\tau = \tau_m \sin 2\omega \quad (5.7b)$$

Joonisel 5.12 on eeltoodud suurused näidatud Mohri diagrammil. Diagramm võimaldab hõlpsasti leida pinnal, mille kaldenurk on ω , mõjuvad pinged antud peapingete järgi.



Joonis 5.12 Kaldlõikel mõjuvate pingete määramine Mohri ringiga

Materjal puruneb piki pinda, kus on täidetud Mohr-Coulombi tingimus (5.2). Sellele tingimusele vastab punkt, kus pingering puutub tugevustingimust kirjeldava joonega. Purunemist ei toimu, kui pingering asub tervikuna allpool joont.

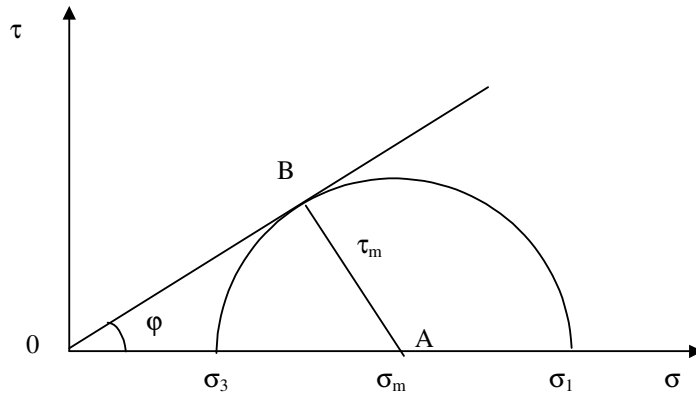
Juhul $c = 0$ läbib piirsirge koordinaatide alguspunkti (joon 5.13). Kolmnurgast OAB saame

$$\sin \varphi = \frac{\tau_m}{\sigma_m} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \quad (5.8)$$

Pärast teisendamist saame tugevustingimuse

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (5.9)$$

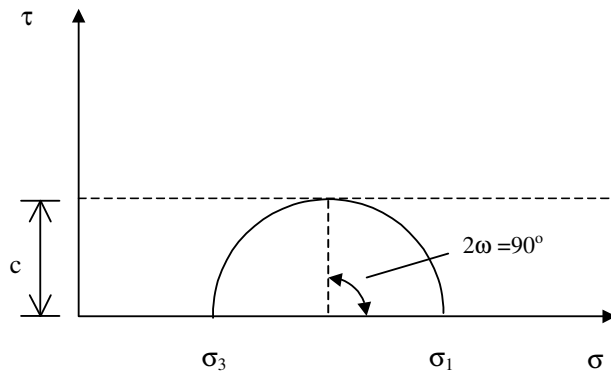
Seega tekib pinnase purunemise teatud sisehõõrdenurgast oleneva peapingete suhte korral. Peapingete absoluutne suurus ei ole seejuures oluline.



Joonis 5.13 Tugevustingimus juhul, kui $c = 0$

Juhul $\varphi = 0$ on piirsirge horisontaalne joon (joon. 5.14) ja pingering puutub piirjoont, kui $\tau_m = c$. Siit tugevustingimus

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2c \quad (5.10)$$

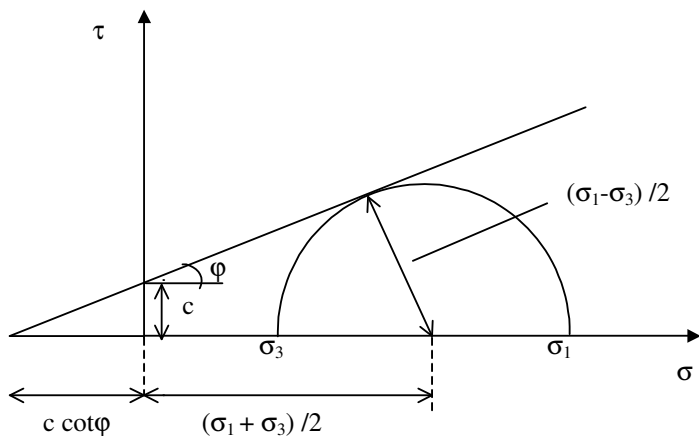


Joonis 5.14 Tugevustingimus juhul, kui $\varphi = 0$

Järelikult sellistel pinnastel sõltub purunemine peapingete vahest. Purunemine tekib pinnal, kus nihkepinge on maksimaalne. See pind on peapingete pindadest pööratud 45° .

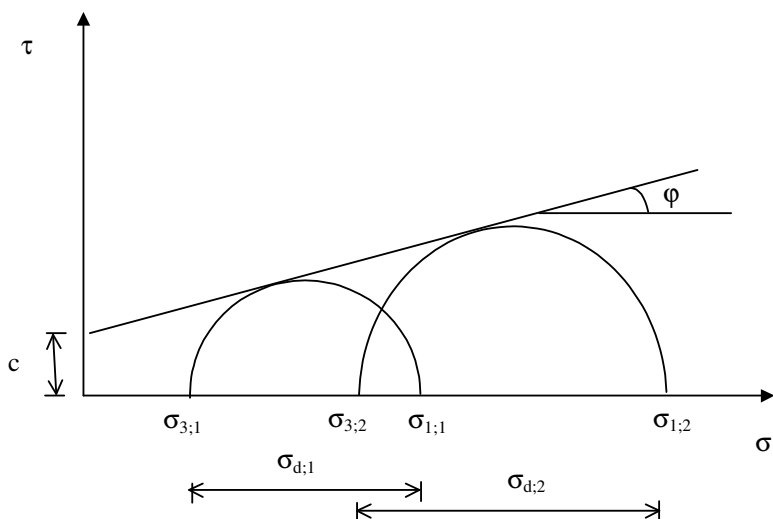
Üldjuhul, kui mõlemad tugevusparameetrid on nullist erinevad (joon. 5.15), on tugevustingimus peapingetes avaldatav kujul

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cot \varphi} = \sin \varphi \quad (5.11)$$



Joonis 5.15 Tugevustingimus juhul, kui $\varphi \neq 0$ ja $c \neq 0$

Kolmetelgse survega teimides tekitatakse esmalt kambris mingi surve $\sigma_{3,1}$. See mõjub pinnaseproovile igast küljest, nii et radiaal- kui ka vertikaalsurve on mõlemad $\sigma_{3,1}$. Seejärel suurendatakse vertikaalsurvet, kuni pinnas puruneb. Tähistame vertikaalsurve juurdekasvu, mis on vajalik pinnase viimiseks purunemiseni $\sigma_{d,1}$. Purunemisel on maksimaalne peapinge siis $\sigma_{1,1} = \sigma_{3,1} + \sigma_{d,1}$. Korrates teimi identse proovikehaga, kuid teistsuguse kambrisurve $\sigma_{3,2}$ juures, saame uue $\sigma_{d,2}$ ja $\sigma_{1,2} = \sigma_{3,2} + \sigma_{d,2}$. Joonestame nüüd mõlema teimi kohta pingeringid (joon 5.16). Kuna mõlema pingeringi puhul peapinged on sellised, mis põhjustavad



Joonis 5.16 Tugevusparameetrite määramine kolmetelgse surveteimiga

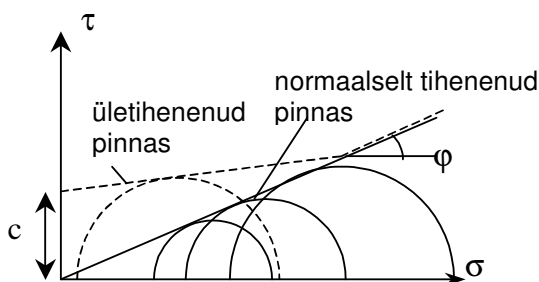
purunemise, siis peab piirjoon olema neile puutujaks. Puutuja joonestamise järel saame määrata tugevusparameetrid c ja φ .

Olenevalt proovi dreenimistingimustest, kasutatakse kolme erinevat teimimiskeemi.

Konsolideeritud dreenitud teim ehk CD teim (Consolidated-Drained test).

Kambrisurve tekitamine kutsub proovikehas esile igakülgse surve ja koormise mõjumise alghetkel veeküllastatud pinnases sellega võrdse surve pooriveses u_c . Kui vee väljavoolu torude kraanid on avatud, toimub vee eemaldumine pinnasest.

Aja jooksul rõhk langeb ning proovikeha tiheneb, see tähendab pinnas konsolideerub. Pärast seda kui neutraalpinge on täielikult hajunud, hakatakse väga aeglaselt suurendama vertikaalpinget σ_d . Vee väljavoolu kraanid on seejuures kogu aeg avatud. Vertikaalsurve suurendamine peab olema sedavõrd aeglane, et ühelgi momendil ei tekiks survet pooriveses. Seega kogu deviaatorpinge suurendamise aja vältel efektiivpinge võrdub kogupingega.



Joonis 5.17 Konsolideeritud dreenitud kolmtelgse surveteimi (CD) tulemused

Tüüpilised CD teimi tulemused on esitatud joonisel 5.17. Seda tüüpi teim vastab dreenitud lõiketeimile.

Konsolideerimata dreenimata teim ehk UU teim (Unconsolidated-Undrained test).

Selle teimi puhul on vee väljavool tõkestatud nii igakülgse surve tekitamisel, kui ka deviaatorpinge suurendamise ajal. Veeküllastatud pinnases tekib pooriveses surve. Selle suuruse võib Skemptoni (1954) järgi arvutada valemiga

$$u = B[\sigma_3 + A(\sigma_1 - \sigma_3)] \quad (5.12)$$

kus A ja B on katsega määratavad poorivesesurve tegurid. Täielikult veeküllastatud pinnase puhul $B = 1$. Perfektselt elastse materjali puhul $A = 1/3$. Pinnase, kui mitteelastse materjali A suurused erinevad sellest. Mõned tüüpilised A suurused on esitatud tabelis 5.1.

Tabel 5.1 Poorivesesurve tegur A Bjerrum (1960)

Pinnas	
Normaalselt tihenenud savi	0,7÷1,3
Kergelt ületihenenud savi	0,3÷0,7
Tugevalt ületihenenud savi	-0,5÷0

Valemi esimene liidetav $B\sigma_3$ arvestab poorivee survet pinnasele mõjuvast igakülgsest survest ja teine liidetav $AB\sigma_d$ deviaatorpingest. Täielikult veeküllastatud proovis igakülgse surve tõstmise suuruseni σ_3 tekitab sama suure rõhu pooriveses ja järelilikult efektiivpinge ei

suurene. Pärast deviaatorpinge suurendamist σ_d võrra on horisontaalsuunaline kogupinge endiselt σ_3 ja vertikaalsuunaline $\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$. Poorivees on surve $u = \sigma_3 + A\sigma_1 - A\sigma_3$. Poorivee surve mõjub igas suunas ühesuguselt. Järelikult on efektiivpinge horisontaalsuunas

$$\sigma_3' = \sigma_3 - \sigma_3 - A\sigma_1 + A\sigma_3 = -A(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (5.13)$$

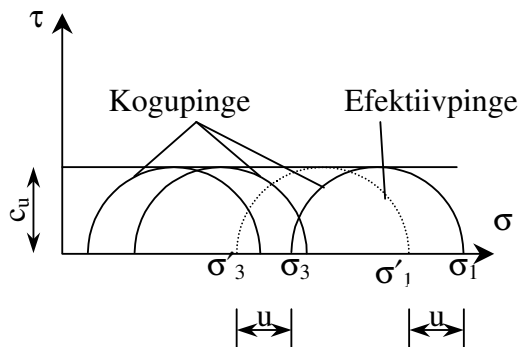
ja vertikaalsuunas

$$\sigma_1' = \sigma_1 - \sigma_3 - A\sigma_1 + A\sigma_3 = (1-A)(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (5.14)$$

Efektiivpingete vahe on siis

$$\sigma_1' - \sigma_3' = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (5.15)$$

See tähendab, et suletud süsteemi puhul nihkepinge võrdub alati deviaatorpingega ja kogupingete kohta konstrueeritud pingeringide abil saab määrata dreenimata nihketugevuse c_u (joon. 5.18).



Joonis 5.18. Dreenimata nihketugevuse c_u määramine konsolideerimata dreenimata kolmtelgse surveteimiga (UU teim)

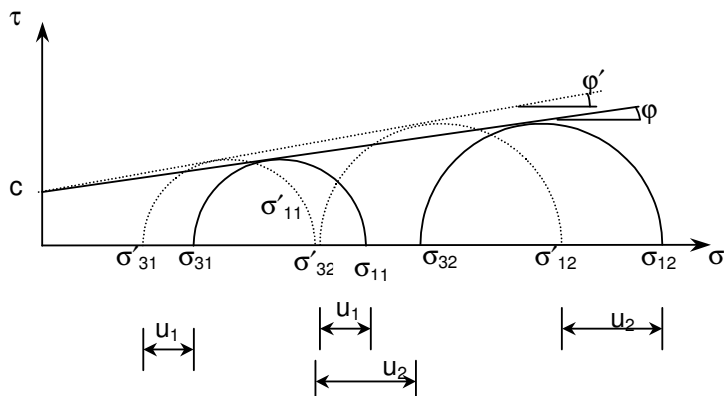
Konsolideeritud dreenimata teim ehk **CU** teim (Consolidated-Undrained test). CU teimil lastakse proovil täielikult konsolideeruda igakülgse rõhu all. Seejärel suletakse vee väljavoolu kraanid ning deviaatorpinge lisamine toimub suletud süsteemis. Deviaatorpinget suurendatakse proovi purunemiseni ja mõõdetakse poorivees tekkiv rõhk u . Korrates teimi teistsuguse igakülgse survega saame uued purunemisele vastavad peapinge väärtused σ_3 ja $\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$. Joonestades pingeringid ja tõmmates neile puutuja, leitakse c_{cu} ja ϕ_{cu} .

Mõõdetud poorivee surve abil saab arvutada efektiivpinged $\sigma_3' = \sigma_3 - u$ ja $\sigma_1' = \sigma_1 - u$ ja nende abil leida c' ja ϕ' (joon. 5.19).

CU teim nõuab vähem aega kui CD teim ja leiab seetõttu tunduvalt rohkem kasutamist. Kuid vajalik on poorivee surve mõõtmise seade.

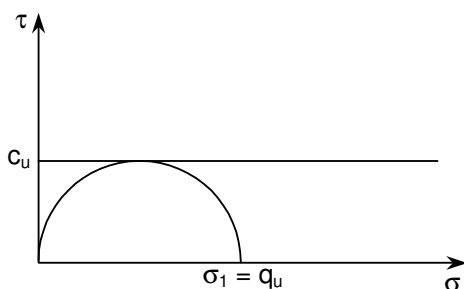
5.1.3 Teised nihketugevuse määramise laboratoorsed meetodid

Kolmtelgse surve erijuhuna võib vaadelda **ühetelgset survet**. Teim on võimalik suhteliselt kõva savipinnasega. Kuna σ_3 on selle teimi puhul alati null, siis pingeringi üks



Joonis 5.19 Ületihenenud savi nihkeparameetrite määramine konsolideeritud dreenimata kolmtelgse survega (CU teim koos poorivesurve mõõtmisega)

ots asub koordinaatide alguspunktis. Teim tehakse piisavalt kiirest, nii et poorivee surve ei saa hajuda. Seepärast nihkepinge purunemisel võrdub poole vertikaalpingega (joon.5.20) $\tau_f = \sigma_1/2 = c_u$.



Joonis 5.20 Dreenimata nihketugevuse c_u määramine ühetelgse survekatses tulemusest

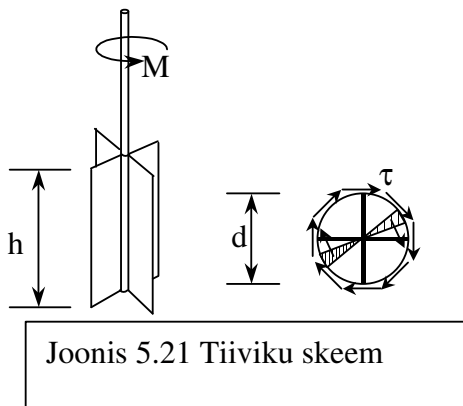
Rootsis kasutatakse savi dreinimata nihketugevuse määramiseks laialdaselt **koonusteimi**. Enamkasutatavad on koonused 100/30 (mass 100 g ja koonuse tipunurk 30°) ja 60/60. Väga tugeva savi puhul kasutatakse ka koonust 400/30 ja väga nõrga savi puhul 10/60. Koonus asetatakse teravikuga saviproovi pinnale, lastakse vabalt langeda ja mõõdetakse koonuse pinnasesse tungimise sügavus d . Nihketugevus leitakse valemiga

$$c_u = \frac{Kmg}{d^2} \quad (5.16)$$

kus m on koonuse mass, g raskuskiirendus ja K tegur, mis 30° tipunurga puhul on 1 ja 60° tipunurga korral 0,22.

5.2 Nihketugevuse määramine välikatsetega

Nihketugevuse määramiseks looduslikus pinnasemassiivis on enamlevinud tiivikkatse. Tiivikkatse seade kujutab endast penetratsioonivarda otsa kinnitatud risti asuvaist teraslehtedest moodustatud nn tiivikut. Standardseks loetakse tiivikut, mille kõrgus on 130 mm ja laius 65 mm. Tiivik surutakse soovitud sügavusele pinnasesse ja hakatakse varda kaudu pöörata, mõõtes seejuures väändemomenti. Pööramise kiirus on 0,1° sekundis. Suurem pööramise kiirus annab suurema tugevuse. Tiiviku pööramisele avaldavad vastupanu nihkejõud, mis tekivad tiiviku laiusega võrdse läbimõõduga silindri külgpinnal ja otspindadel (joon 5.21).



Joonis 5.21 Tiiviku skeem

Silindri külgpind võtab vastu momendi

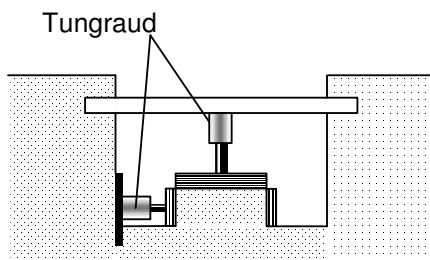
$$M_k = T \frac{d}{2} = \pi d h c_u \frac{d}{2} = \frac{\pi d^2 h}{2} c_u \quad (5.17)$$

Eeldusel, et nihkepinge on otspindadel ühtlaselt jaotatud, asub nihkejõu resultant keskpunktist kaugusel $\frac{2}{3} r$ ehk $\frac{1}{3} d$. Otspinnad võtavad sellisel juhul vastu momendi

$$M_k = 2 \frac{\pi d^2}{4} c_u \frac{d}{3} = \frac{\pi d^3}{6} c_u \quad (5.18)$$

Avaldades valemite (5.17) ja (5.18) summast dreenimata nihketugevuse, saame

$$c_u = M_k \frac{2}{\pi d^2 (h + \frac{d}{3})} \quad (5.19)$$



Joonis 5.22 Nihkekatse välitingimustes

Nihketugevust on võimalik määrata ka surfi põhja jäetud terviku nihkekatsega (joon. 5.22). Katse on analoogiline laboratoorse lõiketeimiga ja andmete töötlus on samasugune. Terviku katsetamine haarab suurema pindala ja paremini on tagatud pinnase struktuuri säilimine. Katse saab teha seepärast ka jämedateralise pinnasega, näiteks moreeni või kruusaga, mille teimine laboris ei ole sisuliselt võimalik. Katseseadmete keerukuse ja kõrge hinna tõttu kasutatakse välikatset siiski harva.

5.3 Nihketugevuse hindamine empiiriliste seoste abil

Liiva sisehõõrde nurga hindamise lihtsa mooduse on esitanud Brinch Hansen ja Lundgren (1960)

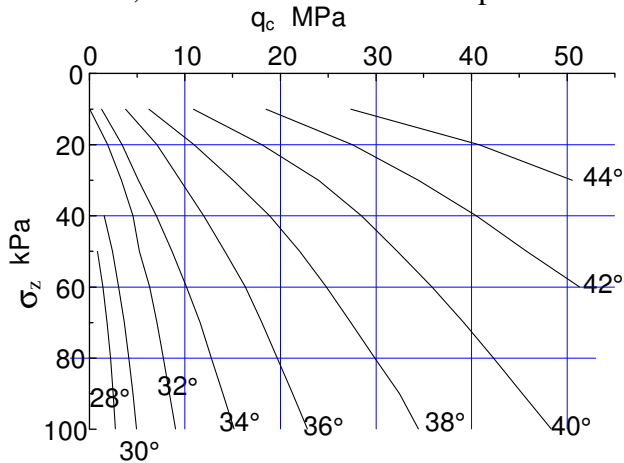
$$\varphi = 36^\circ + \varphi_1 + \varphi_2 + \varphi_3 + \varphi_4 \quad (5.20)$$

kus 36° on keskmine liiva sisehõõrde nurk ja φ_1 kuni φ_4 parandustegurid. Parandustegurite suurused on järgmised

φ_1 - terade kuju arvestav tegur	
teravaservalised terad	+1°
keskmised terad	0°
ümardunud terad	-3°
väga ümardunud terad	-5°
φ_2 - terade suurust arvestav tegur	
liiv	0°
peenkruus	+1°
kesk- ja jämekruus	+2°
φ_3 - terastikulist koostist arvestav tegur	
ühtlane	-3°
keskmine	0°
ebäühtlane	+3°
φ_4 - tihedust arvestav tegur	
kohev	-6°
kesktihe	0°
tihe	+6°

Liiva sisehõõrde nurka saab hinnata penetratsioonitakistuse kaudu. Kirjanduses esitatud andmed ei ole alati ühesugused. Põhjuseks on erinevad meetodid pinnase tugevuse

määramisel, mis olid aluseks võrdlusele penetratsioonitakistusega. Joonisel 5.23 on esitatud



Joonis 5.23 Liiva sisehõordenurga sõltuvus penetratsioonitakistusest ja pinnase omakaalusurve

diagramm ϕ sõltuvuse kohta penetratsioonitakistusest ja omakaalusurve penetreerimise sügavusel (Trofimenkov 1974). Analoogilise graafiku on esitanud ??? (joonis 5.24).

Savipinnaste dreenimata nihketugevuse ja plastsuse seose on andnud Skempton kujul

$$\frac{c_u}{p_c} = 0,11 + 0,37I_p \quad (5.21)$$

kus I_p on plastsusarv ja p_c eeltihenemissurve.

Väga nõrga savi nihketugevuse leidmine staatilise penetreerimisega on raskendatud, kuna takistus on väga väike. Kasutatakse seost

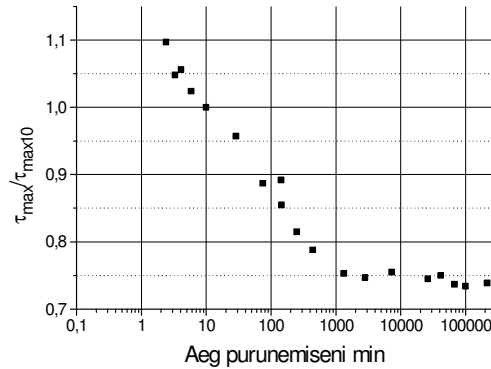
$$c_u = \frac{q_c - p_c}{N_c} \quad (5.22)$$

Teguri N_c suurus normaalselt konsolideerunud savil on 10 kuni 15 (keskmiselt 13) ja ületihenendunud savil 15 kuni 20 (keskmiselt 17).

5.4 Savi pikaajaline ehk igitugevus

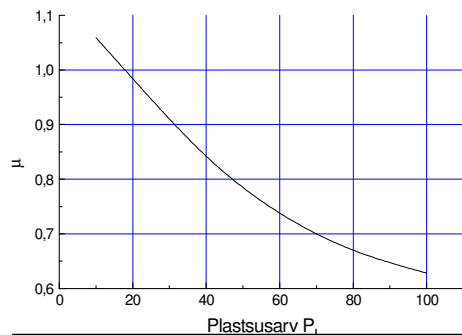
Seni vaadeldud savi tugevuse määramise meetoditega leitakse parameetrid suhteliselt lühiajaliste katsetega. Ehitiste all mõjuvad pinged tunduvalt pikema aja vältel. Seejuures võivad savi tugevusomadused muutuda. Nii pinnase tihenemine kui ka kolloidide vananemine põhjustavad tugevuse tõusu. Lühiajalise katsega leitud tugevusele lähedaste nihkepingete pikaajalisel toimel toimuv roomeprotsess võib aga oluliselt muuta pinnase struktuuri ja alandada pinnase tugevust. Roomedeformatsioon võib olla ajas kustuva iseloomuga, kui nihkepinge on väike võrreldes nihketugevusega. Suurema nihkepinge korral võib roomedeformatsiooni pikaajaline areng muutuda kiirenevaks ja lõppeda materjali purunemisega (joon. 5.25). Eriti iseloomulik on see suurema plastsusega savile. Purunemine toimub antud pinnasele teatud kindla deformatsiooni korral olenemata sellest millise aja vältel see deformatsioon saavutati. Deformeerudes muutub pinnase struktuur (osakeste omavaheline paigutus ja orientatsioon), arenevad mikropraod ja purunevad osakeste vahelised sidemed. See protsess ei sõltu niivõrd pingest kui niivõrd just paigutise

suurusest. Igitugevus on nihkepinge suurim väärtus, mille puhul ei teki veel purunemisele viivat püsiroomet. Joonisel 5.26 on esitatud Bjerrumi andmed katsetulemustest Drammeni saviga tugevuse vähenemise kohta ajas.



Joonis 5.26 Savi nihketugevuse vähenemine ajas.

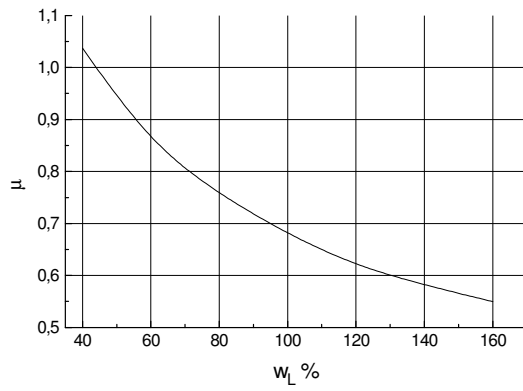
Ehitise vundamendi all, kus kõrvuti nihkepingete mõjuga toimub ka pinnase tihenemine ja tugevnemine, ei ole tugevuse vähenemine roome mõjul määrav. Kahe protsessi koosmõjus on valdav enamasti just tugevnemine ja võib öelda, et kui pinnas ei purune ja vundament ei raue kohe koormuse rakendumisel, siis ei toimu purunemist ka hiljem.



Joonis 5.27 Parandustegur lühiaegse katsega määratud savi dreenimata nihketugevusele (Bjerrum 1973)

Olukord on aga teistsugune tugiseinte ja nõlvade juures. Siin mingit tihenemist ei toimu, kuna normaalpinged ei muutu. Suureneb ainult nihkepinge, millest tingitud roome võib põhjustada tugevuse vähenemist ja ehitise või nõlva varisemise.

Selle vältimiseks peab lühiajaliste katsetega leitud tugevusparameetreid vähendama tasemeni, mille puhul ei teki purunemisele viivat roomeprotsessi. Joonisel 5.27 on esitatud Bjerrumi (1973) graafik parandusteguri leidmiseks sõltuvalt pinnase plastsusest. Analoogiline parandustegur, mis sõltub pinnase voolavuspiirist, on esitatud Andreassoni poolt ja esitatud joonisel 5.28 (Hansbo 1994).

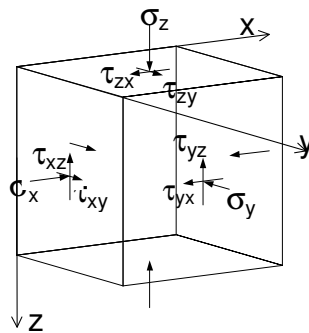


Joonis 5.28 Nihketugevuse vähendustegur
Andreasseni järgi

6 Pingejaotus pinnases

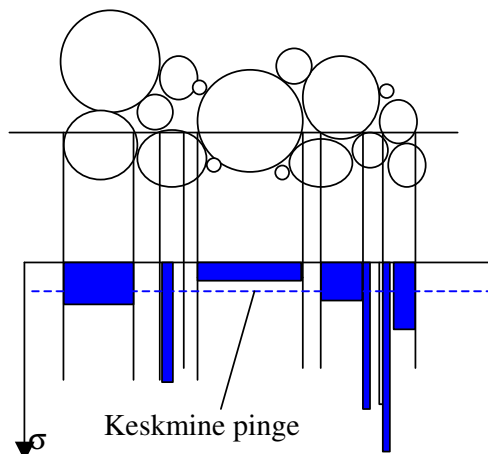
6.1 Üldised seisukohad

Pinnase puhul on tegemist kolmemõõtmelise massiiviga ja selle pingeseisundi kirjeldamiseks on tarvilik määrata 6 üksteisest sõltumatut pingekomponenti - 3 normaalpinge ja 3 nihkepinge komponenti (joon 6.1).



Joonis 6.1 Pinge komponendid kolmemõõtmelises ruumis

Erinevalt tehnilisest mehaanikast loetakse pinnasemehaanikas survepinged positiivseteks ja tõmbepinged negatiivseteks. Pinnastes on tegemist pea alati survepingetega ja seepärast tavaline tähistamisviis nõuaks kõigi arvude ees miinusmärki. Ruumi koordinaatide z telg on suunatud enamasti vertikaalselt allapoole, see tähendab z mõõdab sügavust.



Joonis 6.2 Tegelik ja keskmine pinge pinnases

Tegelikud jõud kantakse pinnases edasi terade või vee kaudu. Seega tekivad realselt

pinged terade sees omavahelistes kontaktpunktides üleantavate jõudude toimet. Need pinged on juhusliku iseloomuga ning nende suurust ei ole sisuliselt võimalik hinnata (joon. 6.2). Seepärast kasutatakse pinnasemehaanikas keskmise, makroskoopilise pinge mõistet. See tähendab jõudu kogupinna, nii terade kui pooride summaarse pinna kohta. Kuna pinnase osakesed on küllalt väikesed, siis selline pingete käsitus ei põhjusta vastuväiteid, kuigi tuleb pidada silmas, et tegelike terades esinevate pingete maksimaalsed väärtused võivad ületada keskmist pinget sadu kordi. Samuti peab teadma, et teradevahelised kontaktpinged mõnedes punktides võivad ületada hõõrdejõu, samal ajal kui tervikuna pinnase nihketugevus ei ole ammendatud.

Pingete leidmiseks tuleb koos lahendada tasakaalu võrrandid, geomeetrised pidevustingimused ja pingeid ning deformatsioone siduvad füüsikalised seosed. Just füüsikaliste seoste iseloom on pinnasemehaanika peaprobleem, kuivõrd need seosed on üldjuhul mittelineaarsed ja pinnase ebahütluse tõttu eksperimentaalselt raskesti leitavad. Ülesande praktiliseks lahendamiseks eeldatakse klassikalises pinnasemehaanikas lineaarset seost pingete ja deformatsioonide vahel. Enamasti eeldatakse ka, et pinnas on ühtlane ja isotroopne poolruum. Nendel tingimustel on võimalik leida pinnasemassiivis väliskoormuse mõjul tekkivad pinged elastsusteooria meetodite abil. Elastsusteooria võimaldab määrata pinged muidugi ka kihilises ja anisotroopses pinnases, kuid analüütilised avaldused kujunevad keerukamateks ning eksperimentaalselt määratavate elastsuskonstantide arv suureneb. Kuna iga konstandi katseline määramine on seotud paratamatult mõõtmisvigadega, siis kasvab keerukamate arvutuskeemide kasutamisel ka arvutuse tulemuse, see on pingete määramise, viga.

Eelöeldu kehtib ka juhul, kui pingete leidmiseks kasutatakse kaasaegseid arvulisi meetodeid nagu lõplike elementide või ääreelementide meetodit. Viimaste puhul on võimalik arvestada ka mittelineaarseid seoseid pingete ja deformatsioonide vahel, kuid pingete määramise usaldusväärsus sõltub lõppkokkuvõttes ikkagi sellest, kuivõrd õigesti on määratud nende seoste parameetrid.

Kuna keerukamad arvutusmudelid võrreldes lihtsatega ei pruugi anda usaldusväärsemat lõpptulemust vigaste algandmete tõttu, eelistatakse praktiliste ülesannete lahendamiseks ikkagi võimalikult lihtsaid arvutusmudeleid. Keerukamaid meetodeid kasutatakse aga teadusuuringutes, selgitamaks lihtsate meetodite vigu ja seeläbi nende kasutamiskõlblikust.

6.2 Geostaatilised pinged

Geostaatilisteks nimetatakse pingeid pinnase omakaalust. Horisontaalse maapinna ja sügavuti konstantse mahukaaluga γ ühtlase pinnase puhul on vertikaalne normaalpinge sügavusel z tasakaalutingimuse alusel

$$\sigma_{g,z} = \gamma z \quad (6.1)$$

Kui pinnase mahukaal on sügavuti pidevalt muutuv, saab pinget määrata integreerides

$$\sigma_{g,z} = \int_0^z \gamma dz \quad (6.2)$$

Kihilise pinnase korral tuleb pinget määrata summeerimise teel

$$\sigma_{g,z} = \sum \gamma \Delta z \quad (6.3)$$

Horisontaalpinge pinnase omakaalust sõltub pinnase tekketingimustest ja varasemast

pingeolukorrast. Tavaliselt väljendatakse ta mingi osana vertikaalpingest

$$\sigma_{g,x} = K_0 \sigma_{g,z} \quad (6.4)$$

kus K_0 on paigalseisu külgsurve tegur.

Idealselt elastse ühtlase materjali puhul on K_0 väljendatav Poissoni teguri kaudu

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (6.5)$$

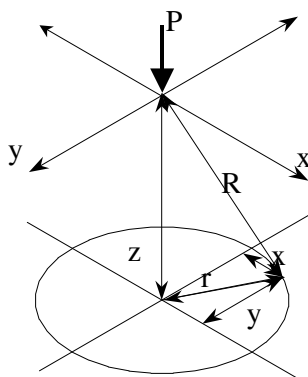
Kui pinnas on settinud horisontaalsete kihtidena ja ei ole varem olnud koormatud, on K_0 tavaliselt piires 0,4 - 0,5. Kui pinnasele on mõjunud aga geoloogilise ajaloo vältel suuremad koormised kui tänapäeval, siis horisontaalpinged võivad osaliselt säilida ja K_0 suurus võib olla isegi 3.

Normaalselt konsolideerunud liiva K_0 võib arvutada Jaky valemiga

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (6.6)$$

6.3 Pinged kohalikust koormusest

Pinnasele mõjuvast vertikaalkoormusest põhjustatud pingete leidmiseks kasutatakse inseneripraktikas enamasti arvutusmudelit, mis vaatlleb pinnast lineaarselt deformeeruva ühtlase isotroopse poolruumina. Ülesande pingete jaotusest sellises poolruumis tema pinnale mõjuvast koondatud jõust lahendas 1883. aastal Boussinesq, kes andis valemid kõigi pingekomponentide ja paigutuste kohta (joonis 6.3).



Joonis 6.3 Skeem koondatud jõu mõjul tekkivate pingete valemite tähistete kohta

$$\sigma_z = \frac{3P z^3}{2\pi R^5} \quad (6.7)$$

$$\sigma_x = \frac{3P}{2\pi} \left\{ \frac{x^2 z}{R^5} - \frac{(1-2\nu)}{3} \left[\frac{x^2 - y^2}{R(x^2 + y^2)(R+z)} + \frac{y^2 z}{R^3(x^2 + y^2)} \right] \right\}$$

$$\sigma_y = \frac{3P}{2\pi} \left\{ \frac{y^2 z}{R^5} - \frac{(1-2\nu)}{3} \left[\frac{y^2 - x^2}{R(x^2 + y^2)(R+z)} + \frac{x^2 z}{R^3(x^2 + y^2)} \right] \right\}$$

$$\tau_{yz} = -\frac{3P}{2\pi} \frac{y z^2}{R^5}$$

$$\tau_{zx} = -\frac{3P}{2\pi} \frac{x z^2}{R^5}$$

$$\tau_{xy} = \frac{3P}{2\pi} \left[\frac{xyz}{R^5} - \frac{1-2\nu}{3} \frac{xy(2R+z)}{R^5(R+z)^2} \right]$$

kus $R = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}$

Jõu mõjumissirgel, kus $z = R$, on vertikaalne normaalpinge

$$\sigma_z = 0,48 \frac{P}{z^2} \quad (6.8)$$

Valem ei ole kehtiv pingete määramiseks vahetult jõu rakenduspunkti lähedases alas, kus koondatud koormus annab lõpmatult suure pinge. Koondatud jõud on idealisatsioon ja tegelik koormus antakse pinnasele ikkagi mingi kindla suurusega pinna kaudu. Sen-Venant' printsiibi kohaselt võib seda valemit kasutada pinge määramiseks ka pinnale jaotatud jõu mõjust, juhul kui vaadeldav punkt asub rakenduspunktist küllalt kaugel võrreldes pinna mõõdetega. Kui koormatud pind on suur ja on vajadus leida pinget väikeses sügavuses sellest, saab alati jaotada pinna väiksemateks osadeks ning summeerida nende mõjul tekkivad valemiga 6.7 leitud pinged.

Lihtsa kujundi, ristküliku või sõõri, korral on võimalik tuletada valem pinge määramiseks, asendades summeerimise integreerimisega. Ristküliku nurgapunkti all pingete leidmiseks tuleb koordinaadistiku algpunkt asetada sellesse punkti ja integreerida üle pinna (joonis 6.4). Pinna diferentsiaalile $dx dy$ mõjuv jõud on $p dx dy$. Kui koormatud pinna mõõted on B ja L , siis

$$\sigma_{n,z} = \iint_{00}^{BL} \frac{3p}{2\pi} \frac{z^3 dx dy}{(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} \quad (6.9)$$

Integreerides avaldise, saame

$$\sigma_z = \frac{p}{2\pi} \left[\frac{BLz(B^2 + L^2 + 2z^2)}{(B^2 + z^2)(L^2 + z^2)\sqrt{B^2 + L^2 + z^2}} + \arctan \frac{BL}{z\sqrt{B^2 + L^2 + z^2}} \right] \quad (6.10)$$

Tähistades $n = L/B$ ja $m_1 = z/B$ saame valemi, kus muutujad on dimensioonitult kujul

$$\sigma_z = \alpha_1 p \quad (6.11)$$

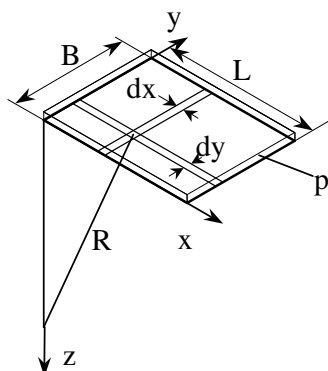
kus α_1 on rõhujaotustegur, mis on n ja m_1 funktsioon

$$\alpha_1 = \frac{p}{2\pi} \left[\frac{nm(1 + n^2 + 2m^2)}{(1 + m^2)(n^2 + m^2)\sqrt{1 + n^2 + m^2}} + \arctan \frac{n}{m\sqrt{1 + n^2 + m^2}} \right] \quad (6.12)$$

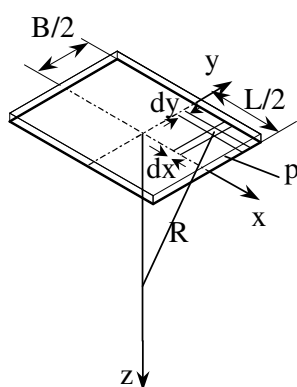
α_1 suurused on toodud tabelis 6.1

Tabel 6.1 Pingejaotustegurid α_1 (nurgapunkt) Boussinesq' järgi
 $m=z/B$ ja $n=L/B$

m	n						
	>10	1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0
0.0	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250
0.4	0.240	0.243	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244
0.8	0.200	0.212	0.216	0.219	0.220	0.220	0.220
1.2	0.152	0.171	0.179	0.185	0.187	0.189	0.189
1.6	0.112	0.133	0.145	0.153	0.157	0.160	0.160
2.0	0.084	0.103	0.116	0.126	0.132	0.136	0.137
2.4	0.064	0.081	0.093	0.105	0.112	0.118	0.119
2.8	0.050	0.065	0.076	0.087	0.096	0.102	0.105
3.2	0.040	0.053	0.063	0.074	0.082	0.090	0.094
3.6	0.033	0.043	0.052	0.062	0.071	0.080	0.084
4.0	0.027	0.036	0.044	0.053	0.062	0.071	0.076
4.4	0.023	0.031	0.038	0.046	0.054	0.064	0.070
4.8	0.019	0.026	0.032	0.040	0.048	0.058	0.064
5.2	0.017	0.023	0.028	0.035	0.043	0.052	0.060
5.6	0.014	0.020	0.025	0.031	0.038	0.047	0.056
6.0	0.013	0.017	0.022	0.028	0.034	0.043	0.052
6.4	0.011	0.015	0.019	0.025	0.031	0.039	0.049
6.8	0.010	0.014	0.017	0.022	0.028	0.036	0.046
7.2	0.009	0.012	0.016	0.020	0.025	0.033	0.044
7.6	0.008	0.011	0.014	0.018	0.023	0.031	0.041
8.0	0.007	0.010	0.013	0.016	0.021	0.028	0.039
8.4	0.007	0.009	0.012	0.015	0.019	0.026	0.038
8.8	0.006	0.008	0.011	0.014	0.018	0.024	0.036
9.2	0.006	0.008	0.010	0.013	0.016	0.023	0.034
9.6	0.005	0.007	0.009	0.012	0.015	0.021	0.033
10.0	0.005	0.007	0.008	0.011	0.014	0.020	0.032
10.4	0.004	0.006	0.008	0.010	0.013	0.019	0.030
10.8	0.004	0.006	0.007	0.009	0.012	0.017	0.029
11.2	0.004	0.005	0.007	0.009	0.011	0.016	0.028
11.6	0.004	0.005	0.006	0.008	0.011	0.015	0.027
12.0	0.003	0.005	0.006	0.008	0.010	0.014	0.026
12.4	0.003	0.004	0.005	0.007	0.009	0.014	0.026



Joonis 6.4 Skeem ühtlase koormusega p ristküliku nurgapunkti all tekkiva vertikaalpinge määramiseks



Joonis 6.5 Skeem ühtlase koormusega p ristküliku keskpunkti all tekkiva vertikaalpinge määramiseks

Asetades koordinaatide algpunkti koormatud ala keskpunkti (joonis 6.5), saab leida pinged keskpunkti läbival vertikaalil

$$\sigma_z = \frac{2p}{\pi} \left[\frac{2BLz(B^2 + L^2 + 8z^2)}{(B^2 + 4z^2)(L^2 + 4z^2)\sqrt{B^2 + L^2 + 4z^2}} + \arctan \frac{BL}{2z\sqrt{B^2 + L^2 + 4z^2}} \right] \quad (6.13)$$

Tähistades $m = 2z/B$ ja $n = L/B$, saame avaldada pinget n ja m kaudu

$$\sigma_z = \alpha p \quad (6.14)$$

kus α on avaldatav valemiga

$$\alpha = \frac{2p}{\pi} \left[\frac{nm(1 + n^2 + 2m^2)}{(1 + m^2)(n^2 + m^2)\sqrt{1 + n^2 + m^2}} + \arctan \frac{n}{m\sqrt{1 + n^2 + m^2}} \right] \quad (6.15)$$

α suurused on toodud tabelis 6.2 ja joonisel 6.6
Tabel 6.2

Pingejaotustegurid (keskpunkt) Boussinesq' järgi
 $m = 2z/B$ $n = L/B$

m	n						
>10	1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
0.0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.4	0.960	0.972	0.975	0.976	0.977	0.977	0.977
0.8	0.800	0.848	0.866	0.875	0.879	0.881	0.881
1.2	0.606	0.682	0.717	0.739	0.749	0.754	0.755
1.6	0.449	0.532	0.578	0.612	0.629	0.639	0.642
2.0	0.336	0.414	0.463	0.505	0.530	0.545	0.550
2.4	0.257	0.325	0.374	0.419	0.449	0.470	0.477
2.8	0.201	0.260	0.304	0.349	0.383	0.410	0.420
3.2	0.160	0.210	0.251	0.294	0.329	0.360	0.374
3.6	0.131	0.173	0.209	0.250	0.285	0.319	0.337
4.0	0.108	0.145	0.176	0.214	0.248	0.285	0.306
4.4	0.091	0.123	0.150	0.185	0.218	0.255	0.280
4.8	0.077	0.105	0.130	0.161	0.192	0.230	0.258
5.2	0.067	0.091	0.113	0.141	0.170	0.208	0.239
5.6	0.058	0.079	0.099	0.124	0.152	0.189	0.222
6.0	0.051	0.070	0.087	0.110	0.136	0.172	0.208
6.4	0.045	0.062	0.077	0.099	0.122	0.158	0.195
6.8	0.040	0.055	0.069	0.088	0.110	0.145	0.184
7.2	0.036	0.049	0.062	0.080	0.100	0.133	0.174
7.6	0.032	0.044	0.056	0.072	0.091	0.123	0.165
8.0	0.029	0.040	0.051	0.066	0.084	0.113	0.156
8.4	0.026	0.037	0.046	0.060	0.077	0.105	0.149
8.8	0.024	0.033	0.042	0.055	0.071	0.098	0.142
9.2	0.022	0.031	0.039	0.051	0.065	0.091	0.136
9.6	0.020	0.028	0.036	0.047	0.060	0.085	0.130
10.0	0.019	0.026	0.033	0.043	0.056	0.079	0.124
10.4	0.017	0.024	0.031	0.040	0.052	0.074	0.119
10.8	0.016	0.022	0.029	0.037	0.049	0.069	0.115
11.2	0.015	0.021	0.027	0.035	0.045	0.065	0.110
11.6	0.014	0.020	0.025	0.033	0.042	0.061	0.106
12.0	0.013	0.018	0.023	0.031	0.040	0.058	0.103
12.4	0.012	0.017	0.022	0.029	0.037	0.055	0.099

Rõhujaoitustegurid α ja α_1 on omavahel seotud $\alpha = 4\alpha_1$.

Tegelikult piisab ühest tabelist pinge määramiseks keskpunkti ja nurgapunkti all.

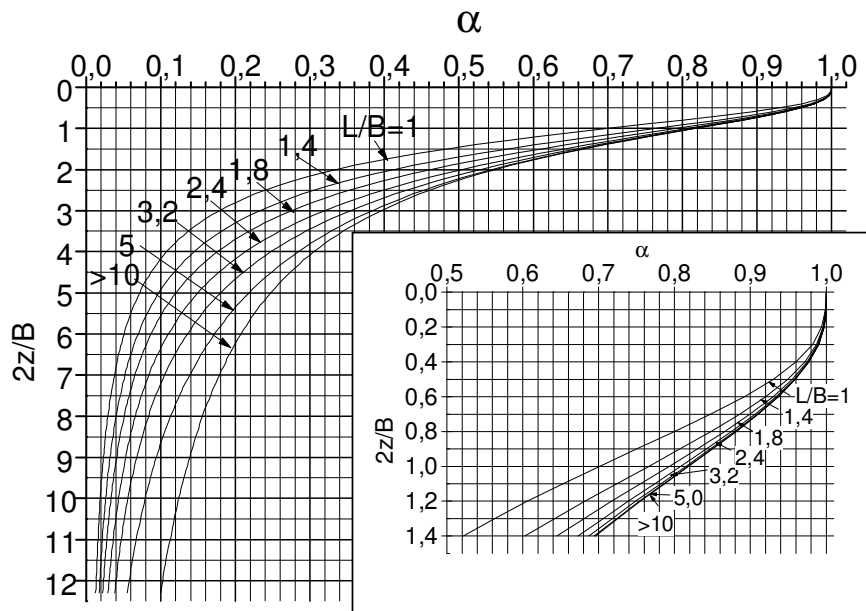
Osates leida pingeid nurgapunkti all, on võimalik leida pinged mistahes punkti all ristkülikulisele pinnale ühtlaselt jaotatud koormuse mõjust. Selleks on vaja konstrueerida ristkülikud, mille nurgapunktid asuvad kohas mille all pinged on vaja määrata ja summeerida nendest põhjustatud pinged. Näiteks ristküliku küljel asuva punkti D all (joon. 6.7) saab leida pinged ristkülikute ABCD JA AEFD nurgapunktide all tekkivate pingete summana. Joonisel 6.8 toodud juhul

tuleb pinged punkti D all leida ristkülikute ABCD, FECD, HGFD ja AIHD nurgapunktide aluse pingete summana. Nurgapunktide meetod võimaldab leida pinged ka punktide all, mis asuvad koormatud ristküliku kontuurist väljapool. Joonisel 6.9 toodud skeemide puhul tuleb leida pinged summeerides järgmiste ristkülikute nurgapunktide all olevad pinged

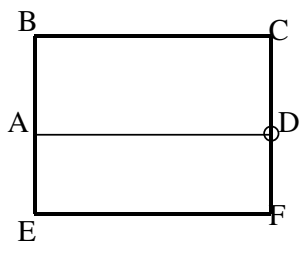
a) $\sigma_{HAEI} + \sigma_{GBEI} - \sigma_{HDFI} - \sigma_{GCFI}$

b) $\sigma_{ECGI} - \sigma_{GDFI} - \sigma_{HBEI} + \sigma_{HAFI}$

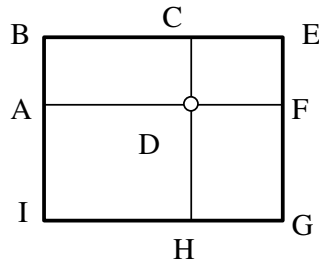
Toodud variandid ammendavad kõik võimalused pingete määramiseks ristkülikulise ühtlase koormuse puhul.



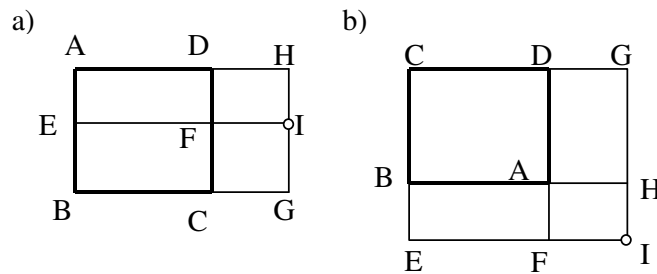
Joonis 6.6. Rõhujaootustegurid α pingete määramiseks vundamendi keskme all



Joonis 6.7 Pinge leidmine vundamendi serva all nurgapunkti meetodiga



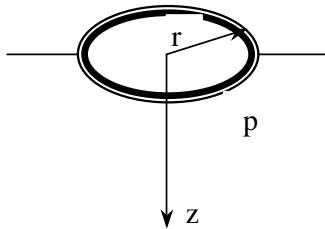
Joonis 6.8 Vertikaalpingete määramine nurgapunkti meetodiga punkti D all



Joonis 6.9 Pingete leidmine nurgapunkti meetodiga punktide all, mis asuvad vundamendi tallast väljapool

Ühtlaselt koormatud sõõri (joon 6.10) tsentri all on pinged

$$\sigma_z = p \left\{ 1 - \frac{1}{\left[\left(\frac{r}{z} \right)^2 + 1 \right]^{\frac{3}{2}}} \right\} \quad (6.16)$$



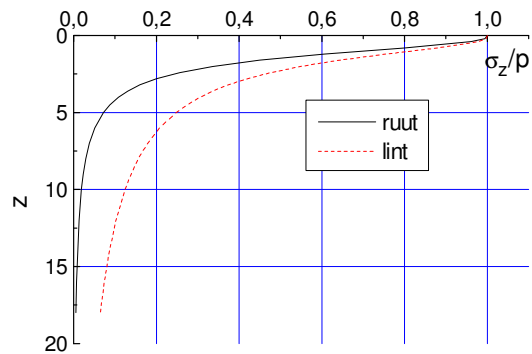
Joonis 6.10 Pinge ühtlaselt koormatud sõõri all

Joonisel 6.11 on näidatud koormatud pinna kaju mõju pinge jaotusele. Ühesuguse laiuse ja koormusega pinna puhul väheneb pinge ruudu ($n=1$) all tunduvalt kiiremini kui lindi all ($n=10$).

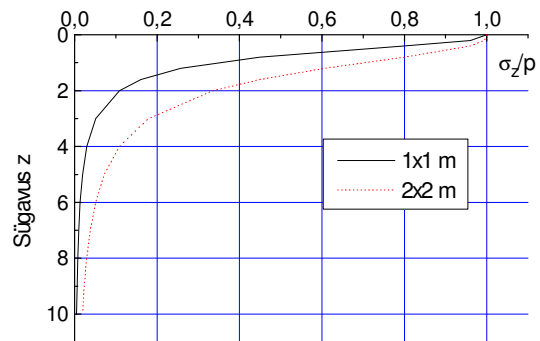
Joonisel 6.12 on toodud pinge epüürid erineva suuruse ja samasuguse koormusega vundamentidel. Suurema pinnaga vundamendil on ühesugusel sügavusel pinged suuremad.

Pinge epüürid koormuse tsentrist erineval kaugusel olevate punktide all on esitatud

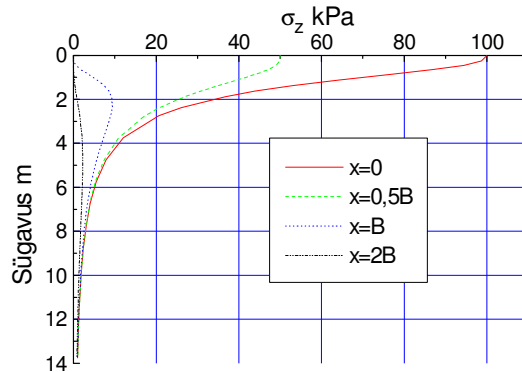
joonisel 6.13. Väljapoolse koormatud ala jäävate punktide all pinge maksimumkoht asub seda sügavamal, mida kaugemal asub punkt.



Joonis 6.11 Vertikaalpinge ühesuguse survega ruudukujulise ja lintvundamendi keskme all.

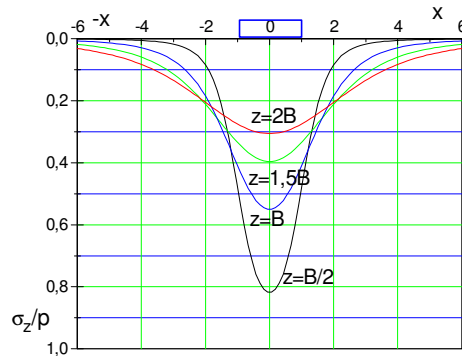


Joonis 6.12 Vertikaalpinge kahe erineva suurusega, kuid ühesuguse survega vundamendi keskme all



Joonis 6.13 Pingejaotus mõõtmetega 2x2 m vundamendi all mitmesugustel kaugustel vundamendi keskmest. Surve tallale 100 kPa

Joonisel 6.14 on esitatud pingeepüürid erinevas sügavuses asuvates pindades. Sügavamal on pingete jaotus ühtlasem.



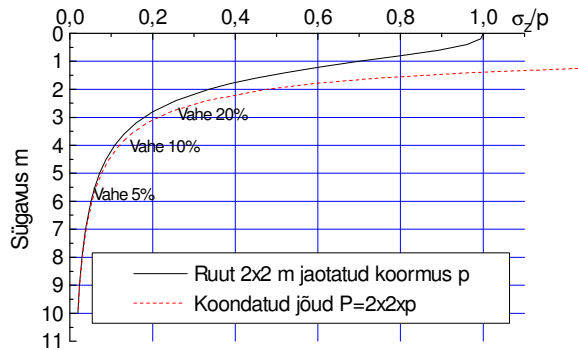
Joonis 6.14 Vertikaalpinge jaotus horisontaalpinnas erinevatel sügavustel vundamendi tallast

Joonisel 6.15 on toodud pingeepüür ruudukujulise vundamendi ja koondatud jõu $P=pB^2$ all. Sügavamal kui $2B$ on erinevus alla 10%. Arvestades elastse ühtlase isotroopse poolruumi mudeli ligikaudsust pingete arvutamiseks, võib lugeda, et selline viga ei ole inseneriarvutustes oluline ja jaotatud koormuse asendamine koondatud jõuga on vajaduse korral õigustatud.

6.4 Pinged ribakujulise koormuse all

Ribakujulise koormuse puhul on tegemist tasapinnalise deformatsiooni olukorraga. Valemid kujunevad siin oluliselt lihtsamateks kui ruumiolukorra puhul ja ükski pinge komponent ei sõltu pinnase deformatsiooniparameetritest.

Ülesande lahenduse joonkoormuse (joon. 6.16) kohta andis Flamant (1892). Sisuliselt kujutab see Boussinesq' lahenduse erijuhtu ja on leitav integreerimise teel piki joont. Valemid pinge komponentide leidmiseks on järgmised:



Joonis 6.15 Vertikaalpinge jaotus ruudukujulise vundamendi ja koondatud jõu all.

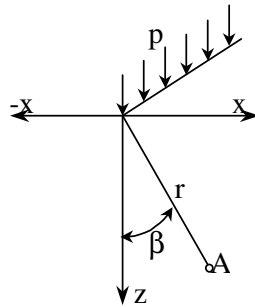
$$\sigma_z = \frac{2Pz^3}{\pi(x^2 + z^2)^2} = \frac{2P \cos^3 \beta}{\pi r} = \frac{2Pz^3}{\pi r^4}$$

$$\sigma_x = \frac{2Px^2z}{\pi(x^2 + z^2)^2} = \frac{2P \cos \beta \sin^2 \beta}{\pi r} = \frac{2Px^2z}{\pi r^4} \quad (6.17)$$

$$\tau_{xz} = \frac{2Pxz^2}{\pi(x^2 + z^2)^2} = \frac{2P \cos^2 \beta \sin \beta}{\pi r} = \frac{2Pxz^2}{\pi r^4}$$

Radiaalsuunaline normaalpinge, ühtlasi maksimaalne peapinge

$$\sigma_r = \frac{2P \cos \beta}{\pi r} \quad (6.18)$$



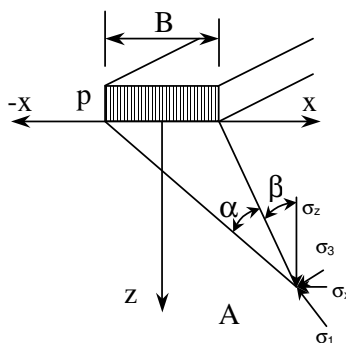
Joonis 6.16 Vertikaalne joonkoormus (Flamant' ülesanne)

Ühtlaselt jaotatud ribakujulise koormuse all pingete arvutamiseks saab valemid integreerides joonkoormuse avaldusi. Valemid pingete määramiseks vertikaal- ja horisontaalpindadel kasutades joonisel 6.17 toodud tähiseid on järgmised:

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi} (\alpha + \sin \alpha \cos 2\beta) \quad (6.19)$$

$$\sigma_x = \frac{p}{\pi} (\alpha - \sin \alpha \cos 2\beta) \quad (6.19)$$

$$\tau_{zx} = \frac{p}{\pi} \sin \alpha \sin 2\beta \quad (6.21)$$



Joonis 6.17 Pinged ribakoormuse all

Avaldatuna koordinaatide x ja z kaudu on avaldised pingete jaoks

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \left[\arctan \frac{0,5B - x}{z} + \arctan \frac{0,5B + x}{z} - \frac{Bz(x^2 - z^2 - 0,25B^2)}{(x^2 + z^2 - 0,25B^2)^2 + z^2B^2} \right] \quad (6.22)$$

$$\sigma_x = \frac{p}{\pi} \left[\arctan \frac{0,5B - x}{z} + \arctan \frac{0,5B + x}{z} + \frac{Bz(x^2 - z^2 - 0,25B^2)}{(x^2 + z^2 - 0,25B^2)^2 + z^2B^2} \right] \quad (6.23)$$

$$\tau_{xz} = \frac{2pBxz^2}{\pi[(x^2 + z^2 - 0,25B^2)^2 + z^2B^2]} \quad (6.24)$$

σ_z , σ_x ja τ_{xz} samapingejooned ehk isobaarid on esitatud joonistel 6.18, 6.19, ja 6.20. Peapinged on avaldatavad järgmiselt:

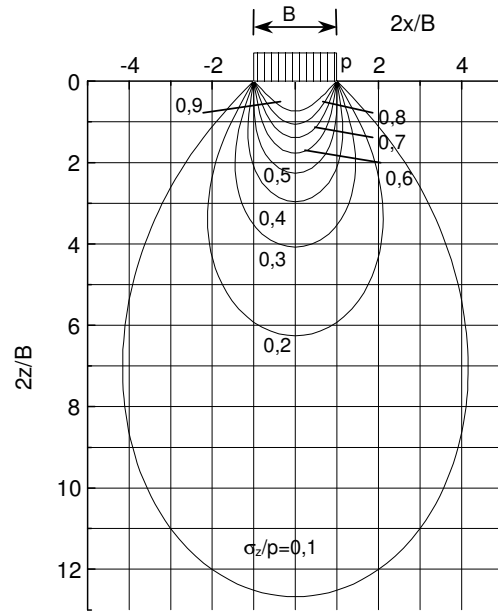
$$\sigma_1 = \frac{p}{\pi} (\alpha + \sin \alpha); \quad \sigma_3 = \frac{p}{\pi} (\alpha - \sin \alpha) \quad (6.25)$$

Peapingete suurus sõltub ainult nurgast α . Kõigis punktides, kus “vaatenurk” α on võrdne, on võrdsed ka peapingete suurused. Geomeetriast on teada, et ringjoone kõõlule ja tipunurgaga ringile toetuvatel kolmnurkadel on tipunurgad võrdsed (joonis 6.21). Seega on peapingete isobaarid ringjooned (joonis 6.22).

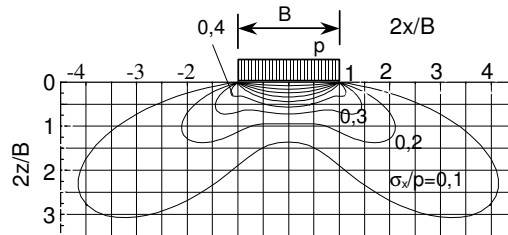
Maksimaalne peapinge σ_1 mõjub α poolitaja sihis ja minimaalne peapinge σ_3 maksimaalse peapingega ristsuunas.

Peapingete abil on lihtne leida maksimaalse nihkepinge suuruse.

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{p}{\pi} \sin \alpha \quad (6.26)$$



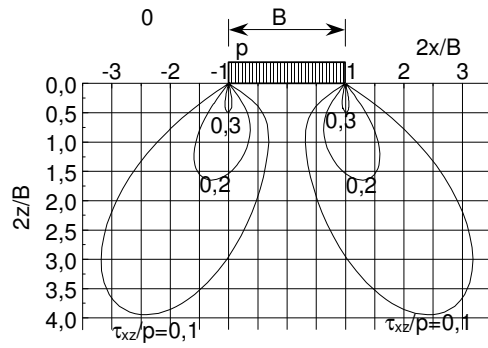
Joonis 6.18 Vertikaalpinge isobaarid ribakoormuse puhul



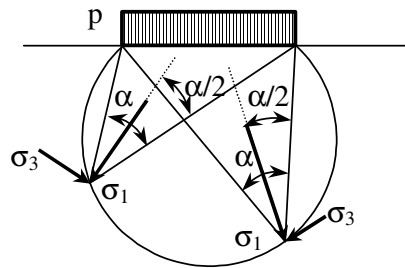
Joonis 6.19 Horisontaalpinge isobaarid ribakoormuse all

Suurim maksimaalne nihkepinge tekib punktides, kus $\sin \alpha$ on maksimaalne, see tähendab seal kus α on 90° . Järelikult suurim maksimaalne nihkepinge on p/π ehk ligikaudu $1/3$ ühtlaselt jaotatud koormuse suurusest. Maksimaalsete nihkepingete isobaarid on nagu peapingete isobaarid ringjooned.

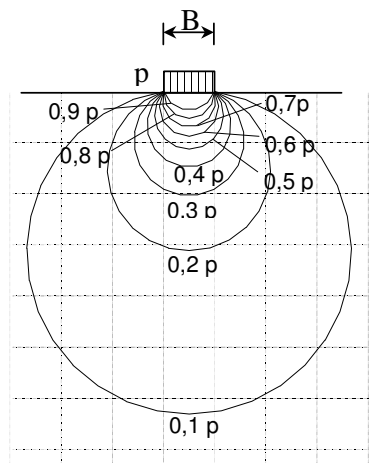
Käsiraamatutes leidub valemeid ja graafikuid pingete määramiseks teistsuguse kui ühtlase koormusega riba all (näiteks kolmnurkne või trapetsikujuline koormuse jaotus jne.) (Florin (1959), Kezdi (1964), Harr (1966), Soonurm(1969), RIL 157-I (1985))



Joonis 6.20 Nihkepinge τ_{xz} isobaarid ribakoormuse all



Joonis 6.21 Peapinged ribakoormuse all



Joonis 6.22 Maksimaalsete peapingete isobaarid ribakoormuse puhul

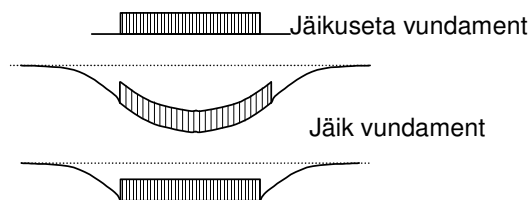
6.5 Erinevate tegurite mõju pingejaotusele

Seni vaadeldud lahendid vaatlevad pinnast lineaarselt deformeeruva ühtlase isotroopse poolruumina ja koormus jääb pinnase deformeerumisel ühtlaselt jaotatuks. Viimane eeldus kehtib ainult siis, kui koormust üleandev pind ei oma paindejäikust. See võib olla nii pinnasest tammi või mulde puhul, kuid tavaliselt on ehitise vundament pigem absoluutselt jäik element. Pinnased on tavaliselt ebahürtlased, koosnedes erineva kokkusurutavusega kihtidest või on kokkusurutavus sügavuti muutuv. Oma tekkeiseloomu tõttu (osakeste settimine veekogudes horisontaalsete kihtidena) on pinnased enam või vähem anisotroopsed, see tähendab nende deformeeritavus horisontaal- ja vertikaalsuunas on erinev. Eelnevad lahendid ei arvesta koormuse rakenduskoha sügavust maapinnast. Ja muidugi ei ole arvestatud toodud lahendustes pinnasele iseloomulikke mittelineaarseid seoseid pingete ja deformatsioonide vahel.

Inseneri ees seisvate probleemide lahendamisel on oluline teada kui palju ja millises suunas eeltoodud tegurid mõjutavad lihtsustatud eeldustel määratud pingeid, millistel juhtudel on need kasutatavad ja millal peab kasutama enam pinnase tegelikke omadusi arvestavaid, kuid keerukamaid arvutusmudeleid.

6.5.1 Vundamendi jäikuse mõju pingete jaotusele ja kontaktpinged

Painduva vundamendi korral jälgib see kõigis punktides pingete suurenemisest tingitud maapinna vajumit. Sellisel juhul maapinna vajumine ei muuda koormuse jaotust, kontaktpinget vundamendi talla ja pinnase vahel. Maapinna vajumine ei ole koormatud pinna all



Joonis 6.23 Jäikuseta ja jäiga vundamendi vajumine

ühtlane. Koormatud pinna keskpunkti all on pinged ja järelikult vajum suurem, kui äärealadel. Absoluutselt jäik vundament jääb aga vajumisel tasapinnaliseks (joon. 6.23). Järelikult peab koormus maapinnale ehk kontaktpinge jaotus muutuma jäiga vundamendi all selliseks, et paigutised kõigis talla punktides oleksid võrdsed. On loogiline, et pinge peab suurenema seal, kus vajum ühtlase koormuse puhul on väiksem, see on servaaladel ja vastupidi, vähenema keskosa all.

Absoluutselt jäiga tsentriliselt koormatud lintvundamendi all on pinged vastavalt

$$p = \frac{2 p_k}{\pi \sqrt{1 - \left(\frac{y}{b_1}\right)^2}} \quad (6.27)$$

elastsusteooria lahendusele

kus p_k - keskmine pinge

y - vaadeldava punkti kaugus talla keskpunktist

b_1 - pool talla laiust.

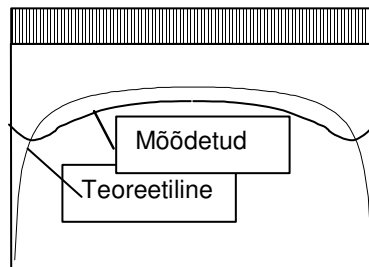
Analoogiline on valem ka kontaktpinge jaotuse kohta jäiga ümmarguse vundamendi all

$$p_k = \frac{P_k}{2\sqrt{1 - \left(\frac{\rho}{r}\right)^2}} \quad (6.28)$$

kus ρ - vaadeldava punkti kaugus talla tsentrist,

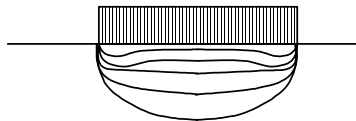
r - ümmarguse talla raadius.

Jäiga vundamendi keskosas on kontaktpinge väiksem keskmisest pingest, kuid serva all annavad mõlemad valemid lõpmatult suure pinge (joon. 6.24). Tegelikus pinnases muidugi



Joonis 6.24 Kontaktpinge jaotus jäiga ribakoormuse all

lõpmatult suurt pinget ei saa tekkida. Materjal raugneb enne ja pinge saavutab lõpliku, tugevusega määratud suuruse. Seepärast peaks tegelik pingeepüür omandama sadula kuju, nagu näidatud joonisel punktirjoonega. Võrreldes teoreetilise lahendiga peab keskosas pinge veidi suurenema, et tasakaalustada pinge vähenemist serva all.



Joonis 6.25 Kontaktpinge epüürid jäiga vundamendi all erinevate koormuste korral

Pinge eksperimentaalne mõõtmine on näidanud, et pingejaotus tegeliku jäiga vundamendi all on tõepoolest sarnane joonisel 6.24 kriipsjoonega näidatule. Kuid otsese mõõtmisega on fikseeritud ka teistsugust, parabolset pingejaotust, kus maksimaalsed kontaktpinged esinevad vundamendi keskkohta all (joon. 6.25). Selline pingejaotus on saadud liivpinnasel asuva, eriti süvistamata vundamendi mudeli all. Savipinnasele toetuva talla puhul on epüür reeglina sadulakujuline. Seletatav on see liiva väikese nihketugevusega maapinna lähedal, kus normaalpinge omakaalust on väike. Ääre all nihketugevus ammendub juba väikesel

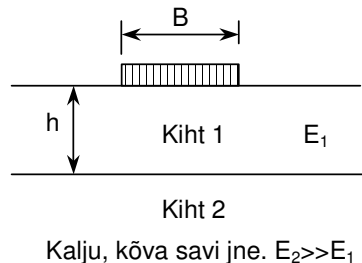
koormusel ja koormuse edasisel kasvamisel saab pinge suurenda ainult keskosa all, kuni saavutab ka seal oma maksimaalse võimaliku väärtuse vundamendi kandevõime täielikul ammendumisel. Savi tugevus on määratud põhiliselt nidususega ja ei sõltu normaalpinge suuruselt. Seetõttu on kontaktpinge mõõduka koormuse puhul sadulakujuline, ääre all suurem kui keskel. Koormuse suurenedes hakkab ka savile toetuva vundamendi keskosas kontaktpinge kasvama, jäädes ääres osas muutmatuks.

Järelikult eeldus, et pingejaotus talle all on ligikaudu ühtlane, on lähedane tegelikkusele kui koormus vundamendile on piisavalt suur ja selle ääre all tekkivad tsoonid, kus tugevus on ammendumine. Tavaliste massiivsete vundamentide arvutamisel sellist eeldust ka arvutuse lihtsustamiseks kasutatakse. Suhteliselt suuremõõtmeliste plaatvundamentide ja pikkade koondatud jõududega koormatud raudbetoonvundamentide arvutamisel tuleb aga arvestada kontaktpingete tegelikku jaotust võttes seejuures arvesse vundamendi ja ehitise paindejäikust.

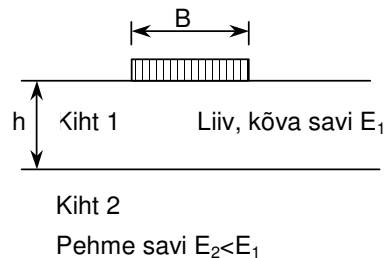
Vundamendi jäikus mõjutab kontaktpinge kõrval ka pinge jaotust sügavuti. Sen-Venant printsiibi kohaselt on see mõju oluline ainult vundamendi talle lähedal ning seepärast pingete arvutamisel tavaliselt sellega ei arvestata.

6.5.2 Pinnase ebahüütluse mõju

Elastusteooria võimaldab leida pingete jaotuse ka kihilises pinnases, mille kihtide deformatsioonimoodulid on erinevad. Tüüpilised, praktikas sageli esinevad juhused, mille kohta leiduvad kirjanduses lahendid, on:



Joonis 6.26 Kahekihiline alus.
Suhteliselt õhuke deformeeruv kiht
praktiliselt kokkusurumatu pinnasel.

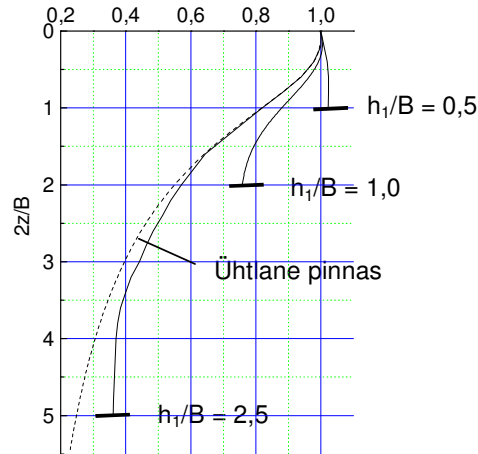


Joonis 6.27 Kahekihiline alus.
Suhteliselt õhuke kiht kõvemat
pinnast nõrgemal pinnasel.

- kaks kihti, millest alumine on praktiliselt kokkusurumatu (joon. 6.26);
- kaks kihti, millest alumise kokkusurutavus on tunduvalt suurem kui ülemisel (joon.

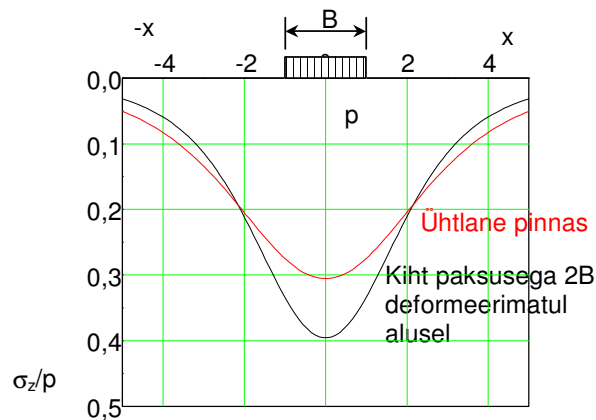
6.27).

Esimesel juhul toimub pingete kontseentreerumine koormuse keskosas. Joonisel 6.28 on



Joonis 6.28. Vertikaalpinge ribakoormuse keskme all lõpliku paksusega kihi korral.

esitatud pinge jaotus ribakoormuse keskme all sõltuvalt ülemise kihi suhtelisest paksusest. Võrdluseks on esitatud pingeaotus ühtlases pinnases. Tabelis 6.3 on toodud tegurid normaalpinge arvutamiseks alumise kihi pinnal koormuse keskme all. Keerulisemaks kujuneb pingete arvutus teistes kohtades. Lähtudes tasakaalutingimusest peab juhul, kui koormatud keskosa all vertikaalpinge suureneb, pinge väljapool koormatud ala asuvate punktide all vähenema.



Joonis 6.29 Pingejaotus lõpliku paksusega kihi alumisel pinnal. ($h = 2B$)

Saadud lahendid (Kummings, Marguerre, Passer, Jelinek) on praktiliseks kasutamiseks liialt keerukad. Pingejaotuse deformeeruva kihi alumisel pinnal võib ligikaudselt määrata nagu ühtlases pinnases, kuid võttes kihi paksuseks $h' = 0,75 h$. Joonisel 6.29 on näitena esitatud pingeaotus kihi alumisel pinnal juhul, kui $h = 2B$.

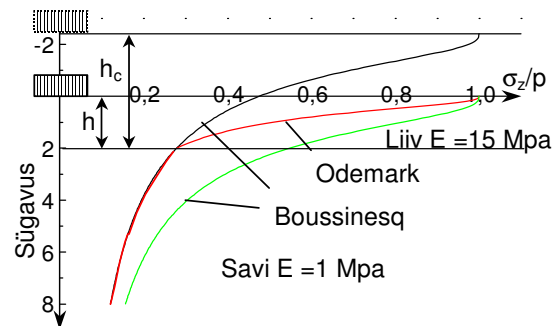
Teisel juhul, kui enamkookusurutatav on alumine kiht, pinged koormatud ala keskkoha

all vähenevad ja väljapool koormatud ala suurenevad. Ülemine jäigem kiht kannab nagu plaat jõu koormusest kaugemale. Pinge suurus sõltub nii vaadeldava punkti suhtelisest sügavusest z/B , ülemise kihi suhtelisest paksusest h/B ja kihtide deformatsioonimoodulite suhtest E_1/E_2 . Elastusteooria abil on ülesande lahenduse andnud Burmister (1945). Praktiliseks kasutamiseks on lahendi alusel koostatud tabelid ja graafikud pinge määramiseks sõõrikujulise koormuse all üksikute ülemise kihi suhteliste paksuste h/B kohta (RIL 157-1 (1985)).

Pinge leidmiseks võib kasutada Odemarki (1975) ligikaudset lahendust. Kahekihilise aluse

$$h_c = 0,9 \left[\frac{E_1(1-\nu_2^2)}{E_2(1-\nu_1^2)} \right]^{1/3} h \quad (6.29)$$

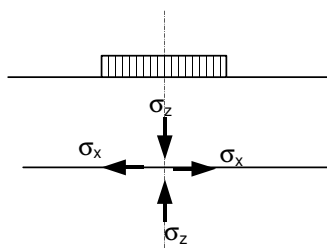
ülemise kihi paksus h asendatakse ekvivalentse paksusega h_c (joon. 6.30)



Joonis 6. 30 Vertikaalpinge jaotus kahekihilises aluses Odemarki järgi

Edasi arvutatakse pinged Boussinesq järgi asendades tegeliku sügavuse z tinglikuga z' .

$$z' = \frac{h_c}{h} z, \text{ kui } z \leq h; \quad z' = h_c + z - h, \text{ kui } z \geq h \quad (6.30)$$



Joonis 6.31 Pinged kahekihilise aluse kihtide kontaktpinnal

Ülemise jäigema kihi korral mõjuvad horisontaalsuunas tõmbepinged, mis on suurimad kihi alumisel pinnal (joonis 6.31). Burmisteri lahendusega leitud horisontaalpinged on küllalt suured ja ületavad oluliselt vertikaalse survepinge väärtusi. Teatavasti pinnasel puudub tõmbetugevus (liiv) või on see väga väike (savi). Elastusteooria lahendid on leitud eeldusel, et materjal tõõtab purunemata nii tõõbele kui survele. Seepärast on need kehtivad ainult juhul, kui tõõbepingete suurus ei ületa pinnase omakaalust põhjustatud survepingeid.

Lisakoormusest tingitud tõõbepinge peab vähendama esialgu pinnase omakaalust põhjustatud

survepinged nullini, enne kui tegelik tõmme tekib. Eksperimentaalsed uurimused näitavad, et pingejaotuse muutus võrreldes ühtlase pinnasega on enamasti väiksem teoreetilisest ja lähedane Boussinesq' lahendusele.

Burmisteri lahendus leiab kasutamist jääkade teekatete arvutamisel.

Sügavuti ühtlaselt muutuva deformeeritavusega pinnase korral on kasutatav Frölichi lahendus. Deformatsioonimooduli muutust sügavuti kirjeldab seos

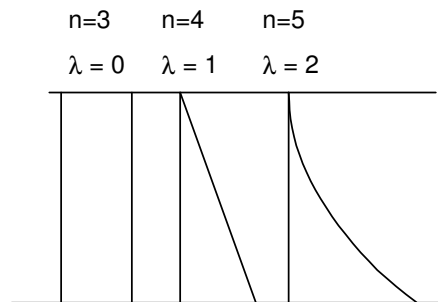
$$E_z = E_1 \left(\frac{z}{z_1} \right)^\lambda \quad (6.31)$$

kus E_z on deformatsioonimoodul sügavusel z ja E_1 deformatsioonimoodul sügavusel $z_1 = 1$ m

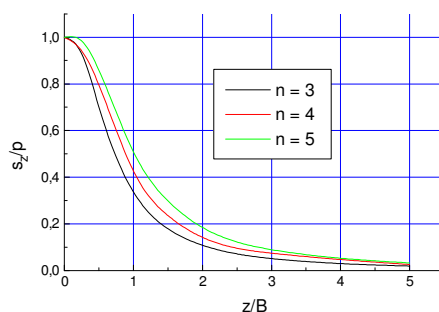
Tähistades pinge kontsentratsiooniteguri $n = \lambda + 3$, avaldub vertikaalpinge koondatud jõust sügavusel z analoogiliselt Boussinesq valemile järgmiselt

$$\sigma_z = \frac{nP z^n}{2\pi R^{n+2}} \quad (6.32)$$

Kui $n = 3$, on tegemist sügavuti konstantse deformatsioonimooduliga ja valem on identne Boussinesq valemiga. $n = 4$ puhul kasvab deformatsioonimoodul võrdeliselt sügavusega (joon 6.32). $n > 3$ puhul on pinged jõu mõjumissirgel suuremad võrreldes konstantse mooduliga pinnasega ($n = 3$). Joonisel 6.33 on toodud graafik pinge määramiseks kolme erineva n väärtuse puhul.



Joonis 6.32 Pinge kontsentratsioonitegurid ja deformatsioonimooduli muutus sügavuti



Joonis 6.33 Pingejaotus ruudukujulise vundamendi all erinevate kontsentratsioonitegurite korral

6.5.3 Anisotroopsuse mõju

Fundamentaalse lahendi pingete ja paigutiste määramiseks anisotroopse pinnase puhul selle koormamisel koondatud jõuga on andnud L.Barden (). Vaadeldud on juhust, kui pinnase omadused on erinevad vertikaal- ja horisontaalsuunas. Valemite keerukuse tõttu ei ole neid siin esitatud. Enamlevinud ja ka praktikas kasutatav on Westergaardi lahend, mis vaatleb pingejaotust sellises anisotroopses pinnases, mis horisontaalsuunas on lõpmatult jäik. Pinged koondatud jõu all on

$$\sigma_z = \frac{P}{2\pi\eta^2 z^2 [(r/\eta z)^2 + 1]^{3/2}} \quad (6.33)$$

kus $r^2 = x^2 + y^2$

$$\eta = (1 - 2\nu)/2(1 - \nu)$$

Lahend sõltub Poisson' tegurist. Selle lahendi puhul on pingete hajumine suurem kui isotroopse pinnase puhul. See tähendab, et pinged jõu rakenduspunkti all on väiksemad, kuid rakendussirgest kaugemal mõnevõrra suuremad.

Integreerides Westergaardi valemit üle ristkülikulise pinna, saab leida valemid pingete määramiseks keskpunkti ja nurgapunkti all ja avaldada need sarnaselt Boussinesq' lahenduse kujule. Pinged keskpunkti all on $\sigma_z = \alpha p$

kus α on avaldatav valemiga

$$\alpha = \frac{2}{\pi} \operatorname{arccot} \left(\frac{m}{n} \sqrt{\eta(1 + n^2 + \eta m^2)} \right) \quad (6.34)$$

Tegurid α on esitatud tabelis 6.4 ($\nu = 0,3$).

Tabel 6.3

Pingejaotustegurid Westergaardi järgi. Poisson' tegur 0.3
 $M = 2z/B$ $n = L/B$

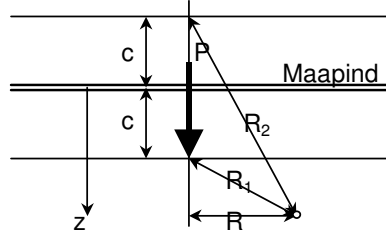
m	1,0	1,4	1,8	n	2,4	3,2	5,0
>10							
0.0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.4	0.811	0.835	0.846	0.855	0.859	0.863	0.866
0.8	0.641	0.684	0.705	0.721	0.730	0.737	0.743
1.2	0.501	0.555	0.583	0.605	0.618	0.629	0.637
1.6	0.392	0.449	0.482	0.508	0.525	0.539	0.550
2.0	0.309	0.365	0.400	0.429	0.449	0.466	0.479
2.4	0.247	0.299	0.334	0.365	0.387	0.406	0.422
2.8	0.200	0.248	0.281	0.313	0.336	0.357	0.375
3.2	0.164	0.207	0.238	0.270	0.294	0.317	0.337
3.6	0.136	0.175	0.204	0.234	0.259	0.283	0.305
4.0	0.115	0.149	0.176	0.205	0.229	0.255	0.279
4.4	0.098	0.128	0.153	0.180	0.204	0.230	0.256
4.8	0.084	0.111	0.134	0.160	0.183	0.209	0.237
5.2	0.073	0.097	0.118	0.142	0.165	0.191	0.220
5.6	0.064	0.086	0.104	0.127	0.149	0.175	0.205
6.0	0.056	0.076	0.093	0.114	0.135	0.161	0.192
6.4	0.050	0.068	0.083	0.103	0.123	0.149	0.181
6.8	0.045	0.061	0.075	0.093	0.112	0.138	0.171
7.2	0.040	0.055	0.068	0.085	0.103	0.128	0.162
7.6	0.036	0.050	0.062	0.078	0.095	0.119	0.154
8.0	0.033	0.045	0.056	0.071	0.087	0.111	0.146
8.4	0.030	0.041	0.052	0.065	0.081	0.103	0.140
8.8	0.028	0.038	0.047	0.060	0.075	0.097	0.133
9.2	0.025	0.035	0.044	0.056	0.069	0.091	0.128
9.6	0.023	0.032	0.040	0.052	0.065	0.085	0.123
10.0	0.022	0.030	0.037	0.048	0.060	0.080	0.118
10.4	0.020	0.028	0.035	0.045	0.056	0.076	0.113
10.8	0.019	0.026	0.032	0.042	0.053	0.071	0.109
11.2	0.017	0.024	0.030	0.039	0.049	0.067	0.105
11.6	0.016	0.022	0.028	0.037	0.047	0.064	0.102
12.0	0.015	0.021	0.027	0.034	0.044	0.060	0.098

6.5.4 Koormuse rakenduspunkti sügavuse mõju

Kõik seni vaadeldud meetodid pingete leidmiseks ei arvesta koormuse rakenduse sügavust ja vaatlevad maapinnale mõjuvat koormust. Tegelikud vundamendid süvistatakse teatud sügavusele maapinnast. Vaia puhul võib see sügavus olla väga suur võrreldes ristlõike mõõtmetega. Boussinesq' lahendusele analoogilise lahenduse pinnase sees rakendatud koondatud koormuse kohta on andnud Mindlin ja Flamant' lahendusele (joonkoormus) Melan (1918). Mindlini lahendus vertikaalse koondatud jõu mõjul tekkivate vertikaalpingete kohta

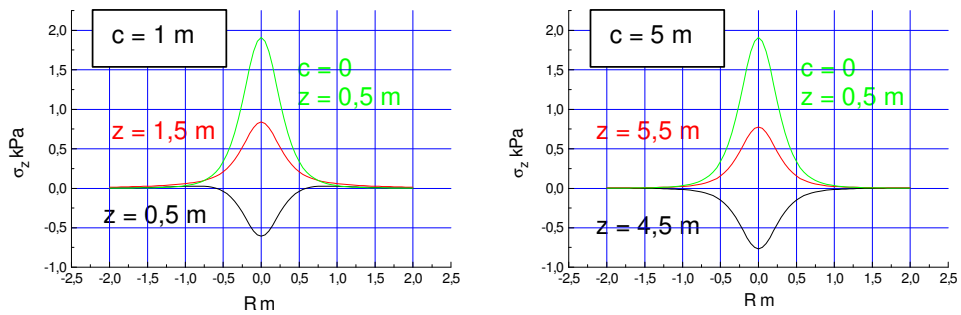
$$\sigma_z = \frac{P}{8\pi(1-\nu)} \left[-\frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_1^3} + \frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_2^3} - \frac{3(z-c)^3}{R_1^5} - \frac{3(3-4\nu)z(z+c)^3 - 3c(z+c)(5z-c)}{R_2^5} - \frac{30cz(z+c)^3}{R_2^7} \right] \quad (6.35)$$

Valemis kasutatud tähised on kirjeldatud joonisel 6.34.



Joonis 6.34 Allpool maapinda sügavusel c rakendatud koondatud jõud. Mindlini lahenduses kasutatud tähised

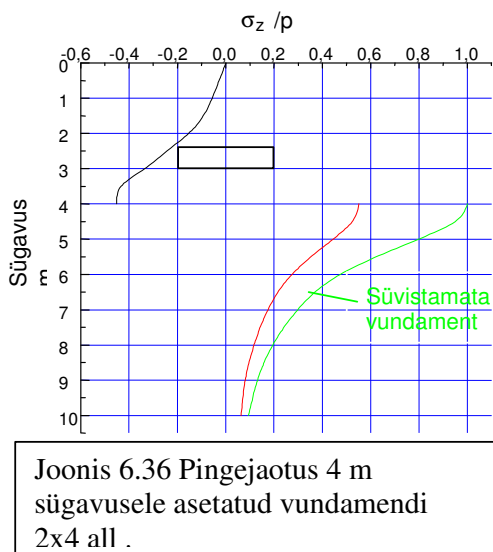
Pingejaotuse illustreerimiseks on joonisel 6.35 esitatud vertikaalpinged kahe erineva jõu



Joonis 6.35 Vertikaalpinge jaotus Mindlini lahenduse korral. Võrdluseks on esitatud Boussinesq' lahendus ($c = 0$).

rakenduspunkti sügavuse – $c = 1$ m ja $c = 5$ m – jaoks pindadel, mis asuvad jõu rakenduspunktist 0,5 m all- ja ülalpool.

Jaotatud koormuse mõjul tekkivate pingete määramiseks tuleb Mindlini valemit integreerida üle pinna. Joonisel 6.36 on esitatud pingajaotus vundamendi korral, mille mõõtmed on 2x4 m ja



mis on rajatud 4 m sügavusele ($\nu = 0,5$). Kõigil juhtudel on vertikaalpinge koormuse all väiksem, kui maapinnale rakendatud koormuse korral. Rakenduspunktist kõrgemal on tegemist tõmbepingega. Kuivõrd pinnase tõmbetugevus on väga väike või puudub üldse (liivpinnas), realiseerub Mindlini lahendusele põhinev pingejaotus ainult juhul, kui tõmbepinge ei ületa pinnase omakaalust tingitud survepinget.

6.6 Kokkuvõte

Eeltoodust selgub, pingejaotust pinnases mõjutab suur hulk erinevaid tegureid. Sageli on mõjutavaid tegureid, näiteks ebahürtlase pinnase erinevate kihtide jääkusi raske hinnata.

Kõik toodud lahendused pingete arvutamiseks põhinevad lineaarsel elastsusteoorial, seega lineaarsetel seostel pingete ja deformatsioonide vahel. Eeldada lineaarseid seoseid pinnaste puhul saab ainult väga väikeste pinge juurdekasvude puhul. Kui teatud tsoonides saavutavad pinged pinnase tugevusele vastava väärtuse, muutub seos pingete ja deformatsioonide vahel ja elastsusteoorial rajanevad pingete arvutamise seosed osutuvad ebatäpseks. Kaasaegne pinnasemehaanika üheks uurimissuunaks ongi arvutusmodelite loomine, mis võtaksid arvesse elastoplastseid deformatsioone. Isegi lihtsamail juhtudel kujunevad seosed pingete leidmiseks seejuures sedavõrd keerukateks, et analüütiliste valemite tuletamine ja nende rakendamine otseselt inseneriarvutustes ei ole praktiliselt võimalik. Võimalik on nende ülesannete lahendamine numbrilisel teel kasutades näiteks lõplike elementide meetodit. See nõuab esiteks pinnaste reaalsel käitumist kirjeldavate seoste olemasolu (seosed pingete, deformatsioonide, deformatsiooni kiiruse jne vahel) ja teiseks nendesse seostesse kuuluvate parameetrite eksperimentaalset määramist. Käesoleval ajal puuduvad üldtunnustatud ja piisavalt praktiliselt kontrollitud arvutusmodelid mittelineaarseid seoseid sisaldavate meetodite kasutamiseks igapäevases inseneritöös. Neid on kasutatud erakordsete ehitiste – näiteks suured pinnastammid – projekteerimisel, kus väga suurte pingete tõttu klassikalise pinnasemehaanika meetodid ei ole ilmselt rakendatavad. Seejuures ei ole nende meetodite kasutamise eesmärgiks pingete leidmine, vaid otseselt deformatsioonide määramine ja pinnase tugevuse hindamine.

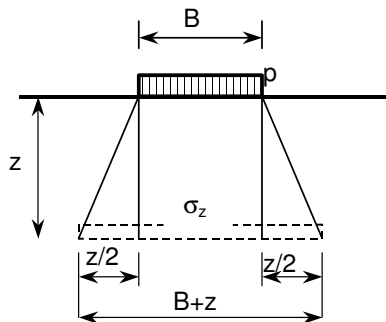
Vastuse küsimusele kuivõrd vastavad ühe või teise meetodiga määratud pinged tegelikkusele, see tähendab kui usaldusväärsed on need meetodid, annab ainult pingete tegelik mõõtmine

pinnases. Kahjuks on selline mõõtmine väga komplitseeritud ülesanne. Igasuguse mõõteanduri viimine pinnasesse lõhub selle looduslikku struktuuri ja mõjutab seega pingejaotust. Suurt rolli mängib anduri jäikus. Pinnase jäikusest suurema jäikusega andur põhjustab pinge kontsentreerumist andurile ja mõõdetav pinge on tegelikust suurem. Pinnase jäikusest väiksema jäikusega anduri kasutamine tekitab vastupidise nähtuse. Seepärast on selliste eksperimentide hulk suhteliselt väike. Rohkem on uuritud eksperimentaalselt kontaktpingete jaotust vahetult vundamendi talla all.

Eksperimentaalsed uuringud on näidanud, et vertikaalpingete jaotus vundamendi keskpunkti all on ligilähedane Boussinesq' lahenduse abil leitule. Enamasti on täheldatud, et pinged on mõnevõrra suuremad. Boussinesq' teooriaga võrreldes suurema pingekontsentratsiooni vundamendi talla all annavad ka mittelineaarse pinnasemehaanika lahendused. Tunduvalt halvem on kooskõla teoreetiliste ja mõõdetud horisontaalpingete vahel.

Kokkuvõttes võib järeldada, et elastsusteooria lahendid, vaatamata eelduste ligikaudsusele, annavad praktiliste ülesannete lahendamiseks piisava täpsuse. Kuid tuleb arvestada, et saadavad tulemused ei ole täpsed ning pingeseisundi hindamisel peaks insener arvestama võimalikke kõrvalekaldeid olenevalt pinnase ehitusest, vundamendi iseärasustest jne.

Kuna elastsusteooria lahendid on ikkagi ainult ligikaudsed, siis kasutatakse mõnikord pinge arvutamiseks lihtsaid seoseid, mis annavad elastsusteooriaga võrreldes lähedasi tulemusi. Üheks taoliseks on pingete määramine nn 2:1 meetodil. Selle meetodi puhul eeldatakse, et vertikaalpinge jaotub sügavuti nurga all, mille kalle horisontaalist on 2/1 (joonis 2.37).



Joonis 6.37 2:1 meetodi arvutusskeem vertikaalpinge leidmiseks lintvundamendi all.

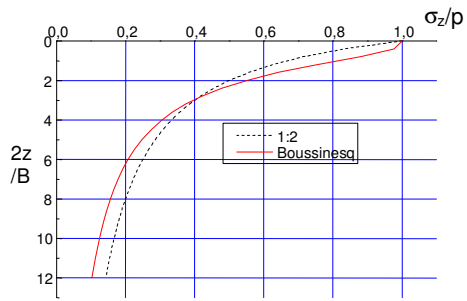
Valemid vertikaalpinge leidmiseks on lihtne tuletada lähtudes ainult tasakaalutingimusest. Tasapinnalise ülesande (lintvundament) puhul

$$\sigma_z = p \frac{B}{B+z} \quad (6.36)$$

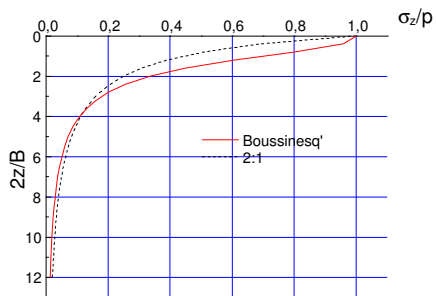
Ristkülikulise koormatud pinna all

$$\sigma_z = p \frac{BL}{(B+z)(L+z)} \quad (6.37)$$

Suhteliselt lihtsad seosed võimaldavad arvutada pinge ilma igasuguseid tabeleid või graafikuid kasutamata. Joonistel 6.38 ja 6.39 on toodud võrdlus 2:1 meetodiga ja Boussinesq' lahendi abil leitud vertikaalpingete vahel.



Joonis 6.38 Pingejaotus lintvundamendi all Boussinesq' järgi ja 2:1 meetodiga



Joonis 6.39 Pingejaotus ruudukujulise vundamendi all Boussinesq' järgi ja 2:1 meetodil

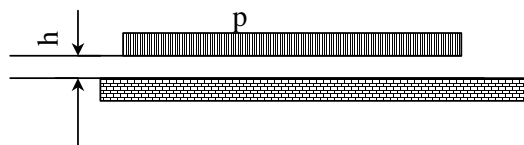
7 Vundamendi vajumi arvutamine

7.1 Üldised seisukohad

Vundamendi projekteerimisel on vajumi õige prognoosimine otsustav tegur ehitise töökindluse tagamiseks. Sellest sõltub otseselt vundamendi konstruktsiooni ja tüübi valik. Vundamendi vajumi arvutamise usaldusväärsus sõltub paljudest teguritest. Täpsus sõltub eelkõige pinnase kokkusurutavuse õigest hindamisest ja teiseks arvutusmudeli vastavusest tegelikele pinnaseoludele. Väiksem osatähtsus on koormuse määramise täpsusel ja vundamendi geomeetriliste mõõdete võimalikel kõrvalekalletel arvutusel eeldatutest. Käesolevalt vaadeldakse kasutuselolevaid mitmesuguseid võimalikke erinevaid arvutusmeetodeid. Mõned neist baseeruvad teoreetiliselt rangele elastsusteooria lahendile, teised kasutavad lihtsustatud seoseid või on empiirilised. Elastsusteooria seosed vajumise arvutamiseks on enamasti kasutatavad lihtsa pinnase lõike korral – juhul kui vundamendi all suure sügavuseni on ühtlane pinnas või kui talla alune kiht on suhteliselt õhuke ja sügavamal asub praktiliselt kokkusurumatu kaljupinnas. Kihilise pinnase puhul kui deformatsioonimoodulid kihtidel on suuresti erinevad, kasutatakse teatavaid lihtsustavaid eeldusi ja vajum leitakse üksikute kihtide deformatsioonide summeerimise teel.

7.2 Vajumi arvutus lauskoormuse korral

Kui koormatud ala mõõtmed on võrreldes deformeeruva kihi paksusega suur (joonis 7.1),



Joonis 7.1 Lauskoormusega õhuke pinnasekiht jäigal alusel

siis pinged sügavuti ei muutu. Pinnasel puudub külglaienemise võimalus ning kihi paksuse vähenemine toimub samuti kui kompressiooniteimil ainult vertikaalsuunalise deformatsiooni tõttu. Lauskoormusest p põhjustatud vajum on seega

$$s = phm_v = \frac{ph}{E'} \quad (7.1)$$

7.3 Elastsusteooria seosed vajumise arvutamiseks

Kohaliku koormuse korral pinged koormuse all pinnases muutuvad, vähenedes sügavuti ja seetõttu on vajum sügaval asuvate kihtide deformatsioonidest väiksem.

Boussinesq' andis lahenduse paigutiste arvutamiseks koondatud jõu P mõjumisel ühtlase lineaarselt deformeeruva isotroopse poolruumi pinnal. Punkti, mis asub jõu rakenduspunktist kaugusel R ja sügavusel z , vertikaalpaigutus on

$$W = \frac{P(1+\nu)}{2\pi E} \left[\frac{z^2}{R^3} + 2(1-\nu)\frac{1}{R} \right] \quad (7.2)$$

Jõu rakenduspunkti ($z = 0$) paigutus ehk vajum on

$$W = \frac{P(1-\nu^2)}{\pi ER} \quad (7.3)$$

Ühtlaselt jaotatud koormusega p ristkülikulise pinna keskpunkti vajumi saab integreerides üle pinna

$$W = \frac{1-\nu^2}{\pi E} \iint \frac{p dx dy}{\sqrt{x^2 + y^2}} \quad (7.4)$$

$$dP = p dx dy \text{ ja } R^2 = x^2 + y^2$$

Pärast integreerimist saab valemi paigutuse arvutamiseks avaldada kujul

$$s = \frac{(1-\nu^2) f B p}{E} \quad (7.5)$$

kus B on vundamendi laius,

p on pinge talla all,

E on deformatsioonimoodul,

ν on Poisson'i tegur,

f on tegur, mis sõltub vundamendi külgede suhtest, punkti mille vajumit arvutatakse asukohast ja vundamendi jäikusel. Absoluutselt jäikuseta vundamendi keskkoha jaoks on f arvutatav valemiga

$$f = \frac{2}{\pi} \left[m \ln \frac{1 + \sqrt{1+m^2}}{m} + \ln(m + \sqrt{1+m^2}) \right] \quad (7.6)$$

kus m on koormatud pinna külgede suhe L/B .

Teguri saab määrata ka jäikuseta vundamendi teiste punktide jaoks peale keskpunkti.

Analoogilise kujuga valemid saab tuletada ka jäiga vundamendi kohta. Sellisel juhul kõik vundamendi punktid vajuvad võrdselt. Lahendid on olemas ka juhu jaoks, kui vundamendi all ei ole lõpmatu paksusega poolruum, vaid lõpliku paksusega pinnasekiht. Erinevad on ainult teguri f väärtused.

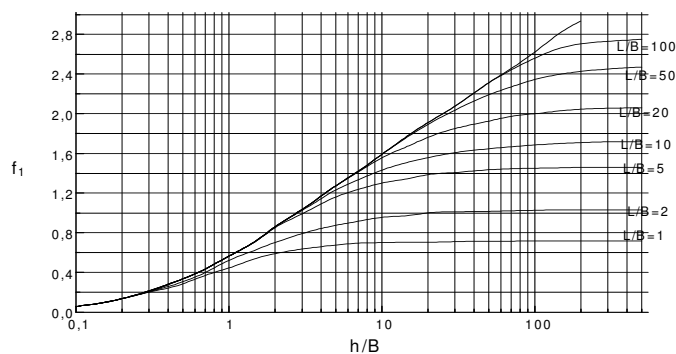
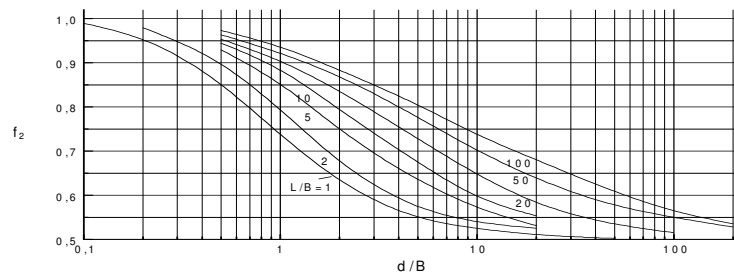
Teguri f väärtused mõnede külgede suhete jaoks on toodud tabelis 7.1

Nurgapunkti vajum on kaks korda väiksem keskpunkti vajumist ja koormatud pinna keskmine vajum on ligikaudu 85% sellest.

Tabel 7.1 Tegur f väärtused

Külgede suhe	Jäikuseta vundament	Jäik vundament
Ring	1,00	0,79
1:1	1,12	0,88
2:1	1,53	1,22
3:1	1,78	1,44
4:1	1,96	1,61
5:1	2,10	1,72
10:1	2,54	2,10
20:1	2,99	2,49
50:1	3,57	3,00

Janbu, Bjerrum ja Kjærnsli (1964) on esitanud f leidmiseks graafikud (joonis 7.2), mis lubavad arvestada kihi lõplikku paksust (sügavamal asub kokkusurumatu pinnasekiht) ja vundamendi süvise mõju. Nende graafikute kasutamisel $f=f_1 \cdot f_2$.



Joonis 7.2 Graafikud tegurite f_1 ja f_2 määramiseks (Janbu, Bjerrum, Kjærnsli 1956)

Praktiliseks kasutamiseks on toodud valemid võimalikud juhul, kui pinnase kokkusurutavus vundamendi all on enamvähem ühtlane. Erinevate

deformatsioonimoodulitega pinnasekihtide esinemisel ei ole valemite tuletamisel kasutatud eeldused enam kehtivad ja ligikaudsegi tulemuse saamiseks peaks kasutama mingit keskmist E väärtust. Selle määramine lihtsa aritmeetilise keskmisena ei ole mõeldav, kuna sügavamal asuvate kihtide mõju on väiksem, kui vahetult vundamendi talla all asuvatel kihtidel.

7.4 Summeerimismeetod

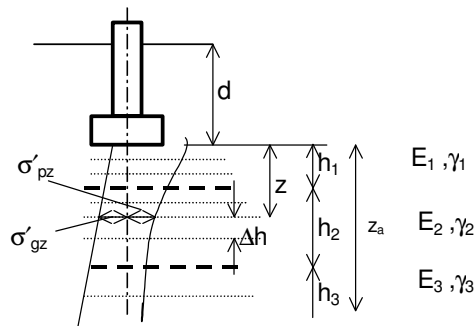
Summeerimismeetodi idee on lihtne – jaotada vundamendi talla alla jääv pinnas piisavalt õhukesteks kihtideks, arvutada neis kihtides pinged, pingete kaudu leida iga kihipaksuse vähenemine ning kihtide deformatsioonide summeerimise teel arvutada vundamendi vajum. Enamasti arvutatakse pinged Boussinesq' järgi ja piirduakse ainult vertikaalsete normaalpingete mõju arvestamisega vajumile.

Summeerimismeetod on teoreetilises mõttes vähem range kui elastsusteooria lahendus ja põhineb real arvutust hõlbustavatel eeldustel. Põhilisteks eeldusteks on: pingejaotus tegelikult kihilises pinnases on sama kui ühtlases poolruumis; pinnase deformatsioon sõltub ainult vertikaalsest normaalpingest; pinged arvutatakse eeldusel, et vundamendil pole jäikust.

Summeerimismeetodi eeliseks on universaalsus. Võimalik on arvutada vajumit erineva kokkusurutavusega kihtide puhul ja arvestada naabervundamentide mõju. Seetõttu on summeerimismeetod inseneripraktikas enamkasutatav.

Tavalise summeerimismeetodi puhul arvutatakse pinged pinnases talla keskpunkti all. Vajumi arvutus toimub järgmiselt.

1. Tegelikud erinevate omadustega pinnasekihid jaotatakse elementaarkihtideks, mille paksus Δh peaks vajaliku summerimistäpsuse saavutamiseks olema talla laiuse sügavuseni $0,2 \div 0,3 B$, sügavuse juures B kuni $3B$ $0,4 \div 0,6 B$ ja sügavamate kihtide korral $\sim B$ (joonis 7.3).



Joonis 7.3 Summeerimismeetodi skeem

2. Arvutatakse elementaarkihtide eralduspindadel vundamendi koormusest põhjustatud tihendav vertikaalpinge

$$\sigma'_{pz} = \alpha p_t, \quad (7.7)$$

kus α – rõhajaotustegur

$p_t = p - d \gamma_d$ on tihendav pinge,

p – keskmine kogusurve vundamendi talla all arvestades ka vee üleslükke mõju,

d – vundamendi süvis looduslikust maapinnast,

γ_d – pinnase mahukaal d ulatuses.

Pinge ja vajumi arvutamisel võetakse arvesse ainult ehitisest tulenevat lisapinget q_t .

Pinnase omakaalupinge $d \gamma_d$ on pinnast pika aja vältel juba tihendanud. Süvendi

kaevamisel talla sügavuseni pinge selle suuruse võrra väheneb ja vundamendi rajamisel

saavutab uuesti omakaalupinge väärtuse. Pinnase teistkordsel pingestamisel toimub ainult elastne deformatsioon, mis moodustab tühise osa jäävast deformatsioonist.

3. Arvutatakse iga elementaarkihi deformatsioon

$$s_i = \frac{\sigma_{pzi} \Delta h_i}{E_i} \quad (7.8)$$

kus σ'_{pzi} – keskmine pinge elementaarkihis i ,

Δh_i – kihi i paksus,

E_i – kihi i deformatsioonimoodul.

4. Vajum leitakse elementaarkihtide deformatsioonide summana

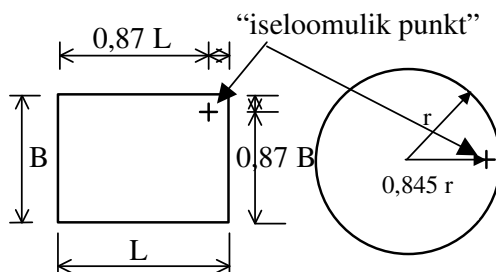
$$s = \sum_{i=1}^{i=j} s_i \quad (7.9)$$

Summeerimismeetodil on erinevaid variatsioone, sõltuvalt pingete ja deformatsioonimooduli määramisest.

Pinged arvutatakse ühel järgmistest moodustest.

1. Pinged arvutatakse talla keskpunkti läbival vertikaalil eeldades, et vundament ei oma jääkust ja pinnas on ühtlane elastne isotroopne poolruum (Boussinesq' lahendus). See on kõige enamkasutatav, tavaline viis.

2. Pinged arvutatakse nn. Grasshoffi “iseloomuliku punkti” all. Punkt asub ristkülikulise vundamendi nurgast $0,13$ vastava küljepikkuse kaugusel (vt. joonis 7.4)



Joonis 7.4 Grasshoffi “iseloomuliku punkti” asukoht

Selle punkti all tekkivate pingetega arvatud paindejääkuseta vundamendi vajum vastab jäiga vundamendi vajumile. Võrreldes tavalise meetodiga saadakse mõnevõrra väiksem vajum.

“Iseloomuliku punkti” all määratud pingetega on otstarbekas arvutada suure pinnaga jäiga ehitise vajumit.

3. Pinged arvutatakse eeldusel, et pinnas on anisotroopne ja horisontaalsuunaline jäikus on lõpmatult suur. Pingete leidmiseks on andnud seosed Westergaard. Vajumid kujunevad veidi väiksemateks kui tavameetodi puhul. Westergaardi lahendit pinge leidmiseks soovitatakse kasutada pinnastel, mille horisontaalsuunaline deformeeritavus on tunduvalt väiksem kui vertikaalsuunaline. Näiteks pinnastel, mis koosnevad vahelduvatest tugeva ja nõrgema pinnase kihikestest. Tugevamad pinnasekihid armeerivad pinnast ja takistavad ka nõrgema kihi horisontaalsuunalist paigutust.

Kui vajumi arvutuse valemis E all mõistetakse deformatsioonimoodulit, mis on tavalise ühemõõtmelise elastsusmooduli analoog, siis eeldatakse, et vaadeldava elemendi külgsuunaline laienemine ei ole piiratud. Tegelikult külgsuunas laienemist takistab elementi ümbritsev pinnas ja seepärast peaks ka vertikaalpaigutus ja seega vajum olema mõnevõrra arvutatust väiksem. Endise NSVL normid SNiP võtavad seda arvesse parandusteguriga 0,8. Ühemõõtmeline deformatsioonimoodul määratakse kas ühemõõtmelisest survekatsega, plaatkoormuskatsega või kompressioonikatsega seosest

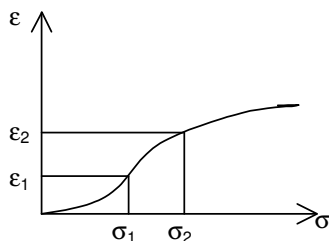
$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} \right), \quad (7.10)$$

kus $\Delta\varepsilon$ – proovikeha vertikaalsuunaline suhteline deformatsioon pingemuutuse $\Delta\sigma$ puhul;

ν - pinnase külglaienemistegur (Poisson'i tegur).

Kui vajumi arvutuse valemis võtta E võrdseks kompressioonideformatsioonimooduliga $E_k = \Delta\sigma/\Delta\varepsilon$, siis arvutatakse vajum eeldusel, et külglaienemise võimalus täielikult puudub. Selliselt arvutatud vajum on tegelikust mõnevõrra väiksem. Enamasti kasutataksegi vajumi arvutamiseks kompressioonideformatsioonimoodulit. Külglaienemise võimaluse puudumisest tingitud vajumise väiksem väärtus kompenseerib teatud määral talla keskpunkti all arvutatud pingete keskmisest suuremaid väärtusi.

Deformatsioonimooduli määramisel kompressiooniteimiga tuleb arvestada mooduli sõltuvust pingetest. E tuleb määrata pingevahemiku kohta, mis vastab pingemuutusele vaadeldava elementaarkihi sügavusel (joonis 7.5).



Joonis 7.5 Deformatsioonimooduli määramine kompressioonikõverast

Algpinge σ_1 on looduslik, kõrgemalasuivate kihtide kaalust põhjustatud pinge. σ_2 on algpinge

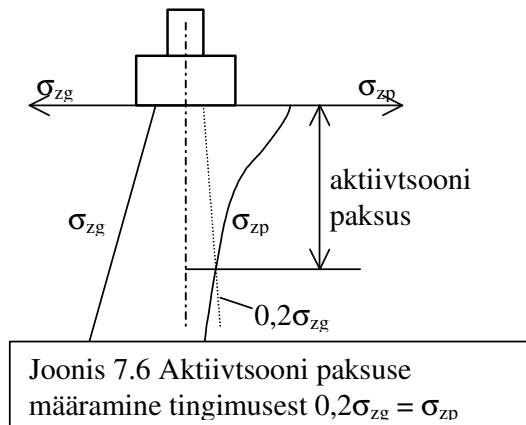
ja vundamendist tuleneva lisapinge σ_{pzi} summa. Seega tuleb määrata E iga elementaarkihi kohta, kuna sügavuti muutub nii alg- kui lõpp-pinge. Suhteliselt tugevatel, vähe kokkusurutavatel pinnastel on tavaliselt esinevate pingete juures kompressioonigraafik piisavalt sirge ja seepärast võib kasutada konstantset deformatsioonimooduli väärtust. Pehmete, tugevalt kokkusurutavate savipinnaste korral tuleks aga suurte vigade vältimiseks deformatsioonimooduli sõltuvust pingest arvestada. Sellistel pinnastel on kompressioonigraafik poollogaritmilises mõõtkavas ($\epsilon = f(\log \sigma)$) sirge ja selle kalle pingetest sõltumatu konstantne suurus. Kasutades sellise graafiku kallet iseloomustavat suurust – kompressiooni indeksit c_c – arvutatakse elementaarkihist tingitud vajum seosega

$$s_i = \frac{c_c}{1+e} \Delta h_i \log \frac{\sigma_{li} + \sigma_{pzi}}{\sigma_{li}}, \quad (7.11)$$

kus e on pinnase alipoorsustegur.

Võrreldes tavalise valemiga tuleb puudub vajadus iga elementaarkihi jaoks pingest sõltuva deformatsioonimooduli arvutamiseks.

Summeerimismeetodi kasutamisel tekib alati küsimus, kui sügavale peab elementaarkihtide deformatsioonide arvestamisega minema. Vundamendi koormusest tingitud lisapinge pinnases ulatub teoreetiliselt lõpmatu sügavuseni, kuigi väheneb sügavuti. Ilmselt teatud sügavuses muutub pinge sedavõrd väikeseks, et sellest tingitud elementaarkihi deformatsioon on tühiselt väike võrreldes koguvajumiga ja selle arvestamata jätmine ei mõjuta lõpptulemust oluliselt. Enamasti loetakse, et sügavusest, kus lisapinge vundamendist σ_{zp} moodustab väikese osa (näiteks 20 %) pinnase omakaalupingest σ_{zg} , allapoole jääva pinnase deformatsioone ei ole vaja arvestada. Sügavust milleni deformatsioone arvutatakse nimetatakse aktiivtsooniks (joonis 7.6).



Eeltoodud reegel on subjektiivne ning ligikaudu kehtib keskmise kokkusurutavusega pinnase puhul. Otsesed paigutiste mõõtmised vundamendi mudelite all näitavad, et deformeeruv tsoon ulatub seda sügavamale, mida kokkusurutavam on pinnas. Nõrkades pinnastes võib deformeeruva kihi paksus olla oluliselt suurem ja otstarbekas on võtta arvesse vajumid selliste kihtide kogu ulatuses. Tallinna kesklinnas, Kaubamaja kõrval asuva endise Tööstusprojekti

hoone projekteerimisel lähtuti vajumi arvutamisel tolleaegsete normide (SNiP) tingimusest ($\sigma_{zp} = 0,2 \sigma_{zg}$) aktiivtsooni paksuse leidmisel. Vundamendi all on umbes 10 m paksune vähekokkusuuruv liivakiht ja selle all enamasti voolava konsistentsiga mölli ja savipinnaste 20 m paksune kompleks. Aktiivtsoon jäi tervenisti liivakihi sisse ning arvutuslik vajum oli 2 – 3 cm. Tegelikud hoone mõõdetud vajumid on ligemalt 10 korda suuremad. Liiva suhteliselt väike deformeeritavus sellist suurt vajumit ei saa põhjustada ja see on seletatav ainult liiva all oleva savikompleksi kokkusurumisega.

Vähe ületihenend pinnase korral tuleb kasutada juhul, kui kogupinge (omakaalupinge ja vundamendist tingitud lisapinge summa) ületab eeltihenemissurve p_c , kahte erinevat pinnase kokkusuurutavuse parameetrit. Üks vastab kokkusuurutavusele pinge muutusele omakaalupingest eeltihenemissurve ja teine eeltihenemissurve kogupingeni.

7.5 Summeerimismeetod integreeritud pingepüüride abil

Avaldises 7.8 $\sigma_{pzi} \cdot \Delta h_i$ tähendab pingepüüri pindala elementaarkihi ulatusel. Elementaarkihtide vajumite summeerimine tähendab sisuliselt kõverjoonelise pingepüüri pinna määramist numbrilise integreerimise teel. Elementaarkihtideks jaotamine on vajalik piisava täpsuse saavutamiseks. Kihilises pinnases erinevate deformatsioonimoodulitega võib seega vajumi arvutamise valemi kirjutada kujul

$$s = \frac{\omega_1}{E_1} + \frac{\omega_2}{E_2} + \dots + \frac{\omega_j}{E_j} + \dots + \frac{\omega_n}{E_n}, \quad (7.12)$$

kus ω - pingepüüri pindala erinevate deformatsioonimooduliga kihtide ulatuses
 n – erinevate deformatsioonimoodulitega pinnasekihtide arv aktiivtsooni ulatuses
 Pindalad saab leida pingefunktsiooni integreerimisega

$$\omega_1 = \int_0^{z_1} \sigma_{pz} dz \quad ; \quad \omega_2 = \int_{z_1}^{z_2} \sigma_{pz} dz \quad ; \quad \omega_j = \int_{z_{j-1}}^{z_j} \sigma_{pz} dz$$

Määratud integraali rajades z_{j-1} kuni z_j saab arvutada järgmiselt

$$\omega_j = \int_{z_{j-1}}^{z_j} \sigma_{pz} dz = \int_0^{z_j} \sigma_{pz} dz - \int_0^{z_{j-1}} \sigma_{pz} dz$$

Asendades integraalis $\sigma_{pz} = \alpha p_t$ ja kasutades dimensioonitut tegurit $m = 2z/B$, võib vajumi arvutada seosega

$$s = p_t B \left(\frac{1}{E_1} \int_0^{m_1} \frac{\alpha dm}{2} + \frac{1}{E_2} \int_0^{m_2} \frac{\alpha dm}{2} - \frac{1}{E_2} \int_0^{m_1} \frac{\alpha dm}{2} + \dots + \frac{1}{E_n} \int_0^{m_n} \frac{\alpha dm}{2} - \frac{1}{E_n} \int_0^{m_{n-1}} \frac{\alpha dm}{2} \right) \quad (7.13)$$

Tähistades

$$K_{vj} = \int \frac{\alpha dm}{2}$$

saab valemi vajumi arvutuseks kirjutada kujul

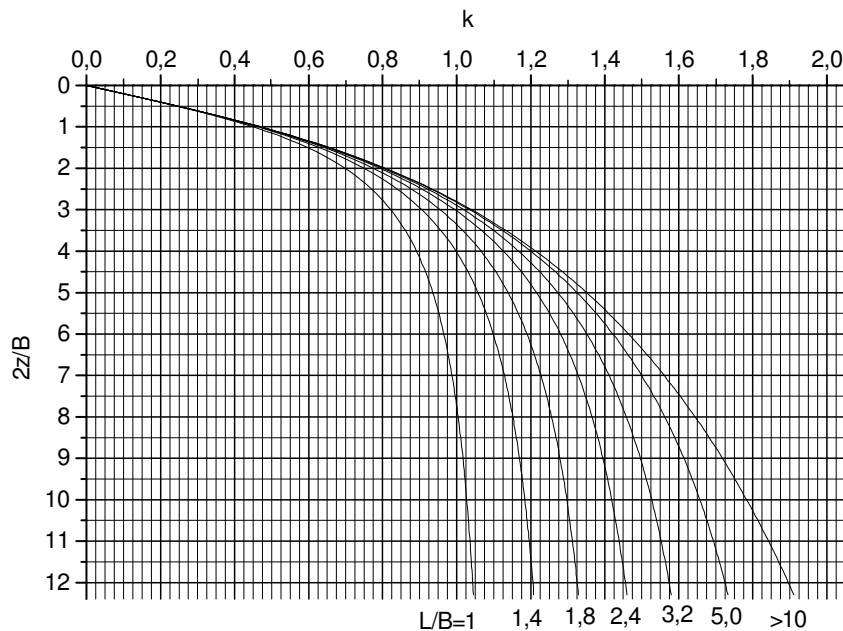
$$s = p_t B \sum_{j=1}^{j=n} \frac{K_{vj} - K_{vj-1}}{E_j} \quad (7.14)$$

Kuna α (valem 6.15) sõltub ainult suhtarvudest $m = 2z/B$ ja $n = L/B$, siis sõltub nendest ka K_v .

Integreerides avaldist 6.15 saame avalduse K_v arvutamiseks

$$K_v = \frac{1}{\pi} \left(\ln \frac{\sqrt{1+n^2} + n}{\sqrt{1+n^2} - n} + n \ln \frac{\sqrt{1+n^2} + 1}{\sqrt{1+n^2} - 1} - \ln \frac{\sqrt{1+n^2+m^2} + n}{\sqrt{1+n^2+m^2} - n} - n \ln \frac{\sqrt{1+n^2+m^2} + 1}{\sqrt{1+n^2+m^2} - 1} + m \arctan \frac{n}{m\sqrt{1+n^2+m^2}} \right) \quad (7.15)$$

Avaldise 7.15 abil arvatud K_v väärtused on toodud tabelis 7.2 ja graafikuna joonisel 7.7.



Joonis 7.7 Vajumi arvutamise tegurid k

Vajumite arvutus valemi 7.14 abil on vähem töömahukas kui valemiga 7.9.

Ühekihilise pinnase korral on valem sarnane elastsusteooria valemiga 7.5.

$$s = p_t B \frac{K_{vn}}{E} \quad (7.16)$$

Teguri $f(1-\nu^2)$ asemel on tegur K_{vn} .

7.6 Vajumi arvutus arvestades horisontaalpingete mõju

Elastusteooria põhiseos pingete ja deformatsioonide vahel

$$\begin{aligned}
\varepsilon_z &= \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \\
\varepsilon_x &= \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \\
\varepsilon_y &= \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)]
\end{aligned} \tag{7.16}$$

Ühe elementaarkihi vajum on seega

$$s = \frac{h}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x - \sigma_y)] \tag{7.18}$$

Seega võrreldes tavaarvutusega, kus arvestatakse ainult vertikaalpingega σ_z on arvutuslik vajumine väiksem.

Tasandiülesande korral (lintvundament) $\varepsilon_y = 0$

Järelikult

$$\sigma_y = \nu(\sigma_x + \sigma_z) \tag{7.19}$$

Asetades selle ε_z avaldusse saame

$$\varepsilon_z = \frac{1+\nu}{E} [(1-\nu)\sigma_z - \nu\sigma_x] \tag{7.20}$$

Pinged tasandiülesande korral

$$\begin{aligned}
\sigma_z &= \frac{q}{\pi} \left[\arctan \frac{B' - x}{z} + \arctan \frac{B' + x}{z} - \frac{2B'z(x^2 - z^2 - B'^2)}{(x^2 + z^2 - B'^2)^2 + 4z^2B'^2} \right] \\
\sigma_x &= \frac{q}{\pi} \left[\arctan \frac{B' - x}{z} + \arctan \frac{B' + x}{z} + \frac{2B'z(x^2 - z^2 - B'^2)}{(x^2 + z^2 - B'^2)^2 + 4z^2B'^2} \right]
\end{aligned}$$

B' on pool talla laiust

Pinged keskpunkti all ($x = 0$)

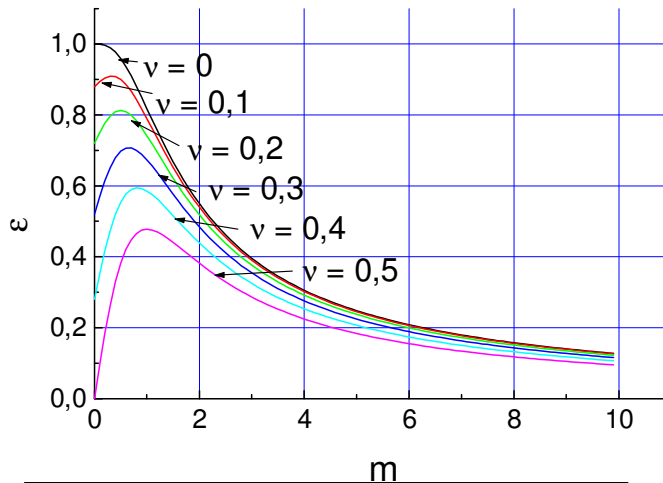
Tähistades $m = z/B' = 2z/B$ saab pärast teisendamist

$$\begin{aligned}
\sigma_z &= \frac{2q}{\pi} \left[\arctan \frac{1}{m} + \frac{m(m^2 + 1)}{(m^2 - 1)^2 + 4m^2} \right] \\
\sigma_x &= \frac{2q}{\pi} \left[\arctan \frac{1}{m} - \frac{m(m^2 + 1)}{(m^2 - 1)^2 + 4m^2} \right]
\end{aligned}$$

Asetades need pingeavaldused valemisse 7.20 saame ühikulise koormuse ($q = 1$) ja deformatsioonimooduli ($E = 1$) korral arvutada suhtelise deformatsiooni sõltuvana kihi suhtelisest sügavusest m ja Poisson'i tegurist ν . See sõltuvus on esitatud joonisel 1. Igast üksikkihist tingitud vajumi võib nüüd arvutada seosest

$$s_i = \frac{q \cdot h_i \cdot \varepsilon_{1i}}{E_i} \tag{7.21}$$

Ainult vertikaalpingeid arvestavale arvutusele vastab juhus $\nu = 0$, ehk olukord kui pinnases külgsuunalist laienemist ei teki.



Joonis 7.8 Pined sõltuvalt Poisson' tegurist

Jooniselt selgub, et võrreldes tavaarvutusega annab horisontaalpingete arvestamine väiksemad vajumid. Oluline erinevus on vahetult talla all olevatest kihtidest põhjustatud vajumitel ja erinevus on seda suurem, mida suurem on Poisson'i tegur. Sügavate kihtide vajumeid mõjutab horisontaalpingete arvestamine vähe.

Horisontaalpingete arvestamine mõjutab vajumi suurust ainult juhul, kui peamine deformatsioone põhjustav pinnasekiht asub vahetult vundamendi talla all. Eesti tingimustes põhjustavad tavaliselt suuri vajumeid sügaval asuvad nõrgad savipinnased. Sellisel juhul horisontaalpingete arvestamine oluliselt vajumi prognoosi täpsust ei suurenda.

Deformatsioonimooduli, koormuse ja kihtide paksuse määramise ebatäpsusest põhjustatud viga on tunduvalt suurem.

Üks praktikas kasutamist leidnud meetod siiski võtab seda arvesse. Tuginedes elastsusteooria lahendile suhtelise deformatsiooni (pine) jaotuse kohta absoluutselt kareda tallaga vundamendi all (horisontaalsuunaline deformatsioon talla ja pinnase vahel puudub) ja eksperimentaalsete uuringute tulemustele pine jaotuse kohta, andis Schmertmann ligikaudse pine jaotuse ühikulise surve ja deformatsioonimooduli puhul joonisel 2 toodud kujul. Maksimaalse pine I_z väärtus leitakse seosest

$$I_{z \max} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{q - \sigma'_{gz0}}{\sigma'_{gzB}}}, \quad (7.22)$$

kus q – tihendav surve talla all $q_t = q -$,

σ'_{gz0} – pinnase omakaalusurve talla tasapinnas,

σ'_{gzB} – pinnase omakaalusurve lintvundamendi puhul sügavusel B tallast ja ruudukujulisel

vundamendil sügavusel B/2 tallast,
 B – vundamendi talla laius.

I_z väärtused võib vastavalt joonisele 2 arvutada järgmiselt:

Ruudukujuline tald

$$z \leq \frac{B}{2} \quad I_z = (I_{z\max} - 0,1) \frac{2z}{B} + 0,1 \quad 0,5B < z < 2B \quad I_z = \frac{I_{z\max}}{3} \left(4 - \frac{2z}{B} \right)$$

Lintvundament

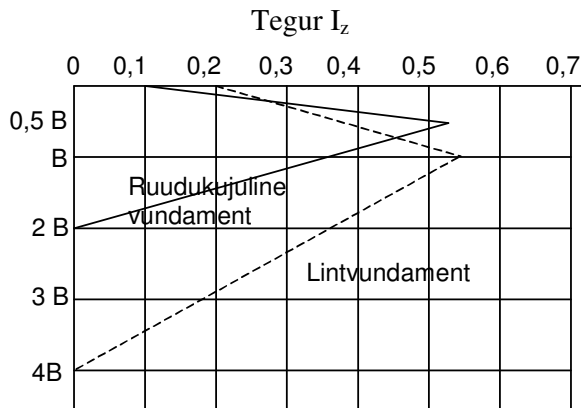
$$z \leq B \quad I_z = (I_{z\max} - 0,2) \frac{z}{B} + 0,2 \quad B < z < 4B \quad I_z = \frac{I_{z\max}}{3} \left(4 - \frac{z}{B} \right)$$

Liiva deformatsioonimoodul määratakse penetratsioonitakistuse alusel. Valemi elementaarkihi vajumi määramiseks andis Schmertmann kujul

$$s_i = C_1 C_2 (q - \sigma'_{gz0}) \frac{I_z}{E} \Delta z, \tag{7.23}$$

kus C₁ – pinnase omakaalusurvet arvestav parandustegur

$$C_1 = 1 - 0,5 \left[\frac{\sigma'_{gz0}}{q - \sigma'_{gz0}} \right]$$



Joonis 7.9 Teguri I_z määramine Schmertmanni järgi

C₂ – roome mõjul arenevat vajumit arvestav parandustegur

$$C_2 = 1,0 + 0,2 \log(10t)$$

kus t on aeg aastates.

E määratakse

penetratsioonitakistuse q_c (CPT) alusel:

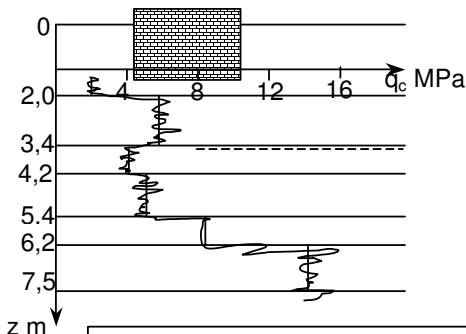
ruudukujulisel vundamendil E = 2,5 q_c,

lintvundamendil E = 3,5 q_c.

Meetod kujutab endast summeerimismeetodi variatsiooni .

Vajum koosneb elementaarkihidest tingitud

vajumite summat $s = \sum s_i$. Meetodi puhul ei ole vaja leida pingeid pinnases nagu tavalise summeerimismeetodi korral. Kuna pine jaotus on eeldatud lineaarselt muutuvana sügavuti, ei ole vaja talla alust jaotada õhukesteks elementaarkihideks, vaid ainult erinevat penetratsioonitakistust omavateks kihtideks. I_z väärtus tuleb leida iga kihi keskme jaoks. Meetod on kasutatav liivpinnasel asuva



Joonis 7.10 Pinnasekihid ja nende koonustakistused

üksikvundamendi vajumi arvutuseks.

Arvutusnäide

Vundament mõõdetmetega 3x3 m on rajatud 1,5 m sügavusele maapinnast. Koormus vundamendile on 1440 kN. Pinnas on kesktihe peenliiv. Pinnase mahukaal on 18,4 kN/m³ ja veeküllastunud olekus (allpool pinnasevee taset) 20,2 kN/m³. Pinnasevee tase on 3,5 m sügavusel maapinnast. Uuringuga määratud pinnase penetratsioonitakistused on toodud joonisel 3. Leida Schmertmanni meetodiga vundamendi vajum.

Pinnase omakaalusurve talla sügavusel

$$\sigma_{gz0} = 1,5 \cdot 18,4 = 27,6 \text{ kPa}$$

Pinnase omakaalusurve B/2 sügavusel

$$\sigma_{gzB} = 3 \cdot 18,4 = 55,2 \text{ kPa}$$

Pinge talla all

$$q = 1440/3^2 = 160 \text{ kPa}$$

$$I_{z\max} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{160 - 27,6}{55,2}} = 0,655$$

Parandustegur

$$C_1 = 1 - 0,5[27,6/(160 - 27,6)] = 0,896$$

Arvutus on tehtud tabelikujul.

Tabelis kasutatud tähised

z_m – kihi aluspinna sügavus maapinnast

Δz – kihi paksus

z – kihi keskme kaugus tallast

q_c – kihi keskmine penetratsioonitakistus

z_m m	z m	Δz m	q_c MPa	z/B	I_z	Kihi vajum m
2,0	0,25	0,5	2,1	0,083	0,192	0,00217
3,4	1,2	1,4	5,8	0,4	0,544	0,00623
4,2	2,3	0,8	4,1	0,767	0,566	0,00524
5,4	3,3	1,2	5,1	1,1	0,455	0,00508
6,2	4,3	0,8	8,4	1,433	0,344	0,00155
7,5	5,35	1,3	14,2	1,7830	0,277	0,00120

$$\Sigma 0,00214$$

Vajum 2 aasta pärast

$$C_2 = 1 + 0,2 \log 20 = 1,26; \quad s = 1,26 \cdot 0,00214 = 0,00270 \text{ m}$$

Vajum 5 aasta pärast

$$C_2 = 1 + 0,2 \log 50 = 1,34; \quad s = 1,34 \cdot 0,00214 = 0,00287 \text{ m}$$

Vajum 10 aasta pärast

$$C_2 = 1 + 0,2 \log 100 = 1,40; \quad s = 1,40 \cdot 0,00214 = 0,00300 \text{ m}$$

7.7 Empiirilised meetodid (Terzaghi, Peck)

K. Terzaghi ja R. Peck on andnud seose vundamendi vajumi arvutuseks plaatkoormuskatse andmetel.

$$s_v = s_p \left(\frac{2B}{B+b} \right)^2 \quad (7.24)$$

kus s_p – koormusplaadi vajum samasuguse pinge puhul talla all kui vundamendil,

B, b – vastavalt vundamendi ja koormusplaadi külje pikkus.

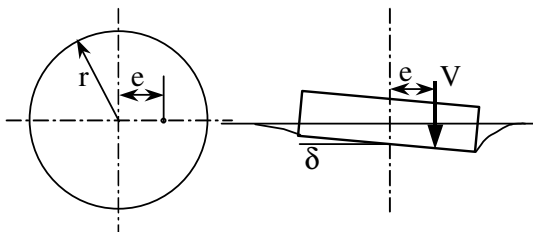
Hilisemad uurimused on näidanud, et eeltoodud seos on väga ligikaudne ja olenevalt liiva tihedusest võib viga ulatuda üle 100%. EPN 7.3 Välikatsed geotehniliseks projekteerimiseks toob diagrammi, kus vundamendi ja plaadi vajumi suhte sõltuvus vundamendi ja plaadi mõõtmete suhtest on esitatud erinevate kõveratega tiheda, kesktiheda ja koheva liiva jaoks. Nii Terzaghi-Peck valem kui EPN 7.3-s esitatud graafikud on kasutatavad juhul, kui vundamendi ja plaadi all on sama pinnas vähemalt kahe vundamendi laiuse sügavuseni.

7.8 Vundamendi kalde arvutus

Elastusteooria lahend ühtlasel poolruumil asuva ekstsentrilise koormusega ümmarguse jäiga vundamendi kaldenurga (joonis 7.9) jaoks on

$$\delta = 6 \frac{1-\nu^2}{E} \frac{Ve}{D^3} \quad (7.25)$$

kus e on jõu ekstsentrilisus ($e = M/V$),
 ν ja E on samad kui valemis 7.5.



Joonis 7.11 Ümmarguse vundamendi kalle

Lintvundamendi kalle samadel tingimustel on

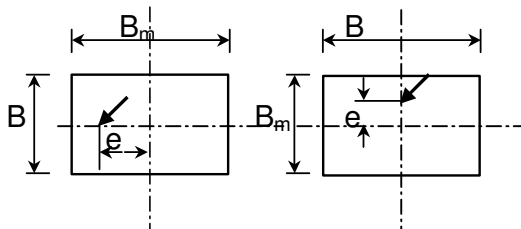
$$\delta = \frac{16}{\pi} \frac{1-\nu^2}{E} \frac{Ve}{B^2} \quad (7.26)$$

Valemis 7.20 on V vertikaalkoormus meetri kohta

Ristkülikulise vundamendi kalde saab leida seosest

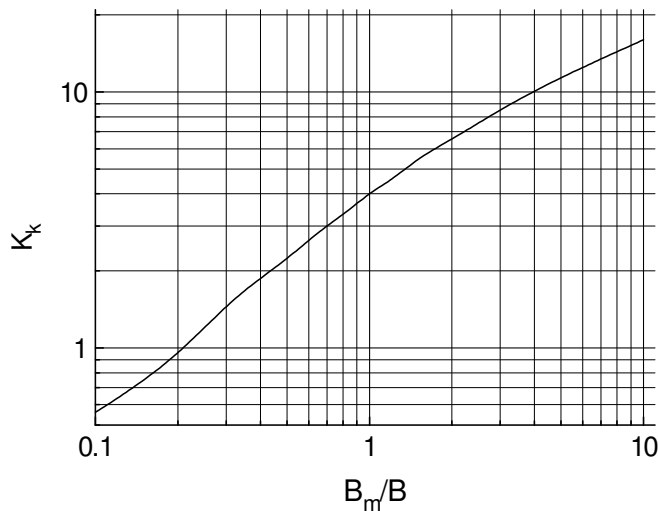
$$\delta = \frac{1-\nu^2}{E} K_k \frac{Ve}{B_m^3} \quad (7.27)$$

kus B_m on vundamendi mõõt momenti mõjumise suunas,
 K_k on tegur, mis sõltub vundamendi külgede suhtest B_m/B , kus B on vundamendi mõõt
 momenti mõjumise ristsuunas (joonis 7.10).



Joonis 7.12. Vundamendi mõõtmed kalde arvutusel

K_k väärtused on saab graafikult joonisel 7.11.



Joonis 7.13 Tegurid K_k vundamendi kalde arvutamiseks

Kihilise pinnase korral, kui kihtide deformatsioonimoodulid on erinevad, tuleb kasutada kaalutud keskmist deformatsioonimoodulit. See leitakse tingimusest, et vundamendi vajum kihilise pinnase korral võrduks vajumiga ühtlase, keskmise deformatsioonimooduliga pinnase korral. Avaldiste 7.14 ja 7.16 võrdusest saab keskmise deformatsioonimooduli väärtuseks

$$E = \frac{K_{vn}}{\sum \frac{K_{vj} - K_{vj-1}}{E_j}} \quad (7.28)$$

Vundamenti kalde võib kihilise pinnase korral arvutada ka otseselt vajumi s ja ekstsentrilisuse e kaudu seosega

$$\delta = 4,5 \frac{se}{\sqrt[4]{B_m^7 B}} \quad (7.29)$$

Seos on saadud valemite 7.5 ja 7.27 abil (Jaaniso 1991)

7.9 Vajumise ajaline kulg

Pinnaste deformeerumise ja seega ka vundamentide vajumise ajalist kulgu käsitleb konsolidatsiooniteooria, mille ühemõõtmelist lahendust on vaadeldud osas 4.1.2. See teooria vaatleb pikaajalise deformatsiooni põhjusena ainult vee aeglast väljasurumist läbi peente pinnase pooride.

Nagu kõigile materjalidele on ka pinnastele iseloomulikud roome ja relaksatsioon so deformatsiooni areng ajas püsiva pinge juures ja pinge muutus püsiva deformatsiooni korral.

Konsolidatsiooniteooria eeldab, et materjali deformatsioon kulgeb vee väljasurumise ajal hetkeliselt. Roome mõju ei arvestata. Pikaajalise roomest põhjustatud vajumisi vaadeldakse alles pärast vee väljasurumise lõppemist.

Tavaliselt käsitletakse ainult ühemõõtmelist juhtu ühtlases pinnases. Kihilises pinnases on olukord ilmselt teistsugune ja poorirõhu muutus ning vajumise kiirus teistsugune, kui ühtlases pinnases. Analüütilised, so valemite kujul, lahendused muutuvad praktiliseks kasutuseks väga kohmakateks. Nende abil on aga näidatud, et kihilise aluse käsitlemine ühtlase kihina keskmise konsolidatsioonimooduliga viib tegelikkusele mittevastavate tulemusteni. Praktilisteks arvutusteks sobivamad on numbrilised meetodid.

Teatavasti ühemõõtmelise konsolidatsiooniteooria diferentsiaalvõrrand on

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (7.30)$$

u – poorivee surve

t – aeg

z – sügavus

k

c_v – konsolidatsioonimoodul ($m_v \gamma_w$)

Avaldades selle lõplike vahede kaudu, saame

$$\frac{u_{i,t+1} - u_{i,t}}{\Delta t} = c_v \frac{(u_{i+1,t} - u_{i,t}) - (u_{i,t} - u_{i-1,t})}{\Delta z^2}, \quad (7.31)$$

millest pooriveesurve suurus hetkel $t+\Delta t$

$$u_{i,t+\Delta t} = u_{i,t}(1 - 2\alpha) + (u_{i+1,t} + u_{i-1,t})\alpha \quad (7.32)$$

$u_{i,t}$, $u_{i-1,t}$, $u_{i+1,t}$ – pooriveesurve punktides i , $i-1$ ja $i+1$ hetkel t

$u_{i,t+\Delta t}$ - pooriveesurve punktis i hetk Δt hiljem kui t

$$\alpha = \frac{c_v \Delta t}{\Delta z^2}$$

Arvutus koondub ainult juhul, kui $\alpha \leq 0,5$. Järelikult tuleb arvutuslik ajavahemik Δt leida olenevalt Δz , c_v ja α suurusest.

$$\Delta t = \frac{\alpha \cdot \Delta z^2}{c_v}$$

Kui äärmisest kihist toimub vaba vee väljavool, siis

$$u_{1,t+\Delta t} = u_{1,t}(1 - 3\alpha) + u_{2,t}\alpha$$

Kui äärmine kiht piirneb vett mittejuhtiva pinnasega, siis

$$u_{n,t+\Delta t} = u_{n,t}(1 - \alpha) + u_{n-1,t}$$

Numbriline näide ühekihilise pinnase korral.

Kihi paksus 4 m. Konsolidatsioonimoodul $0,01 \text{ m}^2/\text{p}$. Pinnase suhtelise kokkusurutavuse moodul $m_v=0,001 \text{ m}^2/\text{kN}$. Maapinnale mõjub ühtlaselt jaotatud koormus 10 kPa. Jaotades kihi 4 alakihiks $\Delta z = 1 \text{ m}$ ja võttes arvutuse täpsuse huvides $\alpha = 0,25$, saame arvutuslikuks ajavahemikuks

$$\Delta t = \frac{0,25 \cdot 1^2}{0,01} = 25 \text{ p}$$

Alghetkel $t = 0$ on kõikides kihtides rõhk 10 kPa

Ajahetkel $t = 25 \text{ p}$

$$u_1 = 10(1 - 3 \cdot 0,25) + 10 \cdot 0,25 = 5 \text{ kPa} \quad s = 0,001 \cdot 1 \cdot (10 - 5) = 0,005$$

$$u_2 = 10(1 - 2 \cdot 0,25) + (10 + 10)0,25 = 10 \text{ kPa} \quad s = 0$$

$$u_3 = 10(1 - 2 \cdot 0,25) + (10 + 10)0,25 = 10 \text{ kPa} \quad s = 0$$

$$u_4 = 10(1 - 0,25) + 10 \cdot 0,25 = 10 \text{ kPa} \quad s = 0$$

$$\Sigma s = 0,005 \text{ m}$$

$t = 50 \text{ p}$

$$u_1 = 5(1 - 3 \cdot 0,25) + 10 \cdot 0,25 = 3,75 \text{ kPa} \quad s = 0,001 \cdot 1 \cdot (10 - 3,75) = 0,00625$$

$$u_2 = 10(1 - 2 \cdot 0,25) + (5 + 10)0,25 = 8,75 \text{ kPa} \quad s = 0,001 \cdot 1 \cdot (10 - 8,75) = 0,00125$$

$$u_3 = 10(1 - 2 \cdot 0,25) + (10 + 10)0,25 = 10 \text{ kPa} \quad s = 0$$

$$u_4 = 10(1 - 0,25) + 10 \cdot 0,25 = 10 \text{ kPa} \quad s = 0$$

$$\Sigma s = 0,0075 \text{ m}$$

$t=75 \text{ p}$

$$u_1 = 3,75(1 - 3 \cdot 0,25) + 8,75 \cdot 0,25 = 3,13 \text{ kPa} \quad s = 0,001 \cdot 1 \cdot (10 - 3,13) = 0,00687$$

$$u_2 = 8,75(1 - 2 \cdot 0,25) + (3,75 + 10)0,25 = 7,82 \text{ kPa} \quad s = 0,001 \cdot 1 \cdot (10 - 7,82) = 0,00218$$

$$u_3 = 10(1 - 2 \cdot 0,25) + (8,75 + 10)0,25 = 9,69 \text{ kPa} \quad s = 0,001 \cdot 1 \cdot (10 - 9,69) = 0,00031$$

$$u_4 = 10(1 - 0,25) + 10 \cdot 0,25 = 10 \text{ kPa}$$

$$s = 0$$

$$\Sigma s = 0,00936 \text{ m}$$

$$t = 100 \text{ p}$$

$$u_1 = 3,13(1 - 3 \cdot 0,25) + 7,82 \cdot 0,25 = 2,74 \text{ kPa}$$

$$s = 0,001 \cdot 1 \cdot (10 - 2,74) = 0,00724$$

$$u_2 = 7,82(1 - 2 \cdot 0,25) + (3,13 + 9,69)0,25 = 7,12 \text{ kPa}$$

$$s = 0,001 \cdot 1 \cdot (10 - 7,12) = 0,00288$$

$$u_3 = 9,69(1 - 2 \cdot 0,25) + (7,82 + 10)0,25 = 9,3 \text{ kPa}$$

$$s = 0,001 \cdot 1 \cdot (10 - 9,30) = 0,00070$$

$$u_4 = 10(1 - 0,25) + 9,69 \cdot 0,25 = 9,92 \text{ kPa}$$

$$s = 0,001 \cdot 1 \cdot (10 - 9,92) = 0,00008$$

$$\Sigma s = 0,0109 \text{ m}$$

$$t = 125 \text{ p}$$

$$u_1 = 2,74(1 - 3 \cdot 0,25) + 7,12 \cdot 0,25 = 2,47 \text{ kPa}$$

$$s = 0,001 \cdot 1 \cdot (10 - 2,47) = 0,00753$$

$$u_2 = 7,12(1 - 2 \cdot 0,25) + (2,74 + 9,3)0,25 = 6,57 \text{ kPa}$$

$$s = 0,001 \cdot 1 \cdot (10 - 6,57) = 0,00343$$

$$u_3 = 9,3(1 - 2 \cdot 0,25) + (7,12 + 9,92)0,25 = 8,91 \text{ kPa}$$

$$s = 0,001 \cdot 1 \cdot (10 - 8,91) = 0,00109$$

$$u_4 = 9,92(1 - 0,25) + 9,3 \cdot 0,25 = 9,77 \text{ kPa}$$

$$s = 0,001 \cdot 1 \cdot (10 - 9,77) = 0,00023$$

$$\Sigma s = 0,0123 \text{ m}$$

$$t=150 \text{ p}$$

$$u_1 = 2,47(1 - 3 \cdot 0,25) + 6,57 \cdot 0,25 = 2,26 \text{ kPa}$$

$$s = 0,001 \cdot 1 \cdot (10 - 2,26) = 0,00774$$

$$u_2 = 6,57(1 - 2 \cdot 0,25) + (2,47 + 8,91)0,25 = 6,13 \text{ kPa}$$

$$s = 0,001 \cdot 1 \cdot (10 - 6,31) = 0,00369$$

$$u_3 = 8,91(1 - 2 \cdot 0,25) + (6,57 + 9,77)0,25 = 8,54 \text{ kPa}$$

$$s = 0,001 \cdot 1 \cdot (10 - 8,54) = 0,00146$$

$$u_4 = 9,77(1 - 0,25) + 8,91 \cdot 0,25 = 9,56 \text{ kPa}$$

$$s = 0,001 \cdot 1 \cdot (10 - 9,56) = 0,00044$$

$$\Sigma s = 0,0135 \text{ m}$$

$$t = 175 \text{ p}$$

$$u_1 = 2,26(1 - 3 \cdot 0,25) + 6,13 \cdot 0,25 = 2,10 \text{ kPa}$$

$$s = 0,001 \cdot 1 \cdot (10 - 2,10) = 0,00790$$

$$u_2 = 6,13(1 - 2 \cdot 0,25) + (2,26 + 8,54)0,25 = 5,77 \text{ kPa}$$

$$s = 0,001 \cdot 1 \cdot (10 - 5,77) = 0,00423$$

$$u_3 = 8,54(1 - 2 \cdot 0,25) + (6,13 + 9,56)0,25 = 8,19 \text{ kPa}$$

$$s = 0,001 \cdot 1 \cdot (10 - 8,19) = 0,00181$$

$$u_4 = 9,56(1 - 0,25) + 8,54 \cdot 0,25 = 9,31 \text{ kPa}$$

$$s = 0,001 \cdot 1 \cdot (10 - 9,31) = 0,00069$$

$$\Sigma s = 0,0146 \text{ m}$$

$$t= 200 \text{ p}$$

$$u_1 = 2,1(1 - 3 \cdot 0,25) + 5,77 \cdot 0,25 = 1,97 \text{ kPa}$$

$$s = 0,001 \cdot 1 \cdot (10 - 1,97) = 0,00803$$

$$u_2 = 5,77(1 - 2 \cdot 0,25) + (2,1 + 8,19)0,25 = 5,46 \text{ kPa}$$

$$s = 0,001 \cdot 1 \cdot (10 - 5,46) = 0,00454$$

$$u_3 = 8,19(1 - 2 \cdot 0,25) + (5,77 + 9,31)0,25 = 7,87 \text{ kPa}$$

$$s = 0,001 \cdot 1 \cdot (10 - 7,87) = 0,00213$$

$$u_4 = 9,31(1 - 0,25) + 8,19 \cdot 0,25 = 9,03 \text{ kPa}$$

$$s = 0,001 \cdot 1 \cdot (10 - 9,03) = 0,00097$$

$$\Sigma s = 0,0157 \text{ m}$$

jne

Vajumid arvutatakse seosega

$$s = \Delta z m_v \sum_1^n (u_{i,o} - u_{i,t})$$

m_v on suhtelise kokkusurutavuse moodul ja n elementaarkihtide arv.

Kihilise pinnase korral saab rõhkude arvutuseks kahe erinevate omadustega kihti

eralduspinna kõrval olevates elementaarkihtides seose vooluhulkade muutuse ja kihi paksuse vähenemise võrdsususest

$$u_{i-1,t+1} = u_{i-1,t}[1 - \alpha_j(1+\beta_j)] + \alpha_j(u_{i-2,t} + \beta_j u_{i,t})$$

$$u_{i,t+1} = u_{i,t}[1 - \alpha_{j+1}(1+\beta_{j+1})] + \alpha_{j+1}(u_{i+2,t} + \beta_{j+1} u_{i-1,t})$$

$$\alpha_j = \frac{c_{vj}\Delta t}{\Delta z_j^2}$$

$$\alpha_{j+1} = \frac{c_{vj+1}\Delta t}{\Delta z_{j+1}^2}$$

$$\beta_j = \frac{2}{1 + \frac{k_j}{k_{j+1}} \frac{\Delta z_{j+1}}{\Delta z_j}}$$

$$\beta_{j+1} = \frac{2}{1 + \frac{k_{j+1}}{k_j} \frac{\Delta z_j}{\Delta z_{j+1}}}$$

i on elementaarkihi nr. ja j erinevate omadustega kihtide nr.

Kihilise pinnase korral toimub arvutus järgmiselt

1. Arvutatakse iga erineva kihi jaoks

$$T_j = \frac{c_{vj}}{h_j^2}$$

2. Määratakse kihi jaoks, millel on suurim T väärtus, elementaarkihtide arv. Piisava täpsuse tagab tavaliselt $n_{\min} = 4$, kuid sageli võib võtta ka 2.

3. Leitakse elementaarkihtide arv ülejäänud kihtides

$$n_j = n_{\min} \sqrt{\frac{T_{\max}}{T_j}} \quad (\text{täisarv})$$

4. Leitakse arvutuslik ajavahemik (võrdne kõigi kihtide jaoks) Δt

$$\Delta t = \frac{\alpha_0}{n_{\min}^2 T_{\max}}$$

α_0 – tegur ($\leq 0,5$) kihi jaoks suurima T väärtusega.

5. Leitakse tegurid α teiste kihtide jaoks

$$\alpha_j = \alpha_0 \frac{n_j^2 T_j}{n_{\min}^2 T_{\max}}$$

Taoline numbriline lahendus võimaldab arvesse võtta ka pinnase kokkusurutavuse ja veejuhtivuse muutust tihenemise käigus. Selleks peab teadma nende omaduste sõltvust efektiivpingest

On üldtuntud tõsiasi, et poorsusteguri (või suhtelise deformatsiooni) suurus on lineaarses sõltuvuses pinge logaritmist.

$$e = e_0 - c_c \log \frac{\sigma}{\sigma_0}$$

Kokkusurutavuse moodul m_v väljendatuna kompressiooniindeksi kaudu

$$m_v = \frac{m_e}{1+e} = \frac{de}{d\sigma(1+e_0)} = \frac{0,434c_c}{\sigma(1+e_0)}$$

Katsed on näidanud, et nõrkadel savidel on samuti iseloomulik lineaarne sõltuvus poorsusteguri ja filtratsioonimooduli logaritmi vahel

$$e = e_0 + c_p \log \frac{k_0}{k}$$

indeksiga 0 on tähistatud pinge, poorsustegur ja filtratsioonimoodul konsolidatsiooniprotsessi algul ($t = 0$).

Võrdusest

$$c_c \log \frac{\sigma}{\sigma_0} = -c_p \log \frac{k}{k_0}$$

Saab leida k pingest sõltuva väärtuse

$$k = \frac{k_0}{\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^a}$$

kus $a = c_c/c_p$

Erinevus lahendite vahel, mis arvestavad või ei arvesta omaduste muutumist tihenedes, on seda suurem, mida rohkem a väärtus erineb ühest. Kui $a = 1$, siis kuigi nii m_v kui k sõltuvad pingest, kuid nende suhe on konstant ja järelikult ka konsolidatsioonimoodul.

Pärnu viirsavil on leitud näiteks ühe proovi puhul

$$m_{v0} = 0,00103 \text{ 1/kPa}; k_0 = 1,06 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}; c_c = 0,468; c_p = 0,88; a = 0,532$$

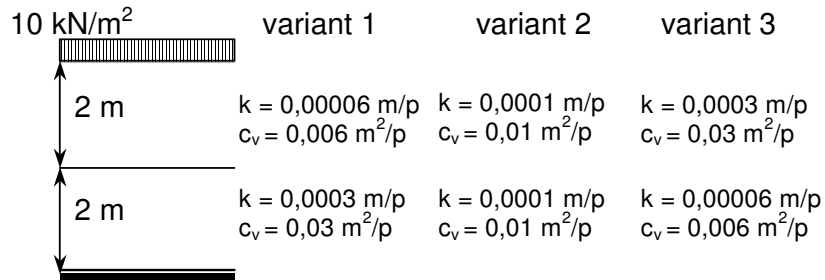
Võrdlusarvutus näitas, et erinevus vajumise kulgemises oli siiski tühine võrreldes tavaarvutusega, kui kasutati keskmisele pingele vastavaid parameetreid m_v ja k .

Pinnase erinevate omadustega kihtide arvestamise mõju selgitav näide (joonis 7.14)

Vaadeldud on kahekihilist pinnast. Kogupaksus, koormused ja pinnase omadused on sarnased eelneva ühekihilise juhuse juures kasutatutele. Erinevused on pinnase veejuhtivuses ja sellele vastavate konsolidatsioonimoodulite suurustes. Vaadeldud on kolme erinevat varianti – a) kihtide omadused on ühesugused, b) ülemise kihi veejuhtivus on alumisest 5 korda väiksem c) ülemise kihi veejuhtivus on alumisest 5 korda suurem. Kihtide filtratsioonimoodulid on valitud sellised, et keskmine oleks võrdne ühtlase pinnase filtratsioonimooduliga 0,0001 m/p

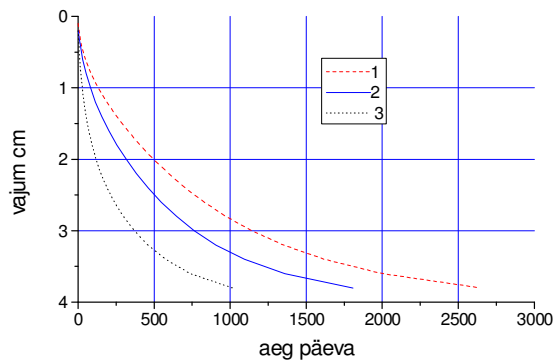
$$k_k = \frac{4}{\frac{2}{0,00006} + \frac{2}{0,0003}} = 0,0001$$

Kokkusurutavus on mõlemal kihil võrdne – $E = 1 \text{ MPa}$



Joonis 7.14 Arvutusnäide kihilise alusega

Arvutuse tulemused on esitatud joonisel 7.15. Sellelt selgub, et kihilise pinnase vajumise kiirus erineb oluliselt keskmiste parameetritega arvutatud vajumist ühekihilise pinnase korral. Vajumise kiirus sõltub oluliselt kihtide asetusest.



7.15 Vajumi sõltuvus ajast kihilise aluse korral

Konsolidatsiooni tasandi- ja ruumiülesanne.

Tasandi- ja ruumiülesande lahendite korral on vajumine oluliselt kiirem kui ühemõõtmelise ülesande puhul. Ainult vertikaalsuunalise vee liikumise kõrval on tasandi- ja ruumiülesande puhul võimalik ka radiaalsuunaline vee väljavool. Vajumiste mõõtmise tulemused näitavad, et enamasti alati on vajumite kiirus suurem, kui prognoositud ühemõõtmelise teooria abil. Matemaatilisel rangete ruumiülesannete lahenduste kõrval on kasutatud ka lihtsustatud lahendusi. Viimased ei tarvitse anda siiski piisava insenerliku täpsusega tulemusi. Mõned näited on esitatud joonisel 7.16

Difvõrrand ruumiülesande korral

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_{v3} \nabla^2 u + \frac{1}{3} \frac{\partial \theta'}{\partial t}$$

θ - peapingete summa

∇ - Hamiltoni operaator ("nabla")

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

Juhul kui eeldatakse, et peapingete summa ei muutu ja tegu on ainult vooluhulga püsivusega jääb viimane liige ära ja lahendus lihtsustub.

Üks võimalikest lahenditest on esitatud graafikutena joonistel 7.17 kuni 7.20 (Murakami, Jamaguchi)

Graafikutelt saab leida konsolidatsiooniastme U sõltuvana ajategurist $T = c_v t / H^2$, konsolideeruva kihi suhtelisest paksusest ja dreenimistingimustest kihi piiridel

c_v – konsolidatsioonimoodul, H – konsolideeruva kihi paksus,

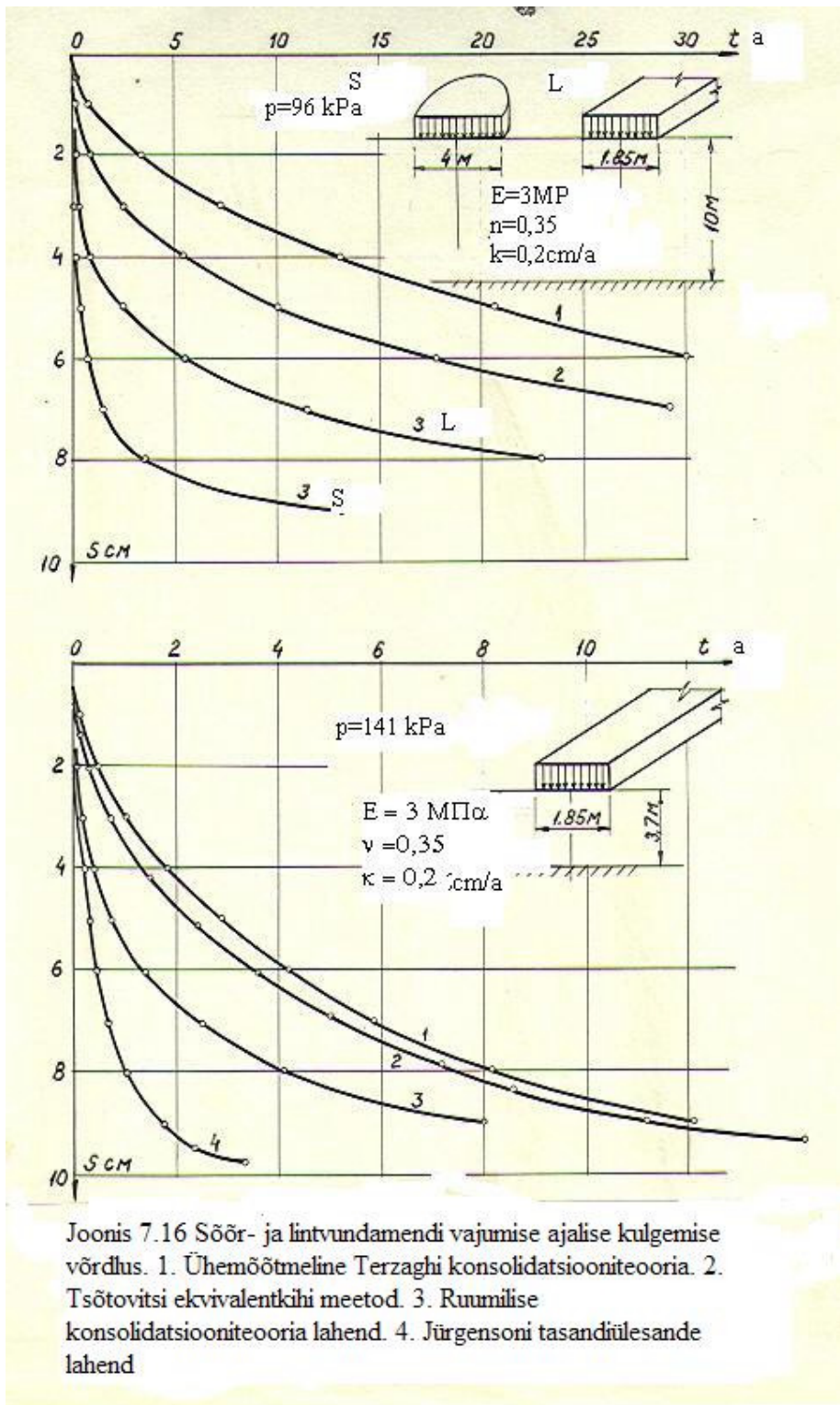
a – sõõrvundamendi raadius, b – lintvundamendi pool laiust.

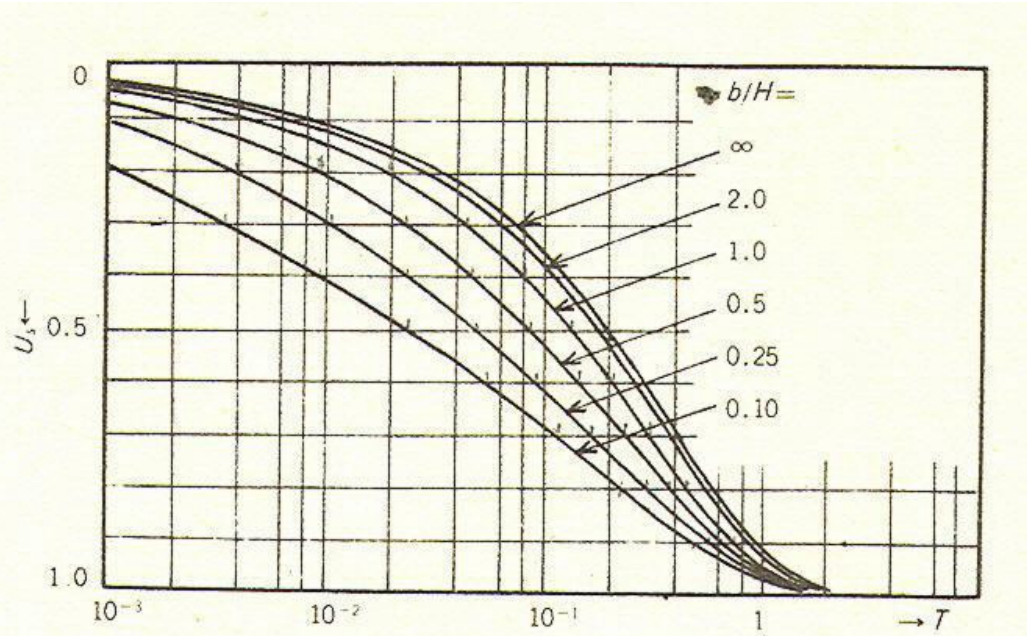
t – aeg konsolidatsiooniastme U saavutamiseks.

Hetkeks t tekkiva vajumi suuruse s_t arvutamiseks tuleb esmalt arvutada lõplik vajum s ja graafikult leida konsolidatsiooniastme väärtus U .

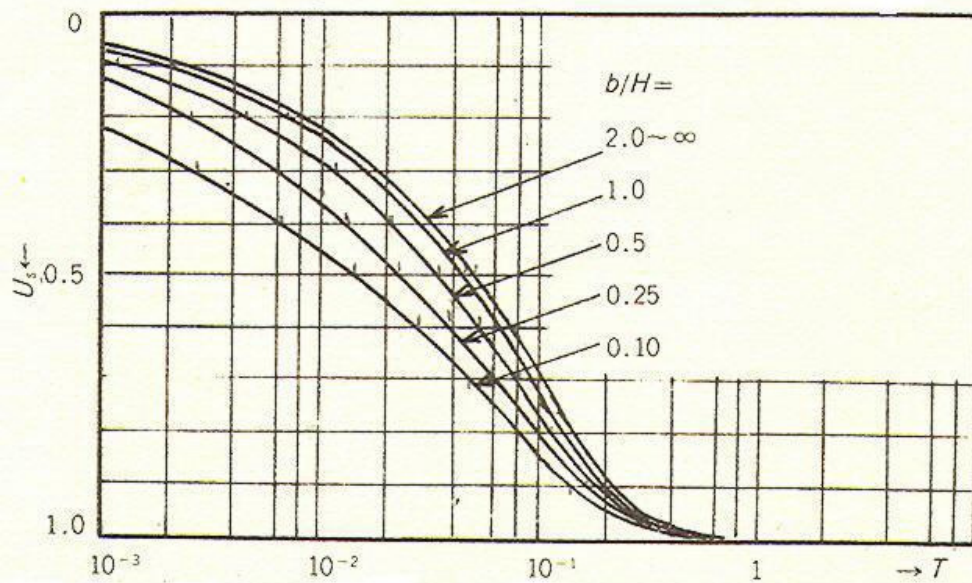
Vajum hetkeks t on

$$s_t = s_\infty U$$

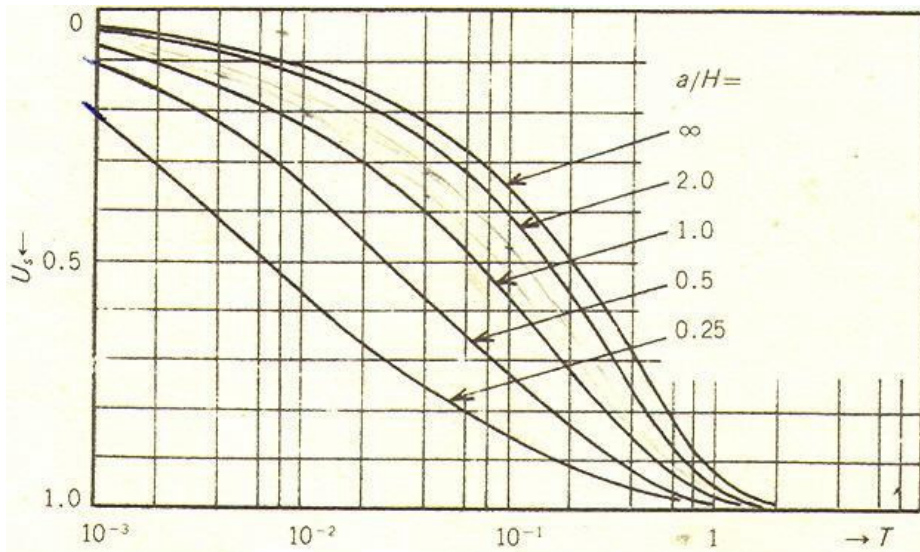




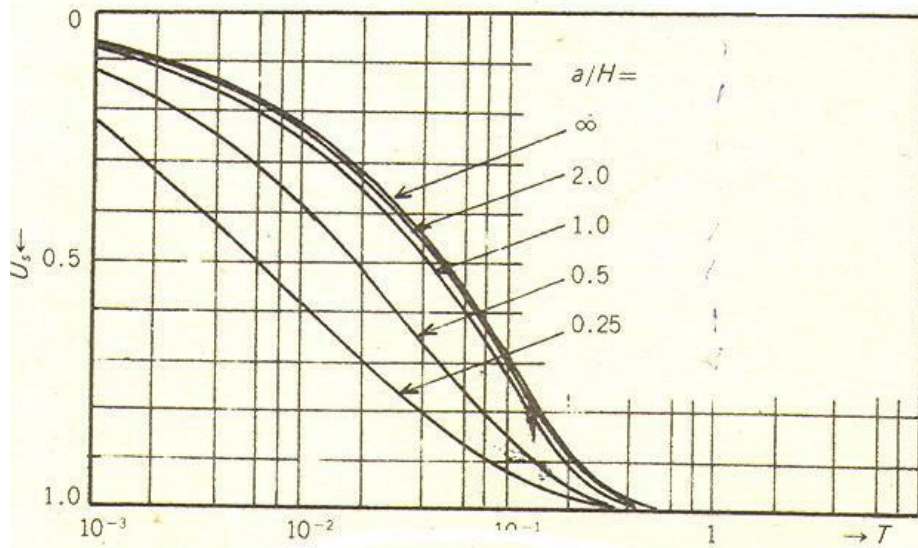
Joonis 7.17 Lintvundamendi keskmine konsolidatsiooniaste. Vesi väljub ülalt.



Joonis 7.18 Lintvundamendi keskmine konsolidatsiooniaste. Vesi väljub ülalt ja alt



Joonis 7.19 Sõõrvundamendi keskmine konsolidatsiooniaste. Vesi väljub ülalt



Joonis 7.20 Sõõrvundamendi keskmine konsolidatsiooniaste. Vesi väljub ülalt ja alt

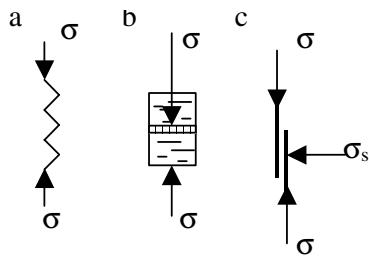
7.10 Ülevaade reoloogiast

Sõna reoloogia tuleneb kreeka keelest: rheos – “vool” ja logos – “õpetus”. Teadusala käsitleb deformatsioone, pingeid ja seoseid nende vahel sõltuvalt ajast. Kõigile materjalidele on omane teatud pingete korral jätkuvalt plastselt deformeeruda – roomata ehk deformeeruda püsiva pinge juures. Roomenähtusega on tihedalt seotud relaksatsioon ehk pinge muutus püsiva deformatsiooni korral.

Roomenähtuste kirjeldamiseks kasutatakse:

1. Reoloogilisi mudeleid
2. Empiirilisi (fenomenoloogilisi) seoseid
3. Teoreetilisi lahendusi

Reoloogiliste mudelite elemendid



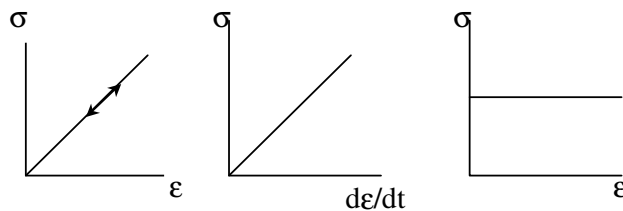
Joonis 7.21 Reoloogilised elemendid.
a Hook'i element, b Newtoni element, c Saint-Venant'i element

Hook'i element – linearselt deformeeruv vedru. $\epsilon = \sigma/E$, kus E on elastsusmoodul
Newtoni viskoosne element – vedelikus olev
$$d\epsilon/dt = \sigma/\eta$$

avadega kolb. η on vedeliku viskoossus. Konstantse pinge juures deformeerub element püsiva kiirusega.
Saint-Venant'i element – hõõrdeelement.

Deformatsioon pinge mõjul toimub, kui pinge ületab varrastevahelise hõõrde.

Sellised lihtsad elemendid kirjeldavad elementaarseid seoseid.

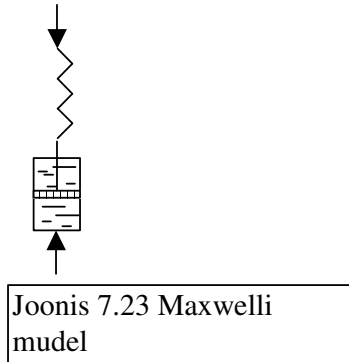


Hook'i element	Newtoni element	Saint-Venanti element
----------------	-----------------	-----------------------

Joonis 7.22 Pinge-pinge seosed lihtsate elementide korral

Tegelike materjalide käitumise kirjeldamiseks kasutatakse neist elementidest koostatud mudeleid, ühendades neid järjestiku ja/või parallelselt.

Maxwelli mudel (joonis 7.23).



Deformatsiooni kiirus võrdub elastse ja viskoosse deformatsiooni summaga. Tähistades $d\varepsilon/dt = \dot{\varepsilon}$ ja $d\sigma/dt = \dot{\sigma}$

saab kirjutada

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}_e + \dot{\varepsilon}_v = \frac{1}{E} \dot{\sigma} + \frac{1}{\eta} \sigma$$

ehk teisel kujul

$$\dot{\sigma} + \frac{E}{\eta} \sigma = E \dot{\varepsilon}$$

See on homogeenne esimest järku diferentsiaalvõrrand, mille lahend

$$\sigma = \left[\sigma_0 + E \int_0^t \dot{\varepsilon} \left(\exp \int \frac{E}{\eta} dt \right) dt \right] \exp \left(-\frac{E}{\eta} t \right)$$

σ_0 on hetkeliselt ($t = 0$) rakendatav koormis, mille tõttu tekib ainult elastne deformatsioon $\varepsilon_0 = \sigma_0/E$. Suurust η/E nimetatakse relaksatsiooni ajaks.

Juhul kui deformatsioon hoitakse püsivana ($d\varepsilon/dt = 0$)

$$\sigma = \sigma_0 \exp \left(-\frac{E}{\eta} t \right)$$

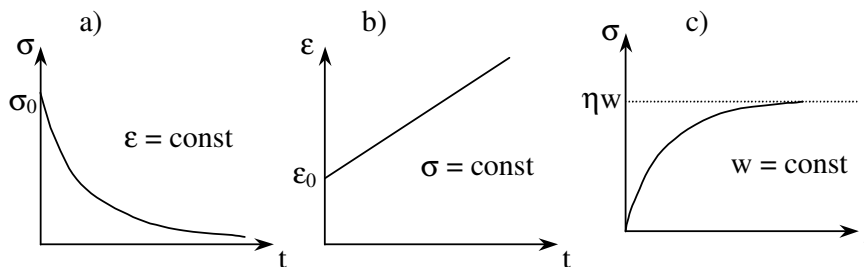
Pinge väheneb aja jooksul ja läheneb nullile (joonis 7.24a).

Konstantse pinge korral suureneb deformatsioon algväärtusest ε_0 edasi võrdeliselt ajaga

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \frac{\sigma}{\eta} t \quad (\text{joonis 7.24b}).$$

Konstantse deformatsiooni kiiruse korral $\varepsilon = wt$ avaldub pinge seosega

$\sigma = \eta w \left(1 - \exp \left(-\frac{E}{\eta} t \right) \right)$. Pinge suureneb ja läheneb asümptootiliselt väärtusele ηw (joonis 7.24c).



Joonis 7.24. Maxwelli mudeli

Voigti mudel

Erinevalt Maxwelli mudelist on siin Hook'i ja Newtoni elemendid asetatud paralleelselt

(joonis 5). Kogupinge on võrdne elastsele ja viskoossele elemendile jaotuvate jõudude summaga

$$\sigma = \epsilon E + \eta \dot{\epsilon}$$

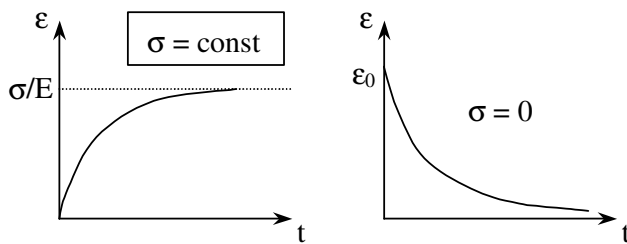
Võrrand on sarnane eelneva, Maxwelli mudelit kirjeldava võrrandiga.

Püsiva pinge korral

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} \left(1 - \exp\left(-\frac{E}{\eta} t\right) \right)$$

Deformatsioon kasvab eksponentsiaalselt ja läheneb assümptootiliselt suurusele σ/E . Tegurit E/η nimetatakse antud mudeli korral deformatsiooni hilinemise ajaks.

Pinge vähenemisel mingi saavutatud deformatsiooni juures hakkab deformatsioon vähenema sama eksponentsiaalse seose järgi. Pinge kadumisel kaob ka deformatsioon (joonis6). Püsiva deformatsiooni korral on ka pinge püsiva väärtusega. Seega ei saa antud mudeliga kirjeldada enamikule materjalidele omast relaksatsiooni nähtust so pinge vähenemist püsiva deformatsiooni juures.

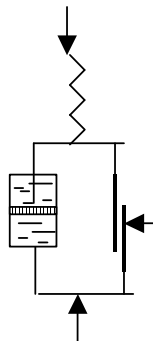


Joonis 7.26 Voigt'i mudeli seosed

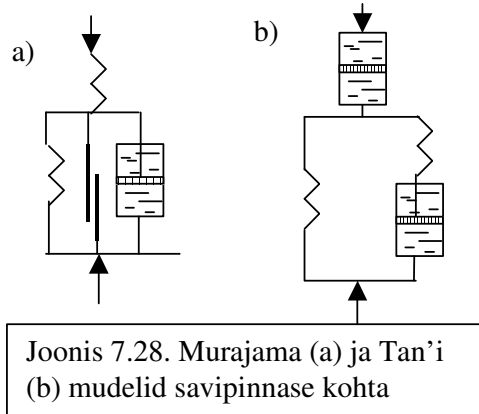
Bingham'i mudel koosneb paralleelselt ühendatud Newtoni ja Saint-Venanti elemendist ning nendega järjestikku asuvast elastsest elemendist (joonis 7). Kuni hõõrdeelemendis hõõrdejõud σ_s ei ole ületatud, käitub mudel kui elastne keha $\sigma = E\epsilon$. Hõõrdejõu ületamise

$$\sigma = \sigma_s + \eta \dot{\epsilon}$$

järele



Joonis 7.27.
Binghami mudel



Joonisel 8 on esitatud mõned paljudest mudelitest savipinnase ajaliste deformatsioonide ja pingete kirjeldamiseks. Reaalsete materjalide, eriti pinnaste käitumine on enamasti sedavõrd keerukas, et eeltoodud mudelid on kasutatavad ainult üksikute erijuhuste jaoks. Rohkemate elementide lisamine toob kaasa neid kirjeldate parameetrite määramise vajaduse. Põhimõtteliselt on võimalikud ka keerulisemad mittelineaarsete elementide kasutamine. Näiteks deformatsiooni suurusel sõltuva viskoossusega või hõõrdeteguriga elemendid.

Empiirilised seosed

Näited

Vaiade pikaajaliste staatiliste koormuskatsete tulemuste analüüs näitab, et vajumise ajal

$$s = at^b$$

kulgu kirjeldab rahuldavalt seos $s = a + \log t$. a ja b on katsetega määratavad tegurid.

Ehitiste pikaajaliste vajumite arvutamiseks kasutatakse seost $s = a \log t/t_0$

Betooni roomamise ajalise kulgu on kirjeldatud seosega $f = f_{\max} (1 - \exp(-At))$

Teoreetilised käsitlused

Tugevnemisteooria – deformatsiooni kiirus sõltub mõjuvatest pingetest ja juba

$$\dot{\epsilon} = f(\sigma) f_1(\epsilon)$$

vaadeldavaks hetkeks saavutatud deformatsiooni suurusel. Funktsioonid valitakse selliselt, et kirjeldaksid parimal viisil katsetulemusi. Kustuva roome korral deformatsiooni kiirus väheneb deformatsiooni arenedes (püsiva pinge mõjumisel). Materjal nagu tugevneks, millest on tingitudki nimetus.

Vananemisteooria

Deformatsiooni vaadeldakse funktsioonina pingest ja ajast $\varepsilon = f(\sigma, t)$. Näiteks

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + \sigma_n \tau(t)$$

, kus $\tau(t)$ on mingi funktsioon ajast, näiteks $\tau(t) = \exp(-a(t - t_0))$. Teooria lubab otseselt arvestada materjali muutusi ajas, näiteks betooni tugevnemist. Reoloogilise mudeli mõistes võiks see tähendada viskoossuse suurenemist Newton'i elemendis.

Päriliku roome teooria.

Võimaldab arvestada varemalt toimunud pingete ja deformatsioonide mõju mingil hilisemal momendil esinevatele pingetele ja deformatsioonidele.

Oletame, et mingil ajahetkel τ mõjub perioodi $\Delta\tau$ vältel pinge $\sigma(\tau)$. See pinge kutsub esile deformatsiooni, mis ei toimu koheselt, vaid teatud aja vältel võrdeliselt mingi

funktsiooniga $\bar{K}(t - \tau)$. Deformatsioon hetkeks $t > \tau$ on siis $\bar{K}(t - \tau)\sigma(\tau)\Delta\tau$.

Kui mingil hetkel t mõjub pinge $\sigma(t)$, kutsub see esile hetkelise deformatsiooni $\sigma(t)/E$.

$$\varepsilon(t) = \sigma(t)/E + \bar{K}(t - \tau)\sigma(\tau)\Delta\tau$$

Järelikult $\bar{K}(t - \tau)$. Kui materjalile mõjuvad mitmesugustel momentidel τ_i pinged $\sigma(\tau_i)$, siis võib deformatsiooni leida nende mõjude summeerimise teel

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E} + \sum \bar{K}(t - \tau)\sigma(\tau_i)\Delta\tau_i$$

Pideval koormamisel võib summeerimise asendada integreerimisega. Tähistades

$$\bar{K}(t - \tau) = K(t - \tau)/E$$

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{E} \left[\sigma(t) + \int_0^t K(t - \tau)\sigma(\tau)dt \right]$$

Funktsioon $K(t - \tau)$ iseloomustab materjali omadusi ja seda nimetatakse roome tuumaks.

Kui on teada deformatsioon, võib määrata pinge seosest

$$\sigma(t) = E \left[\varepsilon(t) - \int_0^t R(t - \tau)\varepsilon(\tau)d\tau \right]$$

$R(t - \tau)$ on roometuuma resolvent

Diferentseerides deformatsiooniavalduse mõlemalt poolt eelduse juures, et pinge on

konstant $\sigma(\tau) = \sigma_0$, saame

$$\frac{1}{E} K(t) = \frac{\dot{\varepsilon}}{\sigma_0}$$

millest järeldub, et roometuum on deformatsiooni kiirus ühikulise pinge ja elastsusmooduli korral. Seega on otseselt katsetulemustest määratav $\varepsilon = f(t)$ graafiku tõusunurga kaudu.

Toimides samamoodi pingevalemiga konstantse deformatsiooni $\varepsilon(t) = \varepsilon_0$ korral, saame

$$ER(t) = -\frac{\dot{\sigma}}{\varepsilon_0}$$

Sellest järeldub, et roometuuma resolvent on pinge muutumise kiirus ühikulise deformatsiooni ja elastsusmooduli korral, ning samuti otselt katsega määratav. Kuna K ja R vahel on teoriast tulenev otsene analüütiline seos, siis võimaldab katsetulemuste analüüs otseselt kinnitada või ümberlükata teooria sobivust. Kui katsega määratud seos K ja R vahel langeb kokku teoreetilise seosega on teooria sobiv antud materjali käitumise kirjeldamiseks teatud tingimustes. Funktsioon $K(\tau, t)$ peaks olema selline, et leituna ühe pinge jaoks oleks see kehtiv ka teiste pingete jaoks. Teisiti õeldes eeldab see saadavate roomegraafikute geomeetrilist sarnasust. Peale eelnimetatute peab funktsioon olema ka selline, et oleks olemas integraalvõrrandi (Volterra tüüpi) reaalne lahend.

Mõningad näited roometuumadest

EkspONENTFUNKTSIOON

$$K(t - \tau) = c \cdot \exp[-c_1 (t - \tau)]$$

ASTMEFUNKTSIOON

$$K(t - \tau) = c(t - \tau)^{-c_1}$$

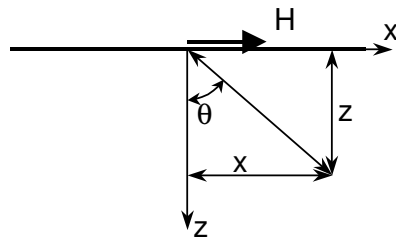
$$K(t - \tau) = \frac{c \cdot \exp[-c_1 (t - \tau)]}{(t - \tau)^{c_2}}$$

c , c_1 ja c_2 on katsest määratavad suurused.

7.11 Horisontaalkoormuse tekitatud pinged ja horisontaalpaigutised

Tasandiülesanne

Tasandiülesande lahendused põhinevad analoogiliselt vertikaalpingete lahendustele (Boussinesq') elastsusteooria abil leitud seostele punktkoormusest tekkivatest pingetest



Joonis 7.29 Horisontaalne punktkoormus

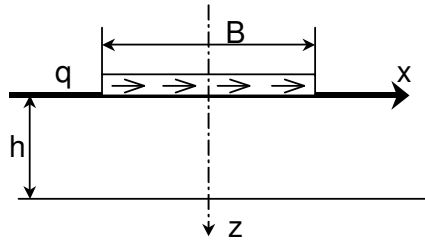
$$\sigma_r = \frac{2H}{\pi r} \sin \theta \quad (7.33)$$

$$\sigma_x = \sigma_r \sin^2 \theta = \frac{2H}{\pi r} \sin^3 \theta = \frac{2}{\pi} H \frac{x^3}{(x^2 + z^2)^2} \quad (7.34)$$

$$\sigma_z = \sigma_r \sin^2 \theta = \frac{2H}{\pi r} \sin^3 \theta = \frac{2}{\pi} H \frac{xz^2}{(x^2 + z^2)^2} \quad (7.35)$$

$$\tau_{xz} = \sigma_r \sin \theta \cos \theta = \frac{H}{\pi r} \sin 2\theta \sin \theta = \frac{2}{\pi} H \frac{x^2 z}{(x^2 + z^2)^2} \quad (7.36)$$

Ribakoormusest leitakse pinged eeltoodud seoste integreerimisega üle riba pinna



Joonis 7.30. Tähised ribakoormuse korral

Vertikaalpinged ribakoormusest

$$\sigma_z = \frac{2Bqxz^2}{\pi \left[\left(\frac{B^2}{4} + x^2 + z^2 \right)^2 - B^2 x^2 \right]} \quad (7.37)$$

Horisontaalpinged

$$\sigma_x = \frac{q}{\pi} \left[\ln \frac{(0,5B+x)^2 + z^2}{(0,5B-x)^2 + z^2} - \frac{2Bxz^2}{(0,25B^2 + x^2 + z^2)^2 - B^2 x^2} \right] \quad (7.38)$$

Nihkepinged

$$\tau_{xz} = \frac{q}{\pi} \left(\arctan \frac{0,5B-x}{z} + \arctan \frac{0,5B+x}{z} \right) - \frac{Bqz}{\pi} \frac{0,25B^2 - x^2 + z^2}{(0,25B^2 + x^2 + z^2)^2 - B^2 x^2} \quad (7.39)$$

Horisontaalpaigutis

Horisontaalkoormusest põhjustatud paigutiste määramisel lähtutakse samuti kui pingete seoste puhul punktkoormuse mõjul tekkivatest paigutistest.

Maapinna paigutised ($z = 0$) punktis x punktis ($x = 0, z = 0$) mõjuvast jõust H

$$u = 2 \frac{1-\nu^2}{\pi E} H \ln|x| + C \quad (7.40)$$

$$w = \pm \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{2E} H \quad (7.41)$$

Horisontaalpaigutis maapinnast sügavusel z asuvas punktis

$$u = \frac{1-\nu^2}{\pi E} H \ln(x^2 + z^2) + \frac{1+\nu}{\pi E} H \frac{z^2}{x^2 + z^2} + C_1 \quad (7.42)$$

C ja C_1 on suvalise väärtusega integreerimiskonstandid. Need väljendavad asjaolu, et tasandiülesande korral ei saa paigutise absoluutväärtust leida. Saab leida ainult kahe suvalise punkti paigutiste vahe ning sellisel juhul on integreerimiskonstandid ääretingimustest määratavad.

Maapinna ja sügavusel z asuva punktide paigutiste vahe ribakoormusest saab leida integreerides eeltoodud seoseid rajades $-B/2$ kuni $B/2$,

Ühtlane pinnas paksusega h, millest allpoole jääb väga jäik pinnas

$$u = \frac{h}{2} \frac{k}{E} \quad (7.42)$$

H – horisontaalkoormus 1 meetri kohta $H = B \cdot q$

E – pinnasekihi deformatsioonimoodul

k – tegur, mis sõltub deformeeruva kihi suhtelisest paksusest $m = 2h/B$ ja Poisson'i tegurist

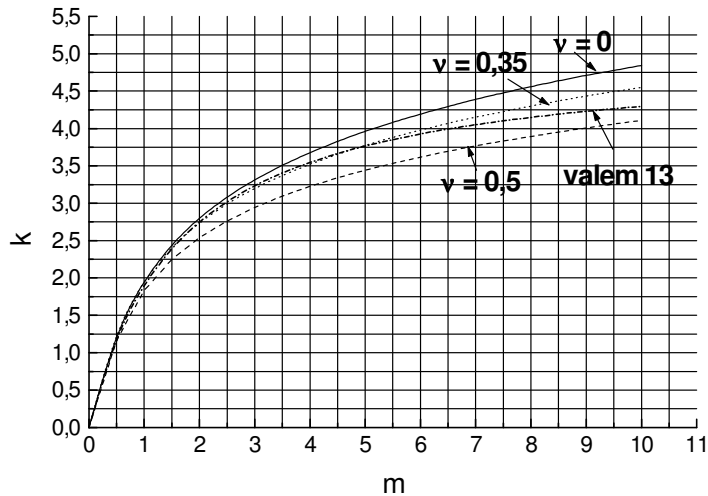
$$k = (1+\nu) \frac{2}{\pi} \left[(1-\nu) \ln(1+m^2) + m(3-2\nu) \arctan \frac{1}{m} \right] \quad (7.43)$$

Tegur k sõltub vähe Poisson'i tegurist

Ligikaudu võib selle leida seosega

$$k = \frac{5m}{1,64 + m} \quad (7.44)$$

Teguri k väärtused mitmesuguste ν suuruste puhul on esitatud joonisel 7.31. Samas on esitatud ka valemiga 7.44 leitud väärtused.



Joonis 7.31. Teguri k sõltuvus suhtelisest kihi paksusest

Kihilisel pinnasel asuva koormuse puhul tuleb paigutis leida üksikutest kihtidest põhjustatud paigutiste summeerimise teel.

$$u = \frac{H}{2} \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i} \quad (7.45)$$

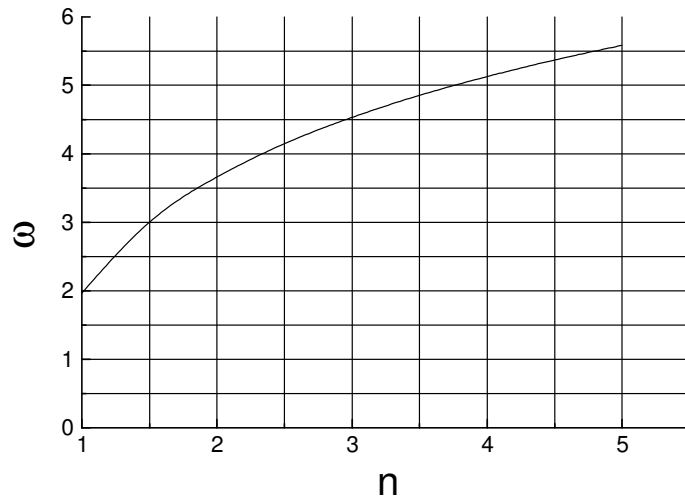
Ruumiülesande (näiteks ristkülikuline horisontaalkoormusega vundament) korral on elastsusteooria abil olemas lahend lõpmatu poolruumi kohta

$$u = Bq \frac{1+\nu}{\pi E} \omega \quad (7.46)$$

Kus tegur ω sõltub ainult koormatud pinna külgede suhtest $n = L/B$ ja Poisson' tegurist

$$\begin{aligned} \omega = & \ln \frac{\sqrt{1+n^2} + n}{\sqrt{1+n^2} - n} + n \ln \frac{\sqrt{1+n^2} + 1}{\sqrt{1+n^2} - 1} + \frac{2}{3n} \left[1 + n^3 - (1+n^2)^{1.5} \right] - \\ & - \nu \left[n \ln \frac{\sqrt{1+n^2} + 1}{\sqrt{1+n^2} - 1} \right] + \frac{2}{3n} \left[(2n^3 - 1) - (2n^2 - 1)\sqrt{1+n^2} \right] \end{aligned} \quad (7.47)$$

Teguri ω väärtused on toodud graafikul joonis 7.32. Poisson' teguri väärtus mõjutab tühiselt vähe ω suurust. Graafiku koostamisel on võetud enamike pinnaste jaoks keskmine Poissoni teguri suurus $\nu = 0,35$.



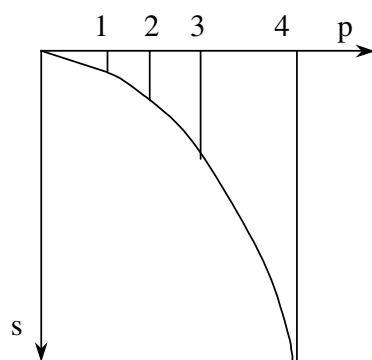
Joonis 7.32. Teguri ω sõltuvus külgede suhtest

.

8 Vundamendi kandevõime

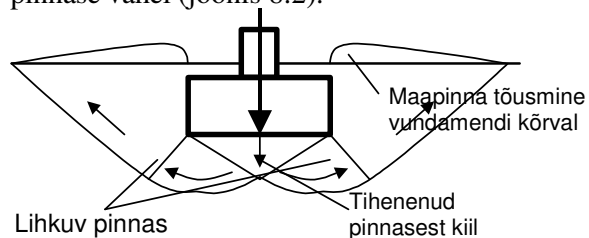
8.1 Üldpõhimõtted

Vundamendi koormuse järk-järgulisel suurenemisel toimub algul talla aluse pinnase tihenemine ja vundamendi vajumine on enam-vähem võrdeline mõjuva jõuga. Kui koormus saavutab sellise taseme, et nihkepinge kusagil saab võrdseks nihketugevusega, lisandub tihenemisest tingitud vajumisele veel nihkedeformatsioonist põhjustatud paigutus. Alad kus nihketugevus esmalt ammendatakse asuvad vundamendi serva all. Seal on nihkepinged suurimad ja normaalpinge väiksem. Nendes kohtades ei kehti enam lineaarsed seosed pingete ja deformatsioonide vahel. Tekib pinnase plastne voolamine. Vajumi sõltuvus jõust muutub mittelineaarseks (joonis 8.1).



Joonis 8.1 Vundamendi vajumi sõltuvus koormusest

Koormuse edasisel suurenemisel alad, kus nihketugevus on ammendunud, järjest kasvavad, kuni haaravad terve aluse. Vahetult talla all tekib tihenunud pinnasest kiil, mis vajub koos vundamendiga ja oma külgpindadega lükkab pinnase kõrvale. Pinnase liikumist takistavad kõrvalelükatava pinnase omakaal ja pinnase nihketugevus liikuva pinnasemassi ja paigalseisva pinnase vahel (joonis 8.2).



Joonis 8.2 Pinnase liikumine erinevates tsoonides kandevõime ammendumisel

Seisund, kus vundamendile mõjuv jõud on tasakaalus liikumist takistavate jõududega, ongi talla aluse pinnase piirulukord ja määrab vundamendi kandevõime.

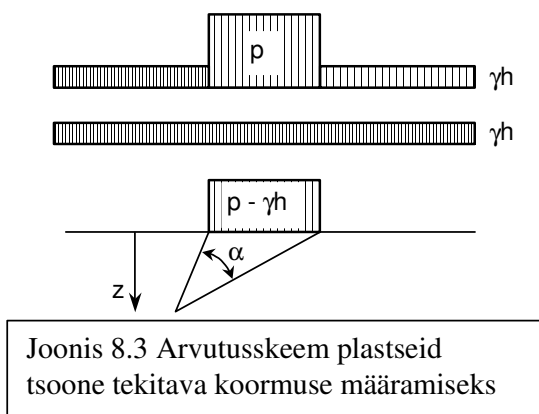
Inseneri seisukohast on oluline nii koormus, mille puhul hakkavad tekkima plastsed deformatsioonid pinnases ja kaob lineaarne sõltuvus jõu ning vajumi vahel, kui ka vundamendi

kandevõime. Plastsete tsoonide tekkimisele vastav koormus on tähtis sellepärast, et tavalised vajumi arvutamise meetodid arvestavad koormuse ja vajumi lineaarset sõltuvust. Vundamendi kandevõime ületamisel tekib katastroofiliselt suur vajum, mille vältimine peab olema tagatud piisava varuga.

Eeltoodud koormuste määramine on üks pinnasemehaanika põhiülesandeid.

8.2 Plastsete tsoonide tekkimine vundamendi all

Plastsete tsoonide tekkimisele vastava koormuse või pinge leidmiseks kasutatakse joonisel 8.3 esitatud arvutusskeemi.



Joonisel on p koormus vundamendile ja γh vundamendi kõrval mõjuv koormus pinnase omakaalust. Arvutuse lihtsustamiseks asendatakse see koormuste skeem ekvivalentse skeemiga, kus γh on lauskoormus ja $p - \gamma h$ kohalik koormus vundamendist. Selliste koormuste puhul on pingete leidmine lihtsam.

Valemi tuletamisel on tehtud järgmised lahendamist lihtsustavad eeldused:

- vaadeldakse tasapinnalist koormust, see tähendab lintvundamenti;
- vundamendi jäikust ei arvestata;
- pinnase tugevus on määratud Coulomb tugevustingimusega;
- tallast kõrgemale jääv pinnas ei oma tugevust ja mõjub ainult koormusena.

Tugevustingimus väljendatuna peapingetes on

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cot \varphi} = \sin \varphi \quad (8.1)$$

Lugedes omakaalupinged igas suunas võrdseks vertikaalse omakaalupingega (nagu hüdrostaatiline pinge) on peapinged tasapinnalises olukorras

$$\sigma_1 = \frac{p - h\gamma_1}{\pi} (\alpha + \sin \alpha) + \gamma_1 h + \gamma z \quad (8.2)$$

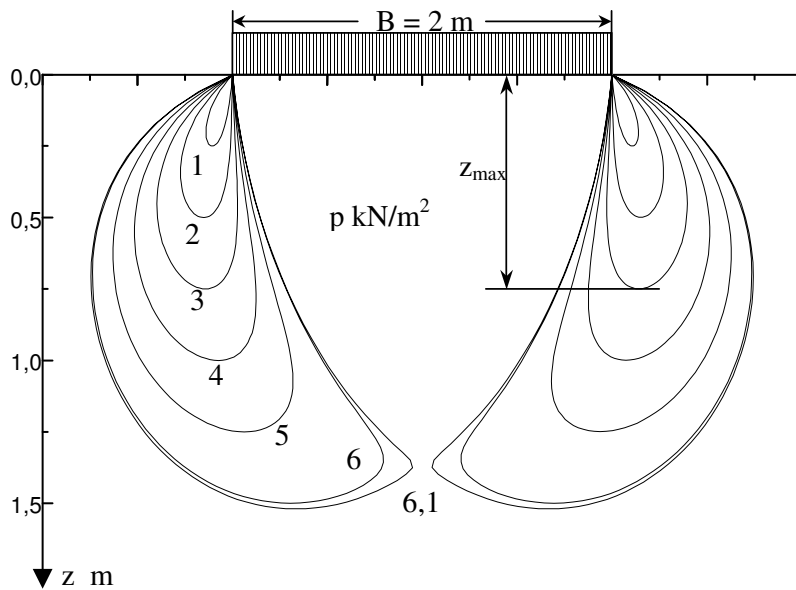
$$\sigma_3 = \frac{p - \gamma_1 h}{\pi} (\alpha - \sin \alpha) + \gamma_1 h + \gamma z \quad (8.3)$$

γ_1 on pinnase mahukaal ülalpool talda ja γ allpool talda. Teised tähised on selgitatud arvutusskeemil.

Asetades peapingete avaldused 8.2 ja 8.3 tugevustingimusse 8.1 ja avaldades z saame

$$z = \frac{p - \gamma_1 h}{\pi \gamma} \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \varphi} - \alpha \right) - c \cot \varphi - h \frac{\gamma_1}{\gamma} \quad (8.4)$$

See on joone võrrand, mille kõigis punktides nihketugevus võrdub nihkepingega ja millega piiratud alas pinnas on plastses olukorras (joonis 8.4). Plastne ala tekib, kui koormus



Joonis 8.4 Plastsete tsoonide piirjooned erinevate koormuste korral vundamendile, mille süvis on 1 m ja laius 2 m. Pinnase mahukaal on 20 kN/m^3 ja sisehõordenurk 30° .

saavutab vajaliku taseme. Koormuse edasisel kasvamisel plastsed tsoonid suurenevad, kuni haaravad kogu vundamendi aluse. Joone maksimaalse sügavuse saame, kui tuletise võrrutame nulliga

$$\frac{dz}{d\alpha} = \frac{p - \gamma_1 h}{\pi \gamma} \left(\frac{\cos \alpha}{\sin \varphi} - 1 \right) = 0 \quad (8.5)$$

Avaldus (8.5) saab võrduda nulliga kui sulgudes olev liige on null ja järelikult $\cos \alpha = \sin \varphi$ ehk

$$\alpha = \frac{\pi}{2} - \varphi \quad \text{ja} \quad \sin \alpha = \cos \varphi$$

Asetades saadud avaldused joone võrrandisse, saame maksimaalse sügavuse, milleni ulatub plastne tsoon

$$z_{\max} = \frac{p - \gamma_1 h}{\pi \gamma} \left(\cot \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi \right) - \frac{c}{\gamma} \cot \varphi - h \frac{\gamma_1}{\gamma} \quad (8.6)$$

Avaldades siit p , saame koormuse mille puhul plastne tsoon ulatub sügavusele z_{\max} . Grupeerides avaldise liikmed, saame kolmeliikmelise võrrandi.

$$p = \frac{\pi}{\cot \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi} \gamma z_{\max} + \left(\frac{\pi}{\cot \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi} + 1 \right) h \gamma_1 + \frac{\pi \cot \varphi}{\cot \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi} c \quad (8.7)$$

Juhul kui z_{\max} on null, ei teki pinnases plastseid tsoone. On alust arvata, et piiratud levikuga plastsete tsoonide esinemine ei põhjusta veel olulist vajumi mittelineaarset sõltuvust koormusest. Endise NSVL normides SNiP eeldati, et plastne tsoon võiks areneda veerandi talla laiuse sügavusele ($z_{\max} = B/4$) ja sellele vastavat survet nimetati pinnase arvutustugevuseks R .

Valemi võib sellisel juhul kirjutada kujul

$$p = R = M_\gamma B \gamma + M_q h \gamma_1 + M_c c \quad (8.8)$$

kus M_γ , M_q ja M_c on kandevõimetegurid, mis sõltuvad ainult sisehõordenurgast.

$$M_\gamma = \frac{0,25\pi}{\cot \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi}; \quad M_q = \frac{\pi}{\cot \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi} + 1; \quad M_c = \frac{\pi \cot \varphi}{\cot \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi}$$

M väärtused on tabuleeritud ja esitatud tabelis 8.1

Tabel 8.1

φ	M_γ	M_q	M_c	φ	M_γ	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	23	0,69	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

Valemit (8.8) nimetatakse kirjanduses Puzerevski- Frölichi valemiks.

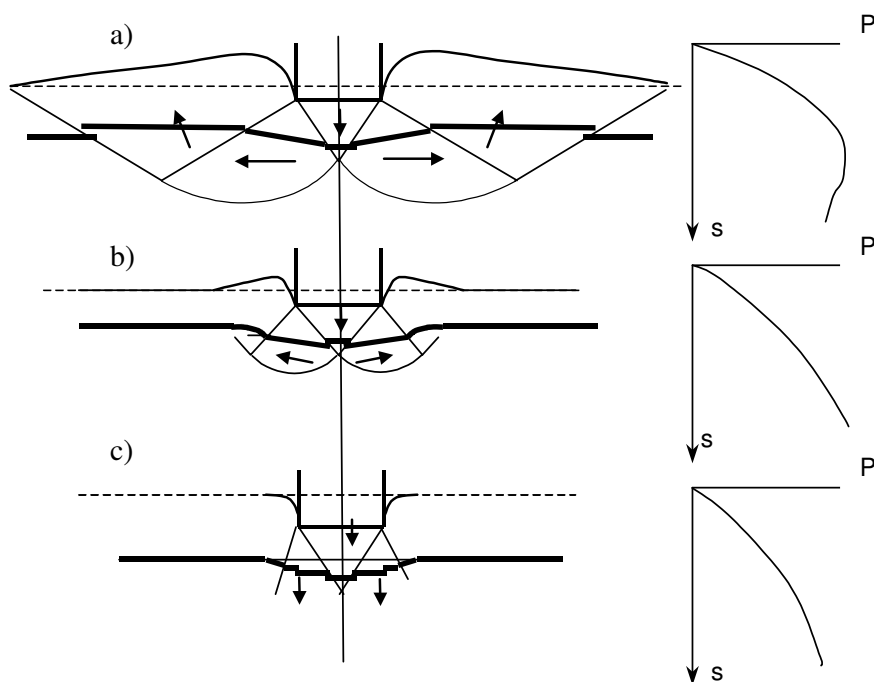
Jegorov on esitanud lahendi ka ruumiülesande so ümmarguse vundamendi kohta. Valem

on samasuguse kujuga. Erinevad ainult tegurite M suurused, mis on toodud tabelis 8.2
 Ruumiülesande puhul on tegurid mõnevõrra suuremad, kuid erinevus on suhteliselt väike.
 Tabel 8.2

φ	M_γ	M_q	M_c	φ	M_γ	M_q	M_c
0	0	1	3,37	24	0,80	4,21	7,20
2	0,03	1,12	3,56	26	0,94	4,78	7,75
4	0,06	1,26	3,77	28	1,11	5,45	8,36
6	0,10	1,42	4,00	30	1,30	6,20	9,00
8	0,15	1,60	4,25	32	1,55	7,19	9,80
10	0,20	1,80	4,51	34	1,79	8,18	10,64
12	0,26	2,02	4,81	36	2,11	9,43	11,61
14	0,32	2,28	5,12	38	2,50	10,98	12,78
16	0,39	2,56	5,46	40	2,93	12,70	13,95
18	0,47	2,90	5,84	42	3,46	14,86	15,39
20	0,57	3,28	6,25	44	4,11	17,70	17,04
22	0,68	3,71	6,71	45	4,49	18,96	17,96

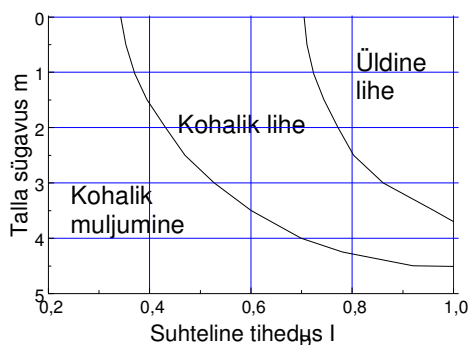
8.3 Vundamendialuse pinnase piirseisund

Piirseisundi tekkimine, see tähendab vundamendi aluse purunemine võib olenevalt pinnase omadustest toimuda erineval viisil. Eristatakse üldist lihet, kohalikku lihet ja kohalikku muljumist ehk stantsimisnähet (joonis 8.5) .



Joonis 8.5 Pinnase purunemine vundamendi all. a) üldine lihe; b) kohalik lihe; c) kohalik muljumine (stantsimine)

Esimesel juhul (a) on purunemisega haaratud suhteliselt ulatuslik tsoon ja toimub pinnase lükkamine vundamendi alt kõrvale ning ülespoole. Selline purunemine on iseloomulik suhteliselt väikese süvisega vundamendi ja tiheda pinnase puhul. Maksimaalse kandevõime amendumise järel võib jõud, mida saab rakendada vundamendile, isegi väheneda. Teisel juhul on purunemistsoon väiksem, piirdudes mõnikord vundamendi vahetu lähedusega. Pinnase kerkimist vundamendi kõrval ei pruugi esineda (b). Purunemine on iseloomulik suure süvisega või



Joonis 8.6 Tõenäoline purunemisviis olenevalt liiva tihedusest ja vundamendi sügavusest

koheva pinnase korral. Tavaliselt vertikaalset osa koormus-vajumise graafikul, kui vajumine teatud koormuse juures hakkab piiramatult kasvama, ei saavutata. Kolmandal juhul toimub purunemine vahetult talla all, kusjuures kõrvalejäeva pinnase olukord ei muutu üldse või

muutub väga vähe. Selline purunemine on iseloomulik kohevale, eriti jääkade struktuursidemetega pinnasele (c). Milline purunemisviis on tõenäoline sõltuvalt vundamendi süvisest ja liiva tihedusastmest, on esitatud joonisel 8.6 (Vesic 1963). Eeltoodule lisaks mõjutab purunemisviisi veel rida tegureid. Näiteks toimub pinnase läbistantsimine ka tiheda liiva ja väikese süvisega vundamendi korral, kui liiva all suhteliselt vundamendile lähedal on nõrga savi kiht.

Enamik meetodeid piiriseisundi määramiseks vaatleb üldist lihet.

Matemaatiliselt on piiriseisundi määramine tunduvalt keerukam probleem, kui plastsete alade tekke leidmine. Käesoleval ajal matemaatiliselt range ja kõiki tingimusi rahuldav lahendus puudub. Olemasolevates lahendites on kasutatud mitmesuguseid lihtsustavaid eeldusi, mis annavad teataval määral erinevaid tulemusi. Lahendused käsitlevad tasapinnalist olukorda ja vertikaalset tsentriliselt mõjuvat koormust. Põhilahendist erinevaid tingimusi võetakse arvesse katseliselt määratud parandusteguritega.

8.3.1 Prandli lahend nidusa pinnase jaoks

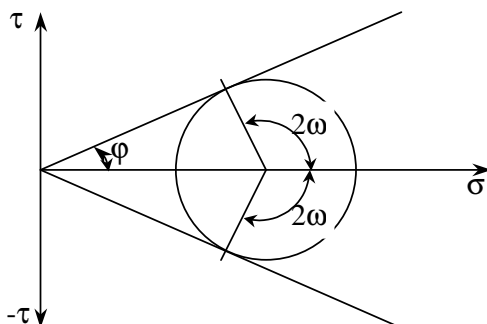
Pinnase plastse piiriseisundi määramiseks peab koos lahendama tasakaalu tingimused

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} = 0 \quad \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} = \gamma \quad (8.9)$$

ja tugevustingimuse (5.11)

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = (\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cot \varphi) \sin \varphi$$

Mohri ringi abil saab näidata, et kui pinnas on plastses piiriseisundis, tekib seal kaks parve lihejooni (joonis 8.7). Need on maksimaalse peapinge suhtes nurga all $45^\circ - \varphi/2$ ja minimaalse peapingega moodustavad nurga $45^\circ + \varphi/2$.



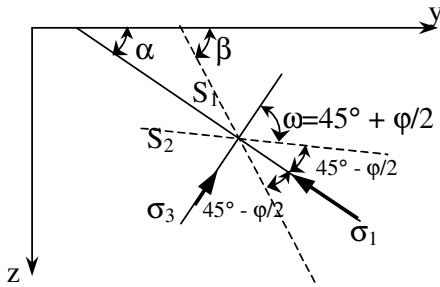
Joonis 8.7 Lihkepindade kaldenurgad suurima peapinge normaalist

Avaldades pingekomponendid peapingete kaudu ja tähistades keskmise pinge $\sigma = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ tuletas Kötter järgmised piirtasakaalu valemid horisontaalse pinnaga poolruumi kohta

$$\begin{aligned} \cos \varphi \frac{\partial \sigma}{\partial s_2} - 2\sigma \sin \varphi \frac{\partial \beta}{\partial s_2} &= -\gamma \cos \beta \\ \cos \varphi \frac{\partial \sigma}{\partial s_1} + 2\sigma \sin \varphi \frac{\partial \beta}{\partial s_1} &= \gamma \sin(\beta + \varphi) \end{aligned} \quad (8.10)$$

kus s_1 ja s_2 on vastavalt esimese ja teise lihejoonte parve elementide pikkused ja β nurk y

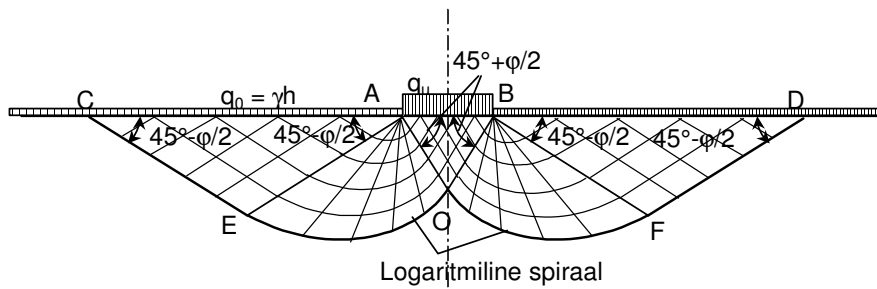
telje ja esimese liigejoonte parve vahel (joonis 8.8).



Joonis 8.8 Lihkejooned (punktirjooned) ja Kötteri valemi tähised

Kötteri valemid on aluseks piirtasakaalu seisundi määramisel.

Prandtl ja Reissner võttes aluseks Kötteri valemid ja joonis 8.9 toodud arvutusskeemi, andsid tasapinnalise ülesande lahenduse eeldusel, et on tegemist kaalutu pinnasega.



Joonis 8.9 Vundamendi kandevõime määramise arvutusskeem

Vundamendi all saab eraldada kolm erinevalt liikuvat tsooni, mis on eraldatud üksteisest tasapindadega. Tsoon ABO liigub vertikaalselt koos vundamendiga alla. Maksimaalne peapinge on vertikaalne ja lihkejoonte parved paralleelsed sirged ning maksimaalsest peapingest nurga all $45^\circ + \varphi/2$. Tsoonid AOE ja BOF on alt piiratud logaritmilise spiraaliga

$$r = r_0 \exp(\vartheta \tan \varphi) \quad (8.11)$$

kus $r_0 = B/2 \sin(45^\circ - \varphi/2)$ sirge AO pikkus ja ϑ tsentraalnurk lugedes küljest AO (0 kuni $\pi/2$). Lihkejooned on radiaalsed sirged ning logaritmilised spiraalid. Tsoonides CAE ning DBF on maksimaalse peapinge suund horisontaalne. Lihkejooned on paralleelsed sirged.

Prandtl'i lahendus annab pinnase piirteisundile vastava ribakujulise pinnale mõjuva piirteisundile vastava surve. Selle saab avaldada kujul

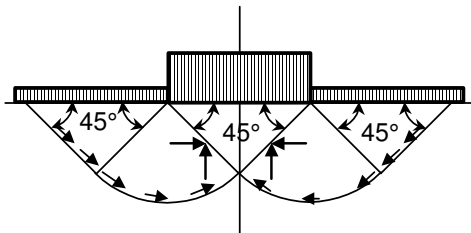
$$q_u = q_0 N_q + c N_c \quad (8.12)$$

kus N_q ja N_c on kandevõimetegurid.

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_q = \tan^2(45^\circ + \varphi/2) \cdot \exp(\pi \tan \varphi)$$

Juhuse jaoks, kui $\varphi = 0$ ja pinnase tugevuse määrab ainult nidusus on arvutusskeem esitatud joonisel 8.10. Lihkepind II tsoonis (AOE ja BOF) kujuneb ringi osaks ja lihkejooned



Joonis 8.10 Prandtl'i arvutus-skeem juhul kui $\varphi = 0$

teistes tsoonides on nurga all 45° . Pinnase omakaal põhjustab üldjuhul normaalpingete suurenemist liikejoonel ja sellega ka hõõrdest tingitud tugevuse suurenemist. Omakaalu mõju arvestamata jätmine alahindab valemiga 8.12 arvutatud kandevõimet. Kuna juhul kui $\varphi = 0$ hõõret ei teki, ei mõjuta omakaal ka tugevust ja seepärast on Prandtl'i valem sellisel juhul korrektne. Horisontaaljõudude tasakaalutingimusest saab määrata kandevõimele vastava surve

$$q_u = N_c c + q_0 = (\pi + 2)c + q_0 = 5,14c + q_0 \quad (8.13)$$

Ruudukujulise vundamendi jaoks on samade tingimuste jaoks ($\varphi = 0$) saadud valem

$$q_u = 5,7c + q_0 \quad (8.14)$$

Ristkülikulise vundamendi kandevõime määramiseks juhul kui $\varphi=0$, võib kasutada Skemptoni valemit

$$q_u = (0,84 + 0,16 \frac{B}{L}) N_c c + q_0 \quad (8.15)$$

kus N_c on Skemptoni kandevõime tegur, mis sõltub vundamendi suhtelisest süvisest (tabel 8.3)

Tabel 8.3 N_c väärtused Skemptoni valemis

Süvis d/B	0	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2	3	>4
N_c	6,2	6,7	7,1	7,4	7,7	8,1	8,4	8,8	9,0

8.3.2 Terzaghi lahend

Lähtudes Prandtl'i lahendist andis Terzaghi valemid kandevõime arvutamiseks pinnase omakaalu arvestades. Erinevalt eeltoodud lahendist eeldas Terzaghi, et koos vundamendiga liikuv pinnasekiilu kaldenurk horisontaalist on $45^\circ + \varphi/2$ asemel φ . Lahend on antud kujul, mis on jäänud üldkasutatavaks ka teiste meetodite puhul

$$q_u = 0,5\gamma B N_\gamma + q N_q + c N_c \quad (8.16)$$

Esimene liige selles valemis arvestab pinnase mahukaalu mõju talla laiuse kaudu, teine talla sügavusel mõjuvat omakaalupinget vundamendi süvise kaudu ja kolmas nidususe mõju.

Kandevõime tegurid N_q ja N_c võttis Terzaghi Prandtl'i-Reissneri lahendusest kareda tallaga vundamendi jaoks (nihkejõudude vastuvõtmine talla pinnas on tagatud)

$$N_q = \frac{\exp\left[\left(\frac{3}{4}\pi - \frac{\varphi}{2}\right)2 \tan \varphi\right]}{2 \cos^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

N_γ määras Terzaghi kui pinnase vastupanu (passiivsurve) kiilu poolt avaldatavale jõule

ja graafilisel teel saadud väärtused avaldas graafikuna sõltuvalt sisehõrdenurgast. Kandevoimetegurid on esitatud tabelis 8.4.

Tabel 8.4 N_q ja N_c väärtused

φ	N_q Terzaghi	N_q Eurocode, SNiP ja teised	N_c Terzaghi	N_c Eurocode, SNiP ja teised
0	1	1	5,71	5,14
5	1,64	1,37	7,34	6,40
10	2,60	2,17	9,60	8,34
15	4,45	3,04	12,9	11,0
20	7,44	4,10	17,7	14,8
25	12,7	10,7	25,1	20,7
30	22,5	18,4	37,2	30,1
35	41,4	33,3	57,8	46,1
40	81,3	64,2	95,7	75,3
45	173	135	172	134

Ruudu või sõõrikujulise vundamenti jaoks andis Terzaghi toetudes katsetulemustele järgmised veidi muudetud valemid

$$q_u = 0,4\gamma B N_\gamma + q N_q + 1,3c N_c \quad (8.17)$$

$$q_u = 0,3\gamma D N_\gamma + q N_q + 1,3c N_c \quad (8.18)$$

kus D on sõõri läbimõõt.

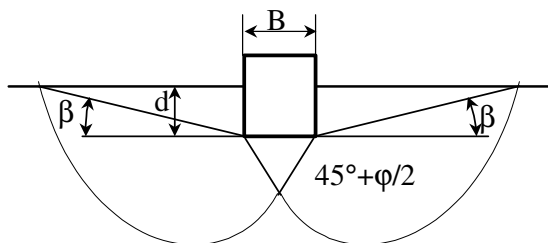
Kohevate pinnaste puhul, kui on tegemist kohaliku lihketsooniga, soovitab Terzaghi kasutada samu valemiteid, kuid vähendatud pinnase tugevusparameetreid

$$c' = 2/3 c \text{ ja } \tan\varphi' = 2/3 \tan\varphi.$$

Hilisemad uurimused on näidanud, et mõned Terzaghi poolt kasutatud eeldused ei ole piisavalt täpsed ja seetõttu praktikas kasutatakse tema kandevoimetegureid järjest vähem.

8.3.3 Kandevoime määramise teised meetodid

Tuntumad kandevoime arvutamise meetodid on Meyerhofi, Balla, Vesic, Brinch-Hanseni, Sokolovski ja Berezantsevi uurimustel rajanevad teooriad. Need lahendid baseeruvad erinevatel arvutusmudelitel ja eksperimentaalsetel uurimistel. Kõigil juhtudel on kandevoime valemi kuju ühesugune, erinevad ainult kandevoime tegurite suurused.



Joonis 8.11 Meyerhofi skeem vundamendi kandevõime määramiseks

Meyerhofi lahend (joonis 8.11) võtab arvesse tallast ülespoole jääva pinnase tugevuse, samal ajal kui enamikes lahendustes vaadeldakse seda kui tugevusetu koormust. Kandevõime tegurid annab Meyerhof graafikutena sõltuvalt sisehõordenurgast ja nurgast β . Nurga β (ehk lihejoone ja maapinna lõikekoha leidmine on võrdlemisi keerukas. Meyerhofi lahend annab suhteliselt suure süvise korral katsetega määratud oluliselt suurema kandevõime. Oma hilisemas, nn uues lahenduses kasutab ta Prantli kandevõimetegureid N_q ja N_c ,

$$N_q = \exp(\pi \tan \varphi) \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

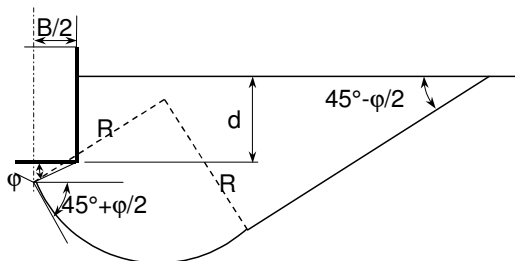
$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

kuid N_γ annab valemiga

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4\varphi)$$

Vundamendi kuju ja süvise mõju arvestatakse täiendavate teguritega valemi igas liikmes.

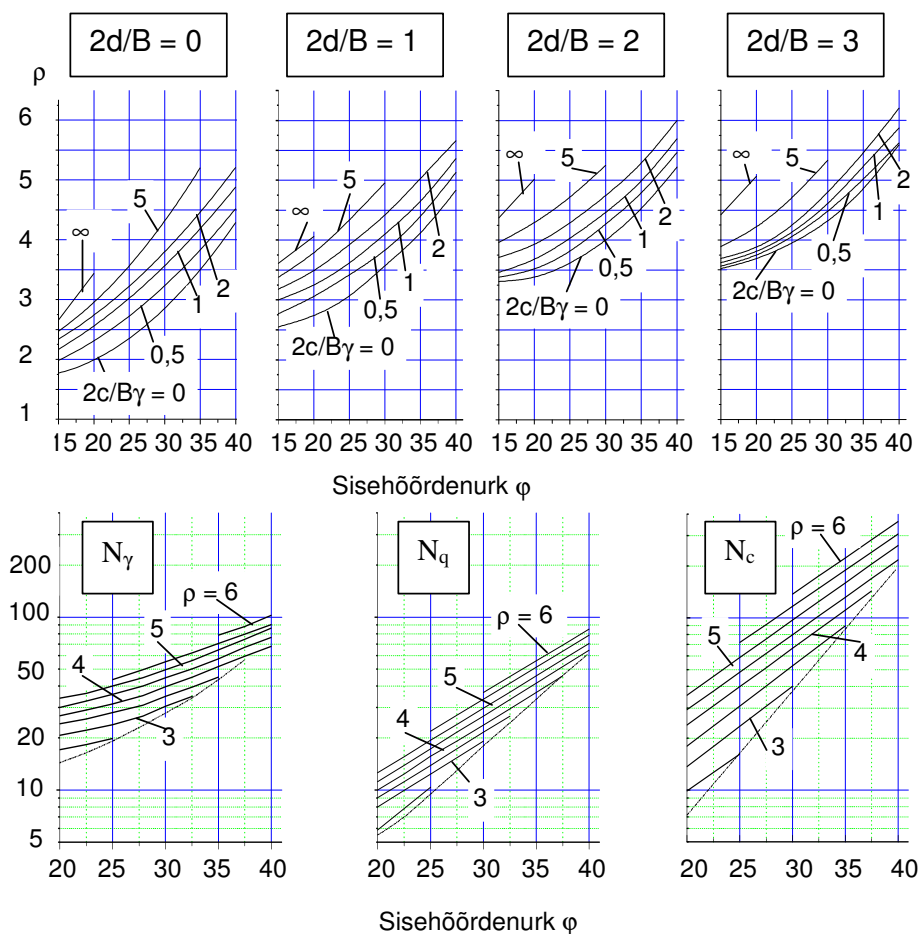
Balla lahenduse puhul koosneb lihepind sirgetest ja ringi osast (joonis 8.12).



Joonis 8.12 Balla arvutuskeem

Erinevalt teistest lahendustest ei sõltu kandevõimetegurid ainult sisehõordenurgast, vaid ka nidususest, mahukaalust, talla laiusest ja sügavusest. Kandevõimetegurid on antud graafikutena (Balla (1962)). Graafikud on esitatud joonisel 8.13. Kandevõimetegurite määramiseks tuleb esmalt leida graafikutelt olenevalt suhtelisest sügavusest $2d/B$, tegurist $2c/B\gamma$ ja sisehõordenurgast φ suhteline lihepinna raadius $\rho = 2R/B$. Teistelt graafikutelt saab kandevõimetegurid N_γ , N_q ja N_c olenevalt sisehõordenurgast φ ja suhtelisest raadiusest ρ . Paljude katsetulemuste võrdlemisel arvutustega on just Balla meetodi puhul osutunud kokkulangevus parimaks.

Vesici meetodi puhul on N_q ja N_c arvutatavad samade avaldustega kui Prantli ja Meyerhofi puhul. N_γ leitakse avaldisega



Joonis 8.13 Balla kandevõimetegurite määramise graafikud

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi$$

Täiendavate teguritega võetakse arvesse vundamendi kuju, jõu mõjumise kaldenurk vertikaalist ja maapinna ning vundamendi talla kaldenurgad.

Brinch-Hanseni meetodi puhul on N_q ja N_c jällegi eelmistega sarnased.

$N_\gamma = 1,8(N_q - 1) \tan \varphi$. Võimalik on täiendavate parandusteguritega arvesse võtta vundamendi kuju, süvise, talla ja maapinna kalde ning jõu mõjumise kalde ja ekstsentrilisuse mõju.

Sokolovski lahendus baseerub Kötteri valemite otstarbekal teisendamisel numbriliseks integreerimiseks sobivale kujule. Kandevõimetegurid on leitud numbrilisel teel tasapinnalise ülesande kohta, kusjuures mõjuv koormus võib olla kaldu ja ega pruugi olla ühtlaselt jaotatud.

Berezantsev on lahendanud telgsümmeetrilise ülesande, see tähendab sõõrvundamendi kandevõime küsimuse

Kandevõimetegurit N_γ suurused mitmesuguste meetodite puhul on esitatud tabelis ja 8.5.

8.3.4 Arvutatud ja katseliselt määratud piirkandevõime võrdlus

Pinnastel mille tugevuse määrab peamiselt nidusus (savipinnased) on katsetel leitud ja arvutatud kandevõime lähedased.

Liivpinnaste puhul on erinevus katsetulemuste ja arvutuste vahel oluliselt suurem. Tabelis 8.6

Tabel 8.5 N_γ suurused

φ	Terzaghi	Vesic, Eurocode	Brinch- Hansen	Meyerhof	Soko- lovski	SNiP
0	0	0	0	0	0	0
5	0.5	0.1	0.09	0.07	0.34	0.4
10	1.0	0.52	0.47	0.37	0.92	1.20
15	2.2	1.58	1.41	1.13	2.80	2.70
20	4.5	3.93	3.54	2.87	6.32	5.76
25	9.2	9.01	8.11	6.77	13.8	11.7
30	20.0	20.1	18.1	15.7	30.6	24.8
35	45	45.2	40.7	37.1	70.4	55.0
40	115	106	95.4	93.7	173	122
45	285	268	241	263	473	355

Tabel 8.6 Kandevõimele vastavad surve väärtused kPa

Jrk. nr.	Sügavus m	Terzaghi	Brinch- Hansen	Meyerhof	Balla	Katse
1	0	73	58	66	100	100
2	0	76	62	67	103	108
3	0,5	76	80	170	139	120
4	0,5	147	154	352	248	240
5	0,5	51	55	111	91	100
6	0,5	78	88	168	141	120
7	0,5	152	175	349	252	242
8	0,5	186	225	470	325	330
9	0	25	20	25	29	22
10	0,3	29	26	41	44	27
11	0,4	45	40	66	67	41
12	0,5	58	57	88	102	55

on toodud võrdluse tulemused Muhsi ja Kahli (1954, 1957) (read 1- 8) ning Miloviči (1965) katsetega (read 9 – 12). Katsetel kasutati suhteliselt suuri mudelid – 0,5 kuni 1,0 m (Muhs ja Kahl) ja 0,71 m (Milovič). Miloviči katsed on tehtud väikese sisehõrdenurga (20-25°) ja suhteliselt suure nidususega (10 – 15 kPa) pinnasel, Muhs-Kahli katsetel oli pinnase sisehõrdenurk 36-39° ja nidusus 0 kuni 8 kPa.

Sarnased on ka Poolas ja Soomes tehtud katsete tulemused (Hartikainen, Zadroga (1994)). Liival väikeste mudelitega (laius 100 kuni 300 mm) tehtud katsed näitasid head kokkulangevust Balla teooriaga. Katsel saadud ja arvutusega määratud kandevõime suhe oli enamasti 0,8 kuni

1,7. Samal ajal Euronormide järgi arvutatud kandevõime oli katsel määratud 2 kuni 3,5 korda väiksem. Eeltoodust järeldub:

- suure sisehõõrdega pinnastel annab Balla teooria tegelikkusele lähedased kandevõime väärtused;
- Meyerhofi vana teooria ülehindab kandevõimet suure süvisega vundamentidel;
- enamik kandevõime arvutuse meetodeid annab liivpinnaste puhul kandevõime suure varuga;
- nidususe suure osatähtsuse korral pinnase tugevusele ülehindavad Balla ja Meyerhofi meetodid kandevõimet.

8.3.5 Üldine valem kandevõime arvutamiseks

Kõik esitatud lahendid kehtivad tasandiülesande kohta. Enamikes lahendites on eeldatud tsentrilist vertikaalkoormust, horisontaalset maapinda ja vundamendi talda. Tallast kõrgemale jäävat pinnast arvestatakse ainult koormusena, millel puudub tugevus. Tegelike tingimuste erinevust arvutusskeemidest võetakse arvesse parandusteguritega.

Kandevõime arvutamise üldise valemi on andnud Brinch-Hansen. Taolised on ka Meyerhofi ja Vesici valemid ja eeltoodutele põhinevad mitmed rahvuslike või rahvusvaheliste normide valemid. Brinch-Hanseni valem on esitatav kujul

$$q_u = 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma g_\gamma b_\gamma + q N_q s_q i_q d_q g_q b_q + c N_c s_c i_c d_c g_c b_c \quad (8.19)$$

kus B – vundamendi laius;

γ – pinnase mahukaal;

q – pinnase omakaalupinge rajamissügavusel $q = d\gamma$;

d – vundamendi süvis;

c – pinnase nidusus;

N_γ , N_q ja N_c – kandevõime tegurid, mis sõltuvad sisehõõrdenurgast;

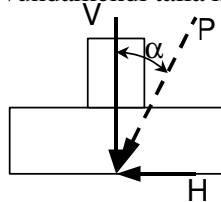
s – vundamendi kuju arvestavad tegurid;

i – mõjuva jõu kallet arvestavad tegurid (joonis 8.14);

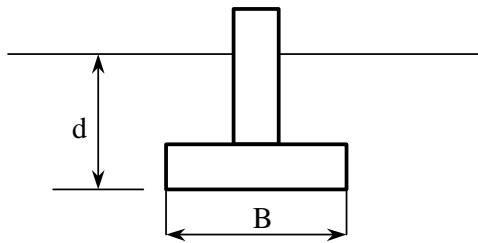
d – vundamendi süvist arvestavad tegurid (joonis 8.15);

g – maapinna kallet arvestavad tegurid (joonis 8.16);

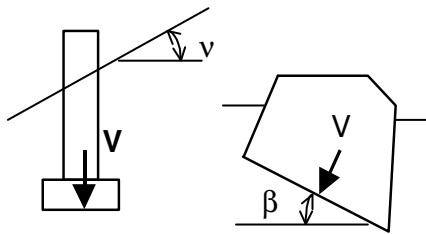
b – vundamendi talla kallet arvestavad tegurid (joonis 8.16).



Joonis 8.14 Resultantjõu kalde arvestamise seoste tähised



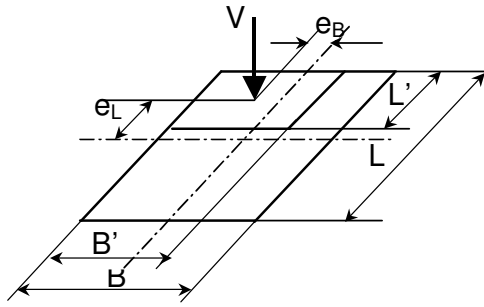
Joonis 8.15 Tähised talla süvise parandusteguri arvutuseks



Joonis 8.16 Kaldu maapinnaga ja tallaga vundament

Valemid ja tabelid kandevõimetegurite kohta on esitatud eelmises punktis. Järgnevalt vaadeldakse tegurite s , i , d , g ja b erinevate autorite poolt soovitatud suurusi. Üldjuhul tuleb kujutegurid kasutada samades arvutusskeemides, mille jaoks nad on ettenähtud. Näiteks ei tohi kasutada täiendavaid tegureid, mis arvestavad jõu kallet, SNiP valemi puhul, kuna kandevõimetegur arvestab seda juba ise. Samuti ei sobi nimetatud tegurid Terzaghi ja Balla arvutusskeemidega. Sarnaste arvutusskeemide puhul nagu Brinch-Hansenil, Vesicil ja Meyerhofil, samuti Euronormide soovitusel kasutamisel on aga erinevate parandustegurite kasutamine võimalik. Parandustegurid on enamasti määratud katsetulemuste põhjal ja on seega empiirilised. Olenevalt katsetingimustest võivad tulemused olla teataval määral erinevad ja erinevate autorite poolt soovitatavad tegurid anda ka erinevaid tulemusi. On raske hinnata ühe või teise soovitusel eeliseid. Praktiliste ülesannete lahendamisel on otstarbekas kasutada paralleelselt mitut meetodit ja neid omavahel võrrelda.

Jõu ekstsentrilisust arvestatakse enamike meetodite puhul vundamendi mõõtmete redutseerimisega. Eeldatakse, et kaasatõttav on ainult see osa tallast, mille tsentris asub resultantjõud (joonis 8.17).



Joonis 8.17 Ekstsentriliselt koormatud vundamendi redutseeritud mõõtmed

8.3.6 Parandustegurid

Valemid kujutegurite s_γ ; s_q ; s_c määramiseks.

$$\text{Eurocode, DIN} \quad 1 - 0,4 \frac{B}{L}; 1 + \frac{B}{L} \sin \varphi; \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1} \left(1 + 0,2 \frac{B}{L} \right)$$

$$\text{Brinch - Hansen 1} \quad 1 - 0,4 \frac{B}{L} i_{\gamma B}; 1 + \frac{B}{L} i_{\gamma B} \sin \varphi; s_c = s_q$$

$$\text{Brinch - Hansen 2} \quad 1 - 0,4 \frac{L}{B} i_{\gamma L}; 1 + \frac{L}{B} i_{\gamma L} \sin \varphi; s_c = s_q$$

$$\text{Meyerhof} \quad 1 + 0,1 \frac{B}{L} K_p; 1 + \frac{B}{L} K_p; 1 + 0,2 \frac{B}{L} K_p$$

$$\text{Vesic} \quad 1 - 0,4 \frac{B}{L}; 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi; 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$$

$$\text{SNiP} \quad 1 - 0,25 \frac{B}{L}; 1 + 1,5 \frac{B}{L}; 1 + 0,3 \frac{B}{L}$$

Sulgudes olevat valemit tuleb kasutada juhul kui $\varphi=0$
Meyerhofi tegurites K_p on passiivsurve tegur

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Brinch-Hanseni tegureid 1 tuleb kasutada, kui koormuse horisontaalkomponent mõjub B suunas ja tegureid 2, kui see mõjub L suunas.

Valemid koormuse kallet vertikaalist arvestavate tegurite i_γ ; i_q ; i_c arvutamiseks

$$\text{Eurocode, DIN 2} \quad \left(1 - \frac{H}{V + BLc \cot \varphi} \right)^3; \left(1 - \frac{0,7H}{V + BLc \cot \varphi} \right)^3; \frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1}$$

$$\text{Eurocode, DIN 1} \quad 1 - \frac{H}{V + BLc \cot \varphi}; 1 - \frac{H}{V + BLc \cot \varphi}; \frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Meyerhof} & \quad \left(1 - \frac{\alpha}{\varphi}\right)^2; \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2; \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 \\
 \text{Brinch - Hansen} & \quad \left(1 - \frac{0,7H}{V + BLc\cot\varphi}\right)^5; \left(1 - \frac{0,5H}{V + BLc\cot\varphi}\right)^5; i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \\
 \text{Vesic} & \quad \left(1 - \frac{H}{V + BLc\cot\varphi}\right)^{m+1}; \left(1 - \frac{H}{V + BLc\cot\varphi}\right)^m; i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan\varphi}
 \end{aligned}$$

Valemites V on talla normaali suunaline koormus ja H talla pinnas mõjuv koormus. α on resultantjõu kaldenurk vertikaalist $\alpha = \arctan H/V$. Vesici valemites

$$m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}; M_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

Kui koormuse horisontaalkomponent mõjub pikema külje suunas, tuleb kasutada Eurocode valemit 1 ja Vesici astmenäitajat m_L , kui lühema külje suunas siis valemit 2 ja astmenäitajat m_B .

Valemid rajamissügavuse mõju arvestavate tegurite d_γ ; d_q ; d_c arvutamiseks.

$$\text{Meyerhof} \quad 1 + 0,1\sqrt{K_p} \frac{d}{B}; 1 + 0,1\sqrt{K_p} \frac{d}{B}; 1 + 0,2\sqrt{K_p} \frac{d}{B}$$

$$\text{Brinch - Hansen } d \leq B \quad 1; 1 + 2 \tan\varphi(1 - \sin\varphi)^2 \frac{d}{B}; 1 + 0,4 \frac{d}{B}$$

$$\text{Brinch - Hansen } d > B \quad 1; 1 + 2 \tan\varphi(1 - \sin\varphi)^2 \arctan \frac{d}{B}; 1 + 0,4 \arctan \frac{d}{B}$$

Valemid maapinna kalde mõju arvestamiseks g_γ ; g_q ; g_c

$$\text{Brinch - Hansen} \quad (1 - 0,5 \tan \nu)^5; (1 - 0,5 \tan \nu)^5; 1 - \frac{2\nu}{2 + \pi}$$

kus ν on maapinna kalle horisontaali suhtes

Valemid talla kaldenurga arvestamiseks b_γ ; b_q ; b_c

$$\text{Brinch - Hansen} \quad \exp(-2,7\beta \tan\varphi); \exp(-2\beta \tan\varphi); 1 - \frac{2\beta}{2 + \pi}$$

$$\text{Vesic} \quad (1 - \beta \tan\varphi)^2; (1 - \beta \tan\varphi)^2; 1 - \frac{2\beta}{2 + \pi}$$

kus β on talla kaldenurk horisontaali suhtes

8.3.7 Vundamendi kandevõime kihilisel pinnasel

Ebaühtlase pinnase puhul vundamendi talla all võib pinnase purunemise iseloom erineda oluliselt eeltoodust. Piirkandevõime suurust mõjutavad nii üksikute pinnasekihtide tugevusparameetrid kui ka kihtide omavaheline asetus. Meyerhof ja Hanna (1978) on andnud lahendeid kahekihilise pinnase kohta.

Inseneripraktikas on suurema tähtsusega juhused, kui vahetult talla all on tugevam pinnas, sügavamal nõrgem (joonis 8.18). Kandevõime määratakse olenevalt ülemise tugevama kihi suhtelisest paksusest h/B

Kui ülemine kiht on suhteliselt paks (joonis 8.18 parempoolne skeem), siis kandevõime määrab ainult selle kihi tugevus. Kandevõime leitakse tavalise valemiga

$$R = R_1 = BLq_{u1} = BL(0,5B\gamma_1s_\gamma N_{\gamma 1} + d\gamma_1s_q N_{q1} + c_1N_{c1}) \quad (8.20)$$

kus d – vundamendi süvis,

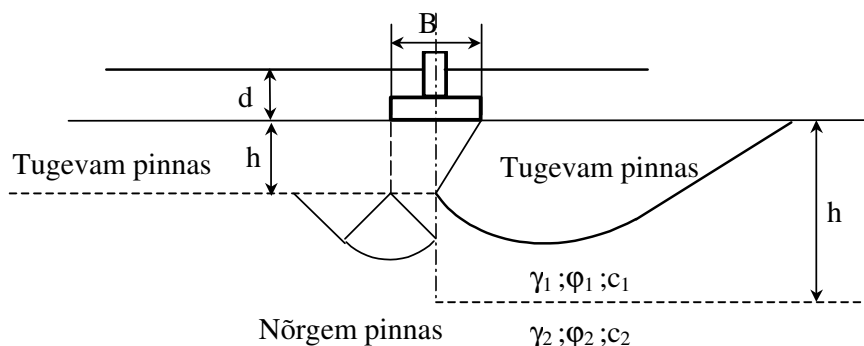
B – vundamendi laius,

$N_{\gamma 1}$, N_{q1} ja N_{c1} – kandevõimetegurid, mis sõltuvad ülemise kihi sisehõordenurgast φ_1 ,

γ_1 – ülemise kihi mahukaal,

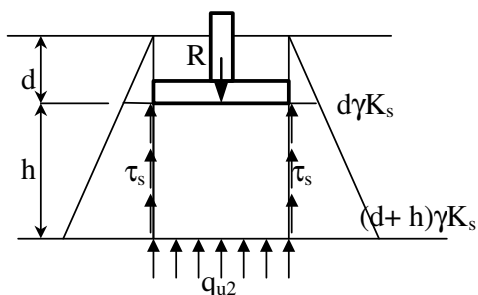
s_γ , s_q ja s_c – kujutegurid.

Suhteliselt õhukese kihi korral määrab kandevõime alumise kihi tugevus ja ülemise kihi läbilõikamine (joonis 8.18 vasakpoolne skeem).



Joonis 8.18 Vundamendi kandevõime kihilisel pinnasel – alumine nõrgem

Kandevõime moodustub alumise kihi kandevõimest R_2 ja ülemise kihi läbilõikamiseks vajaliku jõu summast R_{11} (joonis 8.19).



Joonis 8.19 Arvutuskeem piirkandevõime määramiseks kahekihilisel pinnasel asuva vundamendi jaoks

Alumise kihi kandevõime arvutatakse tavalisel viisil valemiga (8.20) asendades selles ülemise kihi parameetrite indeksid "1" alumise kihi indeksitega "2". Rajamissügavuseks võetakse kaugus maapinnast alumise kihini so $d + h$ ja laiuks B .

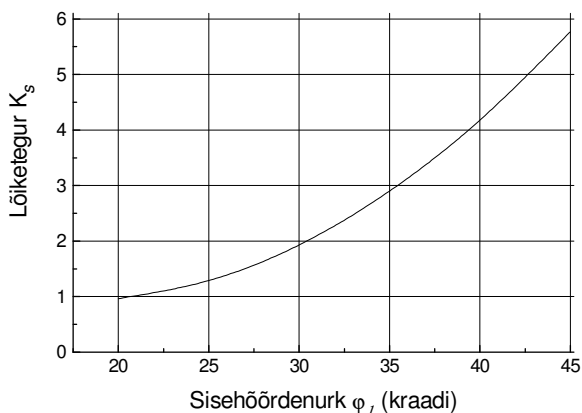
Ülemise kihi läbilõikamiseks vajalik jõud arvutatakse joonisel 8.19 toodud arvutuskeemi kohaselt. Maksimaalne nihkepinge suurus lõikepinnal on

$$\tau_s = c_1 + \sigma_h \tan \varphi, \quad (8.20)$$

kus σ_h on keskmine horisontaalne normaalpinge lõikepinnal. Horisontaalpinge

$$\sigma_h = \sigma_v K_s \quad (8.21)$$

K_s on külgsurvetegur. Katsetulemused näitavad, et K_s on mõnevõrra väiksem, kui maksimaalne külgsurvetegur – passiivsurvetegur K_p . K_s suurus sõltuvalt pinnase sisehõrdenurgast on toodud joonisel 8.20.



Joonis 8.20 Külgsurveteguri K_s sõltuvus sisehõrdenurgast

Vertikaalpinge läbilõigatava kihi keskel

$$\sigma_v = \frac{d\gamma + (d+h)\gamma}{2} \quad (8.22)$$

Ristkülikulise tallaga vundamendi korral on läbilõigatava pinna suurus

$$A = 2h(B+L) \quad (8.23)$$

Lõikega ülemise tugevama kihi lulatuses vastuvõetav jõud on

$$R_{11} = A\tau_s \quad (8.24)$$

Asetades valemisse 8.24 suurused 8.20 kuni 8.23 saab maksimaalse lõikejõu kohta avalduse

$$R_{11} = (B+L)\gamma h^2 \left[\left(\frac{2d}{h} + 1 \right) K_s \tan \varphi_1 + \frac{2c_1}{\gamma h} \right] \quad (8.25)$$

Kokkuvõttes on kandevõime sellel juhul

$$R = R_{11} + R_2 - hBL\gamma \quad (8.26)$$

Muidugi ei tohi valemiga 8.26 leitud kandevõime olla suurem valemiga 8.20 arvatavast ülemise kihi kandevõimest. Kandevõime sõltuvus ülemise kihi ja talla laiuse suhtest on toodud joonisel 8.21. Lintvundamendi korral kujuneb ühikulise pikkusega osa lõikejõu avalduseks

$$R_{11} = \gamma h^2 \left[\left(\frac{2d}{h} + 1 \right) K_s \tan \varphi_1 + \frac{2c_1}{\gamma h} \right] \quad (8.27)$$

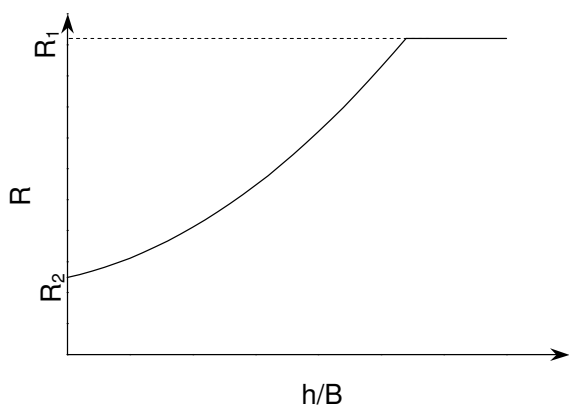
Kui nõrgem liivakiht asub vahetult talla all ja sügavamal on tugevam liivakiht, annab Meyerhof(1978) järgmise lahenduse. Kui nõrgema ülemise kihi paksus on suurem kui kahekordne vundamendi laius, siis tugevam kiht kandevõimet ei mõjuta.

Kui nõrga kihi paksus on suhteliselt väike (võrreldes talla laiusega), siis liikejoon ei saa täies ulatuses areneda nõrgas kihis ja muutub lamedamaks. Tugevama kihi mõjul on kandevõime suurem.

Kandevõime võib arvutada valemiga

$$R = R_1 + (R_2 - R_1) \left(1 - \frac{h}{2B} \right)^2 \quad (8.28)$$

kus R_1 – ülemise, nõrgema kihi parameetritega arvatud kandevõime,
 R_2 – alumise, tugevama kihi parameetritega arvatud kandevõime eeldusel, et see asub vahetult talle all,
 h – ülemise nõrgema kihi paksus talle all.
 Avaldus on kehtiv, kui $h < 2B$. Kandevõime on vahemikus R_2 (kui $h = 0$) kuni R_1 (kui $h \geq 2B$)
 Kandevõime sõltuvus suhtest h/B on esitatud joonisel 8.21.



Joonis 8.21 Kandevõime sõltuvus tugevama kihi suhtelisest paksusest

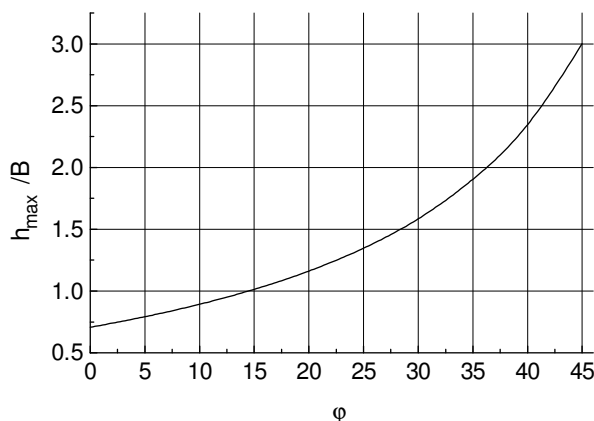
Juhul kui lintvundamendi alla jääb suhteliselt õhuke nõrga savipinnase kiht paksusega h , võib kandevõimele vastava surve arvutada valemiga 8.13 asendades kandevõimeteguri N_c teguriga N_{ch}

Kui $B/h < 2$, siis $N_{ch} = N_c$

Kui B/h on vahemikus 2 kuni 7, siis $N_{ch} = N_c + B/2h - 1$

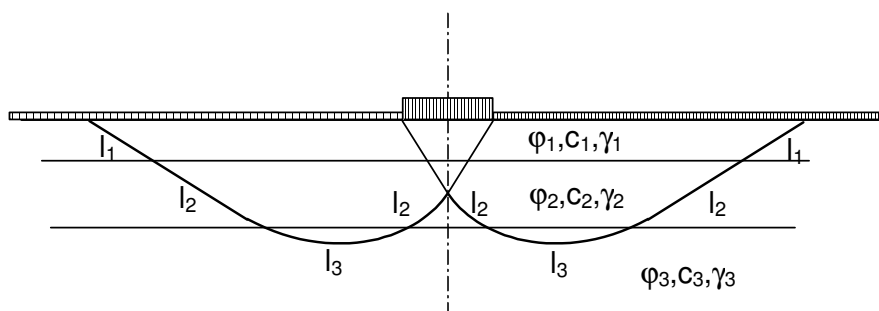
Kui $B/h > 7$, siis $N_{ch} = 7,6$

Juhul kui lihketsooni piiridesse vundamendi all jääb erinevaid pinnasekihte, mille tugevusparameetrid ei erine suuresti (alla $20 \div 25\%$) võib kasutada tavalisi kandevõime määramise valemeid kasutades kaalutud keskmisi tugevusparameetreid ja mahukaalu väärtusi. Kaalutud keskmine määratakse järk-järgulise lähenemise teel. Algselt võib võtta aritmeetilise keskmise sisehõordenurga väärtuse lihketsooni ulatuses. Lihketsooni maksimaalse suhtelise paksuse saab leida graafikult joonisel 8.22.



Joonis 8. 22 Lihketsooni suhteline sügavus sõltuvalt sisehõordenurgast

Seejärel joonestatakse sellisele sisehõordenurgale vastav lihejoon (joonis 8.23).



Joonis 8.23 Kaalutud keskmiste pinnase parameetrite leidmine kihilise pinnase korral

Jooniselt leitakse lihejoone pikkused iga kihi piires l_1, l_2, l_3 jne. Kaalutud keskmine sisehõordenurk leitakse avaldusega

$$\varphi_k = \frac{l_1\varphi_1 + l_2\varphi_2 + l_3\varphi_3 + \dots}{l_1 + l_2 + l_3 + \dots} \quad (8.29)$$

Seejärel joonestatakse uus täpsustatud sisehõordenurgale vastav lihejoon, määratakse lihejoonte pikkused ning φ_k . Arvutust korratakse kuni sisehõordenurga väärtus ei muutu. Seejärel leitakse samaselt avaldusega 8.29 ka keskmised nidususe ja mahukaalu väärtused.

9 Nõlva püsivus

9.1 Probleemi olemus

Maapinna kõrguste erinevuse puhul tekivad pinnases täiendavad nihkepinged. Kui kõrguste erinevusest tingitud nõlva kalle on piisavalt suur, võib nihkepinge mingil pinnal saavutada nihketugevuse ja põhjustada pinnase purunemise ning nõlva varisemise. Nõlva varisemist võib pinnase tugevuse ja maapinna kalde kõrval mõjutada pinnasevee liikumine, staatiline ja dünaamiline lisakoormus. Nõlva purunemisega võib kaasneda külgnevate ehitiste purunemine ja seega oluline oht nii inimestele kui ka materiaalsetele väärtustele. Seepärast on nõlva püsivuse tagamine olnud alati tõsine ja vastutusrikas inseneriprobleem.

9.2 Nõlvade liigid ja purunemisviisid

Nõlvad võib jaotada looduslikeks ja tehisnõlvadeks. Looduslike nõlvade puhul on probleemiks nende püsivus seoses ehitustöödega nõlval ja selle vahetus läheduses. Igasugused kaevetööd, nõlva kuju muutmine, täiendavad koormused nõlva ülaosas, veerežiimi muutmine jne võivad põhjustada varisemist. Pika aja vältel toimuvad keemilised muutused pinnaste koostises ja roomeprotsessid võivad põhjustada pinnase tugevuse vähenemist ning viia nõlva purunemiseni ka ilma nähtavate väliste mõjutusteta. Looduslikud nõlvad on sageli piirseisundis või sellele lähedal. Geoloogilised protsessid ise on jätnud need sellisesse tasakaaluseisundisse. Seepärast võivad mõnikord tühisemadki muutused põhjustada pinnasemasside tasakaalu kaotust.

Tehisnõlvade projekteerimisel peab nõlva kuju valima sellise, et tema püsivus oleks tagatud. Teisest küljest liigne varu (liiga lame nõlv) põhjustab suuri ülekulutusi. Sageli on teetammide ja -süvendite ning kanalite puhul tegemist ehitistega, mille pikkus ulatub kümnete kilomeetriteni ja pinnase teisaldamise maht on väga suur. Selliste ehitiste puhul osutub nõlva püsivuse õige prognoosimine põhiliseks teguriks ehitismaksumuse kujunemisele. Nõlva püsivuse tagamine on oluline karjääride, tootmisjääkide hoidlate, prügimägede ja sadamarajatiste projekteerimisel.

Olenevalt pinnase omadustest ja nõlva kujust võib nõlva purunemine toimuda mitmel viisil. Nõlvast võivad eralduda üksikud pragudega eraldatud plokid, võib toimuda osakeste liikumine mööda nõlva pinda või terve pinnasemassiivi liikumine mööda sügaval asuvat lihkepinda.

9.3 Nõlva püsivuse arvutuse lihtsaimad erijuhud

9.3.1 *Nidususega pinnase maksimaalne kaldenurk*

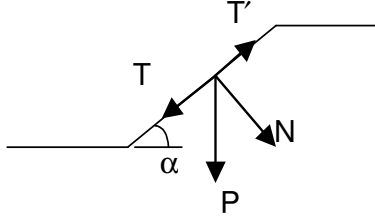
Kõikides järgnevates lahendustes on vaadeldud tasapinnalist juhtumit, see tähendab, et pikisuunas on nõlv eeldatud lõpmatult pikana. Liivpinnasel, mille tugevus on määratud ainult sisehõrdega ja millel puudub nidusus, on nõlva maksimaalne kaldenurk määratud osakese tasakaaluga nõlva pinnal. Kui ühtlase kaldega nõlval on üks osakene tasakaalus, on tasakaalus kõik osakesed ja seega kogu nõlv. Osakese kaalu P saab jagada kaheks

komponendiks - nõlvaga risti mõjuvaks jõuks N ja piki nõlva mõjuvaks jõuks T (joonis 9.1).

$$N = P \cos \alpha \quad T = P \sin \alpha.$$

Osakest hoiab paigal hõõrdejõud $T' = N \tan \varphi$, mis peab tasakaalu korral võrduma piki nõlva mõjuva nihutava jõuga T . Seega

$$P \sin \alpha = P \cos \alpha \tan \varphi, \text{ millest } \tan \alpha = \tan \varphi \text{ ja } \alpha = \varphi.$$

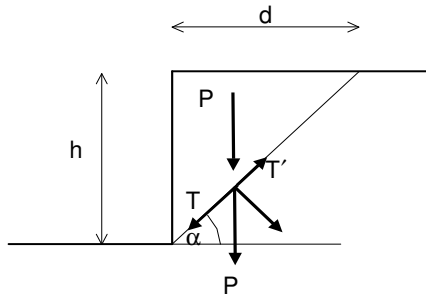


Joonis 9.1 Nõlval asuvale osakesele mõjuvad jõud

Seega tasakaalus oleva nõlva kaldenurk peab võrduma pinnase sisehõõrdenurgaga. Siit selgub ka, et nidususeta pinnase sisehõõrdenurga võib määrata mõõtes puistatud pinnase varikaldenurga. Tegelikuses on varikaldenurk võrdne sisehõõrdenurgaga täiesti kuival koheval liival. Niiskel liival tekitab kapillaarjõud teatava nidususe ja varikaldenurk on sisehõõrdenurgast suurem.

9.3.2 Maksimaalne võimalik vertikaalse nõlva kõrgus nidusas pinnases.

Eeldades, et nõlv hakkab teatava kõrguse h_{kr} puhul libisema mööda tasapinda (joonis



Joonis 9.2 Nidusast pinnasest nõlva kriitiline kõrgus

9.2), saame kirjutada libiseva ploki tasakaalu tingimuse. Ploki kaal on

$$P = hd\gamma/2 = h^2\gamma/2 \tan \alpha.$$

Piki nõlva mõjuv komponent on seega

$$T = P \sin \alpha = H^2\gamma \sin \alpha / 2 \tan \alpha.$$

Plokki hoiab paigal ainult lihkepinnal esinev nidusus, millest tingitud jõud on maksimaalselt

$$T' = Lc = hc / \sin \alpha.$$

Võrdusest $T = T'$ saab pärast H avaldamist

$$h = \frac{2c \tan \alpha}{\gamma \sin^2 \alpha}. \quad (9.1)$$

Suurus $\tan \alpha / \sin^2 \alpha$ omandab minimaalse väärtuse 2, kui $\alpha = 45^\circ$. Seega nõlva maksimaalne lubatav kõrgus on

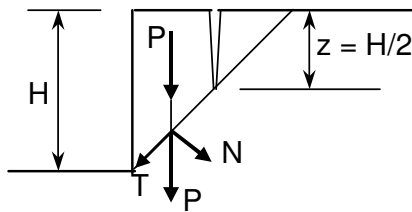
$$H_{kr} = \frac{4c}{\gamma} \quad (9.2)$$

Sama ülesande lahendus juhul, kui lihkepind on ringsilinder, annab kriitiliseks nõlva kõrguseks (Fellenius 1927)

$$H_{kr} = \frac{3,83c}{\gamma} \quad (9.3)$$

Erinevus tasapinnalise lihkega saadud kriitilisest kõrgusest on alla 5% ja seega on tasapinnalise lihkpinna eeldus küllaltki hea lähendus.

Praktilised vaatlused näitavad, et tegelikult ei ole sellise kõrgusega nõlv püsiv. Põhjuseks on tõmbepingete tekkimine lihkruva pinnasemassi ülaosas. Nihutav jõud nõlva jalamil on tunduvalt suurem, kui ülaosas. Samal ajal ühtlase pinnase korral on vastuvõetavad jõud võrdsed. Järelikult peab alaosas puudujääva jõu kandma tõmbe kaudu ülemisse ossa.



Joonis 9.3 Praoga vertikaalse nõlva arvutuskeem

Kui tõmbepinged ületavad pinnase tugevuse, tekib pragu ja ülemine osa libisevast pinnasest lülitatakse välja. Terzaghi (1942) järgi ulatuvad praod kuni poole nõlva kõrguseni so $z = H/2$. Praoga eraldatud libiseva ploki (joonis 9.3) tasakaalutingimusest saab sellise eelduse puhul nõlva kriitiliseks kõrguseks

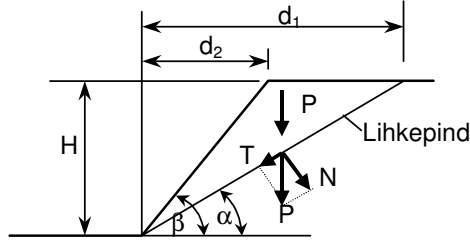
$$H_{kr} = \frac{2,67c}{\gamma} \quad (9.4)$$

Mõningates uurimustes loetakse, et nihutavate jõudude ebäühtluse jaotuse tõttu lihkpinna võib arvestada ainult poole nidususe väärtusega. Selline eeldus annab kriitiliseks kõrguseks $2c/\gamma$.

9.4 Kriitiline kõrgus nidususe ja sisehõõrdega pinnasel tasapinnalise lihkjoone puhul (Culmani lahendus)

Ülesande lahendamiseks kasutatakse Coulomb' tugevustingimust lihkpinna $\tau = c + \sigma \tan \varphi$. Etteantud nõlva kaldenurk on β . (joonis 9.4). Lihkepinnal kaldenurga α peab määrama nõlva kõrguse miinimumitingimusest. Kuna $d_1 = H \cot \alpha$ ja $d_2 = H \cot \beta$, siis libiseva pinnasemassi kaal on $P = 0,5\gamma H^2 (\cot \alpha - \cot \beta)$ ehk teisel kujul

$$P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{\sin(\beta - \alpha)}{\sin \beta \sin \alpha} \right]$$



Joonis 9.4 Tasandilise lihkepinnaga nõlva arvutusskeem

Kuna $N = P \cos \alpha$ ja $T = P \sin \alpha$ ning lihkepinna pikkus on $H/\sin \alpha$, siis saame avaldada nihke- ja normaalpinged lihkepinnal

$$\tau = T \sin \alpha / H = P \sin^2 \alpha / H ; \sigma = N \sin \alpha / H = P \sin \alpha \cos \alpha / H$$

Asetades need suurused tugevustingimusse,

$$c = \frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\sin(\beta - \alpha)(\sin \alpha - \cos \alpha \tan \varphi)}{\sin \beta} \right] \quad (9.5)$$

Võttes tuletise $dc/d\alpha$ ja võrrutades selle nulliga, saame lihkepinna kaldenurga

$$\alpha = \frac{\beta + \varphi}{2}$$

Asetades α väärtuse avaldusse 9.5, saame

$$c = \frac{\gamma H}{4} \left[\frac{1 - \cos(\beta - \varphi)}{\sin \beta \cos \varphi} \right]$$

ja avaldades sellest H saame maksimaalse võimaliku nõlva kõrguse

$$H = \frac{4c}{\gamma} \left[\frac{\sin \beta \cos \varphi}{1 - \cos(\beta - \varphi)} \right] \quad (9.6)$$

Vertikaalse nõlva puhul, kui $\beta=90^\circ$, saame

$$H = \frac{4c}{\gamma} \left(\frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) = \frac{4c}{\gamma} \tan(45^\circ + \varphi/2) \quad (9.7)$$

Sisehõõrdeta pinnasel millel $\varphi=0$, on kriitiline kõrgus sama kui varemleitud $4c/\gamma$.

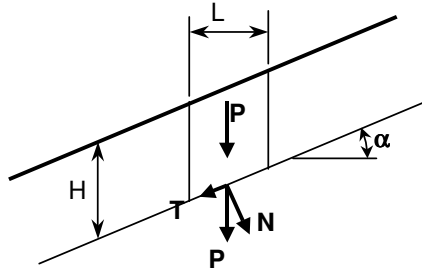
9.5 Varutegurid nõlva püsivuse arvutamisel

Nõlva püsivuse hindamisel kasutatakse mitmesuguseid varutegureid. Näiteks võib väljendada varuteguri maksimaalselt võimaliku ja tegeliku nõlva kõrguse suhtena $F_H = H_m/H$ või nõlva võimaliku maksimaalse ja tegeliku kaldenurga suhtena $F_\alpha = \alpha_m/\alpha$. Meetodites, mis kasutavad osavarutegureid pinnase omadustele ja koormustele, tuleb arvutustes kasutada nn arvutusväärtusi $c_d = c/\gamma_c$ ja $\varphi_d = \arctan(\tan \varphi/\gamma_\varphi)$, kus c ja φ on tugevusparameetrite normväärtused ja γ_c ning γ_φ vastavad osavarutegurid. Kasutatakse ka varutegurit $F_s = s/s_v$,

kus s on pinnase tegelik nihketugevus lihkepinnal ja s_v püsivuse tagamiseks vajalik nihketugevus. Kõverjoonelist lihkepinda kasutavate arvutusmeetodite puhul määratakse varutegur kui lihkekeha kinnihoidvate ja liikumapanevate momentide suhet $F = M_k/M_l$. Näiteks on ideaalse liiva puhul ($c = 0$) varutegur $F_\alpha = \varphi/\alpha$ ja ideaalse savipinnase ($\varphi = 0$) puhul $F_H = 4c/\gamma H$.

9.6 Lõpmatult pika etteantud lihkepinnaga nõlva püsivus

Joonisel 9.5 toodud lõpmatult pika nõlva varuteguri või kihi kriitilise paksuse saab leida samuti tugevustingimuse $\tau = c + \sigma \tan \varphi$



9.5 Lõpmatult pika tasandnõlva arvutusskeem

kaudu. Horizontaalsuunas pikkusega L lõigu kaal on

$$P = HL\gamma$$

Lihkepinnale mõjuvate normaali ja puutujasuunaliste komponentide suurused avalduvad nagu teistegi lahenduste puhul

$$N = P \cos \alpha = HL\gamma \cos \alpha$$

$$T = P \sin \alpha = HL\gamma \sin \alpha$$

Kuna lõigu pikkus, millele jõud mõjuvad on $L/\cos \alpha$, siis pinged lihkepinnal on

$$\sigma = \frac{N}{L/\cos \alpha} = H\gamma \cos^2 \alpha$$

$$\tau = \frac{T}{L/\cos \alpha} = H\gamma \cos \alpha \sin \alpha$$

Varutegur, mis väljendab nihketugevuse suhet nihkepingega on

$$F_u = \frac{c + \sigma \tan \varphi}{\tau} = \frac{c + H\gamma \cos^2 \alpha \tan \varphi}{H\gamma \cos \alpha \sin \alpha} = \frac{c}{H\gamma \cos \alpha \sin \alpha} + \frac{\tan \varphi}{\tan \alpha} \quad (9.8)$$

Kihi kriitilise paksuse H saab leida otseselt tugevustingimusest

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi = H\gamma \cos \alpha \sin \alpha = c + H\gamma \cos^2 \alpha \tan \varphi$$

Avaldades sellest H , saame

$$H = \frac{c}{\gamma \cos^2 \alpha (\tan \alpha - \tan \varphi)} \quad (9.9)$$

Avaldus on kehtiv, kui α on suurem kui φ . Vastasel juhul on nõlv püsiv igasuguse kihi

paksuse puhul. Nidususega pinnasel ($c = 0$) on nõlv püsiv, kui $\alpha \leq \varphi$.

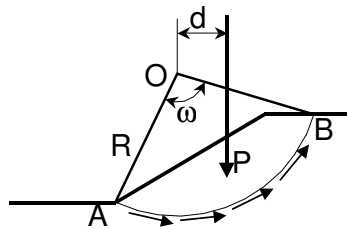
Kõik toodud lahendid, mis kasutavad tasapinnalise lihkejoone eeldust, on praktikas kasutatavad vaid erijuhul, kui looduslike tingimustega on selline lihkejoone kuju määratud. Näiteks, kui kalju ja selle peal oleva pinnasekihi vahel asub õhuke nõrga pinnase kiht. Toimunud maalihete analüüs ja teoreetilised uuringud näitavad, et enamvähem ühtlases pinnases on lihkepind kõverjooneline ja paljudel juhtudel lähedane ringsilindrilisele pinnale.

9.7 Nõlva püsivuse kontroll ringsilindrilise lihkepinna meetodiga

Ringsilindrilise lihkepinna eeldamine nõlva püsivuse kontrollimiseks on alguse saanud Göteborgi sadamakaide ning Rootsi raudteedel toimunud avariide analüüsi tulemustest (Pettersson 1955). Lihtsal juhul, kui on tegemist veeküllastatud ühtlase savipinnasega dreenimata tingimustes ja nõlvale ei mõju välised koormused, saab nõlva püsivust hinnata Taylori poolt antud lahenduse abil. Ringsilindrilist lihkepinda kasutatavatest lahendusviisidest on enamtuntud ja praktikas levinud vertikaallõikude meetod ehk Felleniuse meetod või Bishopi meetod.

9.7.1 Taylori meetod

Eeldatakse ringjoonelist lihkepinda ((joonis 9.6). Eeldatakse, et nõlva purunemisel eraldub



Joonis 9.6 Taylori meetodi arvutuskeem

lihkejoonega AB piiratud massiivi osa. Kui lihkejoon on ringjoon, saab eeldada, et lihkva osa kuju ei muutu. Dreenimata tingimuste korral takistavad nihet joonel AB tekkivad nidususest tingitud jõud. Kui lihkejoone raadius on R , siis joone pikkus on $R \cdot \omega$ ja vastuvõetav jõud $c_u \cdot R \cdot \omega$. Nidususest tingitud jõudude moment ringi tsentri (pöördetsentri) suhtes on $c_u \cdot R^2 \cdot \omega$. See moment peab tasakaalustama lihkva pinnasemassiivi omakaalust tingitud momendi $P \cdot d$.

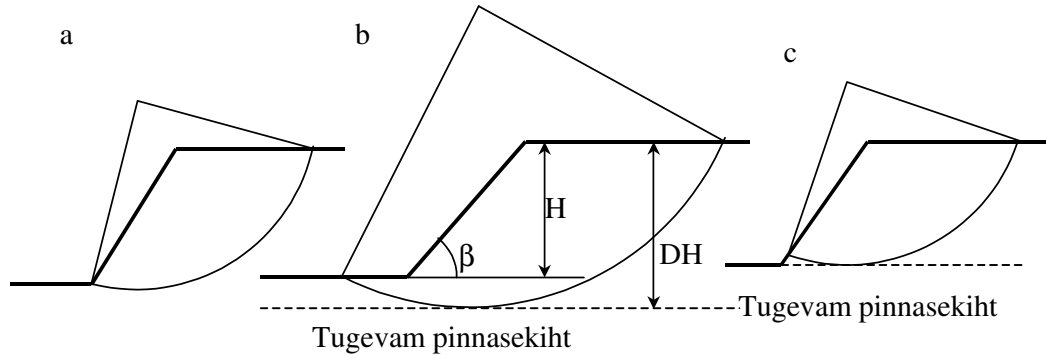
Varuteguri võib järelikult väljendada kujul

$$F = \frac{c_u R^2 \omega}{P d} \quad (9.10)$$

Lihkejoont, mille puhul F on minimaalne nimetatakse kriitiliseks. Selle tsentri asukoha ja raadiuse saab leida järkjärgulise lähenemise teel. Iteratsiooniprotsess on seda kiirem, mida lähedasem on algselt valitav lihkejoone tsepter ja raadius.

Lihkejoon väljub nõlva jalamilt ((joonis 9.7a) juhul kui nõlva kaldenurk on üle 53° või kui

pinnase tugevust määrab ka sisehõrdenurk ($\varphi > 3^\circ$). Teistel juhtudel väljub lihkejoon jalamist eespool (joonis 9.7b). Kui nõlva aluse moodustab tunduvalt tugevam pinnasekiht, võib lihkejoon väljuda nõlva jalamist kõrgemal (joonis 9.7c).



Joonis 9.7. Lihkejoone võimalikud asukohad

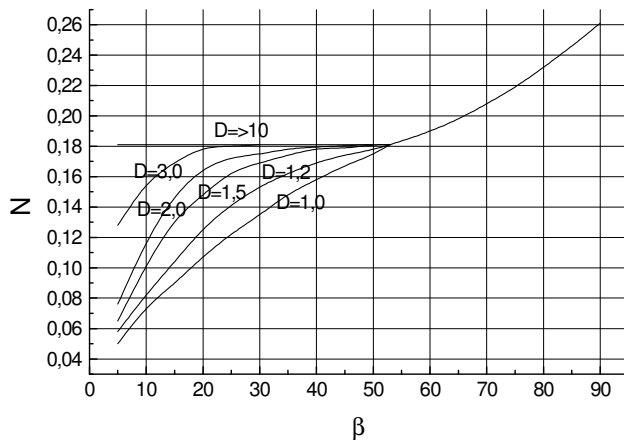
Lihketsentri tõenäoline asukoht on vertikaalsuunas nõlva jalamist ligikaudu kahe nõlva kõrguse H võrra ülalpool. Väga lamedate nõlvade korral ($\beta < 20^\circ$) asub kriitilise lihkejoone tseenter kõrgemal.

Horizontaalsuunas asub kriitilise joone tseenter jalamist nõlva poole jäädes ligikaudu nõlva kaldosa keskele.

Arvutuste alusel on Taylor selgitanud, et püsivustingimuse võib esitada kujul

$$F = \frac{c_u}{N\gamma H} \quad (9.11)$$

kus N on stabiilsustegur, mis sõltub nõlva kaldenurgast β ja sügavustegurist D (tugeva pinnasekihi sügavuse ja nõlva kõrguse suhe). N väärtused saab leida graafikult joonisel 9.8.

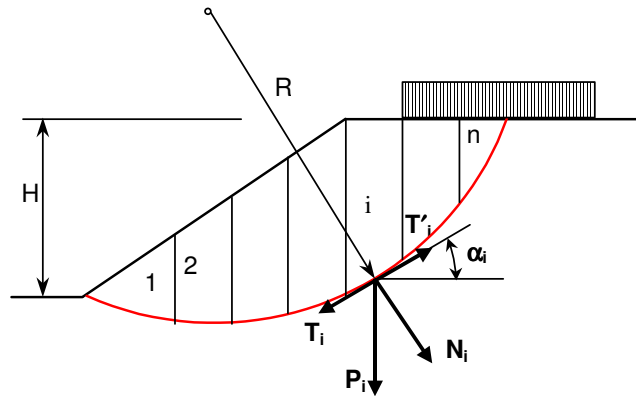


Joonis 9.8 Graafik püsivusteguri määramiseks

Avaldus 9.11 võimaldab kontrollida nõlva püsivust suhteliselt lihtsalt ilma vajaduseta määrata lihketsentri asukohta ja arvutamata lihkiva pinnasemassiivi kaalu ning sellest tingitud jõu rakenduskohta.

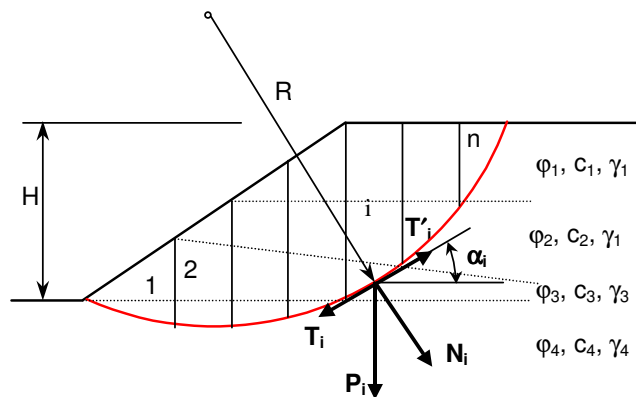
9.7.2 Felleniuse meetod

Nõlva püsivust kontrollimine toimub Felleniuse meetodi kasutamisel järgmiselt:



Joonis 9.9 Arvutuskeem nõlva püsivuse kontrollimiseks Felleniuse ringsilindrilise lihkepinna meetodiga

1. Valitakse võimalik ringsilindriline lihkepind (joonis 9.9), see tähendab lihketsentri asukoht ja raadius.



Joonis 9.10 Arvutuskeem nõlva püsivuse kontrollimiseks ringsilindrilise lihkepinna meetodiga mitmekihilise pinnase korral

2. Jaotatakse lihkejoone ja maapinna vaheline osa vertikaaljoontega lõikudeks. Vajaliku täpsuse saavutamiseks tavaliselt piisab, kui lõikude hulk on kuus kuni kümme.

3. Leitakse pinnase kaal iga lõigu ulatuses. Selleks tuleb leida lõigu pind ja korrutada

see pinnase mahukaaluga. Seega $P_i = A_i \gamma$. Kui pinnas on kihiline (joonis 9.10), tuleb P_i leidmiseks määrata vertikaallõigu piires erinevate pinnasekihtide poolt hõivatud pind, korrutada need vastavate mahukaaludega ja summeerida $P_i = \sum A_{ij} \gamma_j$, j on pinnasekihi number.

4. Jaotatakse P_i kaheks komponendiks:

a) lihkepinnaga risti mõjuv jõud $N_i = P_i \cos \alpha_i$

b) lihkepinna puutujasuunaline jõud $T_i = P_i \sin \alpha_i$

Lihkejoone puutuja ja horisontaali vahelised nurgafunktsioonid võib leida seostega

$$\sin \alpha_i = \frac{x_i - x_0}{R} \quad ja \quad \cos \alpha_i = \frac{y_i - y_0}{R}$$

kus x_i ja y_i on lõigu keskvertikaali ja lihkejoone lõikepunkti (jõudude rakenduspunkti) koordinaadid ning x_0 ja y_0 lihketsentri koordinaadid (eeldatud on sellist täisnurkset koordinaadistikku, kus y telg on vertikaalne ja x telg horisontaalne). Tuleb juhtida tähelepanu asjaolule, et $\sin \alpha$ ja $\cos \alpha$ võivad olla negatiivsed. Joonisel 9.6 kujutatud nõlval on α negatiivne lõikudel, mis asuvad lihketsentrist vasakul. Nendes lõikudes on miinusmärgiga ka jõud T .

N_i ja T_i on piisava täpsusega määratavad ka graafiliselt.

5. Leitakse püsivustegur (varutegur), kui lihkejoonega eraldatud pinnasemassiivi osa paigalhoidvatest jõududest tingitud momendi suhe seda osa nihutavatest jõududest tingitud momenti. Mõlemad momendid võetakse pöördetsentri suhtes. Paigalhoidvad jõud on hõõrdejõud $N \tan \varphi$ ja nidususest põhjustatud vastupanu c_l . Nihutavad jõud on T . Kõik need jõud on lihkejoone puutujasuunalised. Lihkejoone normaalasuunaline jõud momente ei põhjusta, kuna rakendussirge läbib pöördetsentrit. Kõikide jõudude õlg pöördetsentri suhtes on R . Momentide suhte puhul taandub R välja ja vormiliselt kujutab varutegur paigalhoidvate ja nihutavate jõudude summade suhet

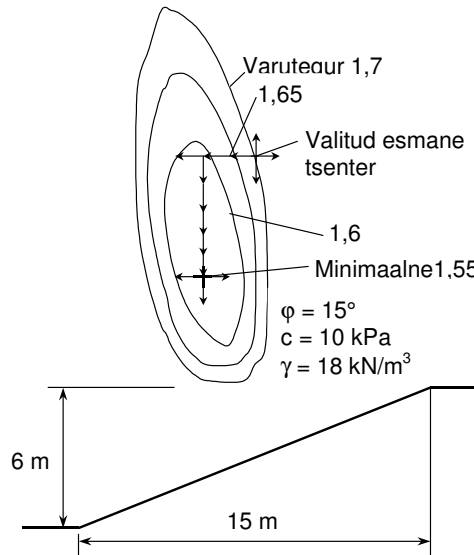
$$F = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (N_i \tan \varphi_i + c_l l_i)}{\sum_{i=1}^{i=n} T_i} \quad (9.12)$$

Juhul, kui $F \geq 1$ on nõlva püsivus valitud lihkepinna seisukohast tagatud. See ei tähenda, et nõlv tervikuna oleks püsiv. Teistsuguse raadiusega lihkepinna või teise lihketsentri puhul võib olla $F < 1$. Korrates arvutust teiste raadiuste ja pöördetsentritega saab leida samapüsivusteguri jooned (jooned, millel asuva pöördetsentri korral on nõlva püsivustegur ühesugune) ja seejärel pöördetsentri asukoha, mis annab minimaalse varuteguri (joonis 9.11). Tuleb arvestada, et ebahürtlase pinnase puhul või maapinnale mõjuva kohaliku koormuse korral võib olla mitu erinevat pöördetsentrit, mis annavad lokaalselt minimaalse varuteguri.

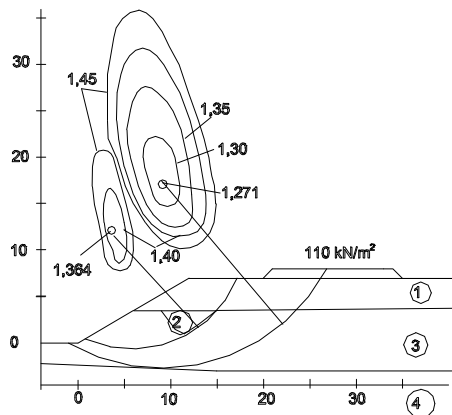
Joonisel 9.12 on esitatud sellise nõlva püsivusteguri arvutuse tulemused. Joonisel toodud pinnaselihtide omadused on esitatud tabelis 9.1. Püsivustegur 1,27 vastab koormatud nõlvale. Koormuseta nõlva korral on püsivustegur 1,36. Väikseim varutegur tuleb leida proovimise teel, katsetades erinevaid pöördetsentri asukohti. Arvutuse muudabki töömahukaks minimaalse varuteguriga pöördetsentri ja raadiuse otsimine.

Arvutus on seda kiirem, mida õigemini on valitud esialgne tsentri asukoht ja raadius. Ühtlase pinnase ja korrapärase nõlva jaoks on olemas abitabeleid ja graafikuid, mis võimaldavad vähemalt ligikaudselt kriitilise pöördetsentri asukoha leida olenevalt nõlva

kaldest ja pinnase tugevusomadustest. Kihilise pinnase ja koormatud nõlva korral ei ole see



Joonis 9.11 Varutegurid sõltuvalt liikejoone tsentri asukohast ja minimaalse varuteguriga lihketsentri leidmine



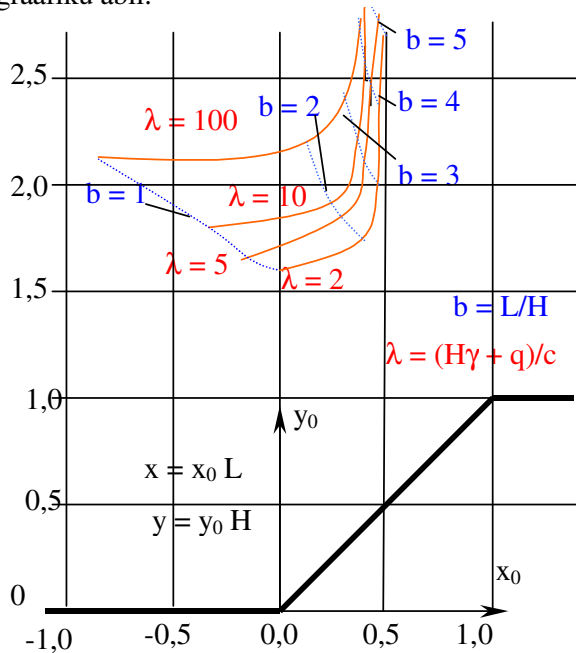
Joonis 9.12 Kahe erineva miinimumkohaga liikejoone tsentri asukohaga nõlv.

aga võimalik. Üldjuhul võib juhinduda järgmistest soovistest.

Ohtlikema liikepinna tsenter asub enamasti 1,5 kuni 2 kordsel nõlva kõrgusel nõlva jalamist. Lamedamatel nõlvadel ja suurema sisehõrdenurga korral on kaugus jalamist suurem.

Väiksema kui 45° nõlva kalde korral peaks liikejoone tsentrit otsima nõlva keskosa lähedalt. Kui pinnase tugevus on määratud peamiselt nidususega, asub tsenter jalamist veidi

kaugemal. Kui domineeriv on sisehõõre, asub tsepter nõlva jalamile lähemal. Järskude nõlvade puhul (kalle üle 45°) asub tsepter horisontaalsuunas jalami suhtes nõlvast kaugemal. Ühtlase pinnase korral võib pöördetsentri esialgse asukoha määrata joonisel 9.13 esitatud graafiku abil.



Joonis 9.13 Graafik ohtlikema lihketsentri koordinaatide x ja y määramiseks.

9.7.3 Bishop ringsindrilise lihkepinna meetod

Tavalise ringsilindrilise lihkepinna meetodi puhul vaadeldakse ainult momentide

tasakaalu ja arvestatakse ainult lihkepinnal mõjuvaid jõude. Bishop (1955) esitas meetodi, mille puhul võetakse arvesse lisaks momentide tasakaalu tingimusele vertikaaljõudude tasakaalu ja üldjuhul ka lõikude vahel tekkivaid vertikaal- ja horisontaaljõude (joonis 9.14). Varuteguriks on nihketugevuse τ_f suhe tasakaalu olekus mobiliseeritavasse nihketugevusse τ_s . Nihketugevus $\tau_f = c + \sigma \tan \varphi$. Kuna $\sigma = N/l$, kus l on lihkejoone pikkus lõigu i ulatuses. Varutegur on seega

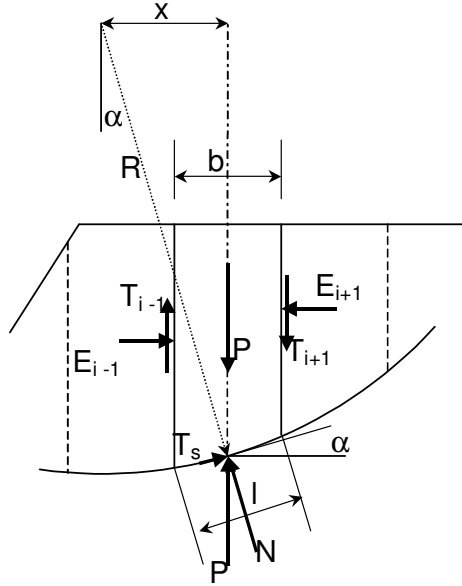
$$F = \frac{c + \frac{N}{l} \tan \varphi}{\tau_s} \quad (9.13)$$

Momentide tasakaalu tingimusest

$$\sum Px = \sum T_s R = \sum \tau_s l R \quad (9.14)$$

Varuteguri võib kirjutada seega kujul

$$F = \frac{R}{\sum Px} \sum (cl + N \tan \varphi) \quad (9.15)$$



Joonis 9.14 Lõigule mõjuvad jõud
Bischofi meetodi puhul

Tasakaalu tagamiseks vajaliku normaaljõu suuruse saab leida lõigule mõjuvate vertikaaljõudude tasakaalu tingimusest

$$P + \Delta T - l \frac{c}{F} \sin \alpha - N \cos \alpha - N \frac{\tan \varphi}{F} \sin \alpha = 0 \quad (9.16)$$

millest

$$N = \frac{P + \Delta T - l \frac{c}{F} \sin \alpha}{\cos \alpha + \frac{\tan \varphi}{F} \sin \alpha}$$

$$\Delta T = T_i - T_{i+1}$$

Asetades N suuruse varuteguri avaldusse 9.15, arvestades, et $l = b \cdot \cos \alpha$ ning $x = R \cdot \sin \alpha$, ning tähistades

$$m_a = \cos \alpha + \frac{\tan \varphi}{F} \sin \alpha \quad (9.17)$$

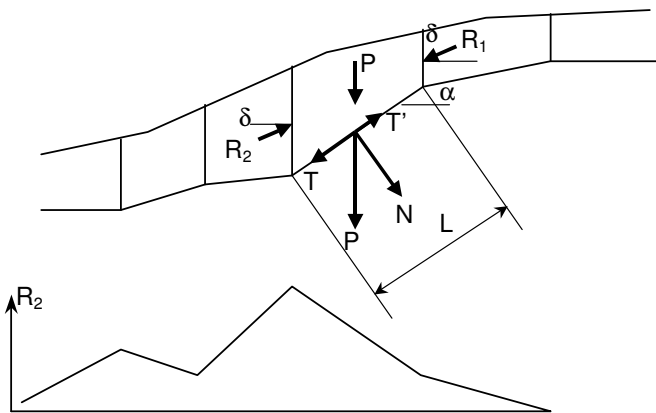
saab pärast teisendamist varuteguri jaoks avalduse

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (cb + P \tan \varphi + \Delta T \tan \varphi) \frac{l}{m_a}}{\sum_{i=1}^{i=n} P \sin \alpha} \quad (9.18)$$

Kuna varutegur F asub mõlemal pool võrdusmärki, ei ole see otseselt leitav, vaid tuleb määrata järk-järgulise lähenemise teel. Eeldades tõenäolise varuteguri tuleb arvutada m_a ja seejärel F . Leitud F kaudu tuleb arvutada uus m_a ja jälle uus F . Arvutust tuleb korrata kuni m_a leidmiseks kasutatud F on küllalt lähedane valemiga 9.18 leitud varutegurile. Järk-järgulise lähendamisega tuleb leida ka ΔT väärtus. On leitud, et liige ΔT mõjutab lõpptulemust tühiselt vähe ja seepärast võib sellest liikmest enamasti loobuda. Bishopi meetod annab tavalise Felleniuse meetodiga veidi suurema varuteguri suuruse, seega ökonoomsema lõpptulemuse.

9.8 Nõlva püsivuse arvutus tasanditest koosneva lihkepinna puhul

Mõnikord võib potentsiaalne lihkepind olla looduslike tingimustega määratud. Tavaliselt on see nii, kui nõlva aluse moodustab kalju või väga tugev pinnas ja see on omakorda kaetud irdpinnasega. Kalju pragudest immitsev või piki kalju pinda liikuv vesi võib nõrgendada irdpinnast vahetult kalju peal ja seetõttu toimub lihe tõenäoliselt mööda kontaktpinda.



Joonis 9.15 Tasanditest koosneva lihkepinnaga nõlva arvutusskeem

Nõlva püsivuse kontrollimiseks jaotatakse nõlv osadeks (plokkideks), nii et iga ploki ulatuses oleks lihkajoon sirge (joonis 9.15). Üksikule plokkile mõjuvad järgmised jõud:

- pinnase kaal ploki ulatuses $P = A\gamma$, kus A on ploki pind ja γ on pinnase mahukaal;
- nidususest c põhjustatud jõud ploki all $T_c = cL$, kus L on ploki aluse pikkus;
- hõõrdest põhjustatud jõud ploki all $N \tan\phi$;
- ploki külgedel mõjuvad pinnasesurvejõud R_1 ja R_2 . Need jõud mõjuvad hõõrdenurga δ võrra horisontaalist kaldu. Tavaliselt võetakse $\delta = \phi$.

Lihkepinnal hõõret põhjustava normaaljõu tekitavad P , R_1 ja R_2

$$N = P \cos \alpha + R_1 \sin(\delta - \alpha) - R_2 \sin(\delta - \alpha).$$

Plokki kinnihoidvate ja nihutavate jõudude tasakaalutingimus

$$N \tan \phi + cL + R_2 \cos(\delta - \alpha) = P \sin \alpha + R_1 \cos(\delta - \alpha)$$

Asetades tasakaalutingimusse N avalduse saame avaldada R_2 suuruse

$$R_2 = \frac{P \sin \alpha + R_1 \cos(\delta - \alpha) - [P \cos \alpha + R_1 \sin(\delta - \alpha)] \tan \phi - cL}{\cos(\delta - \alpha) - \sin(\delta - \alpha) \tan \phi} \quad (9.19)$$

Kui R_2 mingi ploki kohta osutub negatiivseks, siis tähendab see, et ploki aluses mõjuvad kinnihoidvad jõud piisavad ploki püsimiseks ja sellisel juhul $R_2 = 0$.

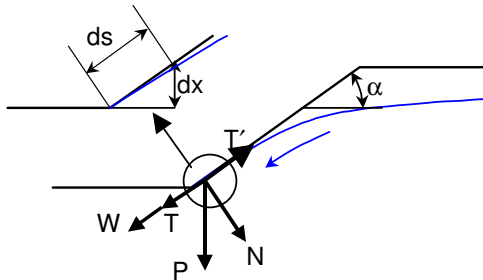
Arvutust alustatakse nõlva ülemisest plokist, kus $R_1 = 0$. Ülemise ploki kinnihoidmiseks vajalik jõud R_2 mõjub järgmisele plokile survejõuna R_1 . Järk-järgult arvutusega allapoole liikudes, leitakse iga ploki jaoks R_2 väärtus. Kui alumise ploki jaoks $R_2 \leq 0$, on nõlv püsiv.

9.9 Nõlva püsivus vee olemasolul nõlva moodustavas pinnases

Seni vaadeldud juhtudel vee mõju ei käsitletud. Paljudel juhtudel on just hüdrostaatilisel ja eriti vee liikumisel tekkival hüdrodünaamilisel survele otsustav osa nõlva püsivusele. Juhul kui nõlvas vee liikumist ei toimu (veepind pinnases on horisontaalne), kehtivad kõik eelnevad lahendid. Pinnase mahukaaluks tuleb allpool veetasel asuvas osas võtta heljundmahukaal $\gamma' = \gamma - \gamma_w$. Vee voolamisel nõlvas lisandub vee voolamise suunaline hüdrodünaamiline jõud, mis suurendab nihutavat jõudu või momenti. Enamik nõlvade varisemisi on toimunud just hüdrodünaamilise jõu suurenemisel. See jõud on võrdeline hüdraulilise gradiendiga (vt. osa 3.5). Seepärast kõige ohtlikum olukord tekib suurima pinnaseveetaseme erinevuse juures nõlvas, näiteks suurvee järel toimuva järsu vee langemise korral jõgedes.

9.9.1 Liivast nõlva püsivus vee voolamisel

Kui pinnase tugevus on määratud ainult sisehõrdenurga ($c=0$), siis ilma veevooluta on nõlv püsiv kui nõlva kaldenurk võrdub pinnase sisehõrdenurgaga. Vee väljumise puhul nõlvast lisandub filtratsioonijõud (joonisel 9.16 jõud W), mis on mõjub tasakaalu



Joonis 9.16 Pinnaseosakesele mõjuvad jõud vee voolamisel liivast nõlvast

vähendavalt. Teatud pinnase mahule mõjub jõud raskusjõud $P = (\gamma - \gamma_w)V$. Jagades selle komponentideks saame $N = P \cos \alpha$ ja $T = P \sin \alpha$. Hõrdejõud $T' = N \tan \phi$. Filtratsioonijõud on eelneva põhjal $W = \gamma_w VI$. Gradient on antud juhul võrdne veepinna kaldega vee väljumiskohas nõlval. Suurim võimalik kalle, seega halvim olukord on juhul, kui veepinna kalle võrdub nõlva kaldega. Siis $I = dx/ds = \sin \alpha$ ja $W = \gamma_w V \tan \alpha$. Leides varuteguri, kui vaadeldavat mahtu nõlva suunas kinnihoidvate ja allanihutavate jõudude suhet, saame

$$F = \frac{\gamma' V \cos \alpha \tan \phi}{\gamma' V \tan \alpha + \gamma_w V \sin \alpha} = \frac{\cos \alpha \tan \phi}{\tan \alpha + \frac{\gamma_w}{\gamma'} \sin \alpha} \quad (9.20)$$

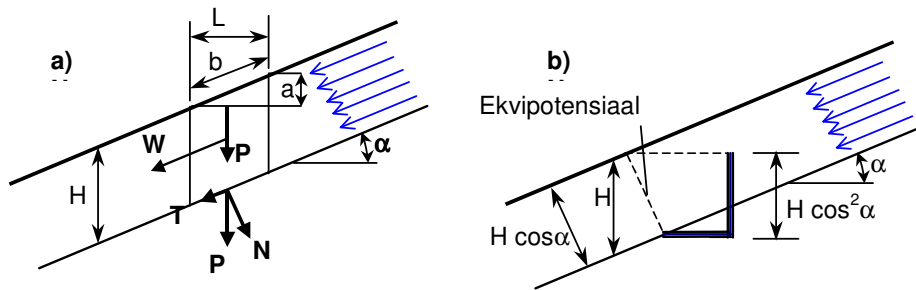
Arvestades, et tavaliselt $\gamma' \approx \gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ ja $\sin \alpha \approx \tan \alpha$, saame

$$F = \frac{\tan \varphi}{2 \tan \alpha} \quad (9.21)$$

Nõlv on tasakaalus siis kui $F = 1$, see tähendab kui $\alpha \approx \varphi/2$. Järelikult vee väljavoolu korral peab nõlv olema kaks korda laugem, kui kuiva pinnase korral.

9.9.2 Pikk tasapinnalise lihkepinnaga nõlv vee liikumisel paralleelselt lihkepinnaga

Taolisel vee liikumisel on voolujooned paralleelsed sirged ja ekvipotentsiaalijooned risti nõlvaga (joonis 9.17 a).



9.17 Lõpmatult pika tasandnõlva arvutuskeem veevoolu korral. a) lahendus jõudude tasakaalutingimusest. b) lahendus tugevustingimusest

Vee voolamise tõttu lisandub võrreldes kuiva pinnasega filtratsioonijõud. Ülesanne on lahendatav kahel põhimõtteliselt erineval teel. Esimeseks vaatleme varutegurit, kui ühel lõigul esinevate kinnihoidvate ja nihutavate jõudude suhet. Kuna pinnas on vees, tuleb efektiivpingete määramiseks tarvitlikud jõud leida heljundmahukaaluga γ' .

Lõigule mõjuvad jõud on $P' = HL\gamma'$ ja $W = HL\gamma_w I$. Kuna gradient $I = a/b$ ja $a = L \tan \alpha$ ning $b = L/\cos \alpha$, siis $I = \sin \alpha$. Kinnihoidvad jõud on cb ja $N \tan \varphi = HL\gamma' \cos \alpha \tan \varphi$. Nihutavad jõud $T = HL\gamma' \sin \alpha$ ja W . Varutegur on siis

$$F = \frac{c \frac{L}{\cos \alpha} + HL\gamma' \cos \alpha \tan \varphi}{HL\gamma' \sin \alpha + HL\gamma_w \sin \alpha} = \frac{c}{\gamma H \sin \alpha \cos \alpha} + \frac{\gamma' \tan \varphi}{\gamma \tan \alpha} \quad (9.22)$$

kuna $\gamma = \gamma' + \gamma_w$. Võrreldes kuiva pinnasega erineb see varutegur mahukaalude suhte lisandumisega teise liikmesse. Kuna see suhe on ligikaudu 0,5, siis on tulemus juhul kui $c=0$, eelneva lahendusega identne.

Sama ülesande saab lahendada ka vaadeldes varutegurit, kui nihketugevuse ja nihkepinge suhet lihkepinnal. Lahendus on samasugune, kui kuiva pinnase korral. Hõõrde arvestamisel tuleb kasutada nüüd ainult efektiivpinget $\sigma' = \sigma - u$, kus u on poorivesurve lihkepinnal. Vastavalt joonisele 9.17 b on poorivesurve $u = \gamma_w H \cos^2 \alpha$.

Püsivustegur on seega

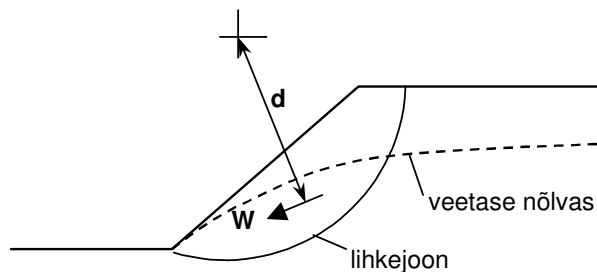
$$F = \frac{c + (\sigma - u) \tan \varphi}{\tau} = \frac{c + (H\gamma \cos^2 \alpha - H\gamma_w \cos^2 \alpha) \tan \varphi}{H\gamma \cos \alpha \sin \alpha} = \frac{c}{H\gamma \cos \alpha \sin \alpha} + \frac{\gamma' \tan \varphi}{\gamma \tan \alpha} \quad (9.23)$$

Tulemus on sama, kui esimesel viisil saadud. Valemitest järeldeb, et voolava vee korral kinnihoidvad jõud tuleb määrata kasutades heljundmahukaalu, see tähendab efektiivpingete

kaudu, nihutavad jõud aga pinnase mahukaalu abil veega küllastunud olekus, see tähendab kogupinge kaudu. Üleni liikumatu vee all asuva nõlva puhul tulevad mõlemad jõud leida heljundmahukaalu abil.

9.9.3 Ringsilindrilise lihkpinna meetod vee voolamisel nõlvas

Võrreldes vee mõjuga lahendusega lisandub lihkumist põhjustavale momendile hüdrodünaamilisest jõust põhjustatud moment $W \cdot d$ (joonis 9.18).



Joonis 9.18 Vee voolamisest tingitud hüdrodünaamilise jõu w mõju nõlva püsivusele

Ülesande võib lahendada nagu pika nõlvagi puhul kahel viisil. Otsese lahendi korral, mis vaatleb kõigi jõudude momentide tasakaalu lihkpinna tsentri suhtes, tuleb iga lõigu kaal leida seosest

$$P_i = \sum A_{1i} \gamma_i + \sum A_{2i} \gamma'_i \quad (9.24)$$

kus A_{1i} on veepinnast kõrgemale jäävate pinnasekihtide pind lõigu ulatuses ja A_{2i} veepinna alla jäävate pinnasekihtide pind. Jõu P komponent $P \sin \phi$ moodustab nihutava jõu. Nihutavateks jõududeks on nüüd ka filtratsioonijõud W , mille suuruse, asendi ja suuna määramiseks tuleb konstrueerida vooluvõrk. Kinnihoidvad jõud on samad, kui kuiva nõlva puhul. Momentide suhtest saab püsivusteguri

$$F = \frac{R \sum (c_i L_i + P_i \cos \alpha_i \tan \phi_i)}{\sum R P_i \sin \alpha_i + \sum W_j x_j} \quad (9.25)$$

Vooluvõrgu konstrueerimine ja filtratsioonijõudude leidmine on väga tömahukas. Otstarbekam nõlva püsivuse kontrollimiseks kasutada teist võimalust nagu pika tasapinnalise nõlva korral. Lihet põhjustavad pinnase kaalust tingitud jõud leitakse ilma vee üleslükke jõudu arvestamata. Kinnihoidvad jõud leitakse allpool veepinda oleva osa jaoks arvestades vee üleslükke jõudu.

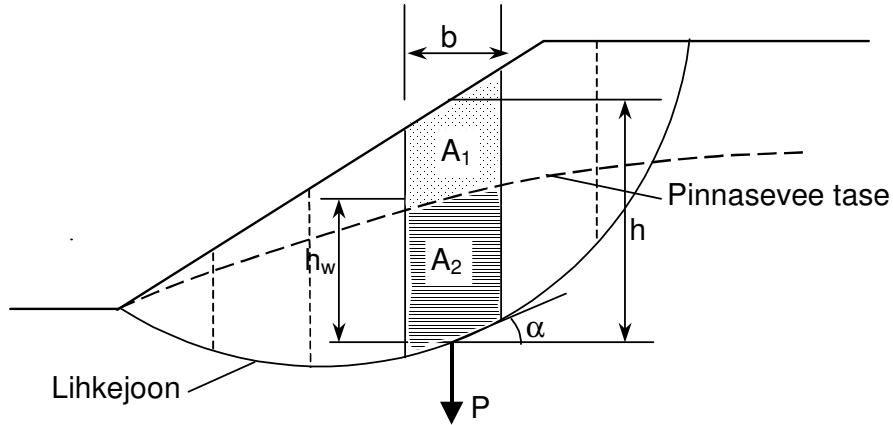
Valem püsivusteguri leidmiseks kujuneb Felleniuse meetodi puhul järgmiseks (joonis 9.19)

$$F = \frac{\sum c_i L_i + \sum (P_{1i} + P'_{2i}) \cos \alpha_i \tan \phi_i}{\sum (P_{1i} + P_{2i}) \sin \alpha_i} \quad (9.26)$$

ja Bishopi lihtsustatud meetodi korral

$$F = \frac{\sum [c_i b_i + (P_{1i} + P'_{2i}) \tan \varphi_i] \frac{1}{m_a}}{\sum (P_{1i} + P_{2i}) \sin \alpha_i} \quad (9.27)$$

Valemities P_1 on pinnase ja selle poorides oleva vee kaal lõigu piires ülalpool veetaset $P_1 = A_1 \gamma$. P_2 on pinnase ja vee kaal allpool veetaset $P_2 = A_2 \gamma$ ja P'_2 pinnase kaal allpool veetaset arvestades vee üleslükke jõudu $P'_2 = A_2 \cdot \gamma' = A_2 (\gamma - \gamma_w)$.



Joonis 9.19. Arvutuskeem nõlva püsivusteguri leidmiseks vee voolu korral

Praktikas ei ole sageli täpne veetase, seega ka h_w suurus, nõlvas määratav. Sellisel juhul kasutatakse valemite 9.26 ja 9.27 modifitseeritud kuju. Kuna $A_1 = (h - h_w)b$, $A_2 = h_w b$ ja poorivee surve $u = h_w \gamma_w$ ning kasutades pooriveesurve tegurit $r_u = u/h\gamma$, kujunevad valemid püsivusteguri arvutamiseks järgmiseks:

Felleniuse meetodi puhul

$$F = \frac{\sum c_i L_i + \sum b_i h_i \gamma (1 - r_u) \cos \alpha_i \tan \varphi_i}{\sum b_i h_i \gamma \sin \alpha_i} \quad (9.28)$$

Bishofi meetodi puhul

$$F = \frac{\sum [c_i b_i + b_i h_i \gamma (1 - r_u) \tan \varphi_i] \frac{1}{m_a}}{\sum b_i h_i \gamma \sin \alpha_i} \quad (9.29)$$

Tegur r_u võetakse konstantseks kogu lihkuvale lõigu ulatuses. Kuna ligikaudu $\gamma = 2\gamma_w$, pooriveesurve teguri maksimaalne väärtus on 0,5. Kui pinnasevee tase nõlvas on teadmata, võetakse sageli teatud varuga $r_u = 0,4$.

9.9.4 Bishofi ja Morgensterni meetod

Lähtudes Bishofi meetodist koostasid Bishof ja Morgenstern (1960) tabelid, mille abil lihtsate nõlvade (ühtlane pinnas ilma koormuseta nõlvale) on võimalik püsivustegur leida valemiga

$$F = m - nr_u \quad (9.30)$$

m ja n on kandevõimetegurid, mis sõltuvad pinnase sisehõordenurgast φ , nõlva kaldenurgast

β , tegurist $c/\gamma H$ ja sügavustegurist D (lihkepinna sügavuse ja nõlva kõrguse suhe). c on pinnase nidusus, γ pinnase mahukaal ja H nõlva kõrgus. Selle meetodi kasutamisel tuleb tabelist 9.2 (Whitlow 1995) olenevalt $c/\gamma H$, nõlva kaldest ja pinnase sisehõordenurgast ϕ leida tegurid m ja n erinevate lihkepinna suhteliste sügavuste D jaoks ning arvutada valemiga 9.30 püsivustegurid. Määravaks on selliselt leitud minimaalne F .

Tabel 9.2

$C/\gamma H = 0$														
Cot β		0,5:1			1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
D	ϕ	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	
Kõik	20	0,18	0,90	0,36	0,72	0,73	0,90	1,08	1,21	1,45	1,54	1,81	1,88	
	25	0,23	1,16	0,47	0,92	0,92	1,16	1,40	1,55	1,86	1,97	2,32	2,41	
	30	0,29	1,43	0,58	1,15	1,15	1,43	1,72	1,91	2,30	2,44	2,88	2,98	
	35	0,35	1,74	0,70	1,39	1,39	1,74	2,10	2,32	2,79	2,97	3,48	3,62	
	40	0,42	2,09	0,83	1,67	1,67	2,09	2,51	2,79	3,34	3,55	4,18	4,34	

$C/\gamma H = 0,025$														
Cot β		0,5:1			1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
D	ϕ	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	
1,00	20	0,52	0,72	0,70	0,76	1,11	1,01	1,53	1,34	1,95	1,69	2,37	2,04	
	25	0,59	0,79	0,83	0,96	1,35	1,27	1,87	1,69	2,39	2,13	2,91	2,59	
	30	0,67	0,88	0,97	1,19	1,60	1,56	2,23	2,07	2,86	2,61	3,41	3,17	
	35	0,76	1,00	1,13	1,44	1,87	1,88	2,63	2,50	3,38	3,15	4,14	3,83	
	40	0,86	1,17	1,30	1,72	2,18	2,24	3,07	2,98	3,95	3,76	4,86	4,56	
1,25	20	1,00	0,93	1,07	1,02	1,29	1,20	1,60	1,45	1,93	1,76	2,30	2,06	
	25	1,22	1,18	1,31	1,30	1,60	1,53	1,97	1,87	2,42	2,25	2,87	2,65	
	30	1,46	1,47	1,59	1,62	1,95	1,91	2,41	2,33	2,93	2,80	3,49	3,28	
	35	1,74	1,76	1,90	1,96	2,32	2,31	2,89	2,83	3,50	3,38	4,17	3,98	
	40	2,04	2,11	2,23	2,35	2,74	2,75	3,43	3,39	4,14	4,04	4,93	4,75	

$C/\gamma H = 0,050$														
Cot β		0,5:1			1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
D	ϕ	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	
1,00	20	0,69	0,78	0,90	0,83	1,37	1,06	1,83	1,38	2,32	1,77	2,77	2,08	
	25	0,80	0,98	1,05	1,03	1,61	1,33	2,18	1,75	2,77	2,20	3,33	2,64	
	30	0,91	1,21	1,21	1,24	1,88	1,62	2,56	2,15	3,24	2,68	3,91	3,24	
	35	1,02	1,40	1,37	1,46	2,17	1,95	2,99	3,78	2,58	3,25	4,57	3,96	
	40	1,14	1,61	1,55	1,71	2,50	2,32	3,44	3,06	4,40	3,91	5,30	4,64	
1,25	20	1,16	0,98	1,24	1,07	1,50	1,26	1,82	1,48	2,22	1,79	2,63	2,10	
	25	1,40	1,34	1,50	1,35	1,81	1,59	2,21	1,89	2,70	2,28	3,19	2,67	
	30	1,65	1,51	1,77	1,66	2,14	1,94	2,63	2,33	3,20	2,81	3,81	3,30	
	35	1,93	1,82	2,08	2,00	2,53	2,33	3,10	2,84	3,78	3,39	4,48	4,01	
	40	2,24	2,16	2,42	2,38	2,94	2,78	3,63	3,38	4,41	4,07	5,22	4,78	
1,5	20	1,48	1,28	1,55	1,33	1,74	1,49	2,00	1,69	2,33	1,98	2,68	2,27	
	25	1,82	1,63	1,90	1,70	2,13	1,89	2,46	2,17	2,85	2,52	3,28	2,88	

	30	2,18	2,01	2,28	2,09	2,56	2,33	2,95	2,69	3,42	3,10	3,95	3,56
	35	2,57	2,42	2,68	2,52	3,02	2,82	3,50	3,25	4,05	3,75	4,69	4,31
	40	3,02	2,91	3,16	3,02	3,55	3,37	4,11	3,90	4,77	4,48	5,50	5,12

$C/\gamma H = 0,075$														
Cot β		0,5:1			1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
D	ϕ	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	
1,00	20	0,85	0,80	1,09	0,84	1,61	1,11	2,14	1,44	2,66	1,80	3,17	2,13	
	25	0,95	1,01	1,25	1,05	1,86	1,38	2,50	1,80	3,13	2,26	3,74	2,72	
	30	1,06	1,24	1,42	1,30	2,14	1,68	2,88	2,20	3,62	2,76	4,36	3,33	
	35	1,19	1,49	1,61	1,56	2,44	2,03	3,31	2,66	4,18	3,33	5,02	4,00	
	40	1,33	1,76	1,80	1,82	2,77	2,39	3,78	3,15	4,79	3,95	5,78	4,76	
1,25	20	1,34	1,02	1,39	1,09	1,69	1,29	2,07	1,54	2,49	1,82	2,95	2,17	
	25	1,58	1,28	1,66	1,39	2,00	1,64	2,47	1,96	2,97	2,32	3,52	2,73	
	30	1,83	1,56	1,94	1,70	2,35	2,01	2,89	2,39	3,50	2,86	4,15	3,36	
	35	2,11	1,87	2,25	2,03	2,73	2,39	3,36	2,87	4,08	3,46	4,83	4,04	
	40	2,42	2,21	2,58	2,40	3,15	2,84	3,89	3,43	4,73	4,13	5,60	4,83	
1,50	20	1,64	1,31	1,71	1,35	1,92	1,51	2,20	1,73	2,55	1,99	2,93	2,27	
	25	1,98	1,66	2,05	1,71	2,31	1,91	2,66	2,20	3,08	2,53	3,55	2,92	
	30	2,34	2,04	2,43	2,10	2,74	2,36	3,16	2,71	3,66	3,13	4,22	3,59	
	35	2,74	2,46	2,84	2,54	3,21	2,85	3,71	3,29	4,30	3,79	4,96	4,34	
	40	3,19	2,93	3,31	3,03	3,74	3,40	4,33	3,93	5,03	4,53	5,79	5,19	

$C/\gamma H = 0,100$														
Cot β		0,5:1			1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
D	ϕ	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	
1,00	20	0,98	0,80	1,25	0,86	1,83	1,13	2,41	1,46	2,97	1,83	3,53	2,15	
	25	1,10	1,02	1,41	1,07	2,09	1,42	2,78	1,84	3,36	2,29	4,09	2,72	
	30	1,21	1,25	1,58	1,30	2,37	1,72	3,17	2,25	3,91	2,80	4,71	3,34	
	35	1,34	1,50	1,77	1,57	2,68	2,08	3,59	2,71	4,49	3,34	5,39	4,03	
	40	1,48	1,78	1,99	1,87	3,01	2,44	4,07	3,21	5,10	3,97	6,14	4,80	
1,25	20	1,48	1,03	1,52	1,09	1,88	1,29	2,27	1,56	2,74	1,83	3,23	2,15	
	25	1,72	1,29	1,79	1,38	1,19	1,63	2,67	1,96	3,21	2,32	3,81	2,74	
	30	1,99	1,59	2,08	1,73	2,53	2,00	3,09	2,41	3,73	2,84	4,42	3,35	
	35	2,27	1,90	2,40	2,07	2,91	2,41	3,58	2,90	4,30	3,44	5,10	4,04	
	40	2,58	2,23	2,74	2,44	3,33	2,85	4,09	3,44	4,96	4,11	5,88	4,84	
1,50	20	1,77	1,30	1,85	1,36	2,07	1,52	2,38	1,73	2,76	2,00	3,14	2,28	
	25	2,11	1,66	2,20	1,72	2,47	1,93	2,83	2,21	3,28	2,53	3,78	2,91	
	30	2,48	2,05	2,58	2,11	2,90	2,38	3,33	2,72	3,86	3,12	4,44	3,59	
	35	2,88	2,47	2,98	2,54	3,37	2,86	3,88	3,28	4,49	3,78	5,17	4,34	

	40	3,33	2,94	3,45	3,03	3,90	3,42	4,49	3,92	5,21	4,51	5,99	5,16
--	----	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

C/γH = 0,125													
Cot β		0,5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
D	φ	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
1,00	20	1,13	0,81	1,43	0,88	2,04	1,15	2,69	1,54	3,26	1,78	3,87	2,12
	25	1,25	1,04	1,60	1,11	2,32	1,45	3,06	1,91	3,74	2,27	4,45	2,72
	30	1,38	1,27	1,77	1,34	2,62	1,78	3,46	2,30	4,25	2,81	5,07	3,37
	35	1,50	1,51	1,96	1,59	2,93	2,12	3,88	2,71	4,82	3,41	5,77	3,37
	40	1,61	1,75	2,17	1,89	3,27	2,48	4,36	3,18	5,46	4,06	6,55	4,89
1,25	20	1,64	1,06	1,67	1,10	2,05	1,32	2,49	1,58	2,98	1,86	3,50	2,17
	25	1,22	1,33	1,94	1,40	2,38	1,67	2,89	1,99	3,48	2,38	4,08	2,75
	30	2,16	1,63	2,23	1,73	2,73	2,04	3,32	2,43	4,01	2,92	4,71	3,41
	35	2,45	1,95	2,56	2,09	3,11	2,45	3,80	2,93	4,59	3,50	5,41	4,13
	40	2,77	2,30	2,92	2,49	3,54	2,91	4,33	3,49	5,24	4,16	6,21	4,95
1,50	20	1,92	1,32	2,02	1,39	2,23	1,55	2,57	1,75	2,96	2,00	3,40	2,29
	25	2,26	1,68	2,37	1,75	2,64	1,97	3,03	2,23	3,50	2,55	4,02	2,91
	30	2,62	2,07	2,75	2,15	3,07	2,43	3,53	2,75	4,08	3,15	4,69	3,60
	35	3,04	2,50	3,16	2,58	3,55	2,92	4,08	3,32	4,73	3,81	5,44	4,36
	40	3,50	2,98	3,63	3,07	4,09	3,49	4,71	3,98	5,46	4,57	6,28	5,23

C/γH = 0,150													
Cot β		0,5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
D	φ	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
1,00	20	1,25	0,81	1,58	0,89	2,25	1,16	2,89	1,44	3,57	1,80	4,21	2,15
	25	1,37	1,02	1,75	1,12	2,53	1,45	3,34	1,80	4,01	2,27	4,78	2,77
	30	1,50	1,25	1,93	1,36	2,83	1,78	3,64	2,24	4,54	2,79	5,41	3,39
	35	1,65	1,53	2,12	1,61	3,14	2,14	4,09	2,71	5,10	3,38	6,09	4,09
	40	1,80	1,82	2,33	1,89	3,49	2,53	4,57	3,24	5,74	4,05	6,86	4,85
1,25	20	1,79	1,07	1,80	1,10	2,22	1,32	2,69	1,59	3,22	1,86	3,77	2,17
	25	2,03	1,33	2,07	1,40	2,55	1,68	3,09	2,01	3,31	2,37	4,33	2,76
	30	2,30	1,63	2,37	1,74	2,90	2,06	3,51	2,44	4,22	2,92	4,96	3,38
	35	2,60	1,96	2,69	2,08	3,28	2,47	4,00	2,94	4,81	3,50	5,66	4,10
	40	2,92	2,33	3,05	2,44	3,72	2,92	4,53	3,48	5,46	4,17	6,44	4,92

1,50	20	2,05	1,33	2,15	1,39	2,38	1,54	2,74	1,75	3,15	2,01	3,63	2,30
	25	2,39	1,68	2,51	1,76	2,77	1,97	3,19	2,23	3,67	2,55	4,23	2,90
	30	2,76	2,07	2,89	2,16	3,22	2,43	3,70	2,75	4,26	3,14	4,90	3,57
	35	3,16	2,50	3,30	2,59	3,69	2,92	4,24	3,31	4,90	3,79	5,64	4,33
	40	3,62	2,98	3,76	3,07	4,23	3,48	4,87	3,95	5,63	4,54	6,47	4,19

9.9.5 Teised meetodid nõlva püsivuse kontrollimiseks

Eeltoodud põhiliste meetodite kõrval on kasutusel teisi meetodeid. Palju neist on sarnased Bishopi lihtsustatud meetodiga, kuid momentide tasakaalu tingimuse kõrval arvestavad ka jõudude tasakaalu tingimust.

Mogenstern ja Price (1965, 1967), võttes arvesse kõiki tasakaalutingimusi, eeldasid, et lõikude vahelised nihkejõud T (joonis 9.14) on seotud lõikudevaheliste horisontaaljõududega $T = \lambda f(x) E$, kus λ on konstant ja $f(x)$ lõigu horisontaalkauguse lineaarfunktsioon. Sellistel eeldustel saab tasakaaluvõrrandite süsteemi antud ääretingimuste juures lahendada λ ja püsivusteguri F leidmiseks.

Spencer eeldas, et lõikudevahelise jõu resultandi kaldenurk on ühe lõigu jaoks konstantne. Lõikudevahelise resultantjõu kaldenurk ja püsivustegur leitakse järkjärgulise lähenemise teel. Janbu lahenduse korral leitakse lõikudevahelised jõud järk-järgulise lähenemise teel alustades eeldusest, et nihkejõud lõikude vahel puuduvad. Janbu meetod on rakendatav ka ringsilindrist erineva, suvalise kujuga lihkepinna korral. Kõigi eeltoodud meetodite alusel on koostatud arvutiprogrammid, mis lubavad neid praktikas kasutada. Kõik eeltoodud meetodid eeldavad, et lihkepinna kuju ja asend on määratud. Ohtlikema lihkepinna asendi saab leida proovimise teel.

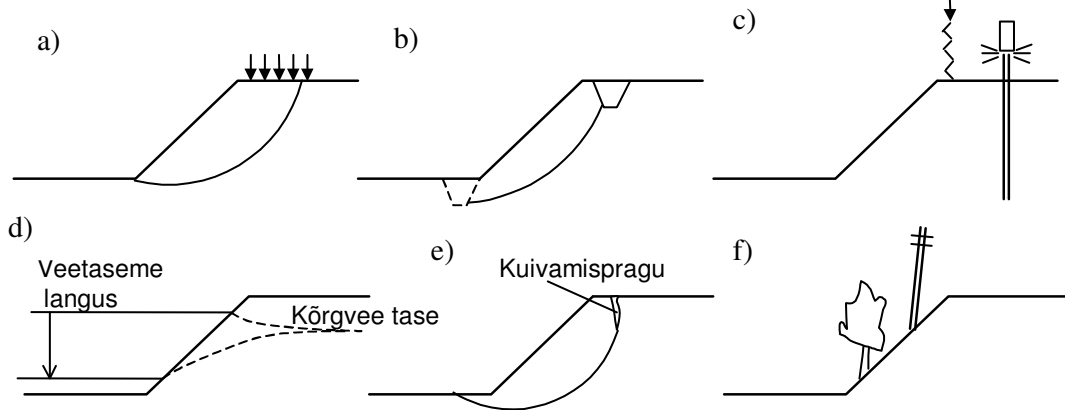
Selline vajadus puudub, kui nõlva püsivuse kontrollimiseks kasutatakse lõplike elementide meetodit. Selle meetodi kasutamisel jaotatakse pinnas nõlva piirkonnas lõplike suurusega (näiteks kolmnurkseteks) elementideks. Elementide jäikuse maatriks, mis seob jõud ja paigutused elementide sõlmedes, saadakse potentsiaalse energia miinimumi tingimusest. Andes ette jõud ja paigutused vaadeldava ala piiril saab lahenda võrrandsüsteemi, mis põhineb kogu süsteemi jäikusmaatriksil. Süsteemi lahendist saadava elementide paigutiste kaudu saab leida pinged elementides ning seejärel kontrollida, kas elemendis on täidetud tugevustingimus $\tau_f = c + \sigma \tan \varphi$. Tugevuse amendumine üksikus elemendis ei tähenda veel nõlva üldist püsivuse kaotust. Üldine püsivuse kaotus tekib juhul, kui elemendid, kus tugevustingimus pole täidetud, moodustavad pideva tsooni kogu nõlva ulatuses. Meetod on realiseeritav ainult vastava arvutiprogrammi olemasolu korral.

9.10 Nõlva purunemise peamised põhjused ja nõlva püsivuse suurendamise abinõud

Looduslikud nõlvad on sageli tasakaalu piiril. Geoloogilise ajaloo vältel võivad olla antud kohas toimunud maalihked ja purunemise järel võtab nõlv uue tasakaaluasendi. Tehisnõlvad projekteeritakse teatud kindlate tingimuste jaoks ökonoomse lahenduse saamiseks võimalikult väikese varuga. Tingimuste muutumisel võib nõlva püsivus osutada ebapiisavaks.

Nõlva purunemine võib toimuda mitmesugustel põhjustel.

Tasakaalu kaotuse ja varisemise võib põhjustada nõlva koormamine ehitise või ehitusmasinate kaaluga, pinnasetäitega jne (joonis 9.20a). Lisakoormuse tõttu suureneb lihkumist põhjustav jõud (või moment) rohkem kui kinnihoidev jõud (või moment).



Joonis 9.20 Nõlva purunemise võimalikud põhjused

Kaevetööd nõlva jalamil või nõlva peal (joonis 9.20b) võivad mõjuda nõlva püsivust vähendavalt.

Dünaamilised koormused nõlva läheduses (vibratsioonid ehitusmasinatest või transpordist, vaiade rammimine, lõhketööd jne) põhjustavad perioodilise pinnase tugevuse vähenemise ja võivad viia nõlva purunemisele (joonis 9.20c)

Hüdrodünaamilise surve suurenemine nõlvas, näiteks kiirel veetaseme alanemisel nõlva ees veekogus, põhjustab vee liikumise suunalise jõu suurenemise ja nõlva varisemise (joonis 9.20d). Suure gradiendi korral võib toimuda nõlva jalamil pinnase veeldumine.

Sadevete voolamine mööda nõlva ja eriti lainetuse mõju võib põhjustada pindmist erosiooni, Savipinnase kuivamine põhjustab pindmiste pragude tekkimist, mis vähendab lihkepinna pikkust ja seega ka püsivustegurit (joonis 9.20e)

Aja jooksul toimuvad pinnase keemilised ja ioonvahetus pinnasevees võivad põhjustada pinnase nõrgenemist ning kutsuda esile nõlva purunemise. Pinnase nõrgenemist võib põhjustada külmumisega seotud täiendav vee migratsioon külmumistsooni.

Piirtasakaalus olevas nõlvas on nihkepinge lähedane selle võimalikule maksimaalsele väärtusele – nihketugevusele. Selline olukord põhjustab roomeformatsioonide arengu.

Aeglaselt kulgeva roome areng lõhub pinnase struktuuri ning sellega vähendab nihketugevust ning võib lõpuks viia nõlva varisemiseni. Roome arengust annavad märku ja viitavad

võimalikule varingule kaldunud puud ja side- ning elektriliinide postid nõlval (joonis 9.20f)

Nõlva püsivust võib halvendada taimestiku – puude ja põõsaste – eemaldamine nõlvalt.

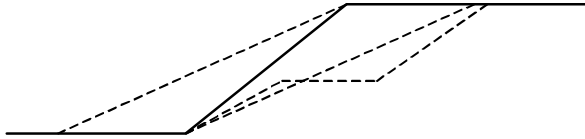
Taimede juured tugevdavad pinnast töötades armatuurina

Lihtsaim tee varisemisohtrliku nõlva püsivuse tõstmiseks on nõlva kaldenurga vähendamine

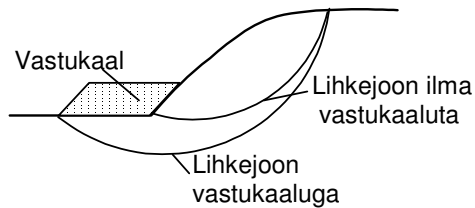
(joonis 9.21). Nõlva püsivust võib suurendada ka vastukaalu loomisega nõlva jalamile (joonis 9.22). Vastukaalu tõttu suureneb kinnihoidev moment ja ühtlasi pikeneb lihkejoon ning selle ulatuses mõjuvad lihkumist takistavad nihkejõud.

Nõlva püsivust saab suurendada vaiadega (joonis 9.23). Vaiade pinnasest oluliselt suurema

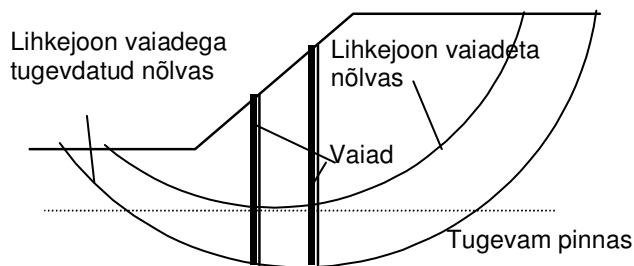
tugevuse tõttu, ja kui need ulatuvad sügavamal asuva tugevama pinnaseni, liigub ohtlikem lihkepind vaia otsa sügavuseni. Muidugi peab vaia tugevus lõikele ja paindele olema piisav ja samuti peab olema tagatud pinnase tugevus vaia ees allpool potentsiaalset lihkepinda. Loomulikult ei saa lihkeohtliku nõlva puhul kasutada vaiu, mille süvistamine põhjustab suuri vibratsioone.



Joonis 9.21 Nõlva püsivuse parandamine kaldenurga vähendamise abil

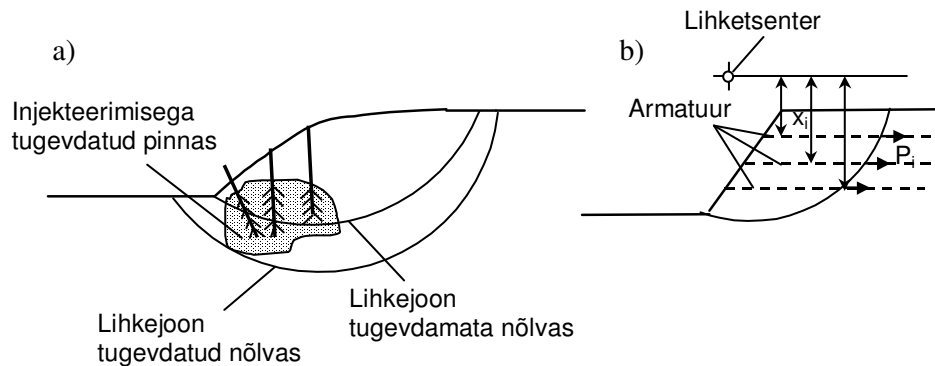


Joonis 9.22 Nõlva püsivuse suurendamine vastukaaluga jalamil.



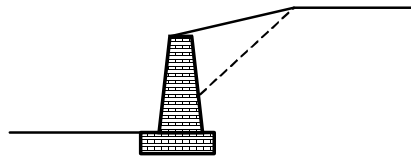
Joonis 9.23 Nõlva püsivuse suurendamine vaiadega

Üheks võimaluseks nõlva püsivuse parandamiseks on pinnase tugevuse suurendamine sobivate kemikaalide injekteerimise teel (joonis 9.24a). Muidugi peab pinnase tugevust suurendama seal, kus kulgeb ohtlikem lihkepind. Tehisnõlva korral saab nõlva püsivust



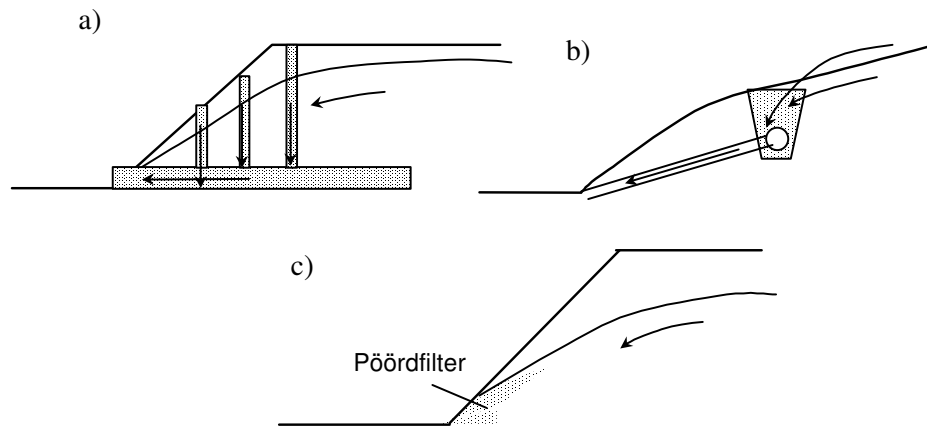
Joonis 9.24 Nõlva püsivuse suurendamine pinnase tugevdamise abil.
a) keemiline tugevdamine, b) armeerimine

suurendada ja ehitada suurema kaldenurgaga nõlva pinnase armeerimise abil (joonis 9.24b). Lihkejoont läbivas armatuuris tekkiv jõud suurendab kinnihoidvat momenti $\sum x_i \cdot P_i$ võrra. Juhul, kui nõlva jalamil või peal asuvad rajatised ei luba kallet vähendada, on võimalik kasutada püsivuse tagamiseks tugiseina (joonis 9. 25)



Joonis 9.25 Nõlva püsivuse suurendamine tugiseinaga

Pinnasevee ebasoodsat hüdrodünaamilist mõju saab vähendada otstarbeka drenaazisüsteemi rajamisega nõlvas ja nõlva ülaosas (joonis 9.26a). Pinnasesse valguva sadevee saab korjata nõlva peale rajatava drenaažiga kokku ning juhtida piki nõlva kohta, kus nõlva kõrgus on väiksem või viia torude abil läbi nõlva selle jalamile (joonis 9.26b). Erosiooni tekkimist vee väljavoolu kohas nõlva jalamil saab tõkestada sinna pöördfiltrite rajamisega (9.26c). Nõlva pindmise erosiooni vältimiseks peab nõlva pealispinda kindlustama. Kui erosiooni põhjuseks võib olla nõlva mööda allavoolav sadevesi, sobib selleks haljastus – muru ja madalad põõsad. Haljastuse rajamise algul, kui see ei ole juurdunud, peaks pinnast kaitsma uhtumise eest sünteetiliste või orgaanilisest materjalist võrguga. Orgaanilisest materjalist, näiteks õlgedest, kate on odavam ja loodussõbralikum. Pärast haljastuse juurdumist see lihtsalt kõduneb. Veekogude kallastel asuvatel nõlvadel võib erosiooni tekitada lainetus ja jää liikumine. Sellisel juhul peab nõlva kaitse olema tugevam. Kasutama peaks raudbetoonist plaate.



Joonis 9.26 Hüdrodünaamiliste mõjude vähendamine dreanaaži või pöördfiltriga nõlva püsivuse suurendamiseks

10 Pinnase rõhk piiretele

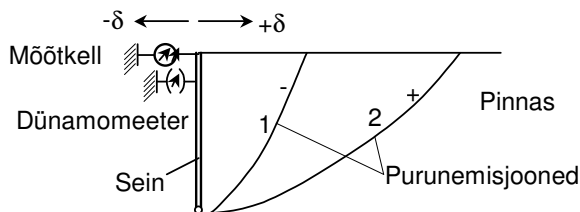
10.1 Probleemi olemus

Pinnasesse rajatud ehitisele mõjub alati pinnase omakaalust põhjustatud surve. Ka pinnasele mõjuv koormus tekitab pinged pinnases ja seepärast ka surve pinnases asuvatele ehitise osadele. Käesolevalt me ei vaatle ehitise omakaalust ja temale mõjuvate kasuskoormuste mõjul tekkivaid pingeid pinnases ja ehitises, vaid just pinnase ja ehitise vahelisest kontaktpingest põhjustatud koormust. Seega on probleem põhiliselt tugi- ja sulundseintele ning keldriseintele mõjuva koormuse määramisega. Kuna need on enamasti vertikaalsed või väikese kaldega konstruktsioonid, siis räägitakse ka pinnase külgsurve. On aga konstruktsioone, näiteks tunnelid ja torud, mille puhul on oluline ka pinnasesurve vertikaalsuunas. On selge, et teadmata pinnase poolt tekitatud surve suurust ja jaotust, ei saa eelnimetatud konstruktsioone otstarbekalt ja usaldusväärselt projekteerida.

Pinnase külgsurve määramine on üks vanemaid geotehnika probleeme, millele hakati otsima lahendust teaduslikul meetodil. Coulomb' poolt antud lahendit pinnase külgsurve leidmiseks loetakse esimeseks arvestatavaks tööks pinnasemehaanikas. Seal alates on selge, et pinnasesurve suurus ja jaotus sõltuvad väga mitmesugustest asjaoludest. Seda mõjutab pinnase tugevus ja mahukaal, seinapinna karedus, seinakuju ja kaldenurk, maapinna kuju (kaldu või horisontaalne), maapinnale mõjuva koormuse suurus ja jaotus, seinajäikus, seinaliikumine pinnase suhtes.

10.2 Pinnasesurve sõltuvus seinaliikumisest

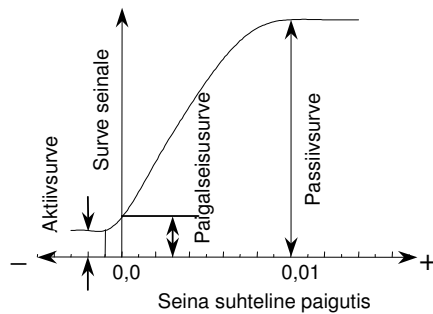
Pinnasesurve suurust olenevalt seinaliikumisest aitab selgitada joonisel 10.1



Joonis 10.1 Pinnasesurve sõltuvust seinaliikumisest kirjeldava mudeli skeem

toodud mudel. Sein (1) on kinnitatud šarniirselt läbipaistvate seintega renni põhja külge. Sein ülasas asuvad mõõtkell (2) paigutiste ja dünamomeeter (3) seinale mõjuva jõu mõõtmiseks. Dünamomeetri asendit on võimalik kruviseadme abil muuta. Sein tagune täidetakse pinnasega, näiteks kuiva liivaga. Täitmise ajal tuleb sein hoida liikumatuna, muutes kruvi abil dünamomeetri asendit. Tähistame selleks vajaliku jõu P_0 , mida nimetatakse paigalseisusurvejõuks. Seejärel keerame aegamööda dünamomeetrit tagasi, lubades seinal pöörduda pinnasest eemale. Fikseerides nii dünamomeetri kui mõõtkella näidud, saame koostada graafiku jõu sõltuvuse kohta paigutisest (joonis 10.2).

Paigutise tekkides kinnihoidmiseks vajalik jõud väheneb. Pärast seda, kui sein saavutab teatud paigutise, jõu vähenemine lakkab ja saavutab püsiva miinimumväärtuse P_a , mida nimetatakse pinnase aktiivsurvejõuks. Jälgides pinnaseterade liikumist seinaga, kui jõud on



Joonis 10.2 Seinale mõjuva surve sõltuvus suhtelisest paigutisest

saavutanud miinimumväärtuse, saab täheldada, et see toimub ainult teatavas osas, mis jääb seinale ja joone 1 (joonis 10.1) vahele. Osakeste liikumine on võimalik ainult seal, kus pinnase nihketugevus on ammendatud. Järelikult selles osas ning ka joonel 1 on nihkepinge võrdne nihketugevusega.

Kui kruvi abil nihutada seinale pinnase poole, hakkab dünamomeetri näit suurenema. Järk-järgult hakkab seinale nihutamiseks vajaliku jõu juurdekasv vähenema ja teatud seinale paigutise juures saavutatakse nihutamiseks vajalik jõud maksimumväärtuse - P_p , mida nimetatakse passiivsurvejõuks. Pinnaseterade liikumine toimub jällegi piiratud osas, kuid see osa on tunduvalt suurem, kui aktiivsurve puhul ja asub seinale ning joone 5 vahel.

Katsed näitavad, et koheva liiva surve langeb aktiivsurveni seinale pöördumisel nurga 0,001 kuni 0,002 puhul (ülemise otsa paigutus 1/1000 kuni 1/500 seinale kõrgusest). Tihedal liival piisab kaks korda väiksemast paigutusest. Passiivsurve mobiliseerimiseks on tarvis umbes 10 korda suuremat paigutist. Savipinnastel on aktiiv- ja passiivsurve tekkimiseks vajalik seinale paigutus tunduvalt suurem. Pinnast toetavate (tugi- ja sulundseinad, keldriseinad kanalid, allmaaehtiste elemendid jne) või pinnasele toetuvate (sulundseinad, horisontaalkoormusega vundamendid) elementide projekteerimiseks on insenerile vajalikud nii paigalseisu kui ka aktiiv- ja passiivsurve arvulised suurused.

10.3 Paigalseisusurve

Pinnasemassiivis sügavusel z maapinnast on vertikaalpinge $\sigma_v = \gamma z$ ja sellele vastav horisontaalpinge $\sigma_h = K_0 \sigma_v$, kus K_0 on külgsurveegur. Kui asendada osa pinnasemassiivist liikumatu seinaga, ei muuda see pingeolukorda ja paigalseisusurve võrdub horisontaalpingega. Kuna σ_v ja σ_h on pingete võimalikud ekstreemväärtused, on need peapinged ja nende mõjumispindadel puuduvad nihkepinged. Järelikult seinale karedus ei mõjuta pingete väärtusi. Elastsusteooria järgi

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (10.1)$$

Kuna Poissoni teguri määramine katseliselt tekitab raskusi, leitakse külgsurveegur tavaliselt mingi empiirilise seosega. Liivpinnaste jaoks on enamlevinud Jaky (1948) valem $K_0 = 1 - \sin \varphi$. Savipinnaste kohta soovib Massarsch (1979) valemit (10.2) kus I_p on plastsusarv.

$$K_0 = 0,44 + 0,42 I_p. \quad (10.2)$$

Larsson (1977) seob külgsurveteguri voolavuspiiriga

$$K_0 = 0,15 + 0,7 w_L. \quad (10.3)$$

Ületihenunud savipinnastel võib külgsurveteguri leida seosest

$$K_0 = K_{0n} \sqrt{R_c}, \quad (10.4)$$

kus K_{0n} on normaalselt tihenunud pinnase külgsurvetegur ja R_c ületihenemistegur.

Jaky valem annab usaldusväärseid tulemusi suhteliselt kohevate liivade korral. Tihendatud tagasitüüde korral alahindab valem K_0 väärtust. Sherif jt. (1984) annavad oma uurimistulemuste alusel valemi

$$K_0 = 1 - \sin \varphi + \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{dmin}} - 1 \right) 5,5, \quad (10.5)$$

kus γ_d – pinnase kuivmahukaal,

γ_{dmin} – pinnase kuivmahukaal kohevaimas olekus.

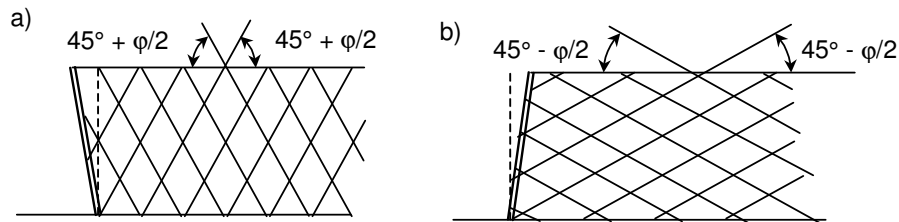
Kui maapind seina taga tõuseb nurga $\beta < \varphi$ all, võib külgsurveteguri leida seosega $K_{0\beta} = K_0(1 + \sin \beta)$.

Seina võib lugeda paigalolevaks ja külgsurve arvutada teguri K_0 ja vertikaalpinge korrutisena, kui seina paigutus on alla 0,005% tema kõrgusest.

10.4 Aktiivsurve

10.4.1 Rankine lahendus

Lihtsaimal juhul, kui sein on vertikaalne, maapind horisontaalne ning seina ja pinnase



Joonis 10.3 Purunemispinnad aktiivsurve a) ja passiivsurve korral b)

vahel ei ole hõõret, väheneb seina liikumisel pinnasest eemale horisontaalpinge sellise väärtuseni, mille puhul pinnase tugevus ammendub. Seina ja teatud lihepinna vahel on pinnas plastses tasakaalus. Mohri ringi abil on lihtne näidata, et niduseta pinnasel peab piirseisundis horisontaalpinge olema

$$\sigma_h = \sigma_v \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \sigma_v \tan^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (10.6)$$

Pinnase purunemine toimub pindadel, mis on peapingete $\sigma_1 = \sigma_h$ pinnast nurga all $\omega = 45^\circ + \varphi/2$ (joonis 10.3). Vertikaalpinge pinnase omakaalust sügavusel z $\sigma_v = z\gamma$. Tähistades

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (10.7)$$

saab horisontaalpinge sügavusel z avaldada kujul

$$\sigma_{hz} = \sigma_{vz} K_a \quad (10.8)$$

Seinale mõjuva aktiivjõu saame aktiivsurve epüüri pindalana. Kui seina kõrgus on H , siis

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (10.9)$$

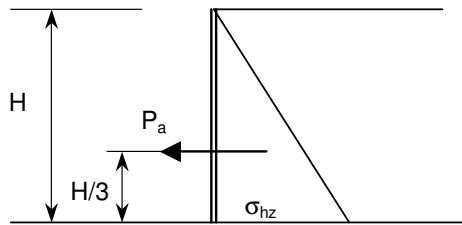
Jõud mõjub epüüri raskuskeskmes, seega $H/3$ kõrgusel seina alumisest servast.

Maapinnale mõjuva ühtlaselt jaotatud koormuse p korral võib selle asendada samasugusest pinnasest kihiga, kui on seina taga. Kihhi paksus on $H_0 = p/\gamma$. Horisontaalsurve sügavusel z on sellisel juhul

$$\sigma_h = (z + H_0) \gamma K_a \quad (10.10)$$

Horisontaalsurve epüür on (joonis 10.4) trapetsikujuline ja horisontaaljõu suurus

$$P_a = \gamma H \left(H_0 + \frac{H}{2} \right) K_a \quad (10.11)$$



Joonis 10.4 Aktiivsurve ja aktiivsurve jõud Rankine järgi

Jõud on rakendatud trapetsi raskuskeskmesse. Praktilistes arvutustes on lihtsam epüür jaotada kaheks osaks - 1) maapinnale mõjuvast koormusest põhjustatud täisnurkseks epüüriks, millest tulenev jõud on rakendatud seina poolele kõrgusele ja 2) pinnase omakaalust põhjustatud epüüriks, millest tulenev jõud rakendub kolmandiku kõrgusel

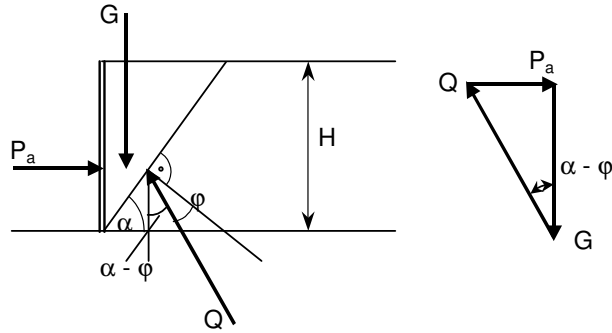
10.4.2 **Coulomb' teooria külgsurve määramiseks.**

Coulomb' esitas oma pinnasesurve teooria enam kui 200 aastat tagasi (1776). Teooria võtab arvesse seina ja pinnase vahelise hõõrde. Eelduseks on tasapinnaline lihkepind seinataguses pinnases nii aktiiv- kui passiivsurve puhul. Arvestada on võimalik nii seina kallet vertikaalist, kui ka maapinna kallet horisontaalist.

10.4.2.1 **Külgsurve vertikaalsele hõõrdevabale seinale horisontaalse maapinna puhul**

Külgsurve suurus leitakse libiseva pinnasemassiivi tasakaalutingimusest (joonis 10.5). Libisevale pinnasekiilule mõjuvad järgmised jõud:

1. Pinnase omakaal $G = H^2 \gamma / 2 \tan \alpha$.
2. Libisemispinnale mõjuv jõud Q , mis on pinna normaalist kaldu hõõrdenurga φ võrra.
3. Pinnase poolt seinale mõjuv survejõud P_a , mis hõõrdevaba vertikaalseina puhul on horisontaalne.



Joonis 10.5 Arvutuskeem külgsurve leidmiseks
Coulomb' järgi vertikaalse hõõrdevaba seina ja
horisontaalse maapinna puhul

Jõudude tasakaalu puhul peab nende jõudude hulknurk olema suletud. Täisnurksest kolmnurgast saame avaldada otsitava jõu P_a suuruse.

$$P_a = G \tan(\alpha - \varphi) = \frac{H}{2} \gamma \frac{\tan(\alpha - \varphi)}{\tan \alpha} \quad (10.12)$$

Maksimaalse P_a leidmiseks peab võtma tuletise ja võrdsustama selle nulliga. Siit saame

$$\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \quad (10.13)$$

Asetades selle P_a avaldusse saame seinale mõjuva jõu lõplikuks avalduseks

$$P_a = \frac{H^2 \gamma}{2} \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (10.14)$$

Sügavusest z ülespoole jäävale seinaosale mõjub jõud

$$P_a = \frac{z^2 \gamma}{2} \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (10.15)$$

Kuna jõud moodustub horisontaalsurvest seinale

$$P_a = \int_0^z \sigma_{zha} dz \quad (10.16)$$

siis

$$\sigma_{zha} = \frac{dP_a}{dz} = z \gamma \tan^2 (45^\circ - \varphi / 2) \quad (10.17)$$

Pingeepüür on kolmnurkne. Jõud P_a mõjub pingepüüri raskuskeskme kohal, järelikult seina alusest ühe kolmandikul seina kõrgusest.

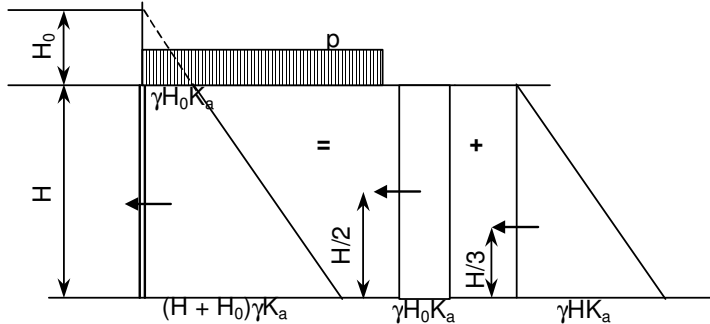
Tähistades $K_a = \tan^2 (45^\circ - \varphi / 2)$ ja arvestades, et $z\gamma$ on vertikaalpinge pinnase omakaalust sügavusel z , saame horisontaalsurve avalduseks

$$\sigma_{zha} = \sigma_{zv} K_a \quad (10.18)$$

Seega on pinnase horisontaalsurve vertikaalpinge ja aktiivsurveteguri korrutis.

10.4.2.2 Maapinnale mõjuva koormuse mõju pinnasesurvele

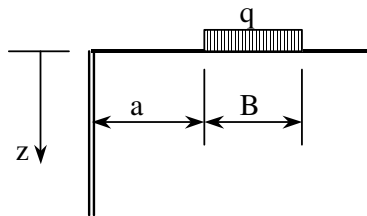
Kui maapinnale mõjub ühtlaselt jaotatud lauskoormus q , võib selle asendada samasuurt koormust avaldava pinnasekihiga. Pinnasekihi paksus $h_p = q/\gamma$ (joonis 10.6). Horisontaalsurve



Joonis 10.6 Horisontaalsurve ühtlaselt jaotatud lauskoormuse korral maapinnale

maapinna kõrgusel on $h_p \gamma K_a = q K_a$ ja sügavusel z $(q + z\gamma) K_a$. $q + z\gamma$ on vertikaalpinge sügavusel z ja seega eeltoodud valem jääb kehtima ka maapinnale mõjuva lauskoormuse puhul. Pinnase omakaalust põhjustatud vertikaalpingele tuleb ainult lisada maapinnale mõjuvast koormusest tekkinud pinge. Pingeepüür on antud juhul trapets. Jõud mõjub trapetsi raskuskeskmes. Praktistes arvutustes jaotatakse epüür tavaliselt kaheks: täisnurkne epüür maapinnale mõjuvast koormusest $q K_a$, mille raskuskese on poolel seina kõrgusel ja kolmnurkne epüür $z\gamma K_a$, raskuskeskme kolmandikul seina kõrgusest.

Maapinnale mõjuva kohaliku koormuse mõju arvestatakse tavaliselt kas elastsusteooria seostega, graafiliste lahendustega või ligikaudsete võtetega.

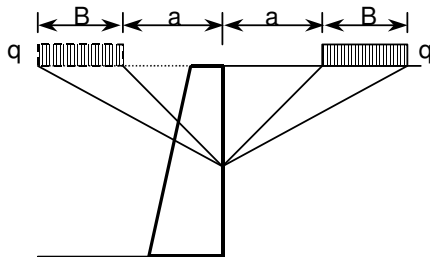


Joonis 10.7 Ribakoormus seinatagusel maapinnal

Ribakujulise koormuse q , mille laius on B ja kaugus seinast a (joonis 10.7), mõjul seinale sügavusel z tekkiva horisontaalpinge saab elastsusteooria abil leida seosega

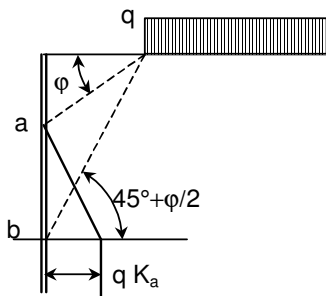
$$\sigma_{zh} = \frac{q}{\pi} \left[\arctan \frac{-a}{z} + \arctan \frac{B+a}{z} + \frac{Bz(Ba + a^2 - z^2)}{(Ba + a^2 - z^2)^2 + B^2 z^2} \right] \quad (10.19)$$

Ribakujulise koormuse mõjul elastsele poolruumile punkt, mille jaoks pinge arvutatakse, saab paigutuse. Tugisein on tavaliselt jäigem kui pinnas ning ei paigutu nii palju. Punkt ei paigutu, kui sellest sümmeetriliselt teisele poole asetada kaugusele a samasugune koormus (joonis 10.8). Seepärast liikumatu seina puhul arvestatakse kahekordse pingega võrreldes eeltoodud valemiga. Selliselt arvutatud pinged on rahuldavas kooskõlas jääkade seinte puhul katsetel saadud pingetega.



Joonis 10.8 Tinglik sümmeetriline koormus tugiseinale

Üks paljudest ligikaudsetest võtetest ribakoormusest põhjustatud horisontaalpinge määramiseks on toodud joonisel 10.9. Riba servast tõmmatakse kaks abijoont seina pinnani. Üks neist on horisontaalset nurga all $45^\circ + \varphi/2$ ja teine φ (kuid mitte väiksem kui 30°). Lõikepunktist a kõrgemal lisakoormuse mõju ei ole. Lõikepunktist b madalamal mõjub lisakoormus täies ulatuses. a ja b vahel muutub epüür lineaarselt.



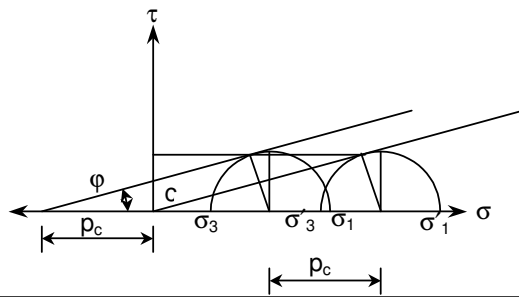
Joonis 10.9 Seinast kaugemal asuvast ribakoormusest tingitud horisontaalsurve arvutus

Maapinnale mõjuvat koormust saab arvestada ka pinnasesurve määramise graafiliste meetoditega. Punktis 10.4.6 käsitletakse ühte sellist meetodit – Culmani meetodit.

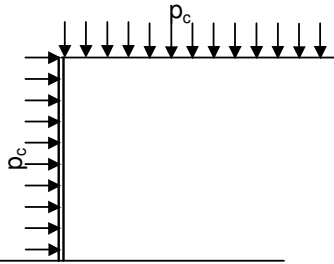
10.4.2.3 Nidususe mõju pinnasesurvele

Nidususe osa pinnase nihketugevusest võib vaadelda kui igakülgse survest p_c tingitud tugevust (joonis 10.10). Coulomb' tugevustingimus on kirjutatav kujul

$\tau = (p_c + \sigma) \tan \varphi = c + \sigma \tan \varphi$. Igakülgse surve suurus $p_c = c \cot \varphi$. Selle võrra on surve seinale väiksem. Kuid sama surve mõjub ka vertikaalsuunas nagu välisjõud ja seega suurendab survet seinale (joonis 10.11).



Joonis 10.10 Nidususest põhjustatud tugevusele vastav surve



Joonis 10.11 Nidususele vastav igakülgne surve pinnasele

Surve seinale on järelikult

$$\sigma_{zh} = z\gamma \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) + c \cot \varphi \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - c \cot \varphi$$

Arvestades, et

$$\cot\left[1 - \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)\right] = 2 \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

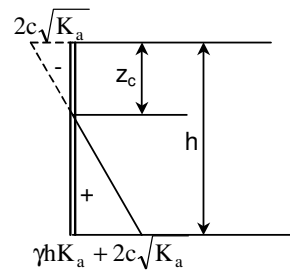
saame pärast teisendamist

$$\sigma_{zh} = z\gamma \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (10.20)$$

ehk

$$\sigma_{zh} = \sigma_{zv} K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad (10.21)$$

Nidususe esinemisel võib osutada, et teatud seina osades (tavaliselt ülaosas) on horisontaalsurve negatiivne, see tähendab tõmbepinge. Lükkamise asemel hoiab pinnas seina kinni. Kuna tõmbepingete vastuvõtmine seina ja pinnase vahel ei ole reaalne, siis osas, kus $\sigma_{zh} K_a < 2c\sqrt{K_a}$, seinale pinnase poolt mingit jõudu ei mõju. Pinnas on sellises osas võimeline ilma toestamata seisma vertikaalse nõlvana. Tegelik survepüür on kolmnurkne (joonis 10.12)



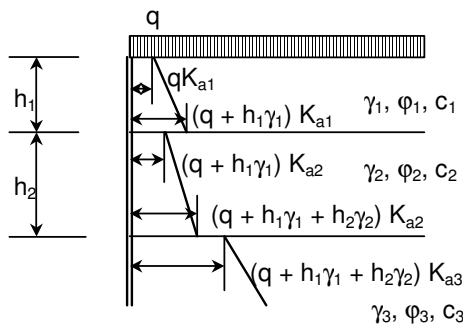
Joonis 10.12 Surve seinale nidusas pinnases

10.4.2.4 Pinnasesurve mitmekihilise pinnase korral ja pinnasevee esinemisel.

Ka juhul kui tugiseina tagune koosneb erinevate omadustega pinnasekihtidest, määratakse surve seinale samuti valemiga

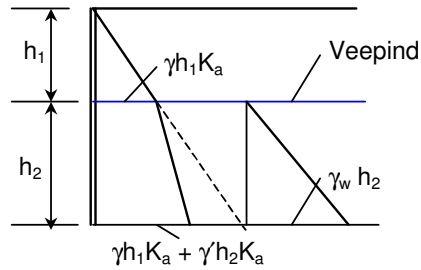
$$\sigma_{zh} = \sigma_{zv} K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad (10.22)$$

K_a ja c tulevad võtta igale kihile vastavad suurused. Surveepüüris tekivad kihtide piiridel hüppelised muutused (joonis 10.13). Kihi piirides suureneb surve sõltudes mahukaalust võrdeliselt sügavusele.



Joonis 10.13 Horisontaalsurve kihilise pinnase korral

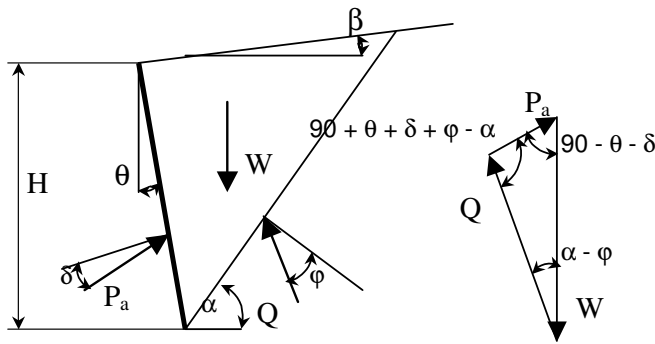
Pinnasevee esinemisel tuleb allpool veepinda vertikaalpinge arvutada arvestades vee üleslükke jõudu, see tähendab kasutada heljundmahukaalu $\gamma' = \gamma - \gamma_w$. Kuna vertikaalpinge väheneb, siis väheneb ka pinnase horisontaalsurve seinale. Kuid pinnasesurvele tuleb lisada veesurve (joonis 10.14).



Joonis 10.14 Pinnase aktiivsurve pinnasevee esinemise korral

10.4.3 Maapinna ja seina kalde ning hõõrde arvestamine

Juhul kui sein ei ole vertikaalne, maapind horisontaalne ja sein ning pinnase vahel esineb hõõre saab seinale mõjuva surve leida põhimõtteliselt samasugusel teel kui varem hõõrdevaba vertikaalse seina ja horisontaalse maapinna korral. Joonisel 10.15 esitatud



Joonis 10.15 Coulomb' aktiivsurve arvutuskeem

arvutuskeemil on W purunemistasapinna, maapinna ja sein vahel jääva pinnasemassiivi kaal. Q on purnemispinnale mõjuv jõud. Q ja purnemispinna normaali vaheline nurk on φ . P_a on seinale mõjuv aktiivsurvejõud, mis on sein normaalist kaldu sein ja pinnase vahelise hõõrdenurga δ võrra. Sein kaldenurk vertikaalst θ on positiivne, kui sein on vertikaalst pööratud vastu kellaosuti liikumissuunda (joonisel 10.15 esitatud juhul). Maapinna kaldenurk on positiivne, kui maapind seinast eemaldudes tõuseb (joonisel 10.15 esitatud juhul). Jõudude tasakaalu puhul peab nendest moodustatud hulknurk olema suletud. Joonisel näidatud jõudude kolmnurgast saab avaldada otsitava aktiivsurve jõu antud purnemispinna kaldenurga α puhul.

$$P_a = W \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\sin(90^\circ + \delta + \theta + \varphi - \alpha)} = \frac{1}{2} \gamma H \frac{\cos(\theta - \alpha) \cos(\theta - \beta) \sin(\alpha - \varphi)}{\cos^2 \theta \sin(90^\circ + \delta + \theta + \varphi - \alpha)} \quad (10.23)$$

Sellise kaldenurga määramiseks, mille puhul P_a on maksimaalne, tuleb võtta tuletis $\frac{dP_a}{d\alpha}$ ja võrdsustada see nulliga. Sellest võrrandist leitud α tuleb asetada P_a avaldusse 10.20. Lõplikult saab survejõu jaoks avalduse

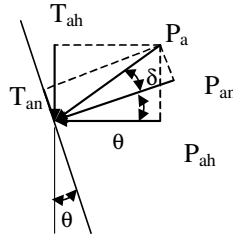
$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2, \quad (10.24)$$

kus

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\theta - \beta)}} \right]^2} \quad (10.25)$$

K_a suurused mõnede φ , δ ja θ väärtuste puhul on esitatud tabelis 10.1

Sageli on otstarbekam kasutada P_a asemel tema komponente, mis mõjuvad seina normaali suunas ja piki seina või mõjuvad horisontaal- ja vertikaalsuunas.

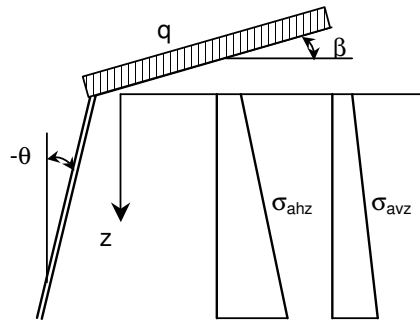


Joonis 10.16 Aktiivjõu komponendid

Vastavalt joonisele 10.16 on need komponendid

$$P_{an} = P_a \cos \delta \quad T_{an} = P_a \sin \delta \quad \text{ja} \quad P_{ah} = P_a \cos(\theta + \delta) \quad T_{ah} = P_a \sin(\theta + \delta)$$

Pinnase ja seina vahelise hõõrde arvestamine vähendab mõnevõrra, ligikaudu 10%, aktiivsurve suurust. Aktiivsurve on positiivse kaldega seinale suurem ja negatiivse kaldega seinale väiksem kui vertikaalsele seinale. Maapinna positiivne kalle suurendab ja negatiivne kalle vähendab aktiivsurvet.



Joonis 10.17 Aktiivsurve horisontaal- ja vertikaalkomponendid

Arvestades ka pinnase nidusust, võib horisontaal- ja vertikaalpinged sügavusel z (vertikaalprojektsiooni pikkuse kohta) arutada valemitega (joonis 10.17)

$$\sigma_{ahz} = \sigma_{vz} K_{ah\varphi} - \frac{c}{\tan \varphi} (1 - K_{ahc}) \quad \sigma_{avz} = \sigma_{ahz} \tan(\theta + \delta) \quad (10.26)$$

kus σ_{vz} on vertikaalpinge sügavusel z arvestades pinnase omakaalu ja maapinnale mõjuvat ühtlaselt jaotatud koormust q .

Tabel 10.1 Aktiivsurvetegurid P_a arvutamiseks. $\beta=0$

θ	δ	φ						
		10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°
-20°	0	0.644	0.497	0.380	0.287	0.212	0.153	0.106
	1/3 φ	0.605	0.457	0.344	0.256	0.188	0.135	0.094
	2/3 φ	0.574	0.427	0.319	0.237	0.174	0.126	0.088
	φ	0.549	0.405	0.302	0.225	0.168	0.123	0.088
-10°	0	0.668	0.539	0.433	0.344	0.270	0.209	0.158
	1/3 φ	0.634	0.503	0.398	0.314	0.245	0.189	0.144
	2/3 φ	0.608	0.476	0.375	0.295	0.232	0.180	0.139
	φ	0.587	0.457	0.360	0.286	0.227	0.180	0.142
0°	0	0.704	0.589	0.490	0.406	0.333	0.271	0.217
	1/3 φ	0.674	0.556	0.458	0.377	0.308	0.251	0.202
	2/3 φ	0.652	0.533	0.438	0.361	0.297	0.244	0.200
	φ	0.635	0.518	0.427	0.355	0.297	0.250	0.210
10°	0	0.757	0.652	0.559	0.478	0.407	0.343	0.287
	1/3 φ	0.730	0.622	0.530	0.451	0.384	0.325	0.273
	2/3 φ	0.712	0.603	0.514	0.440	0.377	0.323	0.277
	φ	0.699	0.592	0.508	0.440	0.385	0.339	0.301
20°	0	0.833	0.735	0.648	0.569	0.498	0.434	0.375
	1/3 φ	0.810	0.709	0.622	0.546	0.478	0.419	0.365
	2/3 φ	0.795	0.695	0.611	0.540	0.479	0.427	0.381
	φ	0.786	0.690	0.613	0.551	0.501	0.461	0.428

Tabel 10.2 Tegurid $K_{ah\varphi}$ ja K_{ahc} horisontaalsurve arvutamiseks ($\beta=0$)

θ	δ	φ						
		10	15	20	25	30	35	40
-20°	0	0.605	0.467	0.357	0.269	0.199	0.144	0.100
	1/3 φ	0.579	0.441	0.334	0.251	0.185	0.134	0.093
	2/3 φ	0.558	0.421	0.317	0.237	0.174	0.126	0.088
	φ	0.541	0.404	0.302	0.225	0.165	0.119	0.083
-10°	0	0.658	0.531	0.426	0.339	0.266	0.206	0.156
	1/3 φ	0.630	0.501	0.397	0.313	0.245	0.189	0.143
	2/3 φ	0.607	0.476	0.374	0.293	0.228	0.176	0.133
	φ	0.587	0.456	0.355	0.276	0.213	0.163	0.123
0	0	0.704	0.589	0.490	0.406	0.333	0.271	0.217
	1/3 φ	0.673	0.554	0.455	0.373	0.304	0.246	0.197
	2/3 φ	0.647	0.525	0.426	0.346	0.279	0.224	0.179
	φ	0.625	0.500	0.401	0.322	0.257	0.205	0.161
10°	0	0.745	0.642	0.551	0.471	0.401	0.338	0.283
	1/3 φ	0.711	0.601	0.508	0.428	0.360	0.302	0.251
	2/3 φ	0.682	0.567	0.472	0.393	0.326	0.270	0.222
	φ	0.656	0.537	0.440	0.361	0.295	0.240	0.193
20°	0	0.782	0.691	0.609	0.535	0.468	0.407	0.353
	1/3 φ	0.743	0.643	0.556	0.480	0.414	0.356	0.305
	2/3 φ	0.710	0.602	0.511	0.433	0.367	0.310	0.261
	φ	0.681	0.565	0.470	0.390	0.322	0.264	0.214

Kihilise pinnase (kihtide arv n) korral

$$\sigma_{vz} = \sum_1^n \gamma_i \Delta h_i + \frac{q}{1 + \tan \theta \tan \beta} \quad (10.27)$$

Külgsurvetegurid leitakse valemitega 10.28 ja 10.29

$$K_{ah\varphi} = \left[\frac{\cos(\varphi - \theta)}{\cos \theta (1 + \sqrt{k_1})} \right]^2 \quad (10.28)$$

$$K_{ahc} = \left[\frac{\cos(\varphi - \theta + \beta)}{\cos \theta (1 + \sqrt{k_2})} \right]^2 k_3 \quad (10.29)$$

Tegurid k_1 , k_2 ja k_3 leitakse valemitega 10.30, 10.35 ja 10.36

$$k_1 = \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \beta)} \quad (10.30)$$

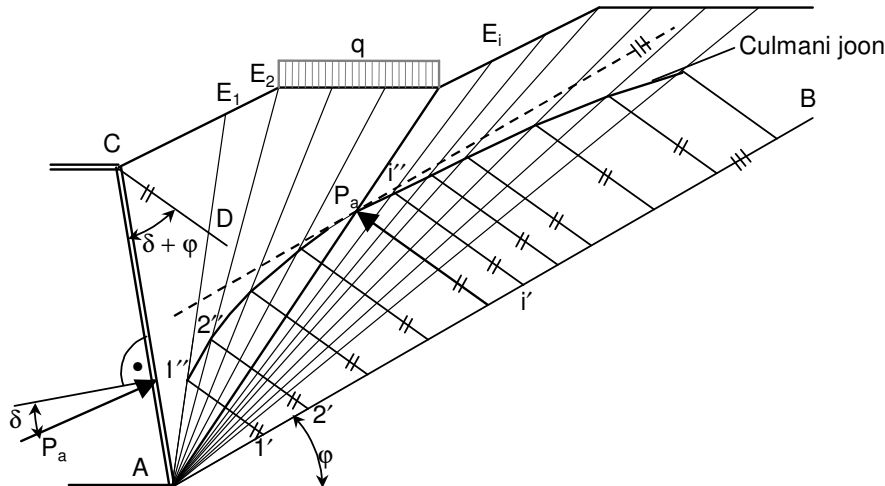
$$k_2 = \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi}{\cos(\theta + \delta - \beta) \cos(\theta - \beta)} \quad (10.31)$$

$$k_3 = \frac{\cos \theta \cos(\theta + \delta)}{\cos(\theta - \beta) \cos(\theta + \delta - \beta)} \quad (10.32)$$

Toodud valemid kehtivad, kui maapinna kalle on väiksem sisehõrdenurgast ja seina kalle ei ületa suurust $45^\circ - \varphi/2$. Külgsurvetegurite hõlpsamaks määramiseks on horisontaalse maapinna korral toodud nende suurused tabelina mitmesuguste sisehõrde nurkade, seina kaldenurga ja seina ning pinnase vahelise hõrdenurga puhul tabelis 10.2. Horisontaalse maapinna puhul on külgsurvetegurid $K_{ah\varphi}$ ja K_{ahc} võrdsed.

10.4.4 Graafilised võtted aktiivsurve määramiseks

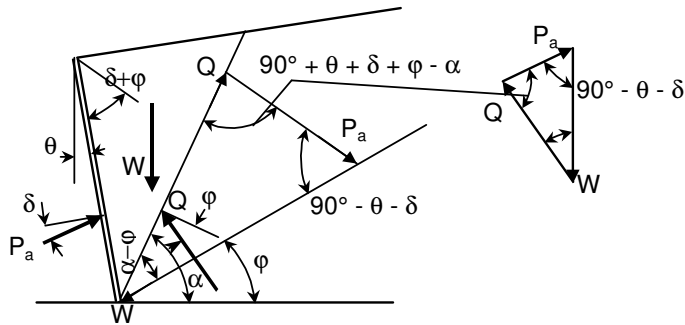
Maapind ei ole alati tasapind, vaid võib olla keerukama kujuga murtud joontest koosnev pind. Maapinnale võivad mõjuda seejuures üksikud koormused. Sellistel juhtudel on praktiliselt raske leida üldisi analüütilisi lahendusi pinnase külgsurve arvutamiseks ja otstarbekaks võib osutada graafiliste võtete kasutamisele. Alljärgnevalt on vaadeldud Culmani graafilist meetodit (joonis 10.18).



Joonis 10.18 Culmani graafiline võtte aktiivsurvejõu leidmiseks

- Seina alumisest nurgast tõmbame horisontaalist nurga all φ abijoon A-B.
- Teise abijoon C-D tõmbame seinast nurga all $\delta + \varphi$.
- Seejärel tõmbame punktist A rida võimalike lihejooni A-E₁, A-E₂ jne.
- Määrame lihejoone, maapinna ja seina vahelise osa pindala. Korrutades selle pinnase mahukaaluga saame selle osa kaalu. Kui maapinnale mõjub vaadeldava lihekiilu ulatuses mingi koormus, lisame selle pinnase kaalule. Saame lihejoonele mõjuva jõu G.
- Kanname selle jõu sobivas mõõtkavas abijoonele A-B alates punktist A.
- Tõmbame selle jõu lõpust teise abisirgega paralleeljoone kuni lõikumiseni valitud lihejoonega. Selle lõigu pikkus ongi otsitav seinale mõjuv jõud P_a. (muidugi samas mõõtkavas kui G).
- Korraates seda toimingut mitmesuguste lihejoontega, saame rea punkte lihejoontel.
- Ühendades need punktid kõveraga saame nn Culmani kõvera.
- Tõmmates sellele kõverale puutuja, mis on paralleelne esimese abisirgega A-B, saame suurima võimaliku survejõu ning sellele vastava lihejoone asukoha.

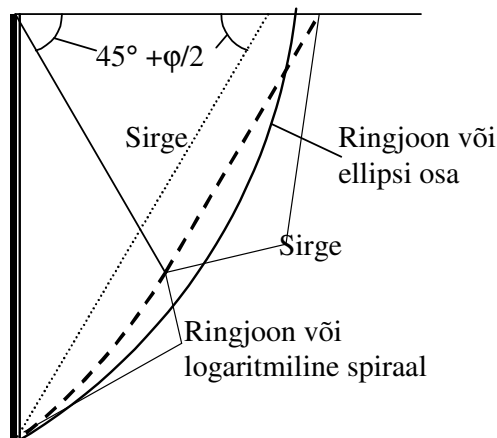
Culmani konstruktsioon põhineb asjaolul, kolmnurk on sarnane (vastavad nurgad on võrdsed) suletud jõukolmnurgaga G, P_a ja Q (joonis 10.19).



Joonis 10.19 Culmani graafilise lahenduse selgitus

10.4.5 Kõverjoonelist lihkepingda arvestavad meetodid

On selge, et tasapinnalise lihkepingna eeldamine on lihtsustus, mis võimaldab avaldada aktiivsurve suuruse ja jaotuse suhteliselt lihtsate valemitega. Tegelik lihkepingd on mingi silinderpind. Tasapinnalise lihkepingna eeldus annab tegelikust väiksema aktiivsurve, seega tulemuse tagavara kahjuks. Seepärast on püütud ülesannet lahendada kasutades kõverjoonelist lihkepingda. Kuna lihkepingna kuju, mis annab maksimaalse aktiivsurve, ei ole teada, on kasutatud mingit kindlat geomeetrilist joont, näiteks ringi kaart, logaritmilist spiraali, ellipsi kaart või neist koosnevat joont (joonis 10.20). Valitud joone puhul otsitakse proovimise teel joone selline asend, mis annab maksimaalse aktiivsurve.



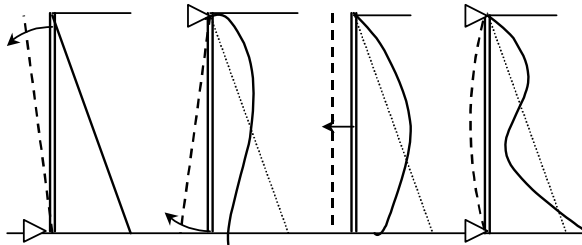
Joonis 10.20 Kõverjoonelised või kombineeritud purunemispinnad

Numbriliselt on lahendatud ka võrrandsüsteem, mis koosneb tasakaalu diferentsiaalvõrrandest, pidevustingimustest ja Coulomb'i tugevustingimustest ning leitud sellest külgsurve suurused (Sokolovski 1960). Kõik eeltoodud lahendused annavad veidi suurema aktiivsurve kui saadakse tasapinnalise lihkepingna eeldusel. Kuid erinevused on väga

väiksed jäädes enamasti alla 5%. Viga võib olla suurem, kui seinal on suur negatiivne kalle (üle 20°) ja samaaegselt pinnasel suur sisehõrdenurk (üle 35°) ning hõrdenurk seina ja pinnase vahel ($\delta=\varphi$). Vertikaalse hõrdevaba seina puhul langevad tulemused kokku. Arvutusmudelist sõltuv viga on väiksem, kui pinnase omaduste (φ , c ja γ) määramise ebatäpsusest põhjustatud viga ning jääb tavapärase insenerarvutuste vea piiridesse. Seepärast võib aktiivsurve määramisel kasutada tasapinnalise lihkejoone eeldusel põhinevaid valemeid ning täpsemaid arvutusmeetodeid käesolevalt lähemalt ei vaadelda. Neid käsitletakse passiivsurve puhul, kuna siis tasapinnalise lihkejoone eeldus anda olulisi vigu. Seal on toodud ka seosed, mis võimaldavad aktiivsurve määramiseks kasutada kõverjoonelise lihkepinna eeldust.

10.4.6 Aktiivsurve jaotus seina mitmesuguste liikumisvõimaluste puhul

Kõik eeltoodud seosed kehtivad juhul, kui sein pöörduv ümber alumise punkti. Eksperimentaalsed uurimused näitavad, et sellisel juhul survejaotus ühtlases pinnases on vähemalt kvalitatiivselt vastav Coulomb'i teorialle, see tähendab suureneb sügavuti lineaarselt. Teistsuguse seina liikumise korral, pöördumine ülemise või keskpunkti punkti ümber ja paralleelne nihe, on eksperimentaalselt määratud survejaotus hoopis teistsugune (joonis 10.21). Võrreldes Coulomb'i lahendusega ei ole survejaotus lineaarne ja surve on seina ülaosas suurem ning alumises osas väiksem.

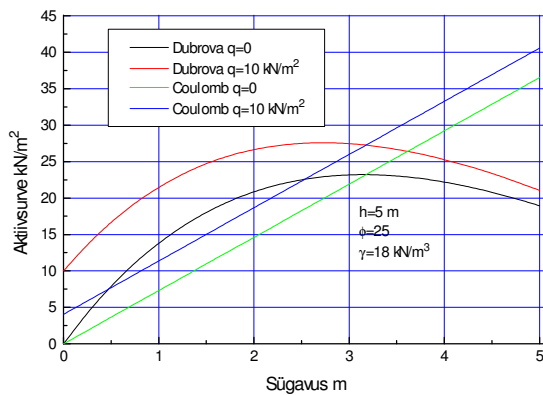


Joonis 10.21 Aktiivsurve jaotus seina erinevate paigutiste korral

Eksperimentaalsete ja teoreetiliste uuringute alusel on Dubrova (1963) andnud seosed aktiivsurve arvutuseks taolistel juhtudel. Näiteks hõrdevaba vertikaalse seina pöördumisel ümber ülemise punkti on aktiivsurve horisontaalse maapinna korral sügavusel z

$$\sigma_{hz} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\psi}{2} \right) \left(z\gamma + q - \frac{z^2 \gamma \varphi + zq\varphi}{h \cos \psi} \right) \quad (10.33)$$

kus $\psi=z\varphi/h$. h on seina kõrgus ja q maapinnale mõjuv lauskoormus.



Joonis 10.22 Aktiivsurve jaotus ümber ülemise punkti pöörduval seinal

Joonisel 10.22 on esitatud aktiivsurve jaotus ümber ülemise serva pöörava seinal ja võrdluseks

samasuguste pinnaseandmete korral aktiivsurve Coulomb'i järgi. Võrdlusarvutused näitavad, et summaarne survejõud P_a (surveepüüri pindala) on mõlemil juhul võrdlemisi lähedane (erinevus enamasti alla 10%). Seepärast kasutatakse sageli Coulomb' lahendust praktikas ka teistsuguste seina liikumisvõimaluste korral kui ümber alumise serva. Tuleb aga arvestada, et jõu rakenduspunkt asub siis veidi kõrgemal seina alumisest servast.

10.5 Passiivsurve

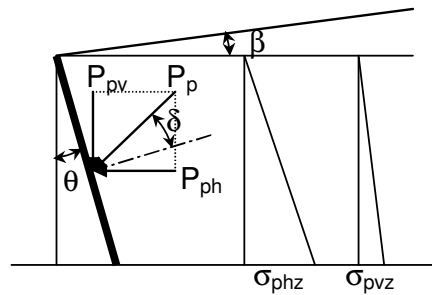
Arvutusskeemid passiivsurve määramiseks on sarnased aktiivsurve arvutusskeemidele. Coulomb' teooria puhul tuleb lihkejoon võtta horisontaalset nurga all $45^\circ - \varphi/2$. Valemite tuleuskäik on sarnane. Sarnane on ka valemite kuju. Erinevus on märkides – ja +.

10.5.1 Passiivsurve vertikaalsele hõõrdevabale seinal horisontaalse maapinna puhul

Passiivsurve arvutatakse valemiga

$$\sigma_{pzh} = \sigma_{zv} K_p + 2c \sqrt{K_p} \quad (10.34)$$

kus K_p on passiivsurve tegur $K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$. Antud tingimustes $K_p = 1/K_a$. σ_{zv} on nagu aktiivsurvegi puhul vertikaalpinge sügavusel z . Passiivsurve mõjub enamasti ehitist kinnihoidva jõuna. Piisava varu tagamiseks tuleks kasutada võimalikku vähimat passiivsurve suurust. Seepärast ajutisi maapinnale mõjuvaid koormusi passiivsurve arvutamisel tavaliselt ei arvestata.



Joonis 10.23 Passiivsurve

10.5.2 Passiivsurve tasapinnalise lihepinna puhul.

Nagu aktiivsurve puhul, saab ka passiivsurve puhul arvesse võtta seina kallet, seina ja pinnase vahelist hõõret ning maapinna kallet horisontaalist. Passiivjõud on suunatud seina normaalist teisele poole kui aktiivsurve puhul (joonis 10.23).

Valem passiivsurve jõu arvutamiseks juhul, kui $c=0$ ning $q=0$, on järgmine

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2, \quad (10.35)$$

kus passiivsurve tegur

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \theta) \left[1 - \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\theta - \beta)} \right]^2}$$

K_p suurused mõnede φ , δ ja θ väärtuste puhul on esitatud tabelis 6.3

Horisontaal- ja vertikaalpinged sügavusel z (vertikaalprojektsiooni pikkuse kohta) saab arvutada valemitega (joonis 10.23)

$$\sigma_{phz} = \sigma_{vz} K_{ph\varphi} + \frac{c}{\tan \varphi} (K_{ahc} - 1) \quad \sigma_{pvz} = \sigma_{phz} \tan(\delta + \theta) \quad (10.36)$$

Külgsurvevetegur leitakse valemitega

$$K_{ph\varphi} = \left[\frac{\cos(\varphi - \theta)}{\cos \theta (1 - \sqrt{k_4})} \right]^2$$

$$k_4 = \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \beta)}$$

Valemid kehtivad kui $\beta < \varphi$ ja seina kalle on väike ($|\theta| < 7^\circ$). Surve suurused saadakse seina vertikaalprojektsiooni pikkuse kohta.

Passiivsurve tegurite suurused horisontaalse maapinna puhul ($\beta=0$) on esitatud tabelis 10.4.

Tabel 10.3
Passiivsurvetegurid P_p arvutamiseks. $\beta=0$

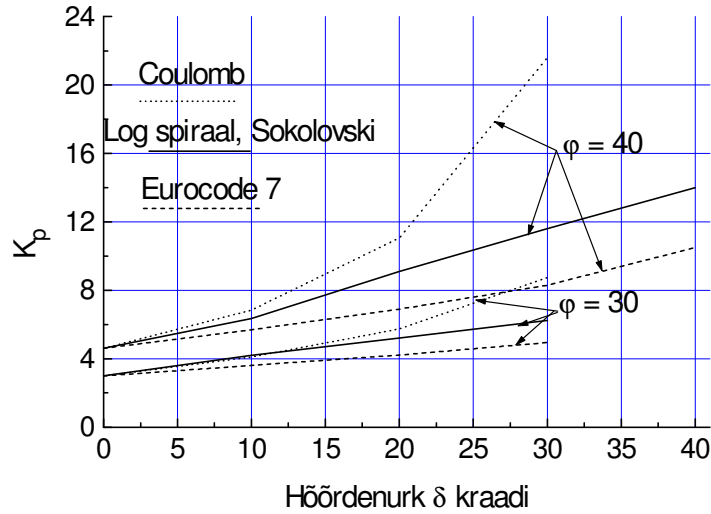
θ	δ	φ						
		10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°
-20°	0	1.76	2.28	2.98	3.95	5.34	7.41	10.66
	$\varphi/3$	1.92	2.62	3.64	5.16	7.52	11.39	18.16
	$2\varphi/3$	2.09	3.01	4.46	6.84	10.97	18.71	34.75
	φ	2.27	3.48	5.55	9.37	17.12	35.00	85.09
-10°	0	1.54	1.91	2.38	3.00	3.81	4.93	6.51
	$\varphi/3$	1.67	2.16	2.85	3.83	5.27	7.48	11.07
	$2\varphi/3$	1.79	2.45	3.44	5.00	7.61	12.37	22.06
	φ	1.93	2.78	4.21	6.77	11.91	24.11	62.74
0	0	1.42	1.70	2.04	2.46	3.00	3.69	4.60
	$\varphi/3$	1.52	1.90	2.41	3.12	4.14	5.68	8.15
	$2\varphi/3$	1.62	2.13	2.89	4.08	6.11	9.96	18.72
	φ	1.73	2.40	3.53	5.60	10.10	22.97	92.59
10°	0	1.36	1.58	1.84	2.16	2.54	3.00	3.59
	$\varphi/3$	1.45	1.76	2.18	2.75	3.59	4.89	7.12
	$2\varphi/3$	1.54	1.97	2.62	3.68	5.65	10.04	24.18
	φ	1.63	2.22	3.24	5.33	10.96	39.35	-
20°	0	1.36	1.54	1.75	1.99	2.27	2.61	3.02
	$\varphi/3$	1.44	1.71	2.08	2.62	3.44	4.88	7.93
	$2\varphi/3$	1.53	1.92	2.57	3.74	6.39	15.56	-
	φ	1.62	2.19	3.32	6.23	20.21	-	-

Tabel 10.4 Passiivsurvetegurid $K_{ph\varphi}$ passiivsurve horisontaakomponendi arvutamiseks

θ	δ	φ						
		10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°
-20°	0	1.65	2.14	2.80	3.71	5.02	6.96	10.02
	$\varphi/3$	1.76	2.38	3.25	4.54	6.51	9.69	15.17
	$2\varphi/3$	1.87	2.61	3.73	5.48	8.40	13.61	23.85
	φ	1.97	2.85	4.25	6.62	11.00	20.08	42.55
-10°	0	1.52	1.88	2.35	2.95	3.76	4.86	6.41
	$\varphi/3$	1.62	2.09	2.73	3.64	4.95	6.95	10.16
	$2\varphi/3$	1.72	2.30	3.16	4.47	6.59	10.34	17.70
	φ	1.81	2.52	3.64	5.54	9.12	17.05	40.33
0	0	1.42	1.70	2.04	2.46	3.00	3.69	4.60
	$\varphi/3$	1.52	1.89	2.40	3.09	4.08	5.56	7.93
	$2\varphi/3$	1.61	2.10	2.81	3.91	5.74	9.15	16.73
	φ	1.70	2.32	3.31	5.07	8.74	18.82	70.92
10°	0	1.34	1.56	1.82	2.12	2.50	2.96	3.53
	$\varphi/3$	1.44	1.75	2.17	2.75	3.59	4.89	7.10
	$2\varphi/3$	1.53	1.97	2.61	3.66	5.56	9.77	23.17
	φ	1.63	2.21	3.19	5.15	10.30	35.67	-
20°	0	1.28	1.45	1.64	1.87	2.14	2.45	2.84
	$\varphi/3$	1.38	1.66	2.03	2.56	3.39	4.83	7.87
	$2\varphi/3$	1.48	1.89	2.55	3.73	6.39	15.53	-
	φ	1.59	2.18	3.32	6.21	19.91	-	-

10.5.3 Passiivsurve tasapinnast erineva lihkepinna puhul

Võrdlus täpsemate meetoditega näitab, et tasapinnalise lihkejoone eeldus võib anda oluliselt suurema passiivsurve. Vertikaalse hõõrdevaba seina puhul langevad tulemused kokku, kuid viga muutub suureks, kui pinnase ja seina vaheline hõõrdenurk läheneb sisehõõrdenurgale, seda eriti suure sisehõõrdenurga korral. Viga suureneb ka vertikaalist erineva seina kaldenurga korral.



Joonis 10.24 Mitmesuguste meetoditega määratud passiivsurvetegurite võrdlus

Joonisel 10.24 on esitatud erinevate meetoditega leitud passiivsurve tegurite võrdlus.

Tabel 10.5

φ	Kõik meetodid	Coulomb	Eurocode	Sokolovski			
	$\delta=0$	$\delta=\varphi$	$\delta=\varphi$	$\delta=\varphi$	$\delta=2\varphi/3$	$\varphi/4$	Erinevus võrreldes Coulomb'-ga, kui $\delta=\varphi$
10°	1,42	1,70	1,60	1,63	1,59	1,50	4,3%
15°	1,70	2,32	2,04	2,13	2,05	1,99	8,9%
20°	2,04	3,31	2,70	2,86	2,68	2,29	15,7%
25°	2,46	5,08	3,63	3,94	3,58	2,87	28,9%
30°	3,00	8,74	5,03	5,64	4,82	3,7	55,0%
35°	3,69	18,80	7,25	8,44	6,60	4,77	122,7%
40	4,60	70,90	11,03	13,3	9,21	6,35	433,1%

Jooniselt selgub, et Coulomb'i lahendus annab tunduvalt suurema K_p väärtuse, kui $\delta > \varphi/2$. Suure sisehõõrdenurga puhul võib viga olla mitmekordne.

Tabelis 10.5 on esitatud Coulomb'i ja Sokolovski meetodil leitud passiivsurvetegurid vertikaalse seina kohta. Tabelist nähtub, et juhul kui $\delta = \varphi$, muutub viga oluliseks juba sisehõõrdenurga puhul 20°. Kuna viga on tagavara kahjuks, peaks juhul kui võetakse arvesse hõõrdenurka pinnase ja seina vahel ning vertikaalist erineva seina korral, passiivsurve arvutamisel kasutama kõverjoonelist lihkepinna arvestavaid meetodeid.

Need meetodid kasutavad kas ebasoodsaima lihejoone leidmiseks iteratsioonilist lähenemist, või üldiste tasakaaluvõrrandite ja tugevustingimuse koos lahendamist.

Inseneriülesannete lahendamiseks on need liialt aeganõudvad. Võimalik on on nende kasutamine, kui passiivsurvetegurid on tabuleeritud teatud φ, δ, θ ja β väärtuste jaoks. Alljärgnevalt on esitatud ligikaudne analüütiline meetod, mis võimaldab passiivsurve leida valemite abil, eeldades seejuures kõverjoonelist lihekepinda.

Seina ja pinnase kontaktpinnal tekkiva pinge komponendid – seinaga risti mõjuv normaalpinge σ ja sein pinnal mõjuv tangentsiaalpinge τ – sügavusel z leitakse seostega

$$\sigma = \sigma' + u_z \quad (10.37)$$

$$\sigma' = K_\gamma \left(\int_0^z \gamma dz - \frac{u_z - u_0}{\cos \theta} \right) + K_q q' + K_c c' \quad (10.38)$$

$$\tau = \sigma' \tan \delta + a' \quad (10.39)$$

kus q' - maapinnale mõjuv efektiivsurve;

u_z – pooriveerõhk sügavusel z ;

u_0 – pooriveerõhk sügavusel $z=0$;

σ' - efektiivne normaalpinge sein pinnal;

δ - sein ja pinnase vaheline hõõrdenurk

a' - sein ja pinnase vaheline efektiivadhesioon.

z mõõdetakse piki sein pinda. Vertikaalsuunas vastab sellele sügavus $z \cos \theta$.

Survetegurid K leitakse järgmiste seostega

$$K_q = K_n \cos^2 \beta$$

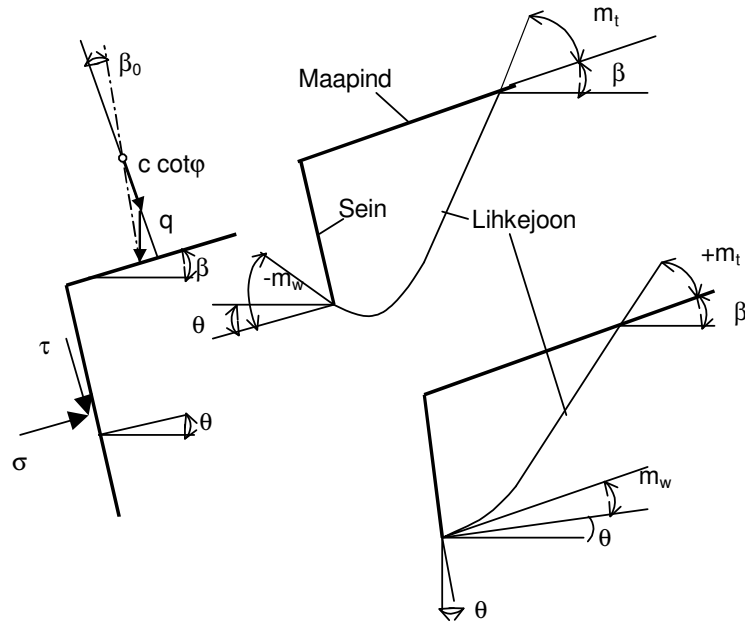
$$K_c = (K_n - 1) \cot \varphi$$

$$K_\gamma = K_n \cos \beta \cos(\beta - \theta)$$

kus

$$K_n = \frac{1 + \sin \varphi \sin(2m_w + \varphi)}{1 - \sin \varphi \sin(2m_t + \varphi)} \exp(2\nu \tan \varphi)$$

K_n valemisse kuuluvad suurused on selgitatud joonisel 10.25.



Joonis 10.25 Valemi tähiste graafiline selgitus

m_t on nurk maapinna ja lihkejoone puutuja vahel maapinna ja lihkejoone lõikepunktis.

$$m_t = \frac{1}{2} \left[\arccos \left(-\frac{\sin \beta_0}{\sin \varphi} \right) - \varphi - \beta_0 \right]$$

m_w on nurk seinapinna normaali ja lihkepinna puutuja vahel sein ja lihkejoone lõikepunktis.

m_w on passiivsurve puhul suure δ/φ puhul negatiivne.

$$m_w = \frac{1}{2} \left[\arccos \left(\frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \right) - \varphi - \delta \right]$$

v on lihkepinna kõverust iseloomustav nurk. Nõgusa (nagu joonisel 10.25) lihkejoone korral on v positiivne.

$$v = m_t + \beta - m_w - \theta$$

Dreenimata tingimustes ($\varphi=0$) tuleb tegurid K leida valemitega

$$K_q = \cos^2 \beta \quad K_c = 2v + \sin 2m_t + \sin 2m_w$$

$$K_\gamma = \cos \theta + \frac{\sin \beta \cos m_w}{\sin m_t}$$

nurgad m_t ja m_w tuleb leida valemitega

$$m_t = 0,5 \arccos \left(-\frac{P}{c} \sin \beta \cos \beta \right) \quad m_w = 0,5 \arccos \frac{a}{c}$$

Nurk β_0 on maapinna normaali ja ekvivalentse koormuse mõjumissirge vaheline nurk. Ekvivalentkoormuse moodustab maapinnale mõjuva koormuse q ja nidususjõu (mõjub maapinna normaali suunas) geometriline summa.

Arvutuse hõlbustamiseks on tabelis 10.6 toodud passiivsurve teguri K'_γ väärtused horisontaalse maapinna puhul ($\beta=0$). Võrdluseks tasapinnalise lihkejoone eeldusel leitud

passiivsurveteguritega on K_γ asemel toodud $K'_\gamma = K_\gamma / \cos\theta$ suurused, mille abil saab leida normaalpinge vertikaalpinna projektsiooni kohta. Teised tegurid saab arvutada seostest

$$K_q = \frac{K_\gamma}{\cos\theta} \quad K_c = \left(\frac{K_\gamma}{\cos\theta} - 1 \right) \cot\varphi$$

Eeltoodud valemitega saab arvutada ka aktiivsurve suurused. Selleks tuleb parameetrid φ , δ , c ja a asetada valemitesse miinusmärgiga ja võtta $\beta_0 = \beta$.

Tasapinnalise ja kõverjoonelise lihkpinna eeldustel määratud aktiivsurvetegurite $K'_\gamma = K_\gamma / \cos\theta$ suurused on esitatud tabelis 10.7. Tabel 10.2 arvudega võrreldes selgub, et vertikaalse seina puhul on erinevused ebaolulised ka suurte φ ja δ puhul. Kaldu seina puhul kasvavad erinevused koos φ , δ ja seina kalde suurenemisega.

Tabel 10.6 Passiivsurvetegurid K'_γ kõverjoonelise lihkpinna puhul

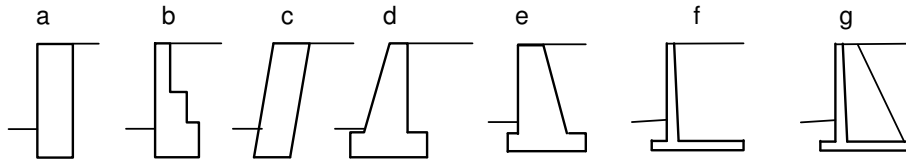
θ	δ	φ						
		10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°
-20°	0	1.61	2.05	2.63	3.41	4.49	6.02	8.26
	$\varphi/3$	1.69	2.22	2.94	3.94	5.40	7.56	10.95
	$2\varphi/3$	1.76	2.36	3.21	4.45	6.31	9.23	14.05
	φ	1.81	2.48	3.48	5.02	7.52	11.82	19.81
-10°	0	1.51	1.86	2.32	2.90	3.67	4.71	6.16
	$\varphi/3$	1.59	2.02	2.59	3.35	4.41	5.92	8.17
	$2\varphi/3$	1.65	2.15	2.83	3.78	5.16	7.22	10.48
	φ	1.70	2.26	3.06	4.27	6.15	9.26	14.78
0°	0	1.42	1.70	2.04	2.46	3.00	3.69	4.60
	$\varphi/3$	1.50	1.84	2.28	2.85	3.61	4.64	6.09
	$2\varphi/3$	1.55	1.96	2.49	3.21	4.22	5.66	7.82
	φ	1.60	2.06	2.70	3.63	5.03	7.25	11.03
10°	0	1.34	1.55	1.80	2.09	2.45	2.89	3.43
	$\varphi/3$	1.41	1.68	2.01	2.42	2.95	3.63	4.55
	$2\varphi/3$	1.46	1.78	2.19	2.73	3.45	4.43	5.83
	φ	1.50	1.87	2.38	3.08	4.11	5.68	8.23
20°	0	1.26	1.41	1.58	1.78	2.00	2.26	2.56
	$\varphi/3$	1.32	1.53	1.77	2.06	2.41	2.84	3.39
	$2\varphi/3$	1.37	1.62	1.93	2.32	2.82	3.47	4.35
	φ	1.41	1.71	2.09	2.62	3.36	4.45	6.14

10.6 Tugiseinte projekteerimisest

surve on peamine tugiseinale mõjuv koormus, mis määrab seina püsivuse ja tugevuse.

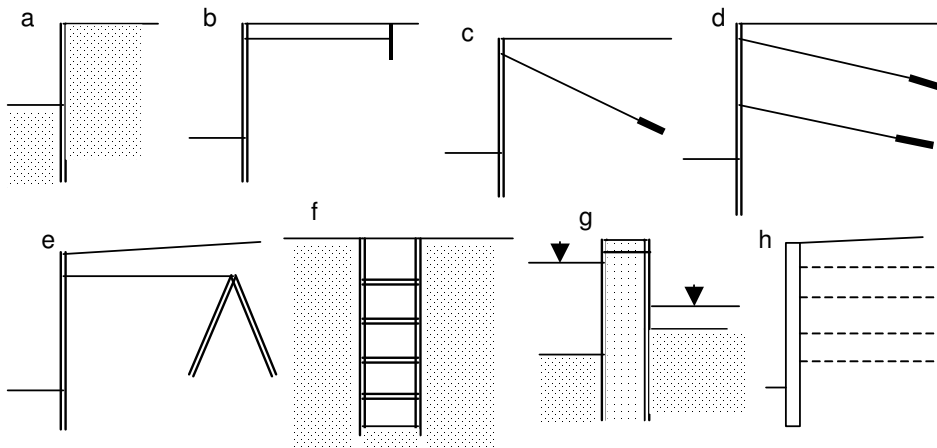
Projekteerimise seisukohast on otstarbekas eristada kolme põhilist tugiseina tüüpi

1. Taldmikule toetuvad gravitatsiooniseinad. Gravitatsiooniseinte püsivuse tagab omakaal, mõnikord ka seinast väljaulatuvale osale toetuva pinnase kaal. Gravitatsiooniseinad jagunevad omakorda massiivseteks (betoon- ja kiviseinad) ja õhukeseseinalisteks (raudbetoonseinad). Gravitatsiooniseinte tüüpilised näited on toodud joonisel 10.31.



Joonis 10.31 Gravitatsioonseinte tüüpe. a, b, c, d ja e on massiivsed seinad, f ja g õhukeseseinalised raudbetoonseinad. g on kontraforsiga tugevdatud sein

2. Suhteliselt õhukesed terasest, raudbetoonist või puidust seinad, mille püsivus tagatakse tugevate, ankrite ja pinnase passiivsurvega. Seina omakaal ei mängi otsustavat rolli. Näited nendest seintest on esitatud joonisel 10.32. Ainult pinnase passiivsurvega kinnitatud sein



Joonis 10.32 Pinnasesse kinnitatud ja komposiitugiseinad.

nimetatakse konsoolseinaks (joonisel 6.32 a). Seina toetavad tõmbid võivad olla kinnitatud plaadiga (b), spetsiaalsete pinnaseankrute (c,d) või nn vaiapukiga (e). Suhteliselt kitsa kraavi seinte puhul võib kasutada sisemisi tugeseid, Sügava kaeviku puhul asetatakse toed mitmes tasapinnas (f). Sama võib olla vajalik pinnaseankrute puhul (d).

3. Komposiitseinad, mis koosnevad kahe või enama eelmärgitud seinatüübi elementidest. Võivad koosneda erinevatest materjalidest. Näited komposiitseintest on joonisel 6.32, kus (g) on veetõkkesein, mis koosneb kahest sulundseinast ja nende vahel olevast pinnasest ning (h) on tugisein, mille tagune on külgsurve vähendamiseks tugevdatud armeerimisega.

10.6.1 Gravitatsioonitugiseinte arvutus

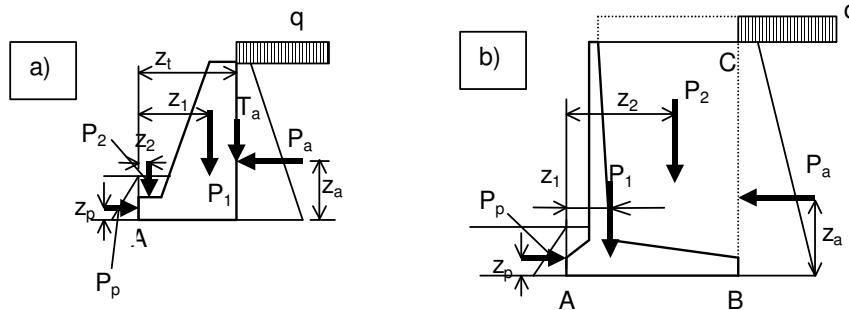
Kõigil gravitatsiooniseintel peab olema piisava varuga tagatud:

1. seina püsivus ümberlükkamise vastu,
2. seina püsivus lihkele seina talla pinnas,
3. seina üldstabiilsus (püsivus süvalihkele koos ümbritseva pinnasega),
4. pinnase tugevus seina talla all,

5. seina konstruktsiooni tugevus,
6. seina paigutus oleks lubatavates piirides.

10.6.2 Kontroll ümberlükkele

Püsivus ümberlükkele on tagatud, kui kõikide seina kinnihoidvate jõudude moment talla



Joonis 10.33 Gravitatsioonitugiseina arvutuskeemid ümberlükkele ja lihkele talla pinnas

eesmise punkti A (joonis 10.33) suhtes on suurem ümberlukkavate jõudude momentidist.

$$F \geq \frac{M_k}{M_{ii}}$$

kus F on projekteerimisnormidega määratud varutegur.

Massiivseina korral moodustavad kinnihoidvad jõud seina kaal P_1 , pinnase kaal eesmisel talla väljaastel P_2 , passiivsurve jõud P_p ning hõõrdejõud seina ja pinnase vahel T_a .

Ümberlukkavaks on pinnase aktiivsurvejõud P_a . Seega peab

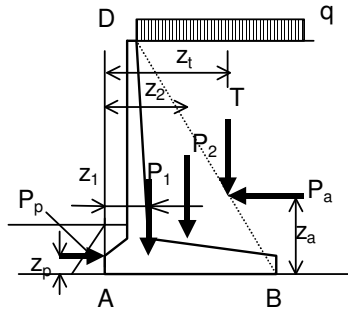
$$\frac{P_1 \cdot z_1 + P_2 \cdot z_2 + P_p \cdot z_p + T_a \cdot z_t}{P_a \cdot z_a}$$

olema suurem kui normidega määratud varutegur.

Õhukeseseinalise gravitatsiooniseina arvutusel vaadeldakse seinana nii raudbetoonosa, kui ka selle tallale jäävat pinnast vertikaalini B-C. Kuna kujutletaval eralduspinnal B-C liikumist ei toimu, siis sellise arvutuskeemi juures hõõrdenurka δ ei arvestata. Kinnihoidvate ja ümberlukkavate momentide suhe joonisel 6.33 b on seega

$$\frac{P_1 \cdot z_1 + P_2 \cdot z_2 + P_p \cdot z_p}{P_a \cdot z_a}$$

Ajutist koormust maapinnale arvestatakse P_a arvutamisel ainult osast, mis jääb lõikest B-C kaugemale. Õhukeseseinaliste gravitatsiooniseinte puhul kasutatakse ka teist arvutuskeemi, mille puhul pinnasesurve loetakse mõjuvaks kaldpinnale, mis läbib seina ülemist punkti ja



Joonis 10.34 Õhukeseseinalise gravitatsioontugiseina teine arvutuskeem

talla alumist, seinast kaugeimat punkti (joonisel 6.34 joon B-D). Sellest kaldpinnast tugiseina poole jäävat pinnast vaadeldakse kui ühtset tervikut tugiseinaga. Antud arvutuskeemis võib eeldada, et pinda B-D toimub tegelik liikekeha liikumine ja seetõttu võib arvestada hõõrdega kahe libiseva keha vahel. Kuna tegelikult toimub liikumine pinnase sees, mitte pinnase ja seina kokkupuutepinnal, siis loogiliselt hõõrdenurk võrdub sisehõõrdenurgaga $\delta = \varphi$.

Otsustavaks jääb see arvutuskeem, mis annab väiksema püsivusteguri.

Kuna passiivsurve mobiliseeritakse täielikult suure paigutuse korral, mis võib seina suhtes olla lubamatu, siis selle asemel arvestatakse kinnihoidva jõuna paigalseisusurvet P_0 , aktiivsurvet või võetakse passiivsurve ainult pooles ulatuses. Võimalike ettenägematute kaevetööde tõttu seina ees ei arvestata passiivsurvet ülemise 0,5÷1,0 m ulatuses.

10.6.3 Kontroll liikele talla pinnas

Lihkekindluse kontroll toimub samasuguste arvutuskeemide alusel kui kontroll ümberlukkamisele. Nihutavaks jõuks on pinnase aktiivsurve horisontaalkomponent, liikele vastutõttavad on seinaesise pinnase passiivsurve ning hõõrdejõud (või adhesioon) pinnase ja talla vahel. Passiivjõudu käsitatakse sama ettevaatlikult, kui ümberlükke kontrollimisel. Liivpinnase puhul võetakse hõõrdenurk pinnase ja talla vahel võrdseks pinnase sisehõõrdenurgaga. Püsivustegur on seega

$$F = \frac{(P_1 + P_2 + T) \tan \varphi}{P_a - P_p} = \frac{V \tan \varphi}{P_a - P_p}$$

Savipinnasele toetuva talla puhul tuleneb kinnihoidev jõud adhesioonist, mis võetakse võrdseks aluspinnase dreeminata nihketugevusega c_u . Püsivustegur liikele

$$F = \frac{B' c_u}{P_a - P_p}$$

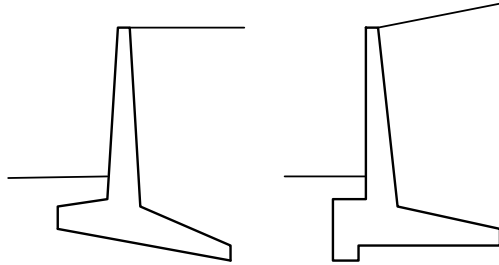
B' on pinnasega kokkupuutuva tallaosa laius. Juhul kui tallale mõjuvate jõudude ekstsentrilisus on väiksem kuuendikust talla tegelikust laiusest B , siis $B' = B$. Suurema ekstsentrilisuse korral leitakse B' seosest

$$B' = 3 \left(\frac{B}{2} - \frac{M}{V} \right) = 3(0,5B - e)$$

kus M on kõigi jõudude moment talla keskpunkti suhtes, V kõigi tallale mõjuvate vertikaaljõudude summa ja $e = M/V$ ekstsentrilisus.

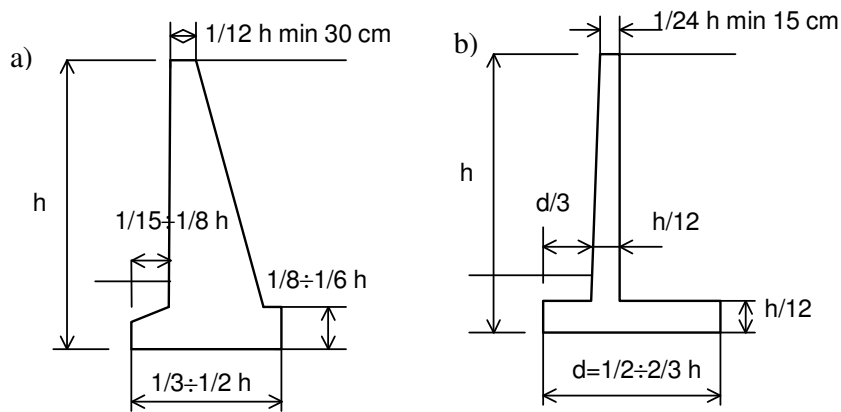
Samal ajal ei tohiks nihutav jõud $P_a - P_p$ olla suurem, kui $0,4V$.

Juhul kui lihkemehhanismi rahuldamisega tekib raskusi, tehakse tald kaldega või varustatakse hambaga (joonis 10.35).



Joonis 10.35 Abinõud tugiseina lihkemehhanismi suurendamiseks

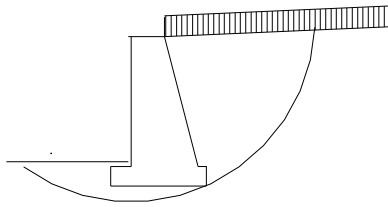
Tugiseina ümberlukkumise ja lihkumise kontroll eeldavad, et seina mõõtmed on teada. Kui kontroll näitab, et püsivus ei ole tagatud, peab mõõtmeid suurendama ja kordama tegevust kuni püsivustegur vastab normidega nõutule. Kui kontrollides selgub, et püsivus on tagatud liialt suure varuga, peaks mõõtmeid vähendama. Optimaalse lahenduse puhul peaks püsivustegur võrduma normisuurusele. Seega toimub lõplike mõõtmete määramine järkjärgulise lähenemise teel. Mida täpsemalt on valitud esialgsed mõõtmed, seda kiiremini lõplik lahend leitakse. Joonisel 10.36 on esitatud orienteeruvad mõõtsuhted massiivsete (a) ja õhukeseseinaliste (b) tugiseinte jaoks.



Joonis 10.36 Gravitatsioontugiseinte orienteeruvad mõõtmed

10.6.4 Üldstabiilsuse kontroll

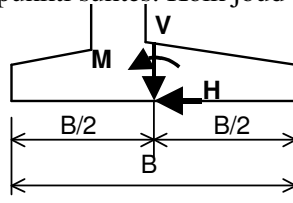
Seina üldstabiilsust kontrollitakse ringsilindrilise lihkemehhanismi, Bishopi, Janbu ja teiste nõlva püsivuse arvutamiseks kasutatavate meetoditega (joonis 10.37). Üldstabiilsuse kontroll on vajalik igal juhul, kuid eriti oluline on see siis, kui tugiseina tallast allapoole jääb nõrga pinnase kiht.



Joonis 10.37 Tugiseina üldstabiilsuse kontroll

10.6.5 Talla kandevõime kontroll

Seina talla alla jääva pinnase tugevus määrab talla kandevõime. Seda kontrollitakse nagu tavalise vundamendi kandevõimet. Tugiseina puhul on tegemist ekstsentrilise kaldu mõjuva koormusega lintvundamendiga. Joonisel 10.38 on toodud tallale mõjuvate jõudude skeem. Joonisel toodud suurustest on V kõigi tugiseinale mõjuvate jõudude vertikaalkomponentide summa. H on kõigi jõudude horisontaalkomponentide summa ja M kõigi jõudude moment talla keskpunkti suhtes. Kõik jõud on 1 m pikkuse seina osa kohta.



Joonis 10.38 Tallale mõjuvad jõud

10.6.6 Tugiseina konstruktsiooni arvutus

Massiivse betoonist või kivist tugiseina arvutus toimub nende konstruktsioonide arvutuseeskirjade kohaselt. Kõrguses muutuva ristlõikega seina tugevust tuleb kontrollida mitmes lõikes ekstsentrilisele survele, mida põhjustab seina omakaal (ka hõõrdejõud seina pinnal) pinnasesurveest tingitud paindemoment.

Raudbetoonseina vertikaalplaat ja tald arvutatakse paindemomendile ja põikjõule, mis määratakse joonisel 10.39 esitatud skeemile vastavatest koormustest. Seinale mõjub pinnase omakaalust ning maapinnale rakendatud ajutisest koormusest aktiivsurve. Tallale mõjuv reaktiivsurve leitakse eeldusel, et see jaguneb lineaarselt. Kui $e=M/V < 1/6$, siis

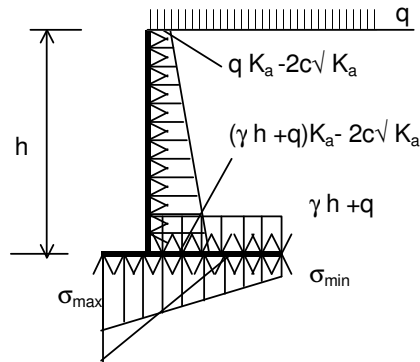
$$\sigma_{\max, \min} = \frac{V}{B} \pm \frac{6M}{B^2}$$

Vastasel korral on reaktiivpinge epüür talla all kolmnurkne. Kolmnurkse osa pikkus leitakse eeltoodud valemiga

$$B' = 3 \left(\frac{B}{2} - \frac{M}{V} \right) = 3(0,5B - e)$$

ja äärepinge seosest

$$\sigma_{\max} = \frac{2V}{B'}$$



Joonis 10.39 Tugiseinale mõjuvate jõudude skeem

Arvutuslikud lõiked on 1) talla eesmise osa vertikaalplaadiga ühenduskoht, kus tõmbearmatuur asub talla alumises pinnas, 2) talla tagumise osa vertikaalplaadiga ühenduskoht, kus tõmbearmatuur võib olla vajalik kas alumises või ülemises pinnas, 3) vertikaalplaadi ühenduskoht tallaga, kus mõjub maksimaalne moment. Vertikaalplaadis peaks leidma momendid ka mõnes lõikes kõrgemal, et nende järgi määrata vajalik sarrus ja seega saada ökonoomsem lahendus

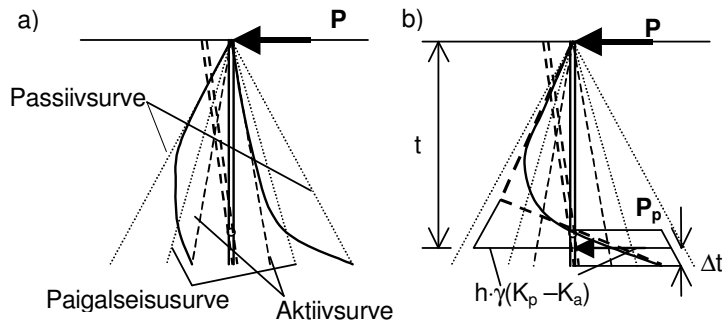
10.6.7 Seinapaigutised

Seina vajumine ja kaldumine arvutatakse vundamendi vajumi arvamise meetoditega

10.6.8 Pinnasesse kinnitatud tugiseinte arvutus

Pinnasesse kinnitatud tugiseina arvutusega peab tagama, et:

1. sein on piisavalt tagamaks seina kinnituse;
2. sein on piisavalt tugev pinnasesurvest tekkivate paindemomentide vastuvõtmiseks;
3. ankurdatud sein puhul suudaksid ankrud vastu võtta neile langeva jõu;
4. oleks tagatud seina ja teda ümbritseva pinnase üldstabiilsus;
5. seinapaigutused ja deformatsioonid jääksid lubatavatesse piiridesse.

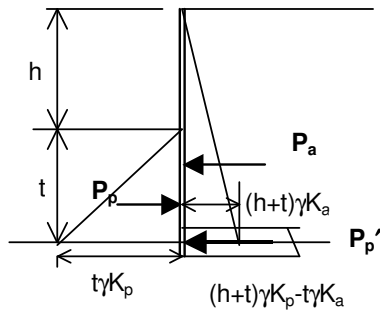


Joonis 10.40 Pinnasesse kinnitatud seina arvutuskeemid

Olenevalt paigutise suurusest ja suunast võib seina pinnal mõjuda aktiiv-, paigalseisu või passiivsurve. Joonisel 10.40 kujutatud üleni pinnases asuva seina mõlemal küljel mõjub juhul, kui seinale ei mõju mingit jõudu ($P = 0$), paigalseisusurve. Jõu suurenedes hakkab sein pinnases pöörduma mingi punkti ümber. Seina liikudes hakkab ühel pool seina järk-järgult mobiliseeruma passiivsurve, teisel pool seina langeb surve aktiivsurveni. Maksimaalse võimaliku jõu korral saavutab passiivsurve seina üla- ja alaosas oma maksimaalse võimaliku väärtuse. Sein on sellisel juhul piirseisundis. Pöördepunkti ei paigutu ja mõlemal pool seina mõjub paigalseisusurve. Surve jaotus on näidatud joonisel 10.40 a. Seinale mõjuv resulteeruv surve on nende kahe surve vahe, mis kõverjoonena esitatud joonisel 6.40 b. Seina tasakaalu puhul peab kõigi sellele mõjuvate horisontaaljõudude summa olema null. Nulliga peab võrduma kõigist jõududest põhjustatud momentide summa näiteks seina alumises või ülemises otsas. Need kaks tingimust on vajalikud, kuid mitte piisavad seina vajaliku pikkuse määramiseks. Ilma surveepüüri kuju teadmata ei ole võimalik määrata nii seinale mõjuvaid jõude kui ka momente. Asendades kõverjoone kahe sirgega (joonisel 10.40 b punktiir), on võimalik ülesanne ühtlase pinnase korral lahendada. Üldjuhul, kui koormus mõjub maapinnale, pinnas on kihiline ja tugevus on tingitud nii sisehõrdest kui nidususest, muutub analüütilise valemi leidmine võimatuks. Seepärast on arvutuslikku surveepüüri veelgi lihtsustatud. Passiivsurve loetakse jõu suuna vastaspoolel mõjuvaks terves ulatuses. Teisel pool asendatakse jaotatud surve allosas koondatud jõuga. Sellisel juhul on ülesanne lahendatav suhteliselt lihtsalt. Momentide tasakaalu tingimusest alumise otsa suhtes leitakse vajalik pikkus h . Seejärel jõudude tasakaalu tingimusest leitakse koondatud jõud P_p . Kuna tegelikult mõjub alumises otsas jaotatud koormus, siis leitakse täiendav sügavus Δt pinnase tugevusest sellel sügavusel.

10.6.8.1 Konsoolseina arvutus

Konsoolseina arvutus toimub eelmises punktis esitatud põhimõtete alusel. Arvutuskeem on toodud joonisel 10.41.



Joonis 10.41 Konsoolseina arvutuskeem

Esialgu leitakse momentide võrdsuse tingimusest sügavus t .
Lihtsustamiseks vaatleme ühtlast pinnast ja koormamata maapinda.
Aktiivsurve suurus on

$$P_a = \frac{(h+t)^2}{2} \gamma K_a$$

ja moment alumise punkti suhtes

$$M_a = P_a \frac{h+t}{3} = \frac{(h+t)^3}{6} \gamma K_a$$

Vastavalt passiivsurve

$$P_p = \frac{t^2}{2} \gamma K_p \text{ ja moment } M_p = \frac{t^3}{6} \gamma K_p$$

Momentide võrdsusest $M_a = M_p$ leitakse kuupvõrrandist t suurus

$$(K_p - K_a)t^3 - ht^2 K_a - h^2 t K_a - h^3 K_a = 0$$

Leitud t asetatakse P_a ja P_p avaldustesse ning leitakse nende suurused.

Jõudude tasakaalu tingimusest leitakse P_a'

$$P_p' = P_p - P_a$$

Vajalik täiendav pikkus Δt leitakse avaldusest

$$\Delta t = \frac{P_p'}{2[(h+t)\gamma K_p - t\gamma K_a]}$$

Vajalik seina pikkus allapoole süveni põhja on $t + \Delta t$.

Seina tugevuse kontrollimiseks või seina dimensioneerimiseks on vaja määrata paindemomendid. Maksimaalne paindemoment esineb kaeviku põhjast teatud sügavusel x .
Paindemomendi suurus on

$$M = \frac{(h+x)^3}{6} \gamma K_a - \frac{x^3}{6} \gamma K_p$$

Maksimaalne paindemoment esineb kohas, kus põikjõud on null. Põikjõud sügavusel x on

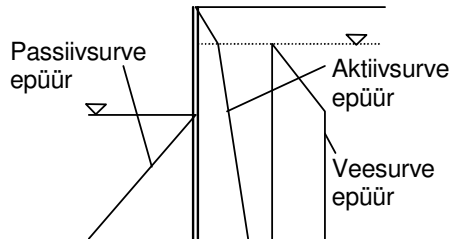
$$Q = \frac{(h+x)^2}{2} \gamma K_a - \frac{x^2}{2} \gamma K_p$$

Tingimusest $Q = 0$ saame ruutvõrrandi

$$(K_p - K_a)x^2 - 2hK_a x - h^2 K_a = 0$$

Selle võrrandi lahend annab sügavuse, kus tekib suurim moment. Asetades selle momendi avaldisse, leiame seinas tekkiva M_{\max} .

Sulundseina puhul on enamasti veetase seina taga ja kaevikus erineval kõrgusel ja seina arvutusel tuleb arvestada ka veesurvet (joonis 10.42).

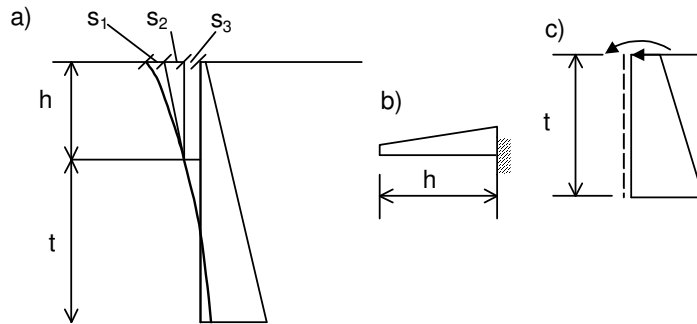


Joonis 10.42 Surveepüürid pinnasevee esinemisel

Pinnase mahukaal allpool veetasest tuleb võtta arvestades vee üleslükke jõudu $\gamma' = \gamma - \gamma_w$.

Veesurve seinalle suureneb kuni veetasemeni kaevikus lineaarselt sügavusega. Sügavamal on summaarne veesurve konstantne, kuna kaeviku poolt mõjub samuti lineaarselt sügavusega suurenev veesurve.

Seina üldstabiilsust kontrollitakse samuti kui gravitatsioonseina korral mingi nõlva püsivuse kontrollimise meetodiga.



Joonis 10.43 Konsoolseina ülemise otsa paigutise arvutus

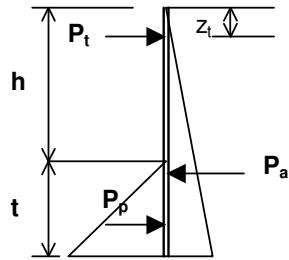
Seina ülemise otsa paigutus leitakse kolme paigutise summana. Joonisel 10.43 toodud skeemil s_1 on kaeviku põhjast kõrgemale jääva seiniosa läbipaine. See arvutatakse kui kaeviku põhja kõrgusel kinnitatud konsooli läbipaine pinnase aktiivsurvest (joonis 10.43 b). s_2 on allpool kaeviku põhja jääva seiniosa pöördumisest tingitud paigutus $s_2 = \psi h$, kus ψ on seina pöördnurk kaeviku põhja kõrgusel. s_3 on seina põhjast allapoole jääva seiniosa paigutus ψ ja s_3 m määramiseks võib kasutada mingit elastsele alusele toetuva tala arvutuskeemi (joonis 10.43 c). Neid arvutuskeeme käsitletakse kursuse teises osas – geotehnika II.

Kõik eelpooltoodud põhimõtted kehtivad ka keerulisematel juhtudel, kui surveepüürid ei ole

lihtsad kolmnurgad (kihiline pinnas, maapinnale mõjuv koormus, nidususe ja vee mõju arvestamisel).

10.6.8.2 Ühe toega sulundseina arvutus

Tõmbide või tugivarrastega kinnitatud sein puhul ei ole vajalik sein alumise otsa jäik kinnitus pinnasesse. Sein töötab talana, mille üks ots toetub lisatoele ja teine pinnasele. Pinnasele toetuva otsa juures ei tohi surve ületada passiivsurve suurust.



Joonis 10.44 Toega sulundseina arvutusskeem

Vajalik sein süvistamispikkus t leitakse momentide võrdsuse tingimusest toepunkti suhtes. Joonisel 10.44 toodud lihtsa skeemi puhul, kui pinnas on ühtlane, maapinnal koormus puudub ja $c = 0$, on aktiivsurve resultandi suurus

$$P_a = \frac{(h+t)^2}{2} \gamma K_a$$

Passiivsurve on

$$P_p = 0,5t^2 \gamma K_p$$

Aktiiv- ja passiivsurve momentid toepunkti suhtes on

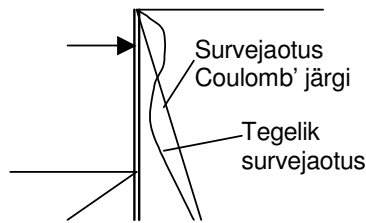
$$M_a = P_a \left[\frac{2(h+t)}{3} - z_t \right] \quad \text{ja} \quad M_p = P_p \left(h - z_t + \frac{2t}{3} \right)$$

Võrdusest $M_a = M_p$ leitakse vajalik süvis t . Seejärel saab arvutada P_a ja P_p suurused ning horisontaaljõudude tasakaalutingimusest toele langeva jõu

$$P_t = P_a - P_p$$

Seejärel saab määrata samuti kui konsoolseina puhul paindemomendid seinas ning nende maksimaalse suuruse kohas, kus $Q = 0$.

Tugistatud sein korral on sein liikumine teistsugune kui eeldatud külgsurve valemite tuletamisel. Sein ei pöördu ümber alumise punkti, vaid tema ülemine ots on toe või ankruga kinnitatud. Suhteliselt õhukese seina keskosa paindub. Seepärast võib arvata, et aktiivsurve jaguneb teisiti, kui eeldab Coulomb' teooria.

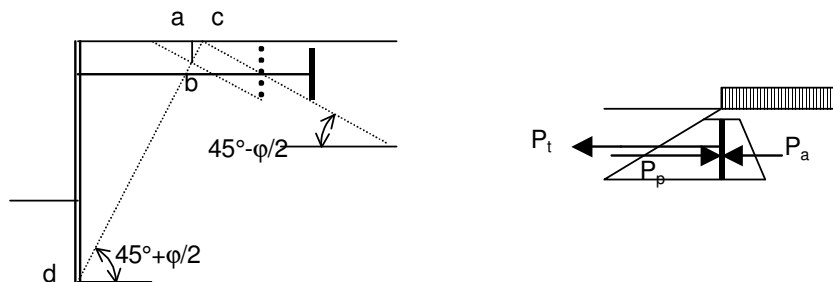


Joonis 10.45 Survejaotus toetatud seinale

Eksperimentaalsed uuringud ongi näidanud, et seinä ülaosas – toe kohas – on surve teoreetilisest suurem ja keskosas mõnevõrra väiksem (joonis 10.45). Sellise erinevuse tõttu on toele mõjuv jõud mõnevõrra suurem ja paindemomendid seinä keskosas veidi suuremad, kui arvatud lineaarset pingeaotust arvestades. Ankrujõu ja paindemomendi erinevuse suurus sõltub pinnase tugevusest ja seinä jäikusel (mida suurem sisehõõrdenurk ja väiksem jäikus, seda suurem erinevus). Ankurdatud sulundseintega toimunud avariide analüüs näitab, et enamasti on põhjuseks tugevde purunemine või ankru järeleandlikkus. Praktiliselt kunagi ei ole põhjuseks olnud seinä purunemine paindel. Seepärast võetakse toe arvutamisel sellele mõjuv jõud $1,4 \div 1,5$ korda suurem, kui annab eeltoodud arvutuskeem. Seinä paindemomenti võiks vähendada üle 10 m pikkuste teraselementidest seinä korral 30%.

Kui seinä kinnituspikkus allpool kaeviku põhja t on piisavalt palju suurem eeltoodud arvutusega määratud minimaalselt võimalikust, tekib kinnitusmoment nagu konsoolseinä puhul ja seinä võib vaadelda alt jäigalt ja ülalt vabalt toetatud talana. Seejuures väheneb paindemoment seinä ja toele mõjuv jõud.

Plaatankru kasutamisel peab see olema viidud seinäst piisavalt kaugemale, et jääks väljapoole potentsiaalset lihkepingda, mis on horisontaalset kalde all $45^\circ + \varphi/2$.



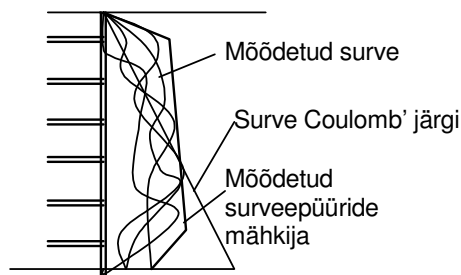
Joonis 10.46 Ankurdatud sulundseinä ankru asend ja ankruplaadile mõjuvad jõud

Seepärast peab ankruplaat igal juhul jääma joonisel 10.46 näidatud joonest d-c kaugemale. Ankruplaati hoiab kinni passiivsurve plaadi ees ja temale mõjub seinä ankurdusjõud ja aktiivsurve plaadi taga. Et plaadi ees saaks passiivsurve areneda täies ulatuses, peaks plaadi alumisest servast nurga all $45^\circ - \varphi/2$ tõmmatud passiivsurve lihkjoone lõikepunkt maapinnaga jääma seinäst kaugemale, kui punkt c. Kui plaadi ees tekib passiivsurve lihkjoon lõikab seinä aktiivsurve joont (joonisel 10.46 punktiiriga näidatud plaadi asendi puhul), siis passiivsurve ei saa areneda täies suuruses. Sellisel juhul tuleks seda vähendada

lõigule a-b mõjuva passiiv- ja aktiivsurve vahe võrra.

10.6.8.3 Surve mitmes kõrguses toetatud seinale

Sügavate seinte puhul on otstarbekas asetada rohkem tugedid ja kasutada väiksema tugevusega seinaelemente (joonis 10.32 f). Selliste seinte puhul võib pinnasesurve jaotus oluliselt erineda tavaliselt kasutatava Coulomb' lahenduse aktiivsurve jaotusest. Toimunud avariide analüüs näitas, et enamasti oli tegu ülemiste tugede purunemisega. Suurimad jõud tugedele peaksid olema just seina allosas, kus aktiivsurve arvutuse järgi on tunduvalt suurem. Probleemi selgitamiseks mõõdeti anduritega tegelikult tugedes esinevaid jõude ja nende suuruste järgi arvutati seinale mõjuva pinnasesurve suurus. Selgus, et pinnasesurve jaotus oli tunduvalt erinev tavalise meetodiga arvatud aktiivsurve jaotusest ja seejuures väga varieeruv erinevates mõõtekohtades (joonis 10.47).

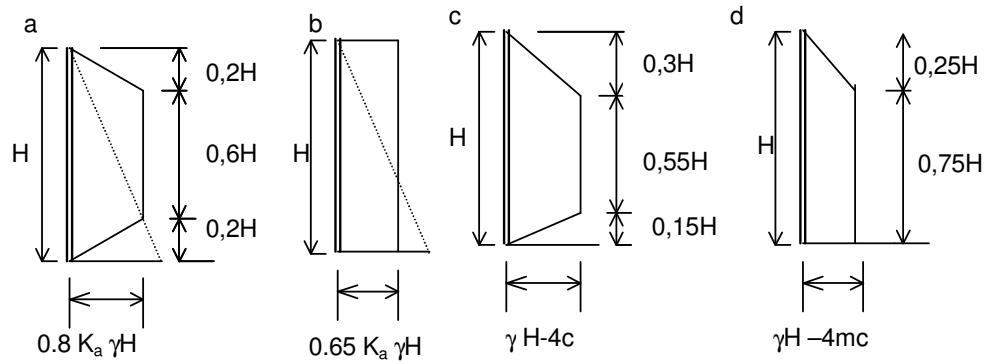


Joonis 10.47 Pinnasesurve jaotus mitmes kõrguses toetatud seinale

Esialgu põhjustas see arvamuse, et tavalised pinnasesurve arvutamise meetodid ei vasta tegelikkusele ning on kõlbmatud praktilisteks arvutusteks. Hilisem analüüs selgitas, et põhjuseks on seina liikumise erinevus Coulomb' teoorias eeldatud pöördumisest ümber alumise punkti. Kuni pinnas on kaevatud välja esimese toe kõrguseni saab sein tõepoolest pöörduda vastavalt teoorias eeldatule. Pärast toe asetamist see punkt fikseeritakse ja järgmise toe asetamiseni saab teatud läbipainde ja pöördub teisiti. Nii kordub see iga toe puhul. Pealegi mõjutab olukorda tugede asetamise täpsus. Tugede kinnitamine kiilumisega suurendab neis jõudu ja seega ka pinnasesurvet. Toe ja seina vahele jääva lõtku puhul saab sein liikuda pinnasest eemale ja võlviefekti tõttu väheneb pinnasesurve. Selliste tegurite mõju prognoosimine ei ole sisuliselt võimalik.

Taalises olukorras on sobivaimaks lahenduseks pinnasesurve määramisel kasutada eksperimentaalselt leitud surveepüüride sirgjoontest koosnevat mähkijat. Muidugi peab kasutama samalaadse pinnasega tehtud katsetulemusi.

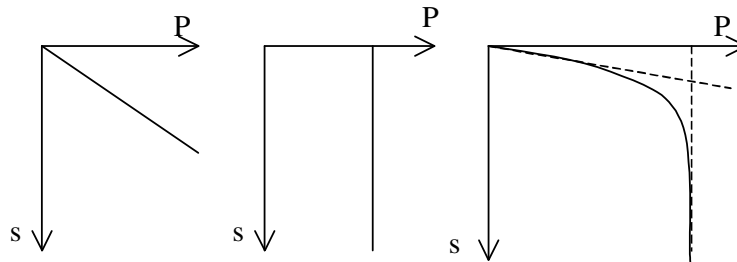
Joonisel 10.48 on esitatud mõned enamtuntud survejaotused toetatud seintele. Skeemil 10.48 a on esitatud surve liivpinnastele Spilkeri uurimuste alusel ja skeemil b samuti liivpinnastele Norras tehtud uurimuste järgi K. Flaate andmetel. Skeemil c on survejaotus R. Pecki järgi ja skeemil d Norra uuringutel K. Flaate andmetel. Tegur m viimasel skeemil on Oslo savide jaoks 0,4 ja kõvemate Chicago savidel 0,74.



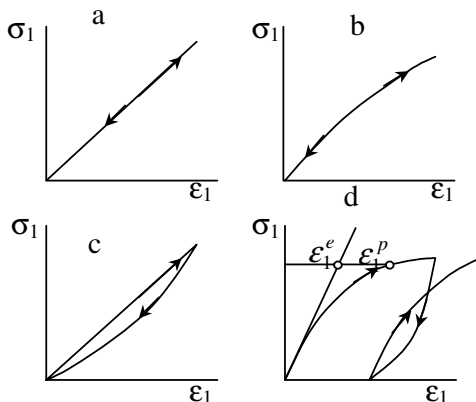
Joonis 10.48 Survejaotus mitme toega õhukesele tugiseinale. a ja b liivpinnastel, c ja d savipinnastel.

11. Ülevaade kaasaegsetest suundadest pinnasemehaanikas

Klaasikaline pinnasemehaanika, mis on aluseks tänapäeva inseneripraktikas vajumite ja pinnase kandevõime arvutustele, kasutab kahte lihtsat mudelit. Deformatsioonide ja vajumite arvutamisel käsitletakse pinnast ideaalselt elastse või vähemalt lineaarselt deformeervavana. Tugevusülesannete lahendamisel ei huvituta deformatsioonidest ja pinnast vaadeldakse ideaalselt plastse materjalina. Tegelik vundamendi vajumi sõltuvus temale mõjuvast koormusest on mittelineaarne ja sõltub pinnase elastsetest ja plastsetest deformatsioonidest (joonis 11.1). Klassikaline pinnasemehaanika ei kirjelda seda.



Joonis 11.1. Klassikalise pinnasemehaanika mudelid vundamendi vajumi ja kandevõime arvutamiseks ning tegelik vajumi sõltuvus jõust



Joonis 11.2 Pinnase käitumise mudelid. a- lineaarselt elastne; b- mittelineaarselt elastne; c – hüsteresise; d – elasto-plastne

Kaasaegne pinnasemehaanika üks põhisuundadest ongi sobiva arvutusmudeli loomine deformatsiooni leidmiseks mistahes jõu puhul kuni piirseisundini so purunemiseni välja. Seejuures kasutatakse mitmesuguseid pinnase käitumise mudeleid (joonis 11.2).

Enamike materjalide puhul kirjeldab deformatsiooni sõltuvust pingeseisundist viimase muutumisel laias diapsoonis kõige paremini elasto-plastne mudel.

Elastse materjali puhul ei ole tähtis koormuse rakendamise järjekord. Lõpppingele vastab kindel deformatsiooni suurus vaatamata sellele kuidas pinge muutus. Teistel juhtudel see nii ei ole. Ühesuguse suurusega lõpppingele võib vastata mitmesugune deformatsiooni väärtus

olenevalt pinge muutusest. Ühetelgse pingeseisundi korral on lihtne kujutada suhtelise deformatsiooni (pine) sõltuvust pingest. Ruumpinge olukorras mõjutab deformatsiooni suurust üksikute pingekomponentide muutuse käik lõpppinge saavutamiseni.

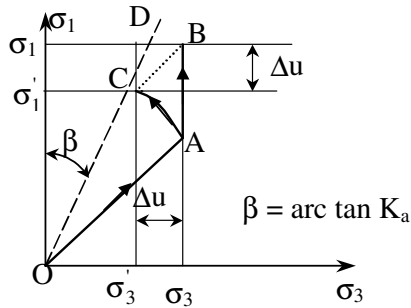
Veeküllastatut pinnases peab seejuures arvesse võtma väliskoormuse mõjul tekkivate pingemuutuste efektiiv ja koguväärtusi, mis on erinevad.

Pingeseisundi muutumise kirjeldamiseks kasutatakse mitmesuguseid võtteid. Näiteks

kasutades peapingete σ_1 ja σ_3 suurusi, või vastavaid efektiivpinge väärtusi σ'_1 ja σ'_3

(joonis 11.3). Joonisel 11.3 on kujutatud pingerada kolmtelgse surve aparadis tehtud teimi

kohta. Esialgu tekitatakse kambris igakülgne (isotroopne) surve. Nii vertikaal- kui horisontaalpinge kasvavad võrdset. Survet tõstetakse dreenitud tingimustes sedavõrd aeglaselt, et pooriveses survet ei teki. Seda osa kirjeldab graafikul pingerada OA. Seejärel suurendatakse vertikaalpinget σ_1 . Kui see toimub aeglaselt ja dreenitud tingimustes, siis

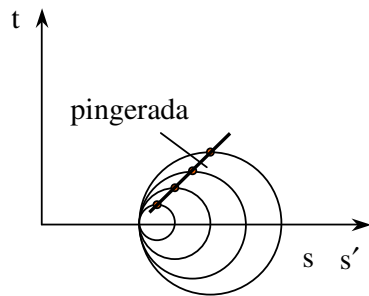


Joonis 11.3 Pingerada $\sigma_1 - \sigma_3$ teljestikus

pingerada kulgeb mööda joont AB. Juhul kui pärast isotroopse surve rakendamist vee väljumine proovikehast tõkestatakse ja vertikaalsurve suurendamine toimub dreenimata tingimustes, tekib pooriveses surve Δu . Efektiivpinged vähenevad poorivesesurve võrra ja pingerada (efektiivpingetes) kulgeb punktist A punkti C. Kui seejärel lasta proovikehast vesi väljavoolata, siis poorrõhk aja jooksul hajub, efektiivpinged muutuvad võrdseks kogupingetega ning pingerada kulgeb punktist C punkti B. Joonisele on kantud ka

joon OD, mis vastab piir seisundile juhul, kui pinnase tugevus on määratud ainult sisehõordenurgaga ($c = 0$). Pingerada ei või seda piirjoont lõigata, kuna sellel joonel on täidetud tugevustingimus $\sigma_3 / \sigma_1 = \tan^2 (45^\circ - \phi/2) = K_a$ ning materjal puruneb. Jooniselt selgub, et dreenimata tingimustes on oht sattuda purunemiskiirile alati suurem kui dreenitud tingimustes.

Eeltoodud viis pingeseisundi muutumise kirjeldamiseks kehtib tasandiülesande korral, so kui keskmine peapinge $\sigma_2 = 0$. Ruumipinge olukorras tuleb pingerada kirjeldada kolmemõõtmelises ruumis telgedega σ_1 , σ_2 ja σ_3 . Praktiliseks kasutuseks on selline kolmemõõtmelise graafiku kasutamine ebamugav. Enamkasutatavad graafilised võtted pingeraja kujutamiseks on väljatöötatud Massachusettsi Tehnoloogia Instituudis (MIT) (Lamb) ja Cambridge Ülikoolis (Schofield, Wroth, Burland). Mõlemad meetodid olid esialgu mõeldud kolmtelgse surveteimi tulemuste tõlgendamiseks. Hiljem leiti



Joonis 11.4 Pingerada teljestikus $s(s')$

võimalused nende kasutamiseks ka praktiliste probleemide lahendamiseks. Oluline on nende tunnuslik väärtus. Nende abil on võimalik suhteliselt lihtsalt selgitada pinnase käitumist pingeseisundi mitmesuguste muutuste juures.

MIT võte käsitleb sisuliselt tasandiülesannet ning arvestab, et keskmine peapinge ei mõjuta pinnase käitumist. Pingerada kujutab keskmise normaalpinge ja nihkepinge muutumist. Graafiku telgedeks on $s = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ ja $t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ (joonis 11.4). Pingerada võib kirjeldada nii kogupingetes kui ka

efektiivpingetes $s' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$. Sisuliselt kujutab pingerada selles teljestikus Mohri ringide maksimumpunkte ühendavat joont. Sarnasus Mohri pingeringidega ongi s-t graafiku üheks eeliseks. Coulomb-Mohri tugevustingimus on teatavasti $\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$. Tugevustingimuse kasutades suurusi t ja s' võib kirjutada sarnasel kujul $t_f = a' + s' \tan \beta'$. Joonise 11.5 alusel saab kolmurkadest OBA ja OCA kirjutada $\tan \beta' = \tau_f / OA$ ja $\sin \phi' = \tau_f / OA$ ning seega $\sin \phi' = \tan \beta'$.

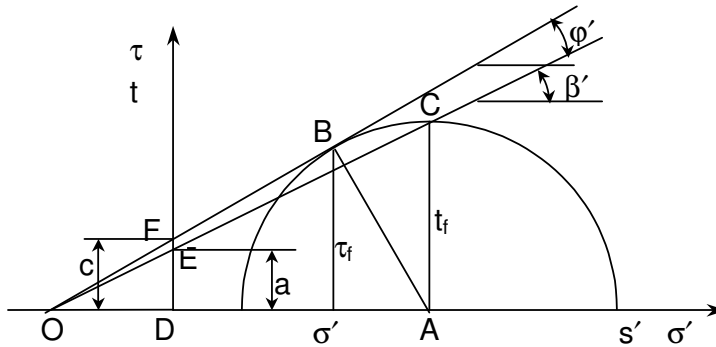
Kolmnurkadest ODE ja ODF saame $\tan \beta' = a'/OD$ ning $\tan \varphi' = c'/OD$.

Järelikult

$$a'/\tan \beta' = c'/\tan \varphi'$$

ja

$$c' = a' \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta'} = a' \frac{\tan \varphi'}{\sin \varphi'} = \frac{a'}{\cos \varphi'}$$



Joonis 11.5 Tugevusparameetrite φ ja β ning c ja a

Dreenimata tingimuste analüüsil on vajalik määrata efektiivpingete suurus. See on võimalik ainult siis, kui teame poorivesurve suurust. Katsetulemuste tõlgendamisel puhul peab selle mõõtma katse käigus. Geotehnika probleemide lahendamisel peab selle suuruse prognoosima.

Pooriveerõhu suurus ruumipingelolukorras.

Juhul kui mingi peapinge suureneb vastavalt $\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_2$ või $\Delta\sigma_3$ võrra, peab suletud süsteemi korral (dreenimata tingimused) suurenema surve pooriveses Δu võrra. Ideaalselt elastse materjali ja kokkusurumatu vee korral täieliku veeküllastuse juures peab efektiivpinge summaarne väärtus jääma muutmatuks. Kuna mahumuutus $\epsilon_{\text{maht}} = p'/K = \text{const}$, siis peab olema konstant ka p' .

$$p' = \frac{\Delta\sigma'_1 + \Delta\sigma'_2 + \Delta\sigma'_3}{3} \quad K - \text{mahtelastsusmoodul}$$

Järelikult iga muutuse kogurõhus $\Delta p = (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3)/3$ peab tasakaalustama muutus pooriveses.

$$\Delta\sigma'_1 = \Delta\sigma_1 - \Delta u; \quad \Delta\sigma'_2 = \Delta\sigma_2 - \Delta u; \quad \Delta\sigma'_3 = \Delta\sigma_3 - \Delta u.$$

$$\Delta p' = \frac{\Delta\sigma_1 - \Delta u + \Delta\sigma_2 - \Delta u + \Delta\sigma_3 - \Delta u}{3} = \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3 - 3\Delta u}{3} = \Delta p - \Delta u$$

$$\text{Järelikult } \Delta u = \Delta p - \Delta p'$$

Pinnas ei ole täiuslikult elastne materjal ja otsesed poorirõhu mõõtmised näitavad, et see seos põhjustab poorivvee surve määramisel teatud ebatäpsusi. Nii kolmtelgse surve kui ka lõikekatse tulemused näitavad, et dreenitud tingimustes kohevates pinnastes kaasneb nihkedeformatsiooniga poorsuse so mahu vähenemine (kontraktsioon) ning tihedates pinnastes mahu suurenemine (dilatatsioon). Dreenimata tingimustes mahumuutust ei toimu. Mahumuutust tõkestab poorivesurve muutus. Kohevas pinnases nihkedeformatsiooni mõjul poorivesurve tõuseb ja tihedas pinnases langeb.

Eelöeldu põhjal kasutatakse poorirõhu arvutuseks Skemptoni empiirilist valemit

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)],$$

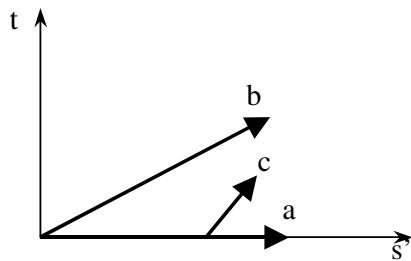
kus A ja B on eksperimentaalselt määratavad poorirõhu tegurid. Veeküllastatud pinnase korral $B = 1$. Ideaalselt elastsel materjalil $A = 1/3$. Katseliselt määratud poorirõhutegurid A ei ole konstandid vaid sõltuvad dreeneeringimustest, pinnasele varem mõjunud pingetest (ületihenemisastmest) ja deformatsiooni kiirusest. Katsetel leitud A väärtused purunemisseisundile vastavas olukorras so maksimaalse võimaliku deviaatorpinge juures A_f on esitatud tabelis 11.1

Tabel 11.1 Poorivesurve A_f tegurite väärtused

Pinnase liik	A_f
Pehme ülitundlik savi	0,75 – 2,5
Normaalselt tihenenud savi	0,5 – 1,3
Kergelt ületihenenud savi	0,3 – 0,7
Tugevalt ületihenenud savi	-0,5 – 0
Väga kohev liiv	2 – 3
Kesktihe liiv	0 – 1,0
Tihe liiv	-0,3 – 0

Poorivesurve muutus mõjutab efektiivsete normaalpingete suurust kuid ei mõjuta nihkepinge suurust.

Nihkepinge juurdekasv väljendatuna kogupingetes $\Delta\tau = (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)/2$



Joonis 11.6 Pingerajad erinevate lihtsate koormamiste puhul

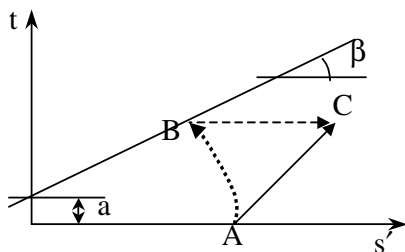
Sama väljendatuna efektiivpingetes $\Delta\tau' = (\Delta\sigma'_1 - \Delta\sigma'_3)/2 = (\Delta\sigma_1 - u - \Delta\sigma_3 + u)/2 = \Delta\tau$

Näiteid pingeradadest lihtsatel koormamisjuhtudel.

Joonisel 11.6 on toodud mõnede koormamise juhtude pingerajad. Pingerada a kujutab isotroopset koormamist.

Vertikaalpinged σ_v ja horisontaalpinged σ_h on alghetkel nullid. Pingeid suurendatakse võrdselt so $\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_h$. Juhus b tähistab kompressiooniolukorda, kui vertikaalpinge suurenedes $\Delta\sigma_v$ võrra suureneb horisontaalpinge külglaienemisvõimaluse

puudumisel $K_0\Delta\sigma_v$ võrra. Juhusel c suurendatakse algul igakülgsed survet ja seejärel suurendatakse vertikaalsurvet hoides külgsurvet konstantsena. Pingerada on kaldega 1:1.



Joonis 11.7 Pingerada koormamisel dreeneeritud (AC) ja dreeneerimata (AB) tingimustes

Dreeneerimata ja dreeneeritud tingimused.

Normaalselt ja ületihenenud pinnased Deformatsioonid ja pingerada Pingerada teimil ja vundamendi all Joonisel 11.7 on kujutatud pingeradasid juhul, kui proovikeha on algselt koormatud igakülgses (isotroopse) survega dreeneeritud tingimustes punktini A. Kui seejärel suurendatakse dreeneeritud tingimustes vertikaalsurvet, suundub pingerada punktist A punkti C (kalle 1:1).

Kui koormust suurendatakse pärast isotroopset koormamist dreeneerimata

tingimustes, siis on pingerada AB. Juhul kui seejärel jäetakse proovikeha seisima konstantse pinge juures lubades seejuures vee väljavoolu pinnasest, suundub pingerada punktist B punkti C. Lõik BC kujutab kiirel koormamisel tekkinud pooriveerõhu suurust

11.1 Kriitilise seisundi pinnasemehaanika. Cam-clay mudel

Sissejuhatus

Üks esimesi ja samal ajal praktilistes arvutiprogrammides kasutamist leidnud savipinnase elastseid ja plastseid deformatsioone arvestav mudel on Cambridge koolkonna nn. Cam-clay mudel. Cam-clay töötati esialgselt välja kolmtelgse survekatse tulemuste töötlemiseks. Nii algne Cam-clay (CC) kui ka modifitseeritud Cam-clay (MCC) kirjeldab pinnase käitumise kolme tähtsat aspekti:

- Tugevust
- Kompressiooni ja dilatatsiooni (nihkega seotud mahumutust)
- Kriitilist seisundit, mille puhul pinnaselement piiramatult deformeerub ilma igasuguse pinge või mahu muutuseta.

Kriitilise seisundi pinnasemehaanikas iseloomustab pinnaseproovi seisundit kolm parameetrit

- Keskmine efektiivpinge p'
- Deviaatorpinge q'
- Erimaht $v = 1 + e$ (e – poorsustegur)

Suhteline mahumuutus $\delta \epsilon_p = \delta v/v$

Üldises (kolmemõõtmelises) pingeolukorras võib p' ja q' arvutada peapingete kaudu

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)$$

$$q' = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2}$$

Kolmtelgsel katsel $\sigma'_3 = \sigma'_2 = \sigma'_r$ ja $\sigma'_1 = \sigma'_a$, kus σ_r on radiaalpinge ja σ_a on

teljesuunaline pinge. Vastavalt deviaatorpinge $q = \sigma_a - \sigma_r$ ja keskmine pinge $p = (\sigma_a + 2\sigma_r)/3$

Keskmine efektiivne pinge $p' = (\sigma'_a + 2\sigma'_r)/3 = p - u$ ja efektiivne deviaatorpinge $q' = q$.

Normaalne kompressioonijoon ja paisumisjoon

Mudel eeldab, et kui pinnaseproovi koormatakse aeglaselt isotroopses pingeseisundis ($\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3 = p'$) ja täielikult dreenitud tingimustes, siis sõltuvus erimahu v ja $\ln p'$ vahel kujutab endast sirget, mida nimetatakse normaalseks kompressiooni jooneks.

Koormuse vähenemisel ja uuesti suurendamisel väljendub v ja $\ln p'$ vaheline sõltuvus sirgete parvega (joonis 11.8).

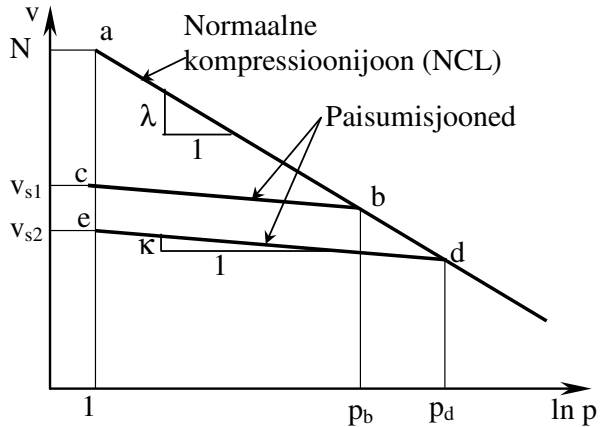
Kui proovi koormatakse esmalt isotroopselt pingeni σ'_b , siis sõltuvusel $v = f(\ln p)$ liigub v normaalset kompressioonijooni alla punktist a punkti b. Kui seejärel koormus eemaldatakse, liigub v mööda paisumisjooni punktist b punkti c. Koormust uuesti suurendades pingeni σ'_d liigub v algul mööda paisumisjooni punkti b (pingeni σ'_b). Kui see pinge on saavutatud, liigub v mööda normaalset kompressioonijooni punktist b punkti d. Uuesti koormust eemaldades liigume paisumisjooni mööda punkti e.

Normaalse kompressioonijooni võrrand on

$$v = N - \lambda \ln p'$$

ja paisumisjoonel

$$v = v_s - \kappa \ln p'$$



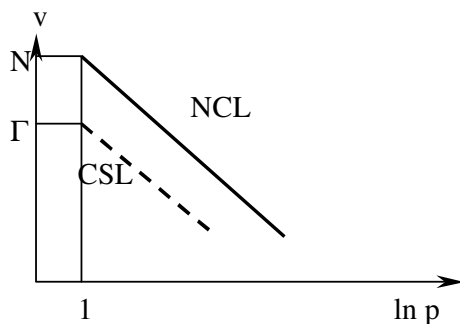
Joonis 11.8. Pinnase käitumine isotroopsel koormamisel

λ , κ ja N on pinnast iseloomustavad parameetrid. N on erimaht ühikulise surve puhul ja tema arvuline suurus sõltub kasutatavast mõõtühikust. v_s erineb iga paisumisjoone puhul ja sõltub pinnase koormamise ajaloost.

Kui pinnase seisund vastab normaalsele kompressioonijoonele, siis nimetatakse sellist pinnast normaalselt tiheneduks. Pinnase seisund, mis tekib koormuse vähenemisel, näiteks jooned bc või de joonisel 11.8, tähendab ületihenenud pinnast.

Kriitilise seisundi joon

Püsiva nihkepinge mõjumisel pinnaseproovile võib see viia olukorda, kus edasine nihkedeformatsioon toimub pinge või mahu muutuseta. See tähendab, et sellises olukorras, mida nimetatakse kriitiliseks seisundiks, pinnas deformeerub püsivas seisundis. Seda seisundit iseloomustab kriitilise seisundi joon teljestikus $v = f(p)$ (joonis 11.9). Kriitilise seisundi joon on teljestikus $v = f(\ln p)$ paralleelne normaalse kompressiooni joonega ja väljendub seosega $v = \Gamma - \lambda \ln p'$. Γ on erimaht kriitilise seisundi joone (CSL) ühikulise surve puhul. Nagu N sõltub ka Γ valitud surve ühikust.



Joonis 11.9 Kriitilise seisundi (CSL) ja normaalse kompressiooni (NCL) jooned

Vooldefunktsioon

Deviaatorpinge q suurendamisel pinnas deformeerub elastselt seni kuni saavutatakse voolamisele vastav väärtus. See väärtus määratakse originaalse cam-clay mudeli puhul

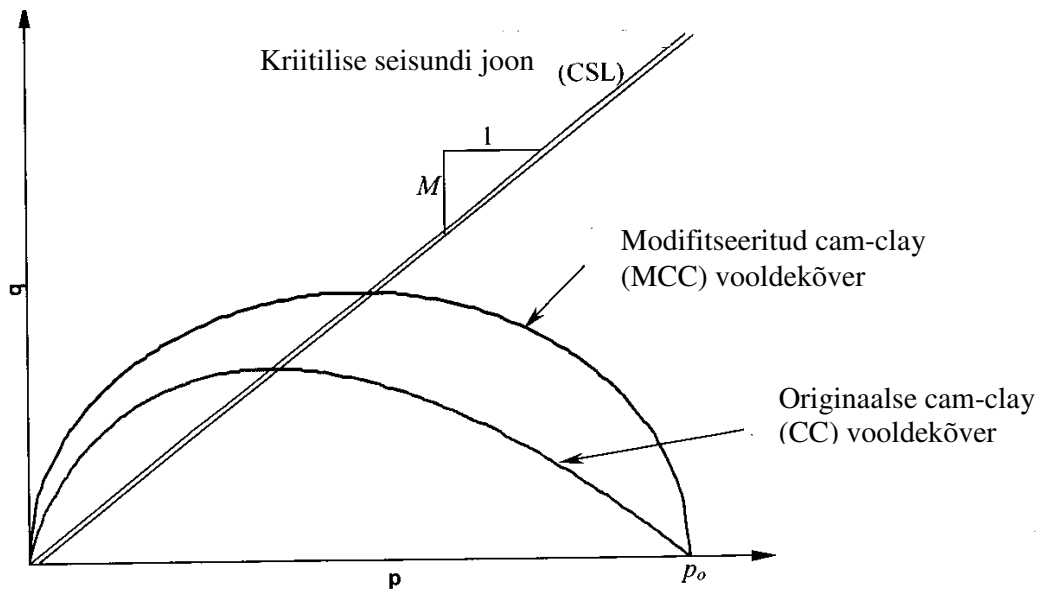
logaritmilise funktsiooniga $q = Mp' \ln \frac{p_0}{p'}$ (Joonis 11.10)

Modifitseeritud cam-clay mudeli korral on vooldekõveraks ellips (joonis 11.10), mille võib avaldada ühega järgmistest valemiteist:

$$\frac{p'}{p_0} = \frac{M^2}{M^2 + \eta^2} ; M^2 p'^2 - M^2 p_0 p' + q^2 = 0 ; q = Mp' \sqrt{\frac{p_0}{p'} - 1}$$

kus ellipsi kuju kontrollib M ja ellipsi suurust p_0' .

$$\eta = q/p'$$



Joonis 11.10 Originaalse ja modifitseeritud cam-clay vooldekõverad

Need valemid kirjeldavad vooldekõverat, joont p - q teljestikus mis tähistab materjali elastselt deformeerumiselt plastsele voolamise ülemineku pingeseisundit. Kriitilise seisundi joon, mille kaldenurk on M , läbib vooldejoone kõige kõrgemat punkti. M on seotud pinnase tugevusega ja võib arvutada lähtudes sisehõõrde nurga suurusest

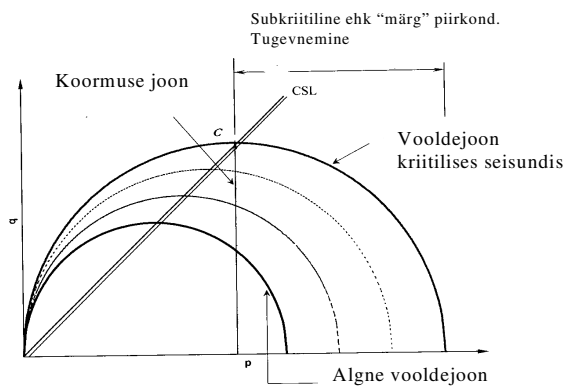
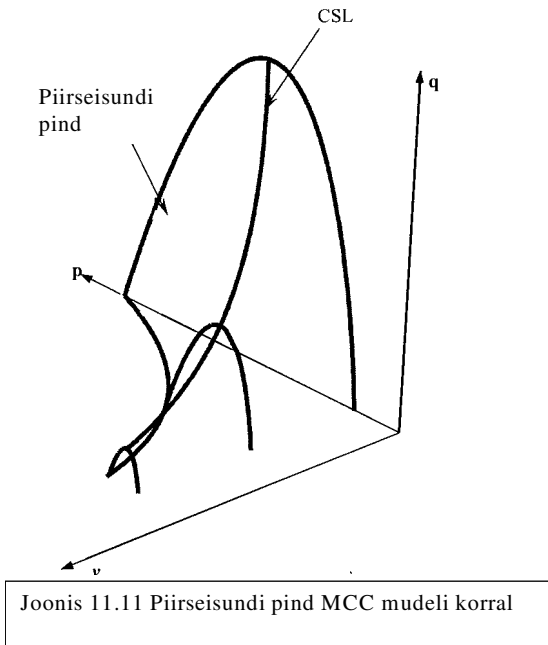
$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$$

Kui pingetrajektori lõpp jääb vooldekõvera sisse, on deformatsioon elastne. Joonele jõudes algab plastne voole ja seejärel tekib eelmisega sarnane uus vooldekõver.

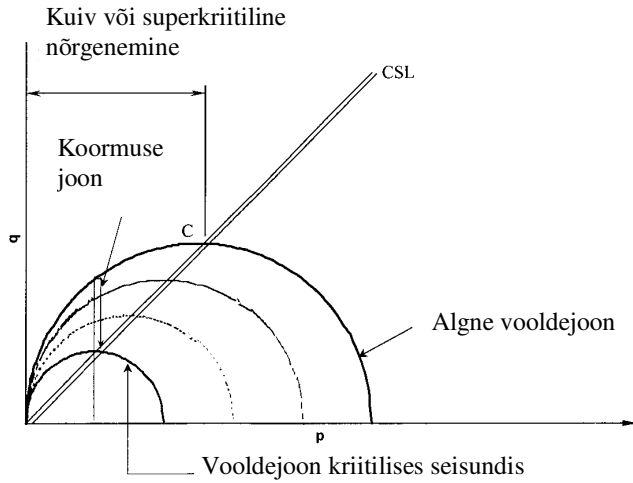
Ruumilises kujutuses p - q - v teljestikus vooldepinda nimetatakse piirseisundi pinnaks (joonis 11.11)

Tugevnemise või nõrgenemisega seotud pinnase käitumine

Kui voolamine algab pingeseisundis, mida iseloomustav punkt graafikul p', q asub paremal pool vooldejoone ning kriitilise seisundi joone (CSL) lõikepunkti, toimub pinnase tihenemisega seotud tugevnemine. Seda poolt nimetatakse subkriitiliseks ehk "märjaks" pooleks. Viimane nimetus on põhjustatud asjaolust, et tihenedes surutakse vett välja ja proov näib väljast märjana.



Kui voolamine toimub vasakul vooldejoone ja kriitilise joone lõikepunkti ("kuiv" ehk superkriitiline piirkond), hakkab pinnas nõrgenema, mis kaasneb pinnase kohevamaks muutumisega ning mahu suurenemisega (dilatatsiooniga). Pinnase nõrgenemisel, kui pingeseisund jõuab algse vooldejooneeni, hakkab viimane vähenema (joonis 11.13) kuni pinnas saavutab kriitilise seisundi. Kuivaks nimetatakse piirkonda seepärast, et mahu suurenemise tõttu purunemisel sama veehulga juures proovi pind näib kuivana. Mahu muutuse sõltuvust p' -st elastses ja plastses osas määravad suurused on k ja λ . Normaalselt tihenenud pinnas tugevneb deformeerumisel, ületihenenud pinnas aga nõrgeneb.



Joonis 11.13 Nõrgenemisega seotud pinnase käitumine

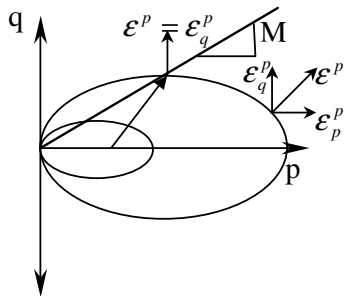
Plastne potentsiaal – joon teljestikus $\delta\epsilon_p^p - \delta\epsilon_q^p$, mis on antud pingeseisundis võimaliku plastse deformatsiooni suunaga risti. Ehk teisiti plastse deformatsiooni vektor on plastse potentsiaali joone normaal (joonis 11.14). Joonisel on näidatud plastne kogudeformatsiooni vektor ϵ^p ja selle komponendid vastavalt maht- ja nihkedeformatsiooni vektorid. Kriitilises seisundis on deformatsioonivektor vertikaalne ja kogu deformatsioon on nihkedeformatsioon, mis toimub piiramatult konstantse mahu ja pinge juures.

$\delta\epsilon_p^p$ ja $\delta\epsilon_q^p$ on vastavalt plastne suhteline maht- ja nihkedeformatsioon

$\delta\epsilon_p^e$ ja $\delta\epsilon_q^e$ on vastavalt elastne suhteline maht- ja nihkedeformatsioon

Cam-clay mudel eeldab, et vooleköverad ja plastse potentsiaali jooned on ühesugused ehk tegemist on ühilduva (assotsieeruva) deformeerumise seaduspärasusega.

Kasutades neid eeldusi ja seoseid elastse ja plastse energia kohta, on saadud valemid nii elastsete kui plastsete deformatsioonide juurdekasvude jaoks vastavalt keskmise ($\delta p'$) ja deviaatorpinge ($\delta q'$) juurdekasvule



$$\delta\epsilon_p^e = k / v p' \delta p'$$

$$\delta\epsilon_q^e = \delta q / 3G$$

$$\delta\epsilon_p^p = \frac{(\lambda - k)}{v p' (M^2 + \eta^2)} [(M^2 - \eta^2) \delta p' + 2\eta \delta q]$$

$$\delta\epsilon_q^p = \frac{(\lambda - k)}{v p' (M^2 + \eta^2)} [2\eta \delta p' + 4\eta^2 / (M^2 - \eta^2) \delta q]$$

Joonis 11.14 Plastsed maht- ja nihkedeformatsioonid

$v = \Gamma - \lambda \ln p'$
Cam-clay originaal

$$\delta \varepsilon_p^p = \frac{(\lambda - k)}{vp'M} [(M - \eta) \delta p' + \delta q]$$

$$\delta \varepsilon_q^p = \frac{\delta \varepsilon_p^p}{M - \eta}$$

δp ja δq on vastavalt keskmise ja deviaatorpinge juurdekasvud

Seosed maht- ja nihkepinde ning vertikaal ja horisontaalpinde vahel.

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \quad \text{nihkepine}$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \quad \text{suhteline mahumuutus}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{\varepsilon_v}{3} + \varepsilon_s \quad \text{vertikaalpine}$$

$$\varepsilon_3 = \frac{\varepsilon_v}{3} - \frac{\varepsilon_s}{2} \quad \text{horisontaalpine}$$

Energia

$$W = q\varepsilon_s + p'\varepsilon_v$$