

BETONGDAMMAR GRUNDLAGDA PÅ JORD

RAPPORT 2017:406



Betongdammar grundlagda på jord

Principer för stabilitetsberäkning

TOMAS EKSTRÖM

ISBN 978-91-7673-406-3 | © ENERGIFORSK juni 2017

Energiforsk AB | Telefon: 08-677 25 30 | E-post: kontakt@energiforsk.se | www.energiforsk.se

Förord

Rapporten är resultatet från utvecklingsprojektet Principer för stabilitetsberäkningar för betongdammar grundlagda på jord. Projektet genomfördes inom Energiforsks dammsäkerhetstekniska utvecklingsprogram med medverkan från vattenkraftföretagen och Svenska kraftnät.

Arbetet har utförts av Tomas Ekström, ÅF.

Författaren ansvarar för rapportens innehåll.

Stockholm juni 2017

Sara Sandberg

Här redovisas resultat och slutsatser från ett projekt inom ett forskningsprogram som drivs av Energiforsk. Det är rapportförfattaren/-författarna som ansvarar för innehållet och publiceringen innebär inte att Energiforsk har tagit ställning till innehållet.

Sammanfattning

Det finns ett antal betongdammar i Sverige som är grundlagda på jord. Grundläggning på jord är avseende t.ex. stabilitet, porttrycksförhållanden och bärförmåga mer kritisk än grundläggning på berg. De mothållande krafterna som kan uppstå i fasen betong-jord är mindre och mer osäkra än när det rör sig om berggrundläggning. Vidare kan ett brott en bit ner i jorden lättare ske än när grundläggningen utgörs av berg, speciellt när markytan faller undan nedströms dammen då det kan finnas uppenbara risker för cirkulär cylindrisk brottyta i jorden. Jämfört med berggrundläggning kan även inre erosion uppkomma i jorden, vilket kan öka läckaget under dammen och försvaga grundläggningen. Oacceptabla sättningar kan även tänkas uppstå lättare vid jordgrundläggning.

Beräkningsmässigt är det komplicerat att beräkna stabiliteten korrekt för betongdammar grundlagda på jord. Ofta görs mycket förenklade beräkningar där förutsättningar och antagandena ej beskrivs.

Om tillståndsbedömning av en existerande betongdamm på jord ska utföras används lämpligen metodik och beräkningsformat angivet i RIDAS avsnitt 7.3.2.3 och 7.3.2.4. Beräkningsformatet i RIDAS är en äldre form som användes bl.a. i SBN (1983), med "tillåtna spänningar" och en totalsäkerhet på stabiliteten.

Om nya betongdammar ska byggas på jord, eller om en mer omfattande ombyggnad ska ske av en befintlig betongdamm på jord, rekommenderas att beräkningsformat enligt Eurokoderna används, d.v.s. med partialkoefficientmetoden. Vidare så krävs då vanligtvis mer omfattande markundersökningar i Eurokoderna än vad som sägs uttryckligen i RIDAS.

Det finns ett antal fall eller situationer då de enkla modeller som RIDAS hänvisar till inte är tillräckliga för att göra en mer detaljerad stabilitetskontroll, t.ex. vid grundläggning på lösare jordar med lägre hållfasthet där stjälpaxeln flyttas inåt bottenplattan vid ökande stjälpande moment, eller vid mer komplexa geometrier.

Denna rapport avser att förklara bakgrund till vissa vanliga teorier och beräkningsantaganden, men även för mer avancerade analyser med numeriska mjukvaror, så att en sådan mer detaljerad kontroll kan utföras, t.ex. vid komplexa geometrier eller då man vill studera spänningar, töjningar och rörelser hos dammen och jorden vid varierande laster vattentryck, istryck och temperaturer. Beräknade rörelser kan sedan jämföras med uppmätta. Där stora rörelser eller risk för sprickor finns i beräkningarna kan det kontrolleras på plats om detta finns i verkligheten.

Ett par olika fiktiva klumpdammar grundlagda på jord genomräknas enligt SBN, Allmänna Bärighetsekvationen och RIDAS, i syfte att visa på lämplig beräkningsmetodik och för att visa på användbarheten hos ett par typer av fjäderbäddar vid numerisk modellering.

Beräkningsexemplen kan i princip även gälla för kommande användning av partialkoefficientmetoden enligt Eurokoderna. Det blir huvudsakligen endast andra värden på laster och hållfasthet jämfört med RIDAS, då dessa ska

multiplikeras eller divideras med partialkoefficienterna. Det finns också krav på mer omfattande undersökningar avseende jordlagerförhållanden enligt Eurokoderna.

Arbetet visar att det bör vara möjligt att använda fjäderbäddar för att uppskatta dels aktiva och passiva jordtryck mot en damms upp- och nedströmssidor men även för att uppskatta kontaktspänningarna under dammen. Låt vara att det kan behövas fler genomräknade exempel och helst verifikation mot mätningar för att slutgiltigt fastställa detta. Sådana fjäderbäddar underlättar mycket om FEM-beräkningar ska utföras.

Numeriska beräkningar med FEM har ofta stora fördelar. T.ex. vid komplicerade geometrier, som t.ex. slitsmurar under dammen, lutande ytor, olika jordlager, etc, samt komplicerade laster som t.ex. svårbestämbara porvattentryck, varierande temperaturer, svårbestämda jordtryck, etc..

Avancerade FE-modeller bör alltid kompletteras med en enkel kontrollberäkning för hand för att kontrollera rimligheten i resultatet från FEM-beräkningen.

Beräkningarna bör helst verifieras mot dammätningar.

Summary

Foundations of concrete dams on earth are usually more critical regarding stability and bearing strength than foundations on rock, due to lower strength, larger variations and larger uncertainties of the mechanical properties of the earth.

If calculations of the stability and strength shall be carried out for existing concrete dams founded on earth it is recommended that RIDAS (2011) is used. However, when designing new dams or existing ones that shall have major reconstructions it is recommended that Eurocode is used.

There are however often situations where RIDAS (2011) lack more specific guidelines about how to perform stability and strength controls for existing dams founded on earth.

Background theory from the literature is given in the report, with the aim to be used as a base when proposing other calculation methods that can be used in connection with RIDAS (2011).

Methods for estimating the stability and bearing strength for concrete dams on earth are presented in examples.

There are two analytical calculated examples and two examples calculated numerically with FEM. In the FE-models the earth is modelled with spring beds. The FE-models with spring beds are very useful because more complex geometries and load cases can be analyzed.

The report shows that such spring beds, used in the examples, are convenient for estimating both the horizontal earth pressure against the dam and the vertical earth stresses beneath the dam.

When numerical calculations are used, it is important that also handmade checks be carried out.

Calculations shall always, if possible, be checked against comparable variables from measurements on the dam.

Innehåll

1	Inledning	9
1.1	Bakgrund	9
1.2	Syfte	12
1.3	Metod	12
1.4	Avgränsningar	12
1.5	Förkortningar, beteckningar	13
2	Jord	14
2.1	Allmänt	14
2.2	Jords uppbyggnad	15
2.3	Begrepp	16
2.4	Jordmekanik	16
2.4.1	Allmänt	16
2.4.2	Spänningar i jord	17
2.4.3	Deformationer i jord	28
2.4.4	Jordtryck	31
2.4.5	Hållfasthet	32
2.5	Permeabilitet	34
2.6	Termiska egenskaper	36
3	Stabilitet och bärförmåga	40
3.1	Allmänt	40
3.2	Stabilitet: Kraftresultantens läge	41
3.3	Glidning	42
3.3.1	Glidning mellan betongkonstruktionen och jord	42
3.3.2	Glidytor under betongkonstruktionen	45
3.4	Markens bärförmåga	46
3.4.1	SBN (1983)	46
3.4.2	Beräkning av jords bärförmåga med Allmänna bärighetsekvationen	47
3.4.3	RIDAS TV BTG (2011)	49
3.5	Stjälpsäkerhet	49
3.6	Eurokoderna	50
4	Beräkningsmodeller	51
4.1	Allmänt	51
4.2	Mekanisk modell	51
4.3	Porvattentryck	53
4.4	Temperaturmodell	54
5	Beräkningar i Bilaga A-Bilaga D	55
5.1	Allmänt	55
5.2	Beräkningar i Bilaga A	56

5.3	Beräkningar i Bilaga B	57
5.4	Beräkningar i Bilaga C	58
5.5	Beräkningar i Bilaga D	59
5.6	Sammanfattning beräkningar i Bilaga A - Bilaga D	61
6	Diskussion	62
7	Slutsatser	63
8	Fortsatt arbete	65
9	Referenser	66

Bilagor:

Bilaga A	Exempel 1 Massivdamm ovanpå jord	68
A.1	Allmänt	68
A.2	Kontroll med global säkerhetsfaktor (SBN)	69
A.3	Kontroll med global säkerhetsfaktor (Allmänna bärighetsekvationen)	74
A.3.1	Kraftresultantens läge:	74
A.3.2	Glidning:	74
A.3.3	Markens bärförmåga	74
A.4	Kontroll med global säkerhetsfaktor (RIDAS)	75
Bilaga B	Exempel 2 Massivdamm grundlagd i jord	78
B.1	Allmänt	78
B.2	Kontroll med global säkerhetsfaktor (RIDAS)	82
B.3	Kontroll med global säkerhetsfaktor (Allmänna bärighetsekvationen)	85
B.3.1	Kraftresultantens läge:	85
B.3.2	Glidning:	85
B.3.3	Markens bärförmåga	85
Bilaga C	Exempel 3 Damm grundlagd på Fjäderbädd	88
C.1	Allmänt	88
C.2	Alt A: Fjäderstyvhets $K_v = 0,6$ MPa och $K_h = 0,23$ MPa	90
C.3	Alt B: Fjäderstyvhets $K_v = 6$ MPa och $K_h = 2,3$ MPa	94
Bilaga D	Exempel 4 Fjädrar i UK och sidor	98
D.1	Allmänt	98
D.2	Alt B: Fjäderstyvhets $K_v = 6$ MPa och $K_h = 2,3$ MPa	99

1 Inledning

1.1 BAKGRUND

Det finns ett antal betongdammar i Sverige som är grundlagda på jord. Grundläggning på jord är avseende t.ex. stabilitet, porttrycksförhållanden och bärförmåga mer kritiskt än grundläggning på berg, ty dels kan inte samma mothållande krafter uppbådas i fasen betong-jord och dels kan inre erosion uppkomma i jorden eller så kan sättningar uppstå.

Det finns ett antal fall eller situationer då de enkla modeller som RIDAS hänvisar till för att göra en mer detaljerad stabilitetskontroll inte är tillräckliga. Dessa är exempelvis:

- Dammen kan vara grundlagd eller ha ett utseende och verkningssätt som inte lätt kan analyseras med hjälp av vägledningen i RIDAS.
- Hur stjälpningen kan tänkas fortlöpa vid betongdammar på jord. Antas stjälpning inträffa när plasticering av jorden inträffar eller kan en viss plasticering medräknas innan ett stjälpbrott inträffar.
- Det finns en viss brist på information om hur man uppskattar läge för stjälpaxel med tanke på grundpåkänningar och hållfasthet hos jorden.
- Om det uppstår grundpåkänningar över elastiska spänningar, hur uppskattas då plasticeringen, och får man räkna med sådan.
- Hur man mer nyanserat kan uppskatta aktiva och passiva jordtryck.
- Hur man kan involvera fjäderbäddar i beräkningarna, både vid jordtryck mot konstruktionen men även vid kontaktspänningarna under konstruktionen.
- Att ge sådana nyanserade modeller att dammens verkningssätt kan jämföras mot uppmätta värden från instrumentering vid dammen.
- Beräkningsprinciperna bör även klarläggas med tanke på kommande användning av Eurokoder.

Men RIDAS riktlinjer öppnar upp för att andra metoder kan användas för att bedöma dammsäkerheten, om motiv för detta anges och referenser till andra normer eller dokument ges.

Ett illustrativt exempel där dammens verkningssätt och stabilitet inte är lätt att uppskatta med en enkel "RIDAS-modell" är utskovsdammen i Bassalt i ån Lagan, se Figur 1.1. Det är en massivdamm som är svagt valvformad i plan. Den är huvudsakligen grundlagd på jord men är även grundlagd på berg mot vänster anfang samt en kortare sträcka under dammen, vid bottenutskoven. Mot uppströmssidan finns dessutom en lutande jordfyllning, för att täta mot genomläckage i dammen. Under dammen finns relativt djupa slitsmurar, d.v.s. en gjuten nedåt gående mur som ansluter till underkanten på dammen, som troligen har utförts för att förlänga läckvägen och även åstadkomma ett mothåll mot glidning.

Med konventionella stabilitetsberäkningar i 2D och antagande om att dammen uppför sig som en stel kropp uppfyller den beräkningsmässigt inte RIDAS stabilitetskrav.

Men ett antal aspekter kan sägas påverka stabiliteten i Bassalt positivt, vilket en enkel modell enligt RIDAS inte kan återspegla. T.ex. bör jorden nedströms dammen samt mot de underliggande slitsmurarna utgöra en väsentlig mothållande effekt mot glidning och i viss mån stjälpning.

Vidare bör dammens svaga valvform utgöra ett visst ökat glidmotstånd. Avgörande för glidstabiliteten är hur stora jordtrycken är mot dammen samt vad bärförmågan är under densamma. Uppbådas passiva och aktiva jordtryck som väsentligt kan förbättra stabiliteten? Kan de rörelser som kan förekomma vid sådana passiva och aktiva jordtryck accepteras? Är de vertikala jordspänningarna under dammen av elastisk natur eller börjar jorden plasticeras?

För att indirekt kunna uppskatta jordtrycken och för att kalibrera en beräkningsmodell av dammen har instrumentering monterats vid dammen.

Dammen påverkas av dels ytlaster och dels interna laster i dammkroppen. Dessa laster förs över till grundläggningen och medför vissa rörelser hos dammen. Rörelserna beräknas teoretiskt med en FE-modell och jämförs med uppmätta värden hos dammen.

De ytlaster som påverkar dammens grundläggning är huvudsakligen vatten- och jordtryck mot uppströmssidan, upptryck under dammen och vatten- och jordtryck mot nedströmssidan. Vattentrycken kan även delas upp i hydrostatiskt vattentryck direkt mot fria ytor hos dammen och dels porvattentryck mot dammens ytor som gränsar till jord, t.ex. upptryck.

De interna lasterna i dammkroppen rör sig huvudsakligen om egentynghet och krafter orsakade av temperaturvariationer i dammen över året. I just denna damm, med betong som är relativt mycket vattengenomsläpplig och till största delen vattenmättad, förekommer naturligtvis även ett porvattentryck inuti dammkroppen, vilket är en intern last, men detta tryck har ingen avgörande inverkan på markpåkänningarna.

Vid dammen mäts upp- och nedströms vattenytor. Dessa vattenytor utgör randvillkor till portrycksmodellen. Beräkningar med modellen ger förväntade porvattentryck under dammen. Hål har borrats från krön ner genom dammen till undersidan, där jorden under tar vid. Portrycksgivare har placerats på denna nivå, i fasen mellan damm och jord och portrycken mäts kontinuerligt och automatiskt. De beräknade portrycken jämförs med de uppmätta.

Då i just detta specifika fall då dammen består av en svagt valvformad dammkropp har säsongsmässiga temperaturvariationer en nämnvärd inverkan på dammens rörelser och därmed jordtrycken. Vid sommar vill valvet "räta ut sig" varvid jordtrycken mot uppströms- och nedströmssida ökar resp. minskar. På vintern är det tvärtom. Därför mäts också temperaturen i luft, vatten och i dammkroppen i ett flertal punkter. Uppmätta temperaturer i dammkroppen jämförs mot beräknade värden från en temperaturmodell.

När dessa modeller av porvattentryck och temperatur kan anses giltiga, d.v.s. överensstämmer med mätvärdena, används de som ingående laster mot dammen.

Horisontella jordtryck mot dammens upp- och nedströmssidor samt mot slitsmurarna under dammen beräknas med en fjädermodell.

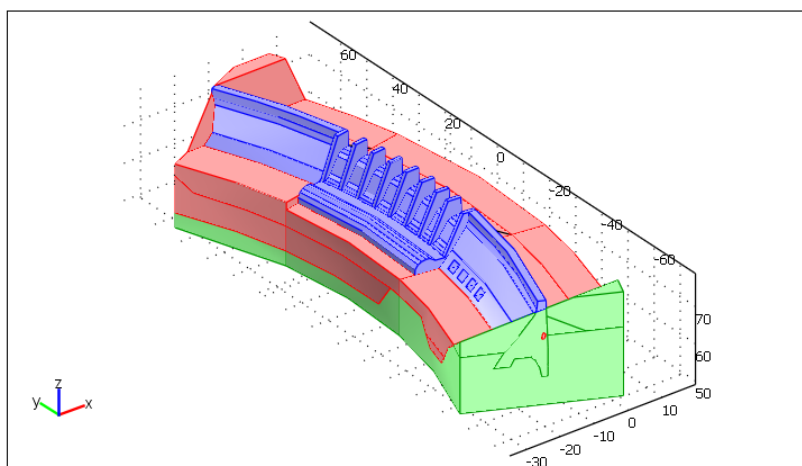
Så, slutligen, sätts laster som egentyngd och vattentryck mot fria ränder in manuellt i den mekaniska modellen. Porvattentryck beräknas med portrycksmodellen och temperaturvariationer beräknas med temperaturmodellen och sätts in automatiskt i den mekaniska beräkningen. Dammens rörelser beräknas varvid iterativt och automatiskt där jordtrycken mot vertikala upp- och nedströms ytor samt mot undersidan av dammen beräknas med fjädermodellen.

På dammen finns monterat en rad prismor. En totalstation finns placerad stationärt en liten bit från dammens vänstra anfang. Totalstationen mäter kontinuerligt och automatiskt rörelserna hos prismorna och därmed rörelserna hos dammen.

De beräknade rörelserna jämförs mot de uppmätta.

Alla laster kan nu i stort sett sägas vara säkert antagna, antingen med mätningar (hydrostatiska vattentryck), med modeller (portryck och temperaturrörelser) eller med relativt säkra antaganden (t.ex. egentyngd, längdutvidgningskoefficient, etc). De "enda" laster som inte är säkrade är jordtrycken. Så, för olika antagna fjäderbäddsmoduler beräknas rörelserna hos dammen och jämförs med uppmätta. På så sätt erhålls en viss trolig styvhet hos fjäderbädden.

När alla de använda beräkningsmodellerna (portryck, temperatur, mekanik) och indata anses giltiga har man erhållit en modell som bygger på grundläggande fysikaliska samband. Den kan då förhoppningsvis även användas för andra beräkningsfall, t.ex. med extrem hög vattenytor, vid en extremt stor islast eller vid en ev. ombyggnad av dammen.



Figur 1.1 3D-modell av Bassaltdammen.

I denna rapport ges förslag på metoder för att närmare kunna bestämma stabiliteten avseende de punkter som nämns här ovan, där RIDAS är oklar.

1.2 SYFTE

Syftet med rapporten är att:

- Analysera, beskriva och preliminärt föreslå principer och beräkningsmetodik för att bedöma stabiliteten hos klumpdammar grundlagda på jord.

1.3 METOD

- Teori från litteraturen angående jords egenskaper återges för att skapa en förståelse för de beräkningsexempel som sedan ges.
- Beräkningsexempel som behandlar vissa typfall ges i bilagor. Resultatet sammanfattas och diskuteras i rapporten.
- Exempelen är beräknade enligt formatet "tillåtna spänningar" enligt SBN och RIDAS.
- Diskussion av lämpliga beräkningsmetoder
- Slutsatser av lämpliga beräkningsmetoder

1.4 AVGRÄNSNINGAR

- Nuvarande vägledning för dammar är RIDAS TV BTG (2011), vilken följer äldre metoder enligt SBN och med en totalsäkerhet på samband mellan lasteffekt och bärförmåga. Därför återges i denna rapport huvudsakligen samband och villkor enligt RIDAS TV BTG (2011) med underliggande anvisningar.
- Dimensionerande geotekniska villkor enligt partialkoefficientmetoden enligt Eurokoderna tas inte upp mer än högst översiktligt. Det faller inte inom ramen för detta uppdrag. En anpassning till Eurokoderna framför allt på grundläggningssidan rekommenderas för fortsatt arbete framöver.
- Endast vissa laster behandlas, t.ex. egentygnd, vattentryck, islast och jordtryck. Trafiklast, svällande laster, t.ex. orsakat av tjältryck, vegetation, eller fuktvariationer, krypning i varken damm eller undergrund m.m. tas ej med i beräkningsexemplen.
- Endast friktionsmaterial tas med i beräkningsexemplen. Lera, silt eller humus behandlas ej.
- I denna rapport fokuseras på beräkningsmetoder för stabilitet och bärförmåga hos jorden i ett tänkt brottstadium. Beräkningsmetoder i bruksgränstillståndet, för att t.ex. beräkna sättningar ges ej. Dock kan man i de redovisade fjädermodellerna erhålla beräknade rörelser i fasen betongdamm-jord.
- Då glidytor under dammen uppkommer i jorden ska en beräkningskontroll, t.ex. med programmet Geostudio Slope eller något annat likvärdigt glidyteprogram alltid utföras. Kompletterande beräkningar av portrycksförloppet under dammen rekommenderas att utföras med Geostudio Seep eller liknande. Vid grundläggning på jord ska också alltid sättningarna kontrolleras för att undvika t.ex. sprickbildning i betongen.
- De beräknade exemplen är inte verifierade mot några experiment eller mätningar. Avseende det i avsnitt 1.1 berörda exemplet Bassalt utskovsdamm så har det visat sig, i ett annat projekt, att beräkningar med de portrycks- och

temperaturmodeller som ges i avsnitt 4.2 och 4.3 överensstämmer väl med uppmätta portryck och temperaturer vid Bassalt.

1.5 FÖRKORTNINGAR, BETECKNINGAR

FEM = Finita elementmetoden

Friktionsjordar = grovkorniga jordar, d.v.s. jordar där hållfastheten uppstår av friktion mellan kornen i jorden.

Grovkorniga jordar = sand och grus samt sten- och blockjordar

pk = partialkoefficientmetoden

u.s. = uppströms

n.s. = nedströms

BKR = Boverkets Konstruktionsregler

2 Jord

2.1 ALLMÄNT

Här ges en översiktlig genomgång av teori som är relevant för bedömning av stabilitet och bärförmåga hos konstruktioner på jord.

En jord är sällan homogen och dess uppbyggnad är ytterst sällan exakt densamma från en punkt till en annan, varken i plan eller djup. Till exempel är sand i högsta grad ortotrop, den kan ha en relativ hög bärförmåga vid tryck men håller inte alls ihop vid drag. (Hartlén, 1978).

Indelningen av jord beror på vilken egenskap man vill beskriva. Det kan vara t.ex. vara efter bildningssätt, sammansättning och kornfördelning. Jorden kan även klassificeras efter t.ex. tjälfarlighet, lagringstäthet, förkonsolideringstryck, etc (Larsson, 1984).

En indelning efter sammansättningen är mineral- eller humusjordar.

Mineraljordar består av nedkrossade bergpartiklar, antingen av inlandsisen eller av annat. Nedkrossnings- och nedmalningsgraden varierar från mycket små (ler) till stora såsom block. Beroende på kornfördelningen kan de vara sorterade eller osorterade. Osorterade jordar avsattes ofta under isens smältning till moräner, medan sorterade avsattes ofta i rinnande vatten där vattenhastigheten styrde vilken kornstorlek som avsattes. En moräns kornfördelning kan variera starkt mellan två närliggande punkter (Hartlén, 1980).

En klassificering av mineraljordar efter kornstorlek visas i Tabell 2.1. Sedan består en jord oftast av en blandning av olika kornfraktioner.

Tabell 2.1 Indelning av mineraljordar i kornfraktioner (Larsson, 1984).

Huvudgrupper		Undergrupper	
Benämning	Kornstorlek mm	Benämning	Kornstorlek mm
<i>Block och sten</i>			
Block	≥ 600	Grovblock	≥ 2000
Sten	600–60	Grovsten	600–200
		Mellansten	200–60
<i>Grovjord</i>			
Grus	60–2	Grovgrus	60–20
		Mellangrus	20–6
		Fingrus	6–2
Sand	2–0,06	Grovsand	2–0,6
		Mellansand	0,6–0,2
		Finsand	0,2–0,06
<i>Finjord</i>			
Silt	0,06–0,002	Grovsilt	0,06–0,02
		Mellansilt	0,02–0,006
		Finsilt	0,006–0,002
Ler	$\leq 0,002$	Finler	$\leq 0,0006$

2.2 JORDS UPPBYGGNAD

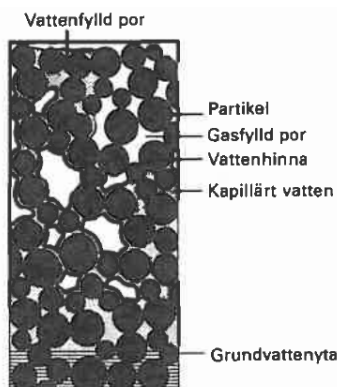
En jords uppbyggnad har stor betydelse för de tekniska egenskaperna. Man kan skilja mellan makro- och mikrostruktur (Hartlén, 1978).

Exempel på makrostruktur är

- Jordlagerföljd och skiktningar av olika jordar ovanpå varandra.
- Morän där p.g.a. bildningssättet kornfördelningen varierar från en punkt till en annan
- Sand, silt och lerlinser finns ibland inlagrade i morän, liksom block.

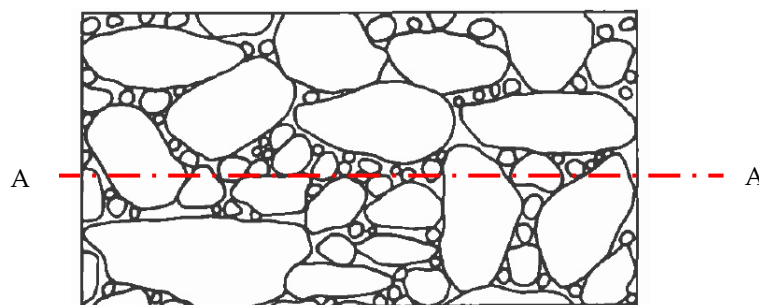
Den mikrostrukturella uppbyggnaden skiljer sig markant åt för grovjord och finjord. Hos grovjord byggs strukturen upp av enskilda korn som beroende av lagringstätheten ligger olika nära varandra och har därmed olika antal kontaktpunkter med intilliggande korn. Vid mycket lös lagring kan kontaktpunkterna vara få och vara så orienterade så att hela strukturen är instabil. Hos finjord byggs strukturen upp av både aggregat och enskilda partiklar. Det har konstaterats att vid en lerhalt av ca 15% i jorden omger lerpartiklarna flertalet grövre korn. (Hartlén, 1978).

En ensgraderad jord, se Figur 2.1, som fått sedimentera långsamt och sedan fått vara ostörd har en mycket öppen struktur med stora porer och hög porositet.



Figur 2.1 Partiklar i löst lagrad jord vid grundvattenytan (Larsson, 1984).

En månggradera jord som utsatts för högt tryck och knådats, t.ex. en bottenmorän, uppvisar däremot en mycket tät struktur med små porer och mindre porositet, se Figur 2.2. De mindre kornen har blandats in mellan de större.



Figur 2.2 Fast lagrad morän (Larsson, 1984). A-A betecknar ett godtyckligt snitt.

Strukturen hos leror med låg lerhalt liknar ofta strukturen för grovkornigare jordar, men de största kornen är omgivna av ett skikt av lerpartiklar och en del korn i skelettet är ersatta av aggregat av lerpartiklar (Larsson, 1984).

Organiskt innehåll i jorden skapar en öppnare och därmed en mera kompressibel struktur. (Larsson, 1984). Även permeabiliteten torde öka.

I fortsättningen berörs inte organiska jordar, ty de brukar (får) inte finnas i samband med betongdammars grundläggning.

2.3 BEGREPP

Jordmaterialets geotekniska egenskaper påverkas i hög grad av relationen mellan volymen av fast massa, porvatten och porgas. Denna uttrycks i storheter som porositet, vattenkvot och densitet.

Typiska värden på olika jordarters tunghet ges i Tabell 2.1.

Tabell 2.2 Typiska värden på jords tunghet (Larsson, 2008).

Material/Jordart	Tunghet, kN/m ³			
	Vattenmättad, γ_m	Effektiv tunghet under grundvattenytan γ'	Naturfuktig jord ovan grundvattenytan γ	*) Vanligen kapillärt vattenmättade ovan grundvattenytan
Sprängsten	21	11	18	
Makadam	21	11	18	
Grus	22	12	19	
Grusig morän	23	13	20	
Sand	20	10	18	
Sandig morän	22	12	20	
Silt	19	9	17	
Siltig morän	21	11	20	
Lera	17	7	17	*
Lermorän	22	12	22	*
Gyttja	14	4	14	*
Torv	11–13	1–3	11–13	*

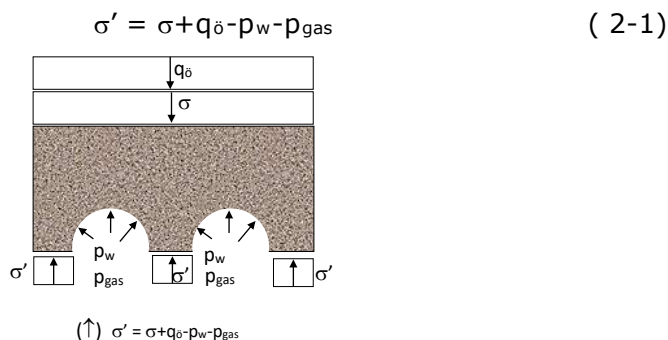
2.4 JORDMEKANIK

2.4.1 Allmänt

En jords mekaniska egenskaper påverkas starkt av kornfördelning, kornstorlek och kornform liksom av lagringstäthet och bildningssätt. Organiskt innehåll har stark påverkan, speciellt på deformationsegenskaperna. Viktiga begrepp är effektiv- och totalspänning liksom dränerad och odränerad skjuvhållfasthet (Hansbo & Sällfors, 1984).

2.4.2 Spänningar i jord

Spänningar i jord består av effektivspänningar σ' mellan kornen, tryck från ovanliggande jord σ , ev. pålagt yttre tryck q_0 , ev. porvattentryck p_w och ev. porgaströck p_{gas} . Se även Figur 2.3.



Figur 2.3 Principiella spänningar i en porös, vattenmättad kropp, t.ex. betong, berg eller jord.

Spänningar under och mot en konstruktion, såsom t.ex. en betongdamm, beror på storleken och styvheten hos konstruktionen samt jordens hållfasthets- och deformationsegenskaper.

En jord utan yttre belastningar erhåller enbart *inre spänningar*.

En jord som belastas av yttre laster erhåller ytterligare spänningar i tillägg till de inre spänningarna.

En konstruktion utsatt huvudsakligen för vertikala laster erhåller huvudsakligen vertikala spänningar och deformationer (sättningar).

Om konstruktionen (dammen) även belastas med horisontella laster erhålls dessutom horisontella deformationer och glider dels mot jorden under konstruktionen och dels längs konstruktionens sidor om dessa är motfyllda. Finns utstickande delar, åt sidorna eller nedåt, eller jord mot u.s.- eller n.s.-sidorna av dammen så uppstår även ett jordtryck normalt mot dessa sidor i rörelsens riktning, d.v.s. aktiva och passiva tryck.

Spänningar i jord

Spänningar i jord kan delas in i *effektivspänningar* σ' mellan de fasta partiklarna, se snitt A-A i Figur 2.2 och Figur 2.3, *porvattentryck* p_w i porvatten och *porgaströck* p_{gas} om jorden inte är vattenmättad, d.v.s. porerna även består av gas, t.ex. luft ovanför grundvattenytan.

Under grundvattenytan, i vattenmättad jord, finns ingen gas och totalspänningarna består av effektivspänningar (medeltryckspänningen av kontaktrycket mellan fasta partiklar) och porvattentrycket

$$\sigma = \sigma' + p_w \cdot (1-a) \quad (2-2)$$

Där σ = totalspänningar; σ' = effektivspänningar; p_w = porvattentrycket; a = kontaktytan mellan kornen som andel av totalytan.

Mätningar visar (Hartlén, 1978) att a endast utgör någon procent av totala ytan, varför man normal sätter $1-a \approx 1$

Vilket ger

$$\sigma = \sigma' + p_w \quad (2-3)$$

Om man istället vill uttrycka det med effektivspänning kan ekvationen skrivas om till

$$\sigma' = \sigma - p_w \quad (2-4)$$

Sättnings-, bärighet-, mm bestäms av de rådande effektivspänningarna σ' . (Hartlén, 1978).

Över grundvattenytan, i kapillära zoner är jorden ej fullt vattenmättad. I denna zon sugs vatten upp från den vattenmättade zonen och det blir ett negativt porvattentryck, hur mycket negativt beror på hur högt vattnet har sugits över grundvattenytan. Eftersom porvattentrycket är negativt i denna zon är effektivspänningarna där större än totalspänningarna.

Ofta bortser man från porgastrycket vid praktisk geoteknik (Hartlén, 1978). Effektivspänningarna sjunker då något, jämfört om man skulle ta med det negativa porvattentrycket, och därmed minskar t.ex. även bärigheten. Det är därför på säkra sidan att försumma det (eventuella) negativa porvattentrycket.

I fuktig jord bildar vattnet menisker mellan kornen och ytspänningen gör så att kornen då pressas samman varvid effektivspänningarna ökar. Vid helt torr jord är effektivspänningarna lika med totalspänningarna.

Spänningar av yttre last

När en yttre belastning q påförs jorden förändras spänningstillståndet i jorden eftersom jorden måste bära belastningen som ett tillskott $\Delta\sigma$ till totalspänningen σ .

I torr jord uppkommer inget porvattentryck och den yttre lasten q_0 medför direkt en motsvarande ökning av effektivtrycket.

$$\sigma' = \sigma + q_0 \quad (2-5)$$

I denna rapport behandlas vidare endast vattenmättade jordar.

Under grundvattenytan bärs den yttre belastningen antingen av en ökad effektivspänning mellan kornen $\Delta\sigma'$, eller som ett ökat porvattentryck Δp_w , beroende på jordtyp.

$$\sigma' = \sigma + \Delta\sigma' - (p_w + \Delta p_w) \quad (2-6)$$

Om belastningen q påförs en vattenmättad friktionsjord dräneras ev. porvattenöverskyck Δp_w omedelbart bort, det rör sig om minuter för sand (Hartlén, 1978) och det sker endast en ökning av effektivtrycket.

$$\sigma' = \sigma + \Delta\sigma' - p_w \quad (2-7)$$

Om däremot belastningen påförs en vattenmättad kohesionsjord orsakar den yttre belastningen ett lika stort porvattenöverskyck.

$$\sigma' = \sigma - (p_w + \Delta p_w) \quad (2-8)$$

Med tiden minskar detta porvattenövertryck, men det sker mycket långsamt då dessa jordtyper är täta. Efter mycket lång tid, kan ta flera tiotals år i täta leror (Hartlén, 1978), har porvattenövertrycket utjämnats och hela den yttre lasten bärs nu av en lika stor ökning av effektivspänningen, d.v.s. lika som i ekvation (2-6) för friktionsjordar.

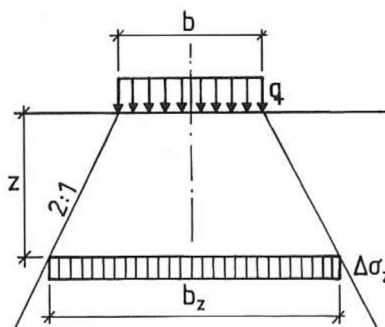
Om belastningen har stor utbredning i förhållande till jordlagrets tjocklek blir belastningsökningen lika stor genom jordprofilen.

Om däremot belastningen har en liten utbredning i förhållande sker en lastspridning mot djupet.

Att beräkna lastspridningen mot djupet från en begränsad lastyta kan göras enligt olika mer eller mindre exakta metoder. För ideala förhållanden med en elastisk, homogen, isotrop, viktlös och halvoändlig jordvolym har bl.a. Boussinesq (1885) och Fröhlich (1934) härlett teoretiska samband (Bergdahl m.fl., 1993).

En bruklig metod för beräkning av spänningar under en på jorden utbredd last är den s.k. 2:1-metoden, med beteckningar enligt Figur 2.4.

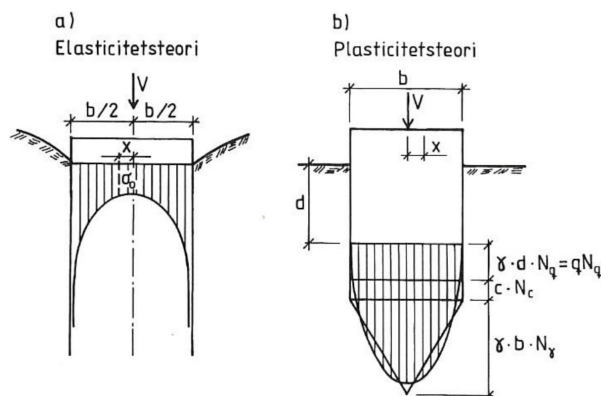
$$\Delta \sigma_z = q / ((1+z/b)(1+z/L)) \quad (2-9)$$



Figur 2.4 Spänningstillstånd under en utbredd last med 2:1-metoden (Bergdahl m.fl., 1993).

Se vidare metoder och allmänt om jordmekaniken i olika handböcker, se t.ex. Hansbo & Sällfors (1984), Holmberg (1985) och Bergdahl m.fl. (1993).

Kontaktspänningarna i jorden under en bottenplatta ser olika ut beroende på om de är linjärelastiska eller plastiska, se princip i Figur 2.5.



Figur 2.5 Kontaktspänning under en oändligt styv platta enligt elasticitets- resp. plasticitetsteori (Bergdahl m.fl., 1993).

Spänningarna (kontakttrycket) under en betongkonstruktion grundlagd på jord är inte jämnt fördelade. Hur de ser ut i verkligheten beror på t.ex. hur styv och stor bottenplattan är, jordlagerföljd, jordtyp, anisotropi, grundläggningsdjup, grundvattenytans läge, hur lasterna från konstruktionen angriper mot jorden, spänningsnivå, någon del grundlagd på berg, etc.

Spänningar under bottenplattor är komplicerade att uppskatta och beräkna

Vid enbart vertikala laster på en konstruktion uppstår vertikala normalspänningar (kontakttryck) under konstruktionen.

Om det även finns horisontella laster kan dessa tas upp dels som en skjuvspänning under eller mot konstruktionens sidor samt som passiva mothållande normalspänningar (jordtryck) mot konstruktionens sida (jordtryck, se avsnitt 2.4.4).

Om de horisontella lasterna även åstadkommer ett stjälpande moment ändras även de vertikala spänningarna i jorden under konstruktionen.

En excentrisk last orsakar snedsättningar hos konstruktionen. Dessa snedsättningar ger upphov till ytterligare excentricitet hos lasten med ytterligare snedsättning som resultat (Hartlén, 1979).

Om även horisontella laster finns så uppstår även horisontella motreaktioner och eventuellt även en omfördelning av det vertikala kontakttrycket under konstruktionen.

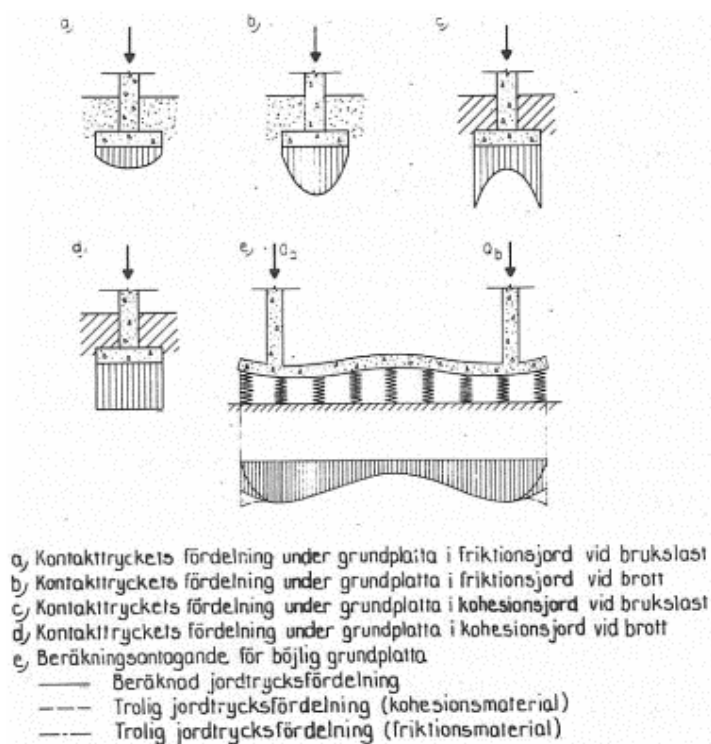
De horisontella motreaktionerna kan bestå av

- Friktionskrafter under och/eller mot konstruktionens sidor. Friktionskraften/spänningarna τ kontrolleras normalt mot ett acceptabelt värde, t.ex. $\tau \leq c + \sigma \cdot \tan \varphi$. För friktionsjordar sätts c vanligen till noll.
- Vilojordtryck, eller ett passivt tryck om rörelserna är större, mot konstruktionens sidor. Om vilojordtrycket ej räcker till för mothåll uppstår rörelser och jordtrycket ökar till som mest ett fullt utbildat passivt tryck. Därvid måste rörelser kontrolleras att de är acceptabla.

Om fullt utbildat passivt mothållande tryck understiger pådrivande last kommer konstruktionen att glida i ett accelererande förlopp. Ett glidbrott inträffar

Figur 2.6 visar principiellt olika tänkbara vertikala kontakttryck under en styv grundplatta (a-d) och en deformerbar grundplatta (e) utsatt för enbart vertikal last.

Ofta förenklas det antagna jordtrycket under en konstruktion enligt d).



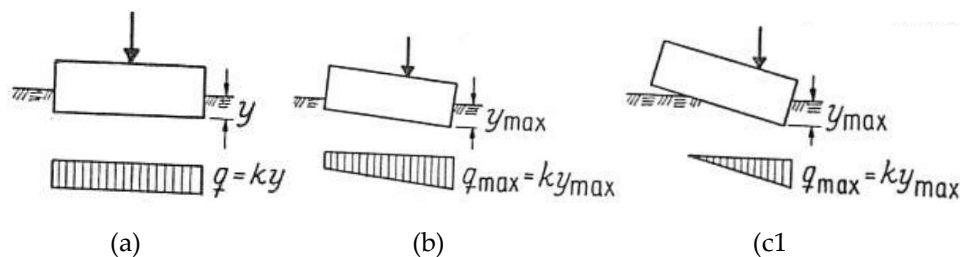
Figur 2.6 Tänkbara olika kontakttryck under en konstruktion (Åkerlund, 1982).

Under ett visst kontakttryck kan jorden antas vara linjärelastiskt och med ett rätlinjigt samband (Tell, 1961)

$$q = k_v \cdot y \quad (2-10)$$

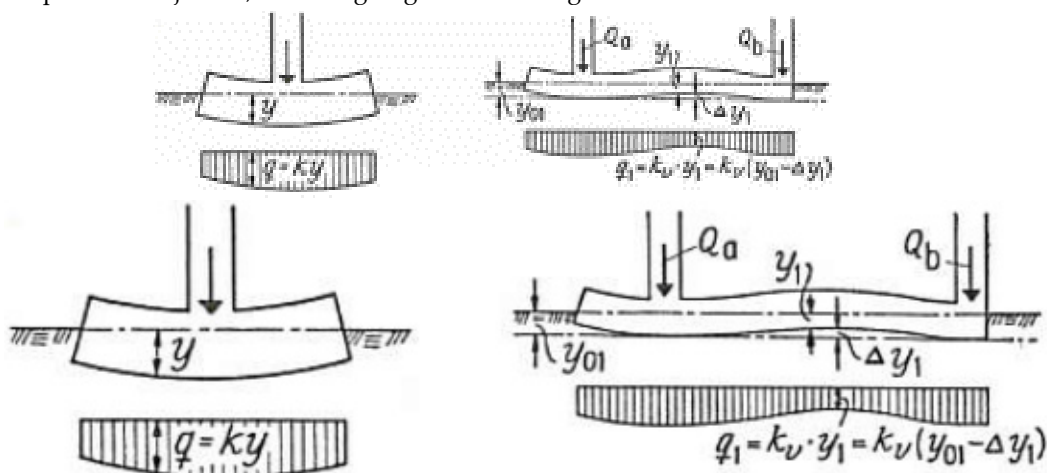
där q = kontakttrycket (Pa); k_v = vertikal bäddmodul/fjädermodul (Pa/m); och y = vertikal sjunkning (m).

Figur 2.7 visar kontakttryck under en styv grundplatta utsatt för centrisk belastning (a) och snedbelastning (b) och (c). Vid (c) är snedbelastningen så stor att plattan lättar från jorden i ena kanten, inga dragspänningar antas där kunna överföras till jorden från plattan.



Figur 2.7 Principfigurer för kontakttryck under en grundplatta (Tell, 1961). (a) centriskt tryck, (b) excentriskt tryck, (c) excentriskt tryck, dragspänningar antas ej förekomma.

Vid böjliga grundplattor fördelas kontakttrycket efter förhållandet mellan styvheterna för plattan och jorden, t.ex. enligt Figur 2.6e och Figur 2.8.



Figur 2.8 Principfigurer för kontakttryck under veka grundplattor (Tell, 1961).

Antagandet om rätlinjigt samband kan i allmänhet (Tell, 1961) anses gälla för värden på

$$q \leq q_{brott}/2 \quad (2-11)$$

där q_{brott} = brottvärdet för jordens hållfasthet.

En linjärelastisk grundtrycksfördelning skrivs normalt enligt Naviers formel.

Belastas plattan med både vertikal och horisontell last fås, under förutsättning av helt tryckt, relativt styv platta, kontakttrycket som

$$\sigma_z = \frac{V}{A} \pm \frac{M \cdot z}{I} \quad (2-12)$$

Där σ_z = vertikalt kontakttryck (Pa); V = vertikal lastresultant (N); A = arean hos grundplattan (m^2); M = moment av last runt tyngdpunkten hos plattan (Nm); z = längd från tyngdpunkten till resp. kant (m); och I = yttröghetsmomentet (m^4).

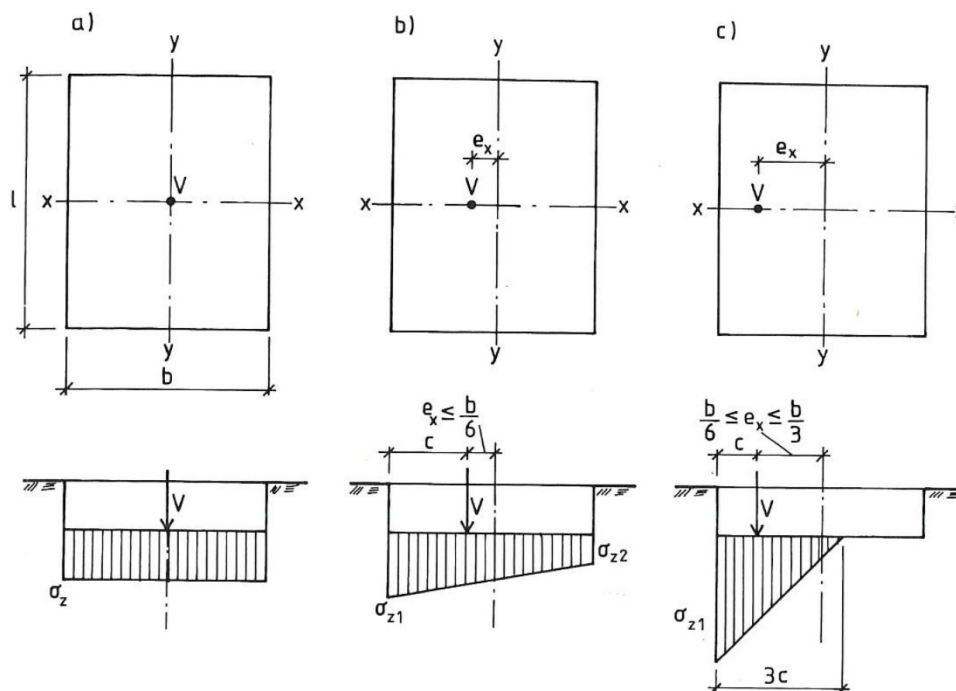
Vid rektangulär platta blir $A = B \cdot L$ och $z/I = W = 6/(b^2 \cdot L)$. Se Figur 2.9.

Om det uppstår en dragspänningar under plattan, d.v.s. för en rektangulär platta att lastresultanten hamnar utanför kärngränsen, uppstår en glappande fog mellan platta och jord, ty dragspänningar kan ej överföras mellan platta och jord

(Bergdahl m.fl., 1993). Kontakttrycket antas då fördelas linjärt enligt Figur 2.9c och som

$$\sigma_z = \frac{4V}{3} \cdot \frac{1}{(b-2e)L} \quad (2-13)$$

$$c = b/2 - e_x \quad (2-14)$$



Figur 2.9 Rätlinjig, Naviers kontaktfördelning. a = centrisk belastad platta, b = enaxligt excentrisk belastning inom kärngränsen och c) dito utanför kärngränsen (Bergdahl m.fl., 1993).

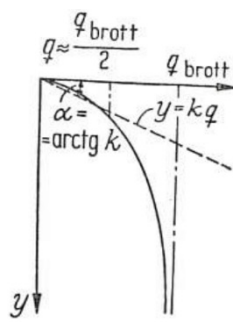
Om plattan belastas i två riktningar och lastresultanten är inom kärngränsen för rektangulär platta blir tryckfördelningen som

$$\sigma_z = \frac{V}{BL} \pm \frac{M_x \cdot 6}{BL} \pm \frac{M_y \cdot 6}{BL} \quad (2-15)$$

Om lastresultanten hamnar utanför kärngränsen gäller ej ekvationen ovan utan beräkningarna kan t.ex. utföras med nomogram, se Bergdahl m.fl. (1993).

RIDAS TV BTG (2011) förordar att kontakttrycket motsvarar en Naviers tryckfördelning och att det ej får uppstå drag i u.s.-kanten.

Vid ökande kontakttryck, över gränsen enligt ekvation (2-10), övergår kontakttrycket till ett olinjärt, plastiskt tryck. Se även Figur 2.10.



Figur 2.10 Principfigur över gräns för linjära samband för kontakttryck (Tell, 1961).

Om maximalt beräknat kontakttryck överskrider beräknat värde enligt ekvation (4-5) och (4-6) övergår en viss del av trycket till plastiskt tryck och det omfördelas enligt Figur 2.11 och ekvation (4-7).

Vid grundläggning på friktionsjord under markytan (Bergdahl m.fl., 1993, ekv. 2.24a):

$$\sigma_{\max} = \gamma' \cdot d \cdot N_q \cdot \xi_q \quad (2-16)$$

Där $\sigma_{\max}$ = plasticeringsvärde på jordtrycket (Pa); γ' = effektiv tunghet (N/m³); d = grundläggningsdjup (m); N_q = bärighetsfaktor (-); och ξ_q = korrektionsfaktor för avvikelser (-). Se avsnitt 3.4.2 men med b_{eff} = hela plattans bredd b .

Eller vid friktionsjord om grundläggningsdjupet är noll (Bergdahl m.fl., 1993) ekvation (2.25):

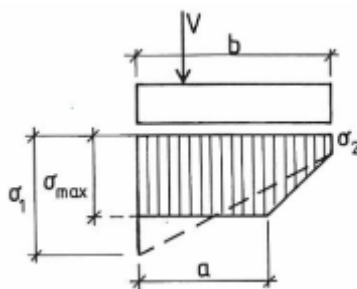
$$\sigma_{\max} = 0.5 \cdot \gamma' \cdot b \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \quad (2-17)$$

Där N_γ = bärighetsfaktor; och ξ_γ = korrektionsfaktor för avvikelser, $\xi_\gamma = d_\gamma s_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$; och b = bredd på fundamentet.

Där $\sigma_{\max}$ = plasticeringsvärde på jordtrycket; γ' = effektiv tunghet; d = grundläggningsdjup; N_q = bärighetsfaktor; och ξ_q = korrektionsfaktor för avvikelser. Se avsnitt 3.4.2 men med b_{eff} = hela plattans bredd b .

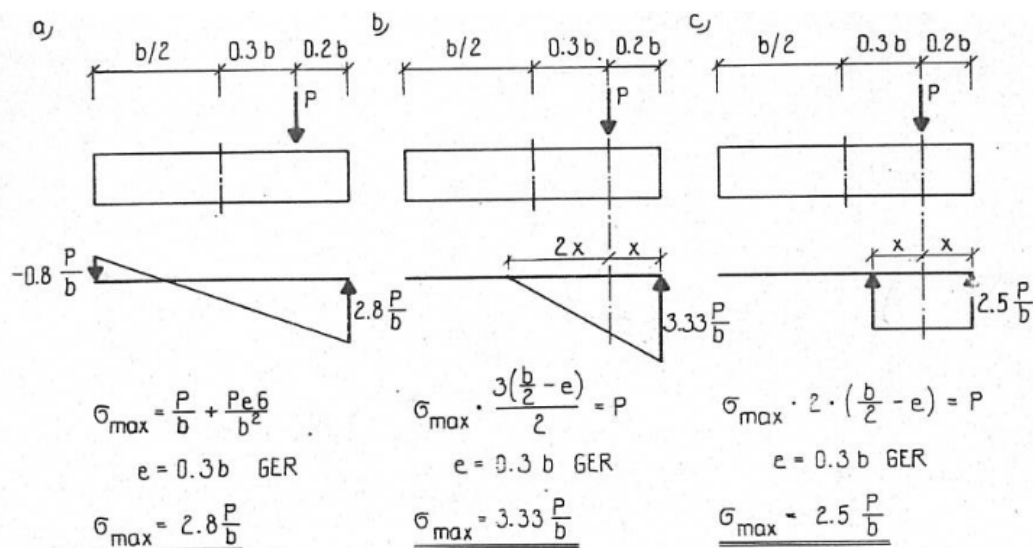
Om jorden plasticeras kan kontakttrycket (spänningen) omfördelas enligt

$$a = b \cdot (\sigma_1 - \sigma_{\max}) / (\sigma_{\max} - \sigma_2) \quad (2-18)$$



Figur 2.11 Omfördelning av rätlinjig kontakttryckfördelning när beräknat maximalt tryck överskrider plasticeringsvärdet $\sigma_{\max}$. (Bergdahl m.fl., 1993).

Figur 2.12 visar tre modeller av jordtrycket under en oändlig styv konstruktion, i a) kan jorden ta upp både tryck- och drag i en elastisk bädd, i b) endast tryck i en elastisk bädd och i c) endast tryck men här har jorden även plasticerats.



Figur 2.12 Oändlig styv grundplatta med bredden b och längden 1 meter vinkelrätt pappret, belastad med en excentrisk normalkraft P . Tryckpåkänning positiv. a) Winklerbädd som kan ta både drag- och tryckpåkänningar, b) dito men kan ta endast tryck, c) plastisk undergrund som endast kan ta tryck (Åkerlund, 1982).

Vid dimensionerings- eller kontrollberäkningar är det ibland bekvämt och användbart att betrakta undergrunden som linjärelastisk, t.ex. med en elastisk bädd under konstruktionen, se även avsnitt 2.4.4.

Det ska sägas att den vertikala bäddmodulen är bl.a. beroende av storleken på grundplattan och är svår att bestämma med någon större noggrannhet (Åkerlund, 1982). Hur man ändå kan uppskatta bäddmoduler visas nedan.

Kontakttrycket beräknas med antagande om att jorden kan ersättas med en rad oberoende fjädrar. Under ett visst kontakttryck kan jorden antas linjärelastiskt och med ett rätlinjigt samband (Tell, 1961)

$$q = k_v y \quad (2-19)$$

där q = kontaktrycket (Pa); k_v = bäddmodul/fjädermodul (Pa/m); och y = vertikal sjunkning (m).

Två olika typer av elastiska bäddmoduler (Winklerbäddar) kan antas

1. Bädden kan överföra både tryck- och dragspänningar.
2. Bädden kan överföra endas tryckspänningar.

Alternativ 2 är mer realistisk då man sällan kan räkna med någon draghållfasthet i jorden mot konstruktionen, kohesionsspänningar, i alla fall inte för friktionsjordar.

Dock kan det ibland, för att få en numerisk konvergens underlätta om bädden sätts att ha en styvhet även i drag, men så liten att den inte inverkar nämnvärt på resultatet.

Ett sätt att uppskatta bäddmodulen k_v är enligt ekvationen nedan, vilka är baserade på kvadratiske plattor med ytan 0,10 m² (Tell, 1961). För att använda på plattor med andra mått så kan ekvationer nedan användas. Observera att enheterna är kg och cm och cm³.

$$\text{Kohesionsjord} \quad k_v = k_{vk} \cdot (L/B + 0,5) / (1,5 \cdot L/B) \cdot 30/B \quad (2-20)$$

$$\text{Friktionsjord} \quad k_v = k_{vf} \cdot ((B+30)/(2B))^2 \quad (2-21)$$

Där k_{vk} = bäddmodul för kohesionsjord (kg/cm³), se Tabell 2.2; k_{vf} = bäddmodul för friktionsjord (kg/cm³), se Tabell 2.3; L och B = grundplattans längd resp. bredd (cm).

Tabell 2.3 Bäddmodul k_{vk} för kohesionsjordar (Tell, 1961).

Jordart	k_{vk} för kohesionsmaterial i kg/cm ³ vid		
	Långtidslast		Korttidslast
	Gränsvärden	Sannolika värden	Gränsvärden
Överkonsoliderad ¹ lera, fast, $\tau = 0,5-1$ kg/cm ²	1,5—3,0	2,5	—
» » mycket fast, $\tau = 1-2$ »	3,0—6,0	5,0	—
» » hård, $\tau > 2$ »	> 6,0	10,0	—
Normalkonsoliderad lera, lös, $\tau = 0,1-0,25$ kg/cm ²	2	0,3—0,7	
» » halvfast, $\tau = 0,25-0,5$ kg/cm ²	2	0,7—1,5	
» » fast, $\tau = 0,5-1,0$ kg/cm ²	2	1,5—3,0	

¹ Överkonsoliderad lera förekommer sällan i Sverige utom i torrskorpan. Värdena för långtidslast inkluderar inverkan av sättningar.

² Vid långtidslast är sättningarna under en grundplatta så stora att grundplattan kan betraktas som oändligt styv (se :82). För en byggnad som helhet betraktad måste dock vid normalkonsoliderad lera hänsyn tas till sättningarna, vilkas storlek beror av såväl grundförhållandena (jfr :13) som byggnadens styvhet (jfr 175:5).

Tabell 2.4 Bäddmodul k_{vf} för friktionsjordar (Tell, 1961).

Jordart	k_{vf} för friktionsmaterial i kg/cm ³ vid lagringstätheten			
	lös ¹	medel	fast	mycket fast ²
Torr eller fuktig sand, gränsvärde.....	0,6—2,0	2,0—10	10—30	30—70
» » » sannolikt värde.	1,3	4	15	40
Sand under vatten, » » .	0,8	2,5	10	—

¹ Sådan lös lagring som här avses förekommer sällan i Sverige.

² Avser närmast mycket fast packat, ojämnkornigt jordmaterial.

I SI-enheter blir t.ex. ekvation (2-20) för "fast sand under vatten" enligt Tabell 2.3 och en platta 1x1 m²:

$$k_{vf,SI} = g \cdot k_{vf} \cdot 10^6 = 9,81 \cdot 10 \cdot 10^6 = 98,1 \text{ MN/m}^3.$$

$$k_{v,SI} = g \cdot k_{vf,SI} \cdot ((B+30)/(2B))^2 = 98,1 \cdot ((100+30)/(2 \cdot 100))^2 = 41 \text{ MN/m}^3.$$

Ett annat sätt att uppskatta bäddmodulen kan vara enligt Losberg (1961), presenterad i Holmberg (1985)

$$K_v \approx 1,3 \cdot E_g / h \cdot (E_g / E_{pl})^{1/3} \quad (2-22)$$

Där E_g = E-modulen för jorden (Pa); E_{pl} = E-modulen för betongplattan (Pa); och h = betongplattans tjocklek (m).

Vid tunnare betongplattor kan dessa ofta vara uppspruckna. Styvheten $I_{pl} \cdot E_{pl}$, där I_{pl} är plattans yttröghetsmoment, sänks då. För en helt uppsprucken platta med relativt lågt armeringsinnehåll föreslås i Holmberg (1985)

$$E_{pl} \approx 15 \cdot E_c \cdot (d/h)^3 \cdot \rho \quad (2-23)$$

Där E_c = betongens ospruckna E-modul (Pa); d = effektiva höjden på plattvärsnittet (m); och ρ = dragen armeringsinnehåll ($A_s/(L \cdot d)$). A_s = dragen armeringsarea. Vid långtidslast reduceras E_c på sedvanligt sätt.

Ett tredje sätt för att uppskatta bäddmodulen under betongplattor är enligt Vesic (1961) presenterat i Bergdahl m.fl. (1993)

$$K_v \approx 0,65 E_g / (1 - \nu^2) / B \cdot [E_g \cdot B^4 / (E_{pl} \cdot I_{pl})]^{1/12} \quad (2-24)$$

Där ν = jordens tvärkontraktionstal; och I_{pl} = plattans yttröghetsmoment (m⁴).

Normalt är inte ν känd, men sambandet (Bergdahl m.fl., 1993, avsn. 2.31) kan ge vägledning

$$K_0 = \nu / (1 - \nu) \quad (2-25)$$

där K_0 = vilojordtryckskoefficient, kan ν uppskattas ut om K_0 är känd. Uttryckt i ν blir det

$$\nu = K_0 / (1 + K_0) \quad (2-26)$$

Ett fjärde sätt att uppskatta den vertikala bäddmodulen är enligt VTg (1993)

$$K_v = 2 E_k / (\alpha \cdot B) \quad (2-27)$$

Där K_v = bäddmodul (kN/m³); E_k sättningsmodul intill djupet 2B under plattan enligt (VTg (1993); B = plattans bredd (m); och α = faktor beroende på förhållandet mellan plattans bredd och längd, se VTg (1993).

Att med beräkningar uppskatta spänningar i jord kan vara mycket komplicerat. En metod för att förenkla beräkningarna och mer nyanserat ta hänsyn till olika inverkanse faktorer på spänningsbilden i jorden är att använda numeriska beräkningsmodeller som t.ex. FEM. FEM-metodiken har gjort det enklare, men inte enkelt.

Med FEM kan jorden och även på eller i jorden byggda konstruktioner indelas i zoner/domäner med olika egenskaper och beräknas. Metoden lämnar stort utrymme för att geometriskt modellera olika strukturer eller egenskaper. Metoden lämnar även stort utrymme att modellera olika materialegenskaper i olika delar och riktningar i jorden. FEM fungerar bäst och lättast med linjärelastiska egenskaper hos ingående material. Då jord vanligtvis är anisotrop (olika egenskaper i olika riktningar) och ej homogent (olika egenskaper i olika punkter) är det inte helt enkelt att uppskatta en representativ E-modul. Även om det sker dislokationer och plasticitet i jorden är detta inte helt enkelt att fånga upp.

Ett alternativ till att ta med undergrunden som en egen domän med vissa egenskaper, t.ex. E-modul, är att istället sätta in fjärderbäddar i fasen mellan

betong och jord. Fjädrarna ska då symbolisera inverkan på och från undergrunden (jorden). Se mer avseende fjäderbäddar ovan samt i Bilaga C och Bilaga D.

2.4.3 Deformationer i jord

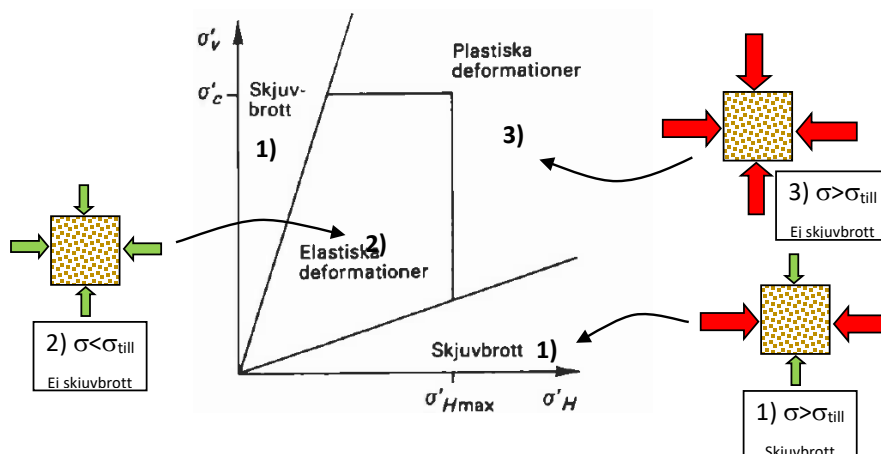
Deformationerna är starkt beroende av hur stor del av jordens skjuvhållfasthet som tas i anspråk och skjuvhållfastheten är i sin tur starkt beroende av volymändringar i jorden under skjuvning, d.v.s. beroende av varandra och därför krävs ett itererande.

Deformationsegenskaperna beror också på vattenmättnadsgrad, kornstorlek och kornfördelning, kornform, de ingående mineralen och av halt av organiskt material. (Larsson, 2008)

Om jorden tidigare har varit utsatt för en större belastning än den aktuella och konsoliderat för denna innebär detta att så länge den aktuella belastningen är mindre än den tidigare så sker endast mindre deformationer och av elastisk natur. Överskrids den tidigare belastningen blir deformationerna betydligt större och av plastisk natur. Detta är mer påtagligt för finkorniga jordar men mer måttligt i fasta och grovkorniga jordar. (Larsson, 1984)

I klassisk jordmekanik behandlas deformation ofta som om jorden vore ett kontinuerligt linjärelastiskt medium. Jord är i verkligheten, med undantag för de finkornigaste jordarterna, ett diskontinuerligt medium. Samtliga jordarter har icke-linjära deformationsegenskaper och dessa är tidsberoende. Innehåller jordens porer vatten kan en hydrodynamisk fördröjning inträffa, för kohesionsjordar, vid utpressning eller uppsugning av vatten. Dessutom uppstår krypdeformationer i jord (Larsson, 1984).

Om de vertikala och de horisontella spänningarna är huvudspänningar kan tre olika deformationstyper enligt Larsson (1984) definieras, beroende på spänningarnas storlek och inbördes förhållande, Figur 2.13. Om det inbördes förhållandet mellan största och minsta effektiva huvudspänningen är för stort sker skjuvbrott, vilket medför oändlig formändring, se 1) i figuren. Är de effektiva spänningarna lägre än gränsspänningarna, och det inbördes förhållandet lägre än för skjuvbrott, blir deformationerna elastiska, se 2). Överskrids gränsspänningarna, men det inbördes spänningsförhållandet är lägre än för skjuvbrott, blir deformationerna plastiska men begränsade, se 3).



Figur 2.13 Deformation vid olika spänningsrelationer och spänningsnivåer (Larsson, 1984). De små färgade figurerna är ritade av författaren. σ_v och σ_H = huvudspänningar i horisontal och vertikal led.

I grovkorniga jordar är gränsspänningarna svåra att bestämma eftersom övergången mellan elastiska och plastiska deformationer är diffus. Kompressionsegenskaperna hänförs därför oftast till lagringstätheten i dessa material (Larsson, 2008).

Elasticitetsmoduler och kontraktionstal för jord är ofta rent fiktiva. Att man ändå försöker bestämma dessa beror på elasticitetsteorins användbarhet och att den, använd med relevanta parametrar, ger god överensstämmelse mellan beräknade och uppmätta deformationer (Larsson, 2008).

Elasticitetsmodulen E (Pa) och kontraktionstalet ν (-) härleds ur skjuvmodulen G (Pa) och tryckmodulen K (Pa)

$$E = 3G/(1+G/3K) \quad (2-28)$$

$$\nu = (1-2G/3K)/(2+2G/3K) \quad (2-29)$$

$$E = 2G(1+\nu) \quad (2-30)$$

$$G = E/(2(1+\nu)) \quad (2-31)$$

E-modulen är beroende av effektivspänningen och därmed ökar den med djupet (Hartlén, 1978).

Om det förekommer flera jordtyper under bottenplattan och med olika E-moduler kan detta förenklas i analytiska beräkningar genom att ett medelvärde E_{gm} för dem beräknas, se Holmberg (1985). I FEM-beräkningar sätts de olika E-modulerna in i respektive skikt.

Deformationsegenskaperna kan bestämmas i laboratorium eller direkt i fält. Eftersom det inte är möjligt att ta ostörda prover av friktionsjord bör dessa bestämmas genom undersökningar i fält.

Fältprovningar av friktionsjordar kan göras med CPT-sondering, trycksondering, viktsondering, hejarsondering, pressometerförsök och dilatometerförsök.

Spännings-deformationssambanden är inte rätlinjiga för jordar och kan dessutom skilja sig för olika djup.

Tabell 2.4 visar en klassificering av friktionsjord baserat på sonderingsmotstånd, inre friktionsvinkel och E-modul och är främst avsedd att användas vid dimensionering av grundanläggningar med plattor (Bergdahl, m.fl., 1993).

Tabell 2.5 Karakteristiska värden på friktionsvinkel och E-modul för naturligt lagrad friktionsjord bedömda med ledning av sonderingsresultat (Bergdahl m.fl., 1993).

Relativ fasthet	Trycksond (TrS) spetsmotstånd q_{ck} MPa	Friktionsvinkel ¹⁾ φ_k^0	E-modul ²⁾ E_k MPa	Viktsond ³⁾ V_{imk} hv/0,2 m	Hejarsond ⁴⁾ $HfA_{(netto)_k}$ sl/0,2 m
mycket låg	0– 2,5	29–32	<10	0–10	0– 4
låg	2,5– 5,0	32–35	10–20	10–30	2– 8
medelhög	5,0–10,0	35–37	20–30	20–50	6–14
hög	10,0–20,0	37–40	30–60	40–90	10–30
mycket hög	>20,0	40–42	60–90	>80	>25

1) Angivna värden gäller för sand. För siltig jord görs avdrag med 3°. För grus tillägg med 2°.

2) Angivna värden på E-modulen motsvarar sättningarnas 10-års värde. Vissa undersökningar tyder på att dessa värden kan vara 50% lägre i siltig jord och 50% högre i grus. I överkonsoliderad friktionsjord kan modulen vara betydligt högre. Vid beräkning av deformationer vid större grundläggningstryck än vad som motsvarar 2/3 av en plattas dimensionerande bärförmåga i brottgränstillstånd bör modulen halveras för större påkänningar.

3) Före bestämning av relativ fasthet skall viktsonderingsmotstånd erhållit i siltig jord reduceras genom division med 1,3.

4) Med $HfA_{(netto)}$ avses spetsmotståndet dvs det totala neddrivningsmotståndet reducerat med mantelfriktionen på sondstängen.

För sådana fall där en friktionsjords sammansättning har klarlagts men några andra undersökningsresultat ej finns kan jordens inre friktionsvinkel bedömas genom ett försiktigt val utifrån värdena i Tabell 2.5 (Bergdahl, m.fl., 1993).

Tabell 2.6 Ungefärliga värden på friktionsvinkeln φ' hos friktionsjordar.

Lagrings- täthet	Jordart						
	Silt	Sand	Grus	Sand- morän	Grus- morän	Maka- dam	Spräng- sten
Löst lagrad	26°	28°	30°	35°	38°	30°	40°
Fast lagrad	33°	35°	37°	42°	45°	38°	45°

I de fall inga värden på friktionsjordens sättningsegenskaper framtagits eller direkta beräkningsmetoder baserat på spetsstrycks- eller hejarsondering, eller pressometer- eller dilatometerförsök har utförts kan de i Tabell 2.6 angivna värdena på jordens E-modul användas med försiktighet (Bergdahl m.fl., 1993).

Tabell 2.7 Exempel på försiktigt valda karakteristiska värden på friktionsjordars elasticitetsmodul, E_k (Bergdahl, m.fl., 1993).

Jordart	Relativ *) fasthet	Elasticitetsmodul E_k MPa
Morän	mycket låg-låg	10
	medelhög-hög	20
	mycket hög	50
Grus	medelhög-mycket hög	40
	mycket låg-låg	10
Sand	medelhög-mycket hög	20
	mycket låg-låg	5
Silt	låg-mycket hög	10
	mycket låg	2
Packad sprängstensfyllning		50
Packad grovkornig morän		30
Packad friktionsjord		30
Packad finjord		10

2.4.4 Jordtryck

Jordtryck finns dels som vertikala kontakttryck (spänningar) under konstruktionen (avsnitt 2.4.2) och dels som ett normaltryck (vilo, aktivt eller passivt) mot dess sidor, om konstruktionen är grundlagd under markytan. Om konstruktionen glider uppstår dessutom friktionskrafter mellan konstruktionen och jorden.

I detta avsnitt behandlas enbart jordtryck som i form av normaltryck mot konstruktionens sidor.

Jordtryck mot en konstruktion är summan av ev. överlast och jordens effektiva tyngd som ökar mot djupet. Trycket skrivs ofta som

$$p = (q + \gamma'z) \cdot K \quad (2-32)$$

där p = trycket mot konstruktionen (Pa); q = vertikal överlast på markytan (kN/m²); γ' = effektiva tungheten (N/m³); z = djupet under markytan (m); och K = jordtryckskoefficient (-), t.ex. vilojord-, aktiv- eller passiv jordtryckskoefficient.

Enligt elasticitetsteorin råder i en jordmassa i vila, d.v.s. ingen jordrörelse, ett vilojordtryck

$$\text{Vilojordtryck:} \quad P_0 = K_0 \cdot \sigma'_v = K_0 (q + \gamma'z) \quad (2-33)$$

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (2-34)$$

Där K_0 = vilojordtryckskoefficient (-); σ' = effektiv vertikal normalspänning (Pa); och ϕ' = effektiv friktionsvinkel (grader).

Vattentryck läggs till separat.

Om de horisontella rörelserna är skilda från noll men små, $s/h < 0,0025$, se Figur 2.14, antas vilojordtryck råda. Vid rörelser $0,025 < s < 0,05$ ökar jordtrycken på passivsidan och minskar på aktivsidan jämfört med vilojordtrycket (Bergdahl m.fl., 1993). De kan då uppskattas enligt nedan. För en damm med t.ex. höjden 5 m innebär $s/h < 0,0025$ att en rörelse s på minst 0,012 m måste utbildas för att vilojordtrycket ska frångås.

$$\text{Aktivt jordtryck:} \quad K_{0a} = K_0 \cdot \left(1 - 80 \cdot \frac{s}{h}\right), \text{ om } \frac{t}{h} > 0.5 \quad (2-35)$$

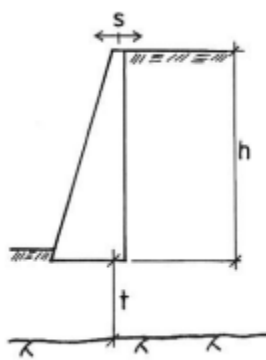
$$\text{Passivt jordtryck:} \quad K_{0p} = K_0 \cdot \left(1 + 80 \cdot \frac{s}{h}\right), \text{ om } \frac{t}{h} > 0.5 \quad (2-36)$$

$$\text{Aktivt jordtryck:} \quad K_{0a} = K_0 \cdot \left(1 - 200 \cdot \frac{s}{h}\right), \text{ om } \frac{t}{h} = 0 \quad (2-37)$$

$$\text{Passivt jordtryck:} \quad K_{0p} = K_0 \cdot \left(1 + 200 \cdot \frac{s}{h}\right), \text{ om } \frac{t}{h} = 0 \quad (2-38)$$

Där s = rörelsens storlek (m); h = konstruktionens djup under aktuell jordyta (m); och t = jorddjupet ner till berg under konstruktionen (m). Se Figur 2.14.

Observera dock att jordtrycken enligt ovan inte kan bli mindre eller större än de fullt utbildade aktiva resp. passiva trycken enligt nedan.



Figur 2.14 Vid små rörelser (Bergdahl m.fl., 1993).

Om konstruktionen rör sig ifrån eller mot jorden ytterligare minskar resp. ökar jordtrycken. Ifall rörelsen är tillräckligt stor, $s/h > ca 0,05$ utbildas fullt aktivt respektive fullt passivt jordtryck. För en damm med t.ex. höjden 5 m innebär det att en rörelse s på ca 0,25 m måste utbildas innan fullt aktivt och passivt tryck bildas.

$$\text{Aktivt jordtryck:} \quad K = K_a = \tan^2(45^\circ - \phi'/2) \quad (2-39)$$

$$\text{Passivt jordtryck:} \quad K = K_p = \tan^2(45^\circ + \phi'/2) \quad (2-40)$$

2.4.5 Hållfasthet

Hos friktionsjordar, d.v.s. grovkorniga jordar som, sand och grus samt sten- och blockjordar, byggs hållfastheten främst upp av friktion mellan partiklarna i kontaktpunkterna. I allmänhet saknar friktionsjordar draghållfasthet.

En jords hållfasthet beror av ett flertal faktorer som jordtyp, spänningstillstånd, belastningens varaktighet och jordens vattengenomsläpplighet. När man talar om en jords hållfasthet avser man ofta skjuvhållfastheten. Den är nämligen avsevärt mindre än tryckhållfastheten och draghållfastheten hos jord försummas i allmänhet. (Hartlén, 1978)

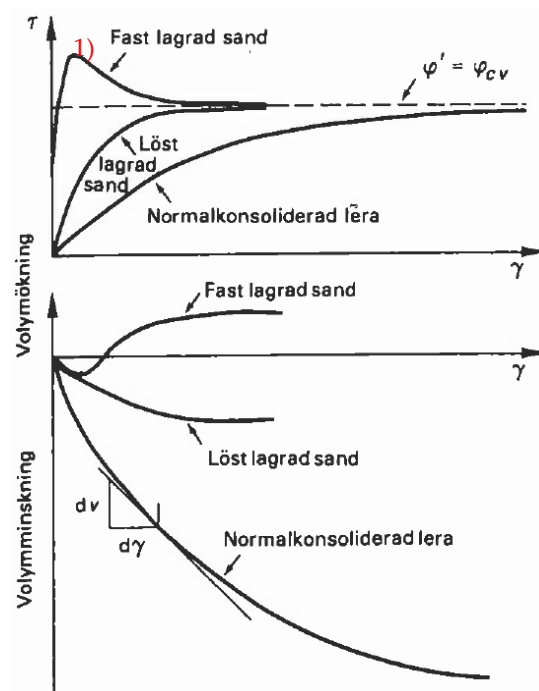
I finkornig jord byggs skjuvhållfastheten upp av sammanhållande kohesionskrafter mellan kornen som t.ex. van der Waal-krafter.

Hos grovkornig jord bestäms hållfastheten av friktionen mellan kornen och av den energi som erfordras för att förflytta kornen över varandra i brottytan, varvid jordvolymen i brottzonen ökar, se Figur 2.15. När väl kornen i brottytans övre del rullat upp på kornen i den undre delen behövs inte längre samma energitillskott för att bibehålla förskjutningshastigheten i brottzonen. Se Figur 2.16.

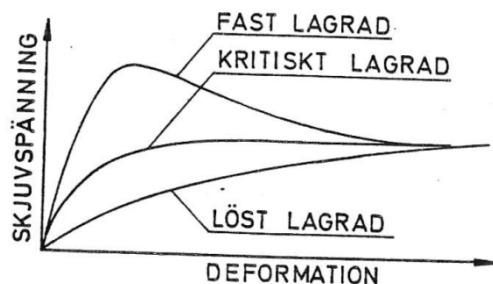
Om jorden är löst lagrad erfordras inte lika stor energi eftersom kornen till en del faller ned på en lägre nivå och in i en fastare lagring. Jordens volym minskar.

Om jordvolymen inte förändras vid ökad förskjutning sägs jorden vara kritiskt lagrad.

För fast lagrade jordar sjunker skjuvhållfastheten efter att brott passerats, se 1) i Figur 2.15



Figur 2.15 Volymsändringar och skillnad i skjuvhållfasthet för olika fast lagrade jordar. Typiska försöksresultat från dränerade skjuvförsök (Larsson, 1984). 1) = skjuvhållfastheten sjunker.



Figur 2.16 Skjuvspänning – deformationssamband för friktionsjord vid olika ursprunglig lagringstäthet.

Kända plasticitetsteorier är t.ex. Trescas, von Mises och Drucker-Pragers flytvillkor. Dessa förutsätter dock isotropa material, d.v.s. samma egenskaper i alla riktningar. Jordar är dock inte isotropa. För jordar används därför ofta Mohr-Coulombs brottvillkor där bedömd skjuvspänning ska vara mindre än kohesionshållfastheten plus friktionshållfastheten

$$\text{Allmänt jordar:} \quad \tau_f \leq c' + \sigma' \cdot \tan \varphi' \quad (2-15)$$

där τ = skjuvspänning (Pa); c' = kohesion (ler- och mellanjordar); σ' = effektivspänning mot brottytan (Pa); och φ' = effektiv friktionsvinkel (grader).

Friktionsjordar är mycket permeabla och dräneras snabbt ut vid belastning. Därför ska de dränerade hållfasthetsparametrarna c' och φ' användas. I friktionsjordar utgörs i allmänhet hela skjuvmotståndet av ren friktion mellan kornen varför kohesionen c' nästan alltid försummas. (Hartlén, 1978)

Vid en mycket stor deformation, oberoende av ursprunglig lagringstäthet, når jorden sin kritiska lagring och hållfastheten byggs helt upp av glidfriktionen mellan kornen.

$$\text{Friktionsjord} \quad \tau_f \leq 0 + \sigma' \cdot \tan \varphi' \quad (2-16)$$

2.5 PERMEABILITET

Med permeabilitet menas ofta vattenflöde i ett vattenmättat, poröst media utsatt för ett vattentrycksgradient.

Permeabiliteten, speciellt den vattenmättade permeabiliteten beror starkt på hur poröst materialet är, hur stora porerna är och hur sammankopplade de är med varandra. Vid större och genomgående porer/flödeskanaler ökar permeabiliteten starkt. Vattenflödet kan t.o.m. bli turbulent vid stora flödeskanaler.

Vid vattenmättade material skrivs ofta permeabiliteten med Darcys lag

$$S \frac{\delta H}{\delta t} + \nabla \cdot [k_w \nabla H] = Q_s \quad (2-17)$$

Där S = dämpning beroende på bl.a. vattenmättnadsgraden, H = vattentryckshöjden (m.ö.h.) = $y + p_w / \gamma_w$; k_w = hydraulisk konduktivitet (permeabilitet) (m/s); Q_s = källa som tillför eller bortför vatten inom domänen; y = lägesnivå över referensnivån; p_w = porvattentrycket; och γ_w = tungheten hos vattnet.

Oftast kan transienta förlopp bortses ifrån, d.v.s. termen $S\delta H/\delta t$ försvinner. Oftast finns ingen källa eller sänka för vattentillförsel, d.v.s. termen Q_s försvinner. Vid stationära förhållanden, ingen källterm ($Q_s=0$) och isotropa förhållanden avseende k_w så kan ekvationen förenklas betydligt till

$$v_w = k_w \cdot \nabla H \quad (2-18)$$

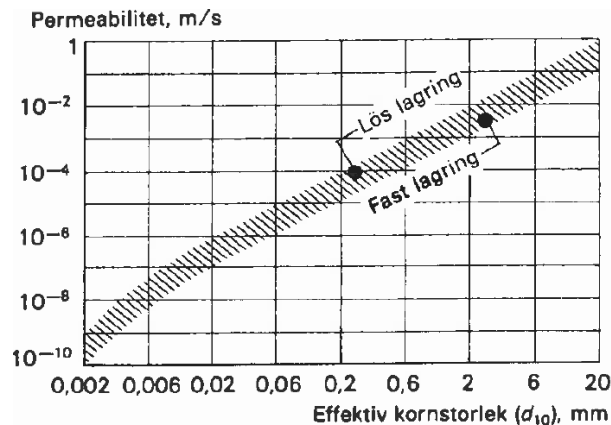
där v_w = vattenhastigheten (m/s).

Om mediet, t.ex. en jord, inte är vattenmättat så övergår transportmekanismen till kapillär sugning och diffusion, där mediet vid kapillärsugning är så fuktigt att vattenmenisker har bildats i porsystemet. Vid diffusion är porsystemet så govt som torrt utan vattenmenisker, fuktmolekylerna kan diffundera fritt i luften i porerna.

Om materialet inte är vattenmättat blir beräkningen mer komplicerad. Tidstermen kvarstår då oftast, d.v.s. transienta flöden. Dämpningen S ökar ju torrare materialet är. Permeabiliteten minskar starkt om inte materialet är vattenmättat och ju torrare det är. Här behandlas inte vidare vattenflöden i ej vattenmättade material, ty jord under betongdammar kan oftast betraktas som vattenmättad.

Normalt brukar man, för vattenmättade material, räkna ut vattenflöden och portryck med antingen grafisk metod, se RIDAS TV BTG (2011) 7.3.2.1.3, eller med ett numeriskt program, t.ex. ett FEM-program. Används ett numeriskt program bör ändå rimligheten värderas, t.ex. med en utskriven figur över flödeslinjer och trycklinjer, se exempel i Figur 4.1.

Överslagsvärden på permeabilitet hos jord med olika kornstorlek och för olika jordtyper ges i Figur 2.17 och Tabell 2.7.



Figur 2.17 Överslagsvärden på permeabilitet hos kornfraktioner och ensgraderade jordar (Larsson, 1984).

Tabell 2.8 Överslagsvärden på permeabilitet och tätvärde för olika jordar (Larsson, 1984).

Jordart	Permeabilitet m/s	Tätvärde
Moräner (välgraderad jord)		
Grusig morän	$10^{-5} - 10^{-7}$	5–7
Sandig	$10^{-6} - 10^{-8}$	6–8
Siltig morän	$10^{-7} - 10^{-9}$	7–9
Lerig morän	$10^{-8} - 10^{-10}$	8–10
Moränlera	$10^{-9} - 10^{-11}$	9–11
Sediment (ensgraderad jord)		
Fingrus	$10^{-1} - 10^{-3}$	1–3
Grovsand	$10^{-2} - 10^{-4}$	2–4
Mellansand	$10^{-3} - 10^{-5}$	3–5
Finsand	$10^{-4} - 10^{-6}$	4–6
Grovsilt	$10^{-5} - 10^{-7}$	5–7
Mellansilt-finsilt	$10^{-7} - 10^{-9}$	7–9
Lera	$< 10^{-9}$	<9

Ö

2.6 TERMISKA EGENSKAPER

Rörelser i betongdammen p.g.a. temperaturvariationer kan åstadkomma förändrade jordtryck. Därför kan det i något fall, t.ex. där en damms längdförändring p.g.a. temperaturutvidgning kan orsaka förhöjt, eller sänkt, jordtryck, bli aktuellt att även inkludera en värmeberäkning i modellen.

Naturligtvis kan temperaturvariationer orsaka påtagliga spänningar i själva dammkroppen också, beroende på dess inspänningsförhållande och geometri.

Värmetransport i mark kan generellt sett ske genom en rad olika mekanismer; ledning, strålning, konvektion och ångdiffusion (Sundberg, 1991).

Vid normal marktemperatur och låg temperaturgradient dominerar värmetransport genom ledning och bestäms då av värmeledningsförmågan.

Om inte värmetransport genom konvektion kan bortses ifrån, som t.ex. under en damm där värme, eller kyla, kan transporteras med vattenflödet i marken, bestäms värmetransporten även av detta konvektivt flödande vatten och dess temperatur.

Värmetransport genom ångdiffusion kan normalt bortses ifrån vid normala temperaturer. Vid vattenmättade material förekommer heller ingen diffusion.

Strålning kan ofta också försummas för dammens globala rörelser.

Temperatur i betong och undergrund kan allmänt beräknas med en balansekvation av formen:

$$\rho C_p \frac{\partial T}{\partial t} + \rho C_p \mathbf{u} \cdot \nabla T - \nabla \cdot (k \nabla T) = Q \quad (2-19)$$

Där ρ = densitet (kg/m³); k = värmekonduktivitet (W/m/°C); T = temperatur (°C); Q = värmekälla (W/m³); C_p = värmekapacitet (J/kg/°C); $\mathbf{u}$ = konvektivt flöde av mediet (m/s), t.ex. värme som strömmar med fuktflödet.

Tabell 2.8 och Figur 2.18 - Figur 2.22 visar viktiga egenskaper som påverkar värmetransporten i marken.

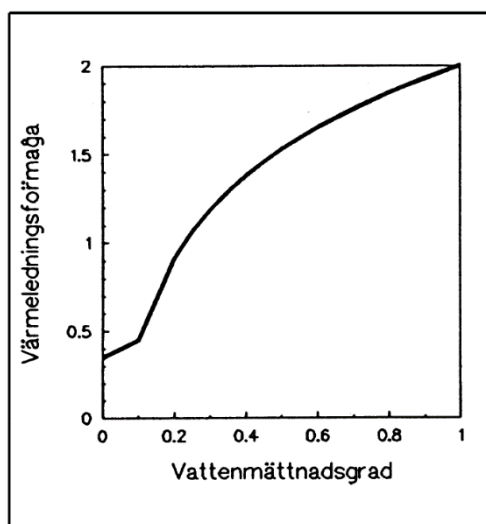
Tabell 2.9 Viktiga egenskaper som påverkar värmetransporten (Sundberg, 1991).

Faktor	Jord	Berg
Vattenhalt	Mycket Stor	Liten
Porositet	Stor	Liten
Mineralsammansättning	Liten-Stor	Mycket Stor
Temperatur	Liten-Mycket Stor ¹⁾	Stor ²⁾
Anisotropi	Liten-Stor	Liten-Stor

¹⁾ Mycket stor vid övergång från fruset tillstånd och vid hög temperatur.

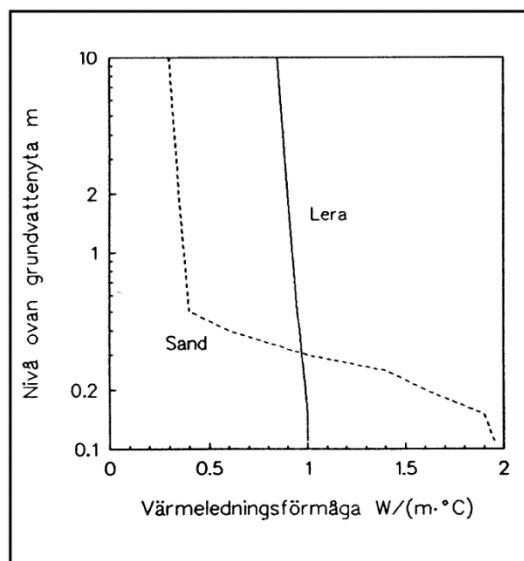
²⁾ Stor påverkan först inom ett stort temperaturområde.

Figur 2.18 visar värmeledningsförmågans principiella variation i jord med vattenmättnadsgraden.



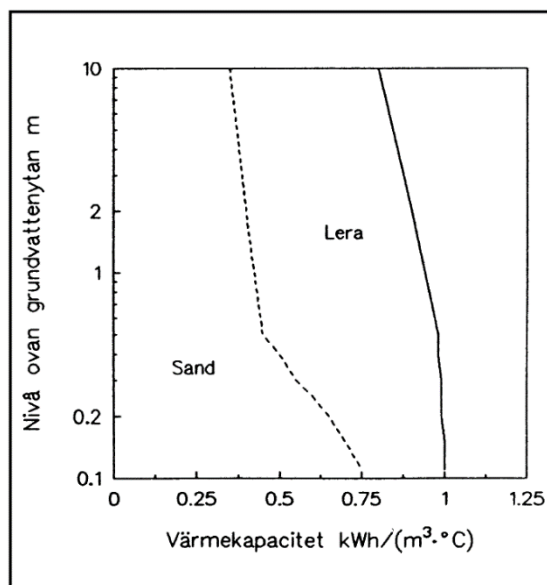
Figur 2.18 Värmeledningsförmågans principiella variation med vattenmättnadsgraden (Sundberg, 1991).

Figur 2.19 visar värmeledningsförmågans variation i jord med höjd över grundvattenytan.



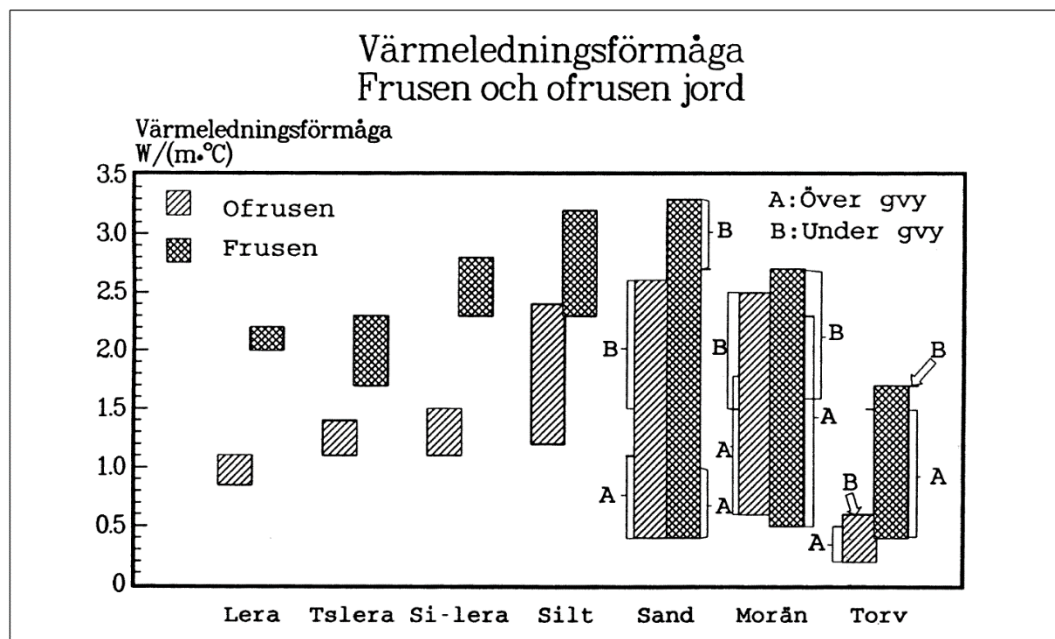
Figur 2.19 Värmeledningsförmågas variation med höjd över grundvattenytan (princip) (Sundberg, 1991).

Figur 2.20 visar värmekapacitetens variation i jord med höjd över grundvattenytan.



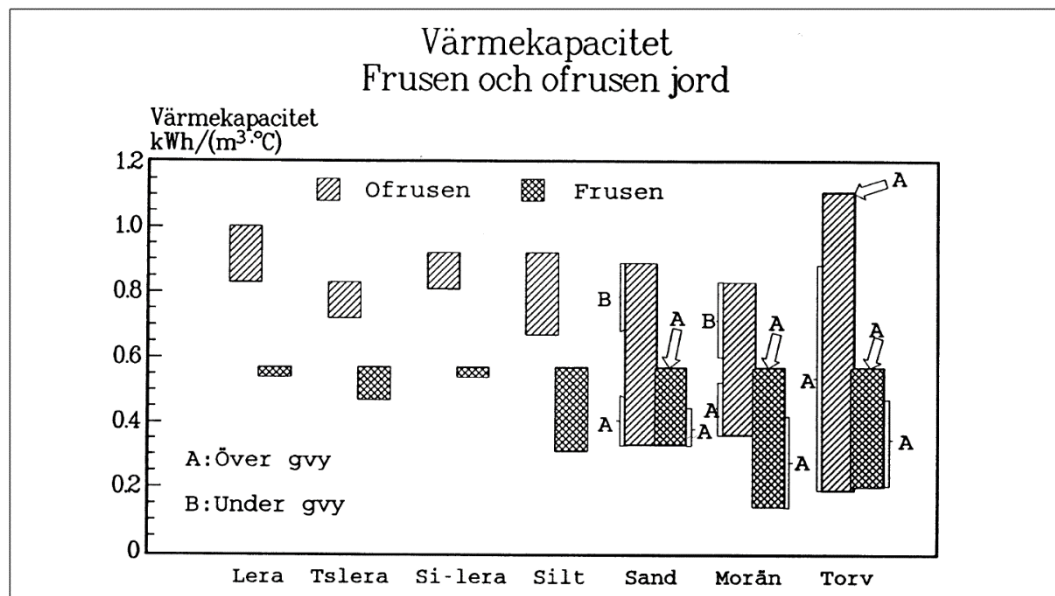
Figur 2.20 Värmekapacitetens variation med höjd över grundvattenytan (princip) (Sundberg, 1991).

Figur 2.21 visar värmeledningsförmåga och variationen av denna för olika jordarter i ofruset och fruset tillstånd.



Figur 2.21 Värmeledningsförmåga för olika jordarter i ofruset och fruset tillstånd. Genomsläppliga jordar har markeringar för normalt variationsområde ovan (A) resp. under grundvattenytan (B) (Sundberg, 1991).

Figur 2.22 visar värmekapacitet och variationen av denna för olika jordarter i ofruset och fruset tillstånd.



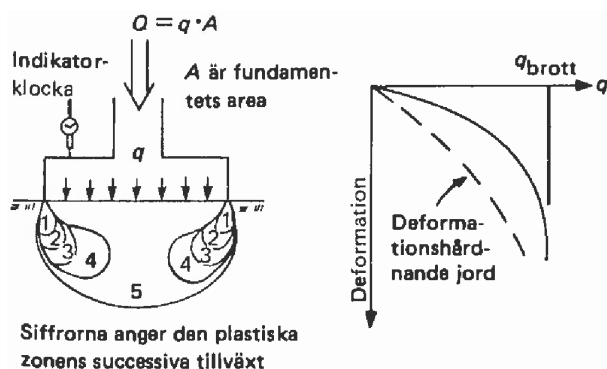
Figur 2.22 Värmekapacitet för olika jordarter i ofruset och fruset tillstånd (Sundberg, 1991).

3 Stabilitet och bärförmåga

3.1 ALLMÄNT

Här ges en kort genomgång av metoder för att uppskatta stabilitet och bärförmåga som kan vara aktuellt för betongkonstruktioner, t.ex. betongdammars, grundlagda på jord.

Med bärighet eller bärförmåga hos en jord avses normalt den last på grundläggningsnivån som leder till brott i jorden. Brottet sker genom att jorden successivt övergår från ett elastiskt till ett plastiskt stadium. Plasticeringen börjar i den mest ansträngda delen och utbreder sig alltmer allteftersom lasten ökar, med ökande deformationer som följd, se Figur 3.1.



Figur 3.1 Brott i jord (Hansbo & Sällfors, 1984).

Om den vertikala lasten angriper excentriskt eller om det förekommer horisontella laster så ökar spänningarna i den tryckta kanten (Figur 2.8 och Figur 2.12).

Vid en dominerande horisontal last, eller om konstruktionen ligger i en slänt, kan brottet även ske längs en glidyta en bit ner i jorden.

Bärigheten definieras som den last för vilken rörelserna accelererar vid en liten ytterligare lastökning. Konstruktionen tippar och brottlasten blir därmed väldefinierad. Om brottet inträffar längs en glidyta, utvecklas det som regel nästan momentant. (Hansbo & Sällfors, 1984).

Vanligen kontrolleras för betongdammars stabilitet och bärförmåga

- Stabilitet: Kraftresultantens läge mellan damm och undergrund för att undersöka ev. dragspänningar mellan bottenplatta och undergrunden.
- Stabilitet: Förhållandet mellan pådrivande och mothållande kraft $F_H/(F_V \cdot \tan \varphi)$, d.v.s. glidning mellan damm och undergrund, eller längs en glidyta i undergrunden.
- Stabilitet: Förhållandet mellan mothållande (M_{mot}) och pådrivande ($M_{\text{på}}$) moment, $M_{\text{mot}}/M_{\text{på}}$, d.v.s. stjälpstabiliteten.
- Förhållandet mellan grundpåkänningar och bärförmågan i fasen mellan damm och undergrunden, eller längs en svaghetszon en bit ner i jorden.

- Förhållandet mellan påkänningar och bärförmåga hos enskilda delar i själva dammkroppen.
- Vertikala och horisontella rörelser hos dammen och undergrunden.

3.2 STABILITET: KRAFTRESULTANTENS LÄGE

Vid en kontroll av risken för dragspänningar i u.s.-kanten kontrolleras normalt läget för resultanten till angripande krafter.

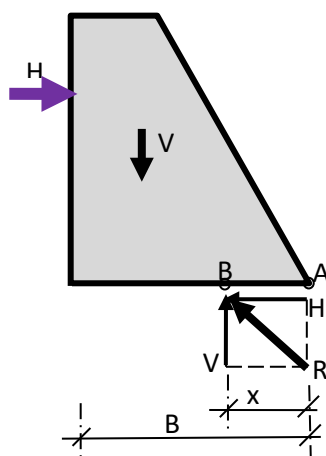
$$x = (M_{\text{mot}} - M_{\text{på}}) / V$$

där x = resultantens läge (m); M_{mot} = mothållande moment (kNm); $M_{\text{på}}$ = pådrivande moment (kNm); och V = vertikal resulterande kraft (kN).

Ofta sätts villkor för x , t.ex.:

B = basytans bredd (m)

- | | |
|------------------------|--|
| $x \geq B/3$ | (på friktionsmaterial, vanligt belastningsfall (KVVS, 1960)
(alla typer av material, vanligt belastningsfall (RIDAS, 2011)) |
| $x \geq B/5$ | (på berg, vanligt belastningsfall (KVVS, 1960)
(alla typer av material, exc. belastningsfall (RIDAS, 2011)) |
| $x \geq B/5$ | (på friktionsmaterial, exceptionellt belastningsfall (KVVS, 1960)) |
| $x \geq B/6$ | (på berg, exceptionellt belastningsfall (KVVS, 1960)) |
| $x \geq 0.1 \text{ m}$ | Grundläggning på berg (BRO 04, dock enligt beräkningsformatet pk). |
| $x \geq 0.3 \text{ m}$ | Grundläggning på annat material än berg (BRO 04). |



Figur 3.2 Angripande krafter och moment samt resultantens läge och storlek.

3.3 GLIDNING

3.3.1 Glidning mellan betongkonstruktionen och jord

För friktionsjordar kontrolleras normalt enligt Mohr-Coulombs samband, se ekvation (2-15)

$$\tau_f \leq \sigma \cdot \tan \varphi / s_g$$

Eller omskrivet med $H = \tau_f \cdot A$ och $V = \sigma \cdot A$

$$H/V \leq \tan \delta_g / s_g$$

Där $\tan \delta_g$ = brottvärde för friktionskoefficienten mellan bottenplattan och undergrunden; s_g = säkerhetsfaktor; och A betraktad basarea under dammen.

I RIDAS TV L BTG (2011) ges värdena på $\tan \delta_g = 1.00$ (berg), 0.75 (morän, grus, sand) och 0.60 för grovsilt.

Exempel på säkerhetsfaktorn s_g ges i Tabell 3.1.

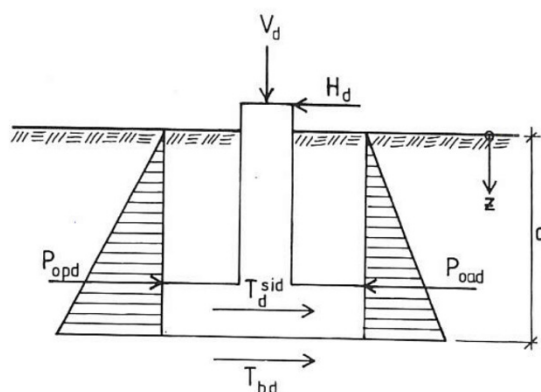
Tabell 3.1 Säkerhetsfaktor s_g vid beräkning av $\mu_{\text{eff}} = \tan \delta_g / s_g$ (RIDAS TVL BTG, 2011).

Grund-läggning	Normalt lastfall	Exceptionellt lastfall	Olyckslastfall
Berg	1,35	1,10	1,05
Morän, grus, sand	1,50	1,35	1,25
Grovsilt	1,50	1,35	1,25

Om konstruktionen är utsatt för horisontell last tas denna upp i normalfallet av friktion och adhesion (enbart kohesionsjordar) mot undersidan. Mothållande skjuvkraft T_{bd} ökar med ökande horisontell last upp till ett brottvärde, vanligtvis $T_{bd} \leq \sigma' \cdot \tan \varphi'$. För att uppnå denna maximala skjuvkraft under grundplattan erfordras en rörelse på 5-10 mm (Bergdahl m.fl., 1993).

Om konstruktionen är motfylld med jord uppstår naturligtvis ett mothållande passivt tryck, men också ett pådrivande aktivt tryck. Hur stora det passiva resp. aktiva trycket blir beror av storleken på den horisontella rörelsen, se avsnitt 2.4.4.

Jordtryck och friktionskraft mot konstruktionens sidor kan i vissa fall även medräknas



Figur 3.3 Krafter för beräkning med hänsyn till glidning (Bergdahl m.fl., 1993).

Resulterande horisontella lasteffekten S_{hd} i blir

$$S_{hd} = H_d + P_{oad} \quad (3-1)$$

Där H_d = dimensionerande yttre horisontell lasteffekt; och P_{oad} = dimensionerande horisontell aktivt jordtryck.

Horisontella bärförmågan R_{hd} blir

$$R_{hd} = T_{bd} + P_{opd} + T_{sid} \quad (3-2)$$

Där T_{bd} = dimensionerande skjuvkraft under plattan; P_{opd} = dimensionerande passivt jordtryck; och T_{sid} = dimensionerande skjuvkraft mot plattans sidor.

Om $R_{hd} \geq S_{hd}$ är säkerheten mot glidning tillräcklig.

Om det krävs ett större mothållande tryck P_{opd} än vilojordtryck kommer en viss rörelse att ske åt vänster i figuren, varvid jordtrycket på passiva sidan ökar och på den aktiva sidan att minska.

Om en måttlig sidorörelse kan accepteras kan jordtryckskoefficienterna beräknas med ekvationerna (2-34) – (2-37).

Om en ytterligare större rörelse kan accepteras så ökar och minskar det mothållande passiva resp. påskjutande aktiva jordtrycket, upp till maximalt fullt utvecklade tryck enligt klassisk jordtrycksteori.

Hur mycket rörelse som kan tillåtas för konstruktionen måste bedömas från fall till fall, både i bruksstadiet och om rörelsen kan medföra ett brott.

Hur pass mycket konstruktionen kan tänkas röra sig kan uppskattas med användning av en bäddmodul mot de vertikala ytorna

$$u = q/k_h \quad (3-3)$$

där u = rörelse mot Jorden (m), q = kontakttrycket mellan fundament och jord (Pa); och k_h = horisontell bäddmodul (N/m).

Bäddmodulen beror huvudsakligen på kornstorleksfördelning, lagringstäthet, grundvattenytans läge och fundamentets storlek och form (VAV, 1979).

Genom försök har bäddmodulen för en kvadratisk platta belägen på 1 m djup uppskattats, se Tabell 3.2.

Tabell 3.2 Horisontell bäddmodul som beroende av lagringstäthet och gvy. (VAV, 1979).

Motstånd viktsöndering (halvvarv/20 cm)	Relativ lagringstäthet	Bäddmodul k_w (MN/m ³)	
<5	Låg	7	4
5-15	Normal	22	13
>15	Hög	59	35

Bäddmodulen uppges i VAV (1979) minska linjärt med plathöjden B men öka linjärt med djupet under markytan, d.v.s.

$$K_1 = k_0 \cdot 0,3 \cdot \text{Djup} / B \quad (3-4)$$

Dessutom påverkas bäddmodulen av fundamentets storlek och form enligt Tabell 3.3.

Tabell 3.3 Formfaktor F som beroende av fundamentets storlek och form. (VAV, 1979).

Plattans höjd L	B	1,5B	2,0B	3,0B	5,0B	10,0B	100B
Formfaktor F	1	0,83	0,73	0,63	0,52	0,43	0,26

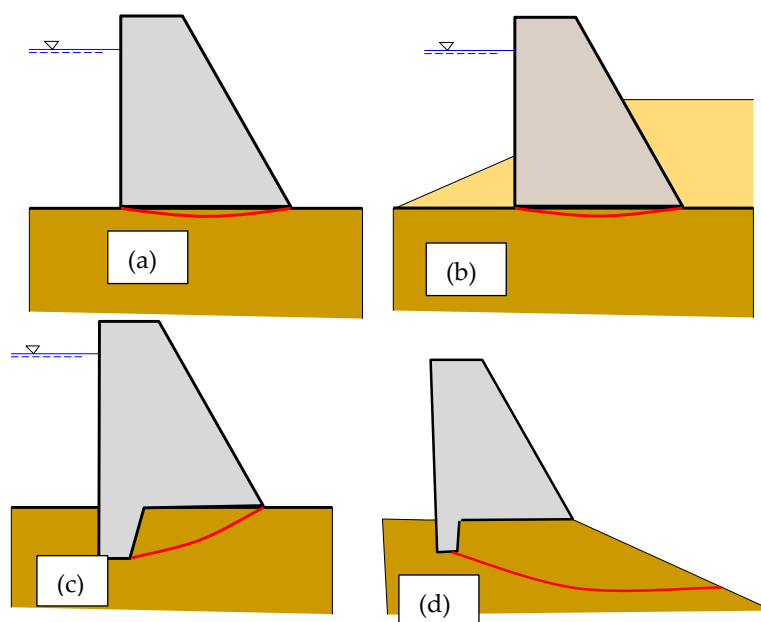
Totalt blir då den horisontella bäddmodulen

$$K = k_1 \cdot F = k_0 \cdot 0,3 \cdot \text{Djup} \cdot F / B \quad (3-5)$$

Fundamentets förskjutning u blir då

$$u = q / k_h = q \cdot B / (0,3 \cdot k_0 \cdot \text{Djup} \cdot F) \quad (3-6)$$

Figur 3.4 visar några olika tänkbara brottmoder för en betongdamm på jord. I delfigur (a) sker brottet i fasen mellan betong och jord. I delfigur (b) sker brottet också mellan betong och jord, men här inverkar även ett mothållande passivt jordtryck på n.s.-sidan och även ett pådrivande aktivt tryck mot u.s.-sidan. Beroende på vilka rörelser som kan tillåtas bör delfigur (b) ha en större glidstabilitet tack vare det mothållande passiva trycket än delfigur (a). I delfigur (c) sker brottet i en tänkt glidyta en bit ner i jorden. I (d) sker brottet mer utpräglat en bit ner i jorden.

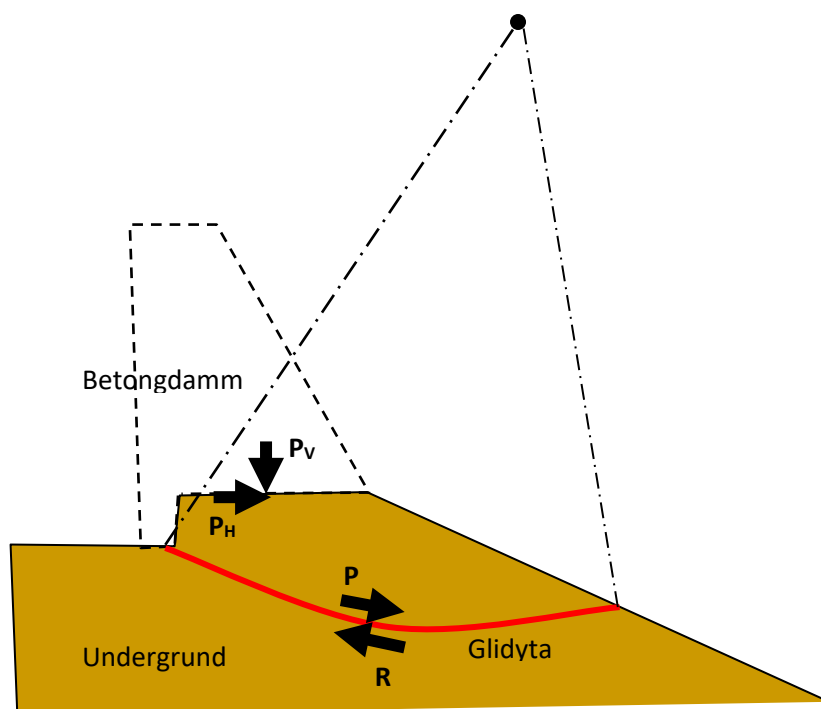


Figur 3.4 Olika tänkbara och vanliga grundläggningar av betongdammar på jord.

3.3.2 Glidytor under betongkonstruktionen

Om glidytor under betongdammen kan befaras, t.ex. enligt Figur 3.5, bör bärförmågan längs en sådan beräknas, med pålagda laster. Pålagda laster rör sig om dels lasterna från betongdammen, vilka kan sättas i form av punktlaster P_V och P_H , samt dels egentyngd hos jorden samt porvattentrycket i jorden. Resultterande skjuvlast P jämfört med en bärförmåga R beräknas längs glidyten, för olika tänkta glidytor.

Sådana beräkningar kan göras analytiskt för hand eller med fördel i något numeriskt program, t.ex. Geostudio Slope. Används dessutom modulen Geostudion Seep så kan porvattentrycken beräknas och sättas in automatiskt i Geostudio Slope. I Geostudio Slope kan betongdammen sättas in direkt i programmet, eller så kan lastresultanterna från betongdammen, P_V och P_H , beräknas i en separat beräkning och sedan sättas in i programmet manuellt.



Figur 3.5 Principiell modell vid en tänkt glidyta under en betongdamm.

3.4 MARKENS BÄRFÖRMÅGA

3.4.1 SBN (1983)

SBN (1983) kan sägas i mångt och mycket ligga till grund för RIDAS TV BTG (2011). Därför redogörs här för metod enligt SBN.

Undergrunden enligt SBN (1983) antas erhålla ett rektangulärt grundtryck. Dessutom antas inga dragspänningar kunna uppstå mellan bottenplattan och undergrunden.

Tillåtna markpåkänningar under en grundplatta på grus eller sand kan t.ex. antas (SBN, 1983) som

$$\sigma_m = b_{eff} \cdot n \cdot (1 - b_{eff} / (3L_{eff})) \cdot (1 - \tan \alpha)^2 \quad (3-7)$$

Där σ_m = tillåten medeltryckpåkänning (kPa); b_{eff} = effektiv bredd (m); L_{eff} = effektiv längd (m); n = bärighetskoefficient enligt Tabell 3.2 (MPa/m); $\tan \alpha = H/V$; H = horisontallast (kN); och V = vertikallast (kN).

Den effektiva bredden b_{eff} sätts som dubbla avståndet till lastresultanten under plattan, d.v.s. som

$$b_{eff} = (M_{mot} - M_{på}) / F_V$$

där M_{mot} = mothållande moment (Nm); $M_{på}$ = påskjutande moment (Nm); och F_V = vertikalt resulterande kraft (N).

På samma sätt erhålls L_{eff} fast i dammens längdriktning.

I värdena i Tabell 3.2 finns redan en säkerhetsfaktor inbakad. Säkerheten mot grundbrott varierar men är alltid minst 3-faldig (Hartlén, 1979).

För andra jordar, se SBN (1983). För hårt packad "bottenmorän" (pinnmo), vilande direkt på berg anger SBN riktvärde på $\sigma_m = 0,4 - 1,0$ MPa.

Total tillåten vertikal last R_V antas som

$$R_V = \sigma_m \cdot b_{\text{eff}} \cdot L_{\text{eff}} \quad (3-8)$$

Aktuell vertikal last S_V får ej överstiga tillåten bärförmåga R_V

$$S_V \leq R_V \quad (3-9)$$

Tabell 3.4 Koefficienten n och maximala tillåtna medeltryckpåkänningar $\sigma_{m \max}$ vid grundläggning på grus och sand (SBN, 1980).

Jordart	h^a m	Koefficient n (MPa/m) vid djup d (m) under markytan ^b			$\sigma_{m \max}$ MPa
		$d = 0$	$d = 1$	$d = 2$	
Grus	0	0,17	0,25	0,29	0,60
	$\geq 2b$	0,27	0,40	0,47	0,60
Grov- och mellansand					
Fast lagrad ^c	0	0,13	0,19	0,22	0,50
	$\geq 2b$	0,20	0,30	0,35	0,50
Löst lagrad ^d	0	0,08	0,11	0,13	0,30
	$\geq 2b$	0,12	0,18	0,21	0,30
Finsand					
Fast lagrad ^c	0	0,10	0,15	0,17	0,40
	$\geq 2b$	0,16	0,24	0,28	0,40
Löst lagrad ^d	0	0,04	0,06	0,08	0,20
	$\geq 2b$	0,07	0,10	0,12	0,20

^a h betecknar avståndet mellan högsta grundvattennivån och grundplattans undersida. När högsta grundvattennivån ligger högre än grundplattans undersida, räknas med $h = 0$. För värden på h mellan 0 och $2b$ interpoleras rätlinjigt.

^b d betecknar grundplattans djup i meter under lägsta intilliggande markyta (se figur 23:2333). För värden på d mellan 0 och 1 resp 1 och 2 interpoleras rätlinjigt.

^c Sand kan anses vara fast lagrad, om vid viktsondering med 100 kg fordras mer än 15 halvvarvs vridning av sonden för 0,2 m sjunkning.

^d Sand kan anses vara löst lagrad, om vid viktsondering med 100 kg fordras 1–15 halvvarvs vridning av sonden för 0,2 m sjunkning.

3.4.2 Beräkning av jords bärförmåga med Allmänna bärighetsekvationen

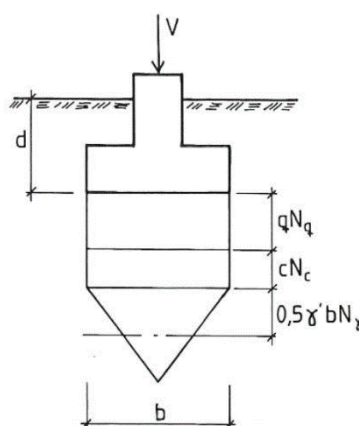
En annan metod att uppskatta en jords bärförmåga är med "Allmänna bärighetsekvationen". Den används vid beräkningar både enligt det äldre formatet "tillåtna spänningar" (t.ex. SBN och RIDAS) och enligt det aktuella formatet "partialkoefficientmetoden" (t.ex. BKR och Eurokoderna).

Den "Allmänna bärighetsekvationen" är generell och avser såväl friktions- som kohesionsjord. Den baseras på Prandtls ursprungliga bärighetsformel som gäller för en långsträckt på markytan grundlagd platta belastad med en centrisk, vertikal last. Hänsyn till avvikelser från detta grundfall görs genom att multiplicera med

bärighetsfaktorer N (Tabell 3.3) och korrektionsfaktorer ξ , som då tar hänsyn till lastens lutning, excentricitet (moment), grundläggningsdjup och plattans form samt lutande markyta, lutande fundamentunderyta och inverkan av lösare jord inom visst djup under grundläggningsnivån, se vidare i t.ex. Bergdahl m.fl. (1993). Bärighetsekvationen skrivs i sin generella form:

$$q_b = c \cdot N_c \cdot \xi_c + q \cdot N_q \cdot \xi_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot b_{ef} \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \quad (3-10)$$

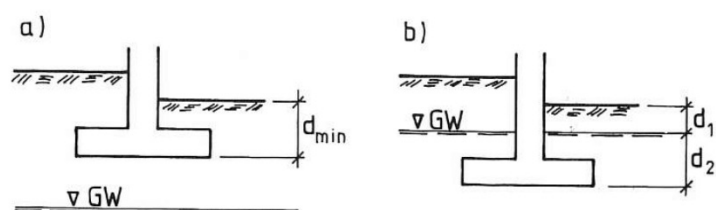
Den första termen i ekvationen avser bidraget från jordens kohesion, den andra termen bidraget från överlagringstrycket på grundläggningsnivån och den tredje termen bidraget från jordens tunghet i den vid brott utglidande jordkilen under plattan, se Figur 3.6.



Figur 3.6 Principiell uppbyggnad av jordens bärförmåga (Bergdahl m.fl., 1993).

I friktionsjord antas ofta $c=0$, vilket ger

$$q_b = q \cdot N_q \cdot \xi_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot b_{ef} \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \quad (3-11)$$



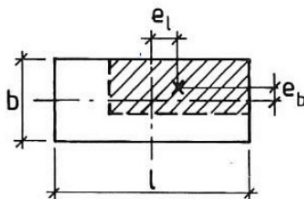
Figur 3.7 Bestämning av effektiva överlagringstrycket q' när grundvattennivån befinner sig under (a), resp. över (b) grundläggningsnivån (Bergdahl m.fl., 1993).

Den tredje termen påminner mycket om SBN:s ekvation (3-1). I Allmänna Bärighetsformeln görs som sagt justeringar från grundfallet med korrektionsfaktorerna ξ där avseende dammar den viktigaste torde vara för inverkan av moment och lutande last. Det görs genom att räkna ut en effektiv bredd b_{eff} och längd L_{eff} samt med korrektionsfaktorerna i_c , i_q och i_γ .

$$b_{ef} = b - 2 e_b$$

$$l_{ef} = l - 2 e_l$$

$$A_{ef} = b_{ef} \cdot l_{ef}$$



Figur 3.8 Innebörd av effektiv tryckyta (Bergdahl m.fl., 1993).

Tabell 3.5 Bärighetsfaktorer som funktion av friktionsvinkel (Bergdahl m.fl., 1993).

ϕ'_d	N_{cd}	N_{qd}	$N_{\gamma d}$	ϕ'_d	N_{cd}	N_{qd}	$N_{\gamma d}$
16	12	4,3	1,4	31	33	21	17
17	12	4,8	1,7	32	36	23	21
18	13	5,3	2,0	33	39	26	24
19	14	5,8	2,4	34	42	29	29
20	15	6,4	2,8	35	46	33	34
21	16	7,1	3,4	36	51	38	42
22	17	7,8	4,0	37	56	43	49
23	18	8,7	4,7	38	61	49	59
24	19	9,6	5,5	39	68	56	71
25	21	11	6,5	40	75	64	86
26	22	12	7,6	41	84	74	104
27	24	13	9	42	94	85	126
28	26	15	11	43	105	99	154
29	28	16	13	44	118	115	190
30	30	18	15	45	134	135	234

3.4.3 RIDAS TV BTG (2011)

RIDAS TV BTG (2011) säger endast att tillåtna påkänningar i grunden bestäms från fall till fall och att grundtryckfördelningen normalt kan beräknas enligt Naviers formel, d.v.s. linjärelastiska spänningar. Det kan tydas som att RIDAS anser att bärförmågan sätts som den normalspänning där spänningarna övergår från elastiska till plastiska, se även Figur 2.11.

3.5 STJÄLPSÄKERHET

Stjälpsäkerheten S bestäms vanligtvis som förhållandet mellan mothållande M_{mot} och pådrivande $M_{på}$ moment

$$S = M_{mot}/M_{på}$$

Säkerheten i RIDAS ansätts som en totalsäkerhet på 1.5, 1.35 och 1.10 för vanligt, exceptionell resp. olycksfall.

Det måste observeras att en konstruktion i allmänhet ej stälper kring sin kant, då kontakttrycket i så fall skulle gå mot oändligheten, utan kring en axel en bit ifrån kanten, vars läge bestäms av hållfastheten hos de aktuella materialen (Tell, 1961), både konstruktions och undergrundens.

Vid stjälpning av t.ex. en betongdamm på jord ökar markpåkänningarna i n.s.-kanten. Om påkänningarna överskrider hållfastheten hos marken börjar denna

plasticeras och rotationsaxeln flyttas u.s. åt. I SBN (1980) godtas att stjälpaxeln sätts på ett avstånd $a/2$ från n.s.-kanten, se principfigur Figur 3.9.

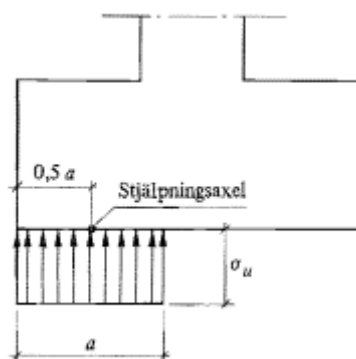
Avståndet a beräknas med

$$F_{vd} = \sigma_u \cdot a \cdot L \quad (3-12)$$

$$\sigma_u = \beta \cdot \sigma_m \quad (3-13)$$

där (SBN, 1980) σ_u = medeltryckpåkänningen vid brott på ytan $a \cdot L$ (kPa); L = längden på bottenplattan (m); β = koefficient, i regel (SBN, 1980) sätts till 2 vid kohesionsjord och 3 vid annan jord (-); och σ_m = tillåten medeltryckpåkänning (kPa), enligt avsnitt 3.4.1.

Rotationsaxeln kan även förskjutas u.s. åt om betongen i n.s.-kanten av någon anledning, t.ex. tryck/skjuvbrott eller frostsadade, går sönder.



Figur 3.9 Stjälpning enligt SBN (1980).

I Allmänna bärlighetsekvationen tas hänsyn till stjälpssäkerheten genom att en effektiv bredd och längd, b_{eff} och L_{eff} , räknas ut samt genom faktorerna i_c , i_q och i_γ .

3.6 EUROKODERNA

Här nämns helt kort en hänvisning till Eurokoderna. Kort sagt är det i stort sett samma beräkningsprinciper som för "gamla" metodiken med tillåtna spänningar och totalsäkerhetsfaktor. Istället för en totalsäkerhetsfaktor sätts en rad partialkoefficienter in vid varje last, hållfasthet och geometriskt bestämmande mått.

Det finns också krav på mer omfattande undersökningar avseende jordlagerförhållanden enligt Eurokoderna.

I SS-EN 1997-1:2005, avsnitt 2.4.7 "Ultimate Limit State":

Man ska verifiera att statisk jämvikt inte överskrids

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d \quad (3-14)$$

$$E_{dst;d} = E(\gamma_F \cdot \psi_F \cdot F_{k,i}; X_k / \gamma_M; a_d)_{dst} \quad (3-15)$$

$$E_{stb;d} = E(\gamma_F \cdot \psi_F \cdot F_{k,i}; X_k / \gamma_M; a_d)_{stb} \quad (3-16)$$

Se SS-EN 1997-1 för definition av parametrarna.

4 Beräkningsmodeller

4.1 ALLMÄNT

För att mer precist kunna uppskatta stabilitet och bärförmåga behöver man kunna göra beräkningar med modeller. Modellerna ska spegla verkligheten så rimligt som möjligt.

I denna rapport fokuseras på beräkningsmetoder för stabilitet och bärförmåga hos jorden i ett tänkt brottstadium. Beräkningsmetoder i bruksgränstillståndet, för att t.ex. beräkna sättningar och tillåtna sättningar ges ej. Dock kan man i de redovisade fjädermodellerna erhålla beräknade rörelser i fasen betongdamm-jord.

När det gäller stabilitet och bärförmåga så är det naturligtvis i första hand en mekanisk modell som behövs. Men i denna rapport tas också kortfattat upp modeller för att uppskatta portryck och temperatur.

Att uppskatta vatten- och porvattentryck är viktigt då dessa tryck ofta utgör en dominerande last mot dammen.

Att uppskatta temperaturen i en damm är ofta viktigt för själva dammkroppen för att kontrollera kritiska spänningar i kroppen, men kan även inverka på kroppens deformation och rörelse ifrån eller mot jorden och därmed inverka på jordtryckets storlek och riktning mot dammen.

4.2 MEKANISK MODELL

För uppskattning av spänningarna i jorden under en geokonstruktion krävs att man kan uppskatta spänningsfördelningen i jorden både före och efter påförd belastning samt kontakttryckets fördelning mellan konstruktionen och jorden. Deformationen sker huvudsakligen i den yttre lastens riktning. (Bergdahl m.fl., 1993).

Spänningarna i jorden kan beräknas med tabeller, nomogram, närmemetoder eller med numeriska metoder. För ideala jordförhållanden har spänningsökningen i en jordvolym av en angripande last härletts teoretiskt enligt elasticitetsteorin av bland andra Boussinesq och Fröhlich.

Några vanliga modeller för att uppskatta spänningar och för att dimensionera geokonstruktioner kan nämnas:

- Vertikalt tryck
 - × Spänningsutbredning enligt Boussinesq med antagande om elasticitetsteori, halvoändlig rymd, homogen och isotrop samt viktlös jord.
 - × Närmemetoden (2:1-metoden), där spänningstillskottet från en yttre last utbreder sig med lutningen 2:1 nedåt i jorden $\Delta\sigma_z = q/[(1+z/b) \cdot (1+z/L)]$, där q = yttre last; b och L = bredd resp. längd hos grundplattan.
 - × Steinbrenners metod
 - × Linjärelastisk (Naviers) tryckfördelning under en styv konstruktion (RIDAS) beräknat analytiskt (avsnitt 2.4.2)

- × Medeltryckpåkänning enligt SBN (avsnitt 3.4.1) eller Allmänna bärighetsekvationen (avsnitt 3.4.2) beräknat analytiskt
 - Elastisk bädd (oftast numerisk beräkning), se avsnitt 2.4.2.
- Horisontellt tryck
 - × Horisontella aktiva eller passiva jordtryck, som ett vilojordtryck vid inga rörelser eller minskat/ökande tryck vid rörelser (avsnitt 2.4.4). Elastisk bädd (avsnitt 2.4.2) kan användas som alternativ till en analytisk lösning.
 - × Glidning enligt Mohr-Coulombs ekvation (avsnitt 3.3.1) eller elastisk bädd (Bilaga C, avsnitt C.2)
 - × Glidytor i slänter (avsnitt 3.3.2)

Generella FEM-beräkningar där både dammkroppen och jorden antas ingå som linjärelastiska medium kan också användas. Kraftbalansen i de olika delarna löses då med jämviktsekvationen

$$-\nabla \sigma = b \quad (4-1)$$

där σ = spänning i materialet (kPa); och b = volymskrafter (kN/m³). Spänning-töjningssambandet beräknas med

$$\sigma = \mathbf{D}\varepsilon_{el} + \sigma_0 = \mathbf{D}(\varepsilon - \varepsilon_{th} - \varepsilon_0) + \sigma_0 \quad (4-2)$$

där $\mathbf{D}$ = elasticitetsmatrisen (kPa); ε_{el} = total elastisk töjning (-); ε = töjning (-); ε_{th} = termisk elastisk töjning (-); ε_0 = initial töjning (-); och σ_0 = initial spänning (kPa).

Man kan även använda en olinjär materialmodell i FE-modellen så att jorden kan plasticeras, men då blir beräkningen mer komplicerad och numeriska konvergensproblem kan uppstå.

Om en befintlig damm skall kontrollberäknas har den redan varit utsatt för belastningar. Den kanske även är grundlagd på en jordnivå som schaktats fram och därmed har jorden haft en visst förkonsolideringstryck på grundläggningsnivån. Detta gör att det i fall från fall bör bedömas om det i ekvation (4-2) ska medtas en initial töjning och spänning i jorden.

Vid en befintlig betongdamm på jord som ska byggas om bör det även inkluderas dammens spänningshistoria, d.v.s. fr.o.m. ev. bortschaktning av jorden vid dammens uppförande, dammens uppförande, tiden fram till att den byggs om samt förändringen efter ombyggnationen.

Om porvattentryck medtas som volymskraft i dammen skrivs ekvation (5-1) som

$$-\nabla \sigma' = b \quad \text{där } \sigma' = \sigma - p_w \quad (4-3)$$

Spänningar som verkar mellan de fasta partiklarna i jord benämns effektivtryck σ' , se Figur 2.3, vilken visar en principfigur av porvattentryck, effektivtryck och totaltryck en porös, vattenmättad kropp.

Avseende spänningar i själva betongkroppen resulterar ett medtaget porvattentryck i betongen ofta i något (ca 5%) högre spänningar än om man använder extern ytlast. (Zienkiewicz & Taylor, 1988). Om betongen inte är vattenmättad, som vid nya betongkonstruktioner som inte (ännu) hunnit vattenmättats, eller vid mycket tät betong är det naturligtvis mer realistiskt att sätta vattentrycket som en ytlast.

I denna rapport uppskattas jordspänningarna dels med analytiska jämviktsbetraktelser och dels med FEM-beräkningar med bäddmoduler under och mot dammens sidor.

4.3 PORVATTENTRYCK

Vid betongdammar på jord utgör vattentrycket mot u.s.-sidan och under dammen oftast en dominerande lastdel.

Vattenflöden, vattentrycksgradienter och vattentryck i en damm och undergrund kan beräknas med hjälp av kontinuitetsekvationen och Darcys lag:

$$\nabla \cdot (v_w) = 0 \quad (4-4)$$

$$v_w = -k_w \nabla H \quad (4-5)$$

$$H = y + \frac{p}{\rho \cdot g} \quad (4-6)$$

där ∇ = nabla operator ($\nabla^T = \left[\frac{\partial}{\partial x} \quad \frac{\partial}{\partial y} \right]$) (1/m); v_w = vattenhastighet (m/s); k_w =

hydraulisk konduktivitet (ibland benämnd permeabilitet nedan) (m/s);

H = vattentryckshöjden (möh); y = lägesnivå över referensnivån ± 0.0 m.ö.h, kan även vara z i 3D-modell.; p = porvattentrycket (kPa); ρ = vattnets densitet (kg/m^3); och g = tyngdaccelerationen (m/s^2).

Ofta antas att materialet vara isotropt, vilket innebär att k_w är konstant i alla punkter inom ett och samma material och i alla riktningar. k_w antas inte variera med vattentrycket. Stationära flöden antas normalt. Materialen antas vanligen helt vattenmättade.

Porvattentryck och vattenflöde kan beräknas t.ex. med grafiska metoder, eller med ett FEM-program. Med ett FEM-program är det enklare att ansätta olika material, komplicerade geometrier, etc, än vad som går i en handberäkning.

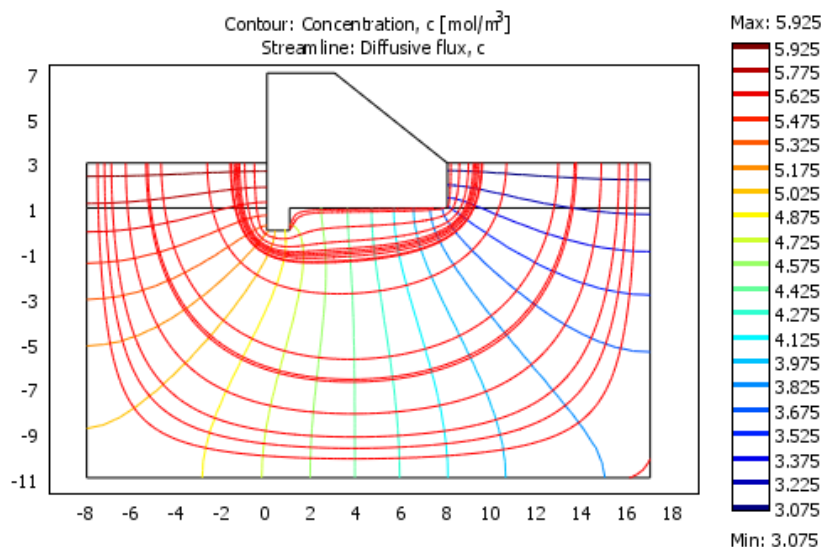
Grundvattenytan genom dammen och berget som beräknas med FEM ska egentligen itereras fram så att flödeslinjerna blir parallella med antagen yta och att en grundvattenyta, d.v.s. där $RF > 100$ % erhålls. Men det har framförallt bara betydelse för vattenflöden och tryck inuti fyllningsdammar. Betongdammen är mycket mindre permeabel än undergrunden. I denna rapport som inriktar sig mot undergrunden är det framförallt vattentryck mot u.s.- och n.s.-sidorna samt upptryck mot dammen som är aktuella, så då kan antingen vattentryck/flöde genom dammen förenklas något genom att inte iterera fram grundvattenytan i dammen, eller så sätter man betongdammen ej aktiv i porvattentrycksberäkningen och anger ej permeabla ränder mellan betong och jord, som i Figur 4.1.

Resultaterande porvattentrycket erhålls som

$$porv = u - y \quad (4-7)$$

där $porv$ = porvattentryck (mvp); u = beräknad tryckpotential som erhålls som resultat av FEM-beräkningen ($p/(\rho \cdot g) + y$) (möh); och y = läge över referensnivån.

Figur 4.1 visar ett exempel på beräkning av grundvattenflöden och porvattentryck med ett FEM-program baserat på ekvation (5-30). Dammen är ej aktiv i modellen. Istället har dess ränder mot jorden satts ej permeabla, d.v.s. inget flöde tvärs dessa ränder.



Figur 4.1 Principiell beräkning av vattenflöde och vattentryck.

4.4 TEMPERATURMODELL

Ibland är det nödvändigt att uppskatta temperaturen i en betongdamm, främst avseende dess temperaturrelaterade rörelser. T.ex. varierar luft- och vattentemperaturer över året och därmed varierar även temperaturen i dammen. Därvid, beroende på inspänningsförhållande, uppstår varierande spänningar i dammen och varierande jordtryck mot undergrunden.

Figur 1.1 visar ett tvärsnitt av en svagt valvformad massivdamm i södra Sverige. Den är grundlagd i jord. Mot u.s.-sidan finns dessutom en lutande jordfyllning (panur), för att täta mot genomläckage i dammen. Figuren visar beräknad temperaturfördelning i dammen och undergrunden under sommaren när uteluften (T_{ute}) är ca $+26^{\circ}\text{C}$, vattentemperaturen uppströms ($T_{vatten_övy}$) är ca $+23^{\circ}\text{C}$ och nedströms vattentemperatur (T_{vatten_nvy}) är ca $+18^{\circ}$.

I exemplet löser FEM-programmet balansekvationen (2-19), men utan konvektivt flöde och utan någon källterm Q

$$\rho C_p \frac{\partial T}{\partial t} - \nabla \cdot (k \nabla T) = 0 \quad (4-8)$$

5 Beräkningar i Bilaga A-Bilaga D

5.1 ALLMÄNT

För att åskådliggöra hur man kan räkna stabilitet och bärförmåga för betongdammar grundlagda på jord har några exempel på dammar och lastförhållande beräknats i Bilaga A - Bilaga D. Figur 5.1 - Figur 5.4.

I Bilaga A och Bilaga B kan både analytiska och FE-modeller tillämpas.

I Bilaga C och Bilaga D kan enbart FE-modeller tillämpas ty modellerna är p.g.a. fjäderbäddarna statistiskt obestämda.

Beräknad stabilitet och bärförmåga har kontrollerats mot en *totalsäkerhetsfaktor*, ty enligt nuvarande gällande vägledning i RIDAS TV BTG (2011) ska ett sådant beräkningsformat följas.

Men principerna kan lika väl användas vid *partialkoefficientmetoden*, som vid BKR och Eurokoderna. Värdena på dimensionerande lasterna och därmed lasteffekterna, samt dimensionerande bärförmåga blir dock lite annorlunda p.g.a. att partialkoefficienter läggs på. Det finns också krav på mer omfattande undersökningar avseende jordlagerförhållanden enligt Eurokoderna.

Beräkningarna har utförts enligt metodik i SBN (1983), Allmänna Bärighetsekvationen (Hartlén, 1979) eller RIDAS TV BTG (2011).

Undergrunden har i alla fall antagits vara vattenmättad, fast lagrad mellansand med $\phi=33^\circ$. Principerna gäller naturligtvis även för andra friktionsjorlar.

I huvudsak två dammtyper har beräknats, en som är grundlagd ovanpå marken, avsnitt 5.2 och 5.4, samt en som är grundlagd under markytan, 5.3 och 5.5.

I avsnitt 5.2 och 5.3 har jordtrycket under och mot sidorna på dammen antagits som analytiskt beräknade tryck. För avsnitt 5.3, som är grundlagd under markytan, har vilojordtryck antagits mot dammens u.s.- och n.s.-sidor vilket förutsätter att inga rörelser inträffar.

I avsnitt 5.4 och 5.5 har jordtrycken under och mot sidorna beräknats i datformodellen med hjälp av bäddmoduler. Resultterande jordtryck mot sidorna har i modellen maximalt kunnat bli fullt utvecklade aktiva eller passiva jordtryck enligt avsnitt 2.4.4. Resultterande linjärelastiska kontaktspanningar under dammen har maximalt kunnat bli enligt ekvationen (4-5) ($d>0$) eller ekvationen (4-6) ($d=0$). Vid ökande belastning har kontaktspanningen under dammen antagits kunna plasticeras upp till dess kraftjämvikt ej längre erhålls i modellen, dammen går till brott.

I avsnitt 5.3 har stabiliteten beräknats i FEM-modellen genom att dammen har lagts upp på två linjer och upplagsreaktionerna där har utvärderats och stjälpssäkerheten, glidsäkerheten och resultantens läge har beräknats.

I avsnitt 5.4 och 5.5 har upplag på bäddmoduler använts och därmed kan inte stjälpssäkerheten beräknas på sedvanligt sätt med stjälpning runt en tänkt axel.

Istället utvärderas kontaktspänningarna och rörelserna under dammen samt observeras när dammen numeriskt går till brott. Rörelserna ökar då dramatiskt för en liten ytterligare lastökning.

I de flesta beräkningsfall har islasten ökats och övriga laster hålls konstanta. Analys har utförts för tre nivåer av "brott" hos modellen, (i) när jorden erhåller dragspänningar, (ii) när den plasticeras, eller (iii) när en fullständig kollaps sker, d.v.s. när rörelserna ökar dramatiskt för endast en liten lastökning.

Tabell 5.1 visar en sammanfattning av beräkningarna i Bilaga A - Bilaga D. Det utfördes även en kontroll av stabilitet och bärförmåga för just fallet med en islast på 100 kN/m och den då uppnådda säkerheten mot stabilitetsbrott, se bilagorna.

Det ska nämnas också att även om det uppstår dragspänningar i u.s.-kanten i exemplen så har inte ett ökat vattenuppträck där antagits, utan samma uppträck som innan från den redan beräknade vattenflödesberäkningen används för enkelhetens skull. I en beräkning för en verklig konstruktion bör uppträcket antas öka vid en dragspänning.

5.2 BERÄKNINGAR I BILAGA A

Modell:

Klumpdamm ovanpå vattenmättad, fast lagrad mellansand med $\phi=33^\circ$, se Figur 5.1.

Laster:

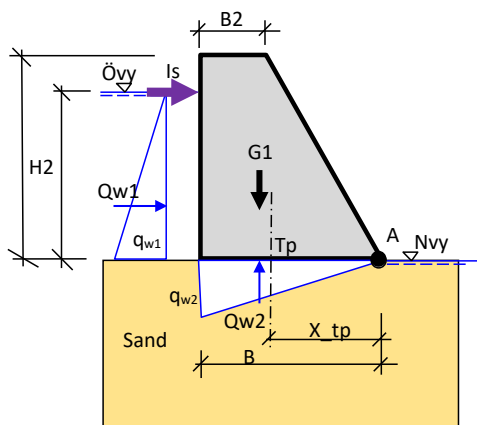
Egentyngd damm, fritt vattentryck mot u.s.-sidan, uppträck (porvattentryck) bestämt analytiskt att vara linjärt mot undersidan. Islast angripande vid övy (förenkling).

Resultat:

- Spänningar, glidning, bärförmåga och stjälpning beräknas analytiskt med jämviktssamband.
- **Vertikala jordspänningar:** Hamnar inom kärngränsen så länge islasten ≤ 215 kN/m.
- **Glidning:** Pådrivande horisontallast F_H överstiger inte mothållande horisontalkapacitet T så länge islasten ≤ 238 kN eller 295 kN för kontroll enligt SBN-fallet resp. RIDAS-fallet. Skillnaden beror på att i exemplet räknas $T=R_v \cdot \tan 33$ i SBN och $T=R_v \cdot \tan 36,7$ i RIDAS TV BTG.
- **Jordens bärförmåga:** Maximal islast kan vara 202, 159 eller 157 kN/m för SBN, Allmänna Bärighetsekvationen (ABe) resp. RIDAS. Olika värden beror på lite "hårdare" faktorer i ABe än i SBN. Båda jämför mot en tillåten medelpåkänning. RIDAS får ett lägre värde ty här sätts villkoret att jorden inte börjar flyta, d.v.s. enbart elastiska spänningar tillåts.
- **Stjälpning:** Maximal islast kan vara 229 kN/m för både SBN och RIDAS innan brottvärdet nås. I ABe ingår stjälpningen i "jordens bärförmåga".
- Se även Tabell 5.1.

Slutsats:

- **Vertikala jordspänningar:** För en så här styv konstruktion kan Naviers formel kännas bra att använda. Viktigt dock att kontrollera att trycket i n.s.-kanten inte överstiger jordens flytgräns (plasticeringsgräns) så att stjälpaxeln flyttar u.s. åt och därmed ökar risken för drag i u.s.-kanten.
- **Glidning:** Viktigt att bestämma jordens friktionsvinkel i formeln $F_v \tan \varphi$.
- **Jordens bärförmåga:** Viktigt att bestämma sig för vilken av metoderna man vill använda: Tillåtna medelspänningar i SBN och ABe eller linjärelastiska spänningar (Navier) i RIDAS. Här föreslås att RIDAS metod med att endast, för styva konstruktioner som klumpdammar, linjärelastiska spänningar ska tillåtas.
- **Stjälpning:** Stjälpaxeln flyttas u.s. åt beroende på jordens bärförmåga och hur stor lasten är. Detta behandlar RIDAS inte tillräckligt. Här bör ett avstånd a beräknas enligt SBN, eller ABe, där stjälpning kan sägas ingå i ekvationen genom korrektionsfaktorer. Å andra sidan, om RIDAS krav på elastiska spänningar följs så plasticeras inte jorden och därmed flyttas inte stjälpaxeln.
- Framförallt är det viktigt att försöka uppskatta stjälpaxelns läge.



Figur 5.1 Bilaga A: Ex. 1 massivdamm 2D grundlagd ovanpå marknivån.

5.3 BERÄKNINGAR I BILAGA B

Modell:

Lika avsnitt 5.2 men klumpdammen är nergrävd ett djup d under markytan, se Figur 5.2.

Laster:

Lika avsnitt 5.2 men upptrycket (porvattentrycket) bestäms med FEM-beräkning mot undersidan för att det var enklare i det aktuella fallet att räkna ut både portrycket och stabiliteten i samma FE-modell.

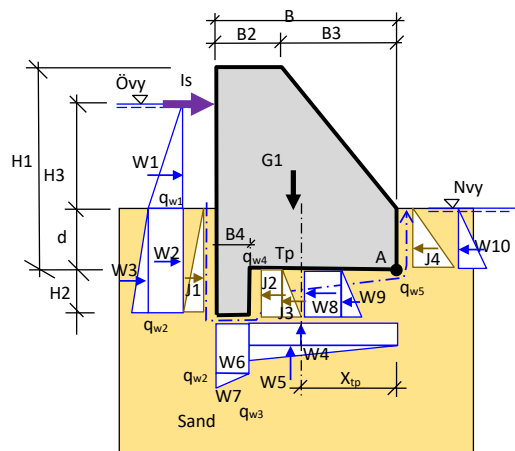
Resultat:

- Markpåkänningar (spänningar), glidning, bärförmåga och stjälpning beräknas automatiskt i FE-modellen och resultatet utvärderas.
- **Vertikala jordspänningar:** Hamnar inom kärngränsen så länge islasten ≤ 240 kN/m.

- **Glidning:** Pådrivande horisontallast F_H överstiger inte mothållande horisontalkapacitet T så länge islasten ≤ 350 kN.
- **Jordens bärförmåga:** Maximal islast kan vara 330 kN/m innan jordens flytgräns nås för RIDAS.
- **Stjälpning:** Maximal islast kan vara 590 kN/m för RIDAS innan brottvärdet nås.
- Se även Tabell 5.1.

Slutsats:

- **Vertikala jordspänningar:** Samma kommentarer som i avsnitt 5.2. Lite annorlunda storlekar på pådrivande och mothållande krafter på grund av att dammen är grundlagd under markytan, vilket medförde att islasten kunde öka något innan dragspänningar uppträdde i uppströmskanten.
- **Glidning:** Samma kommentarer som i avsnitt 5.2, men en större islast kunde tillåtas tack vare horisontellt mothållande tryck i jorden mot slitsmuren under u.s.-kanten och mot n.s.-sidan.
- **Jordens bärförmåga:** Samma kommentarer som i avsnitt 5.2 men en större islast kunde tillåtas tack vare att dammen var grundlagd under markytan.
- **Stjälpning:** Samma kommentarer som i avsnitt 5.2. Dessutom, tack vare att dammen är grundlagd under markytan och den u.s. belägna slitsmuren ökar mothållande momentet så att islasten kan öka rejält innan brottvärdet uppnås.



Figur 5.2 Bilaga B: Ex. 2 massivdamm grundlagd under marknivån.

5.4 BERÄKNINGAR I BILAGA C

Modell:

Lika avsnitt 5.2, men med en fjäderbädd i horisontell och vertikal led under dammen se Figur 5.3.

Laster:

Lika avsnitt 5.2 men upptrycket (porvattentrycket) bestämt med FEM-beräkning mot undersidan.

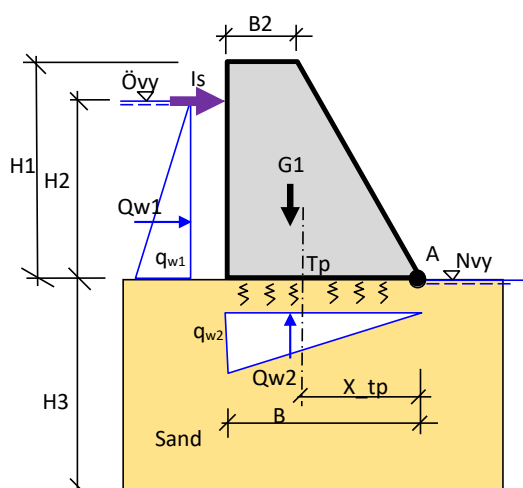
Resultat:

- Spänningar, glidning, bärförmåga och stjälpning beräknas automatiskt i FE-modellen och resultatet utvärderas.

- **Vertikala jordspänningar:** Inga dragspänningar i u.s.-kanten så länge islasten $\leq 240 \text{ kN/m}$, d.v.s. i paritet med avsnitt 5.2.
- **Glidning:** Pådrivande horisontallast F_H överstiger inte mothållande horisontalkapacitet T så länge islasten $\leq 238 \text{ kN}$, d.v.s. samma som i avsnitt 5.3
- **Jordens bärförmåga:** Här kan en större islast (310 kN/m) sättas än i avsnitt 5.2 (157 kN/m), huvudsakligen beroende på en lägre antagen flytgräns (114 kPa) i avsnitt 5.2. Om dessa sätts lika bör båda modellerna uppnå flytgränsen ungefär samtidigt.
- **Stjälpning:** Kraftjämvikten förlorades och rörelserna ökade dramatiskt vid en islast på 367 kN/m , d.v.s. större än i avsnitt 5.2 (229 kN/m).
- Se även Tabell 5.1.

Slutsats:

- Denna modell med bäddmodul ger i stort sett samma värden som den analytiska modellen i avsnitt 5.2. Dock medges just i detta exempel en större islast vid stjälpning och bärförmåga, mycket p.g.a. en högre antagen flytgräns hos jorden än i avsnitt 5.2.



Figur 5.3 Bilaga C: Ex. 3 massivdamm grundlagd på fjäderbädd.

5.5 BERÄKNINGAR I BILAGA D

Modell:

Lika avsnitt 5.3, men med en fjäderbädd i horisontell och vertikal led under dammen se Figur 5.4.

Laster:

Lika avsnitt 5.3.

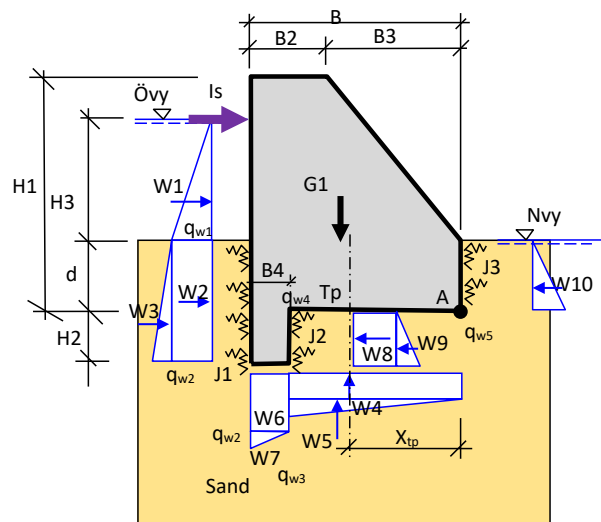
Resultat:

- Spänningar, glidning, bärförmåga och stjälpning beräknas automatiskt i FE-modellen och resultatet utvärderas.
- **Vertikala jordspänningar:** Inga dragspänningar i u.s.-kanten så länge islasten $\leq 230 \text{ kN/m}$, d.v.s. i paritet med avsnitt 5.3.
- **Glidning:** Pådrivande horisontallast F_H överstiger inte mothållande horisontalkapacitet T så länge islasten $\leq 354 \text{ kN}$, d.v.s. samma som i avsnitt 5.3

- **Jordens bärförmåga:** Här kan en något mindre islast (270 kN/m) sättas än i avsnitt 5.3 (330 kN/m). Det beror i huvudsakligen på att flytgränsen är högre satt i i avsnitt 5.3.
- **Stjälpning:** Kraftjämvikten förlorades och rörelserna ökade dramatiskt vid en islast på 354 kN/m, d.v.s. lägre än i avsnitt 5.3 (590 kN/m), huvudsakligen p.g.a. lägre satt flytgräns än i avsnitt 5.3.
- Se även Tabell 5.1.

Slutsats:

- Denna modell med bäddmodul ger i stort sett samma värden som den analytiska modellen i avsnitt 5.3. Dock lägre möjligt islast vid stjälpning och bärförmåga i just detta exempel, huvudsakligen p.g.a. en lägre antagen flytgräns än i avsnitt 5.2.



Figur 5.4 Bilaga D: Ex. 4 massivdamm grundlagd under jord. Fjäderbädd mot sidor och undertill.

5.6 SAMMANFATTNING BERÄKNINGAR I BILAGA A - BILAGA D

Tabell 5.1 Sammanfattning beräkningar i Bilaga A-Bilaga D. Islaster (kN/m) för att brottvillkor ska överskridas, d.v.s. $s_g=1,0$.

Fall	Kärngräns ($x/B \geq 0,33$)	Glidning ($F_H \leq F_V \cdot \tan \varphi$)	Bärförmåga ($R_V \geq F_V$)	Stjälpning ($M_{mot}/M_{på} \geq 1,0$)
Bilaga A, SBN	215	238	202	229
Bilaga A, Allm. Bärigh. Ekv.	-	-	159	-
Bilaga A, RIDAS	215	295	157 (linjärelastisk)	229
Bilaga B, Allm. Bärigh. Ekv.	-	-	Inget maxvärde uträknat	-
Bilaga B, RIDAS	240	350	330	590
Bilaga C, avsnitt C.3	Ca 240	238	310 (linjärelastiskt)	367
Bilaga D, avsnitt D.2	230	$>354^{1)}$	270 (linjärelastiskt)	354 (numeriskt)

1) = Beräkningen konvergerade ej p.g.a. en accelererande rotation (stjälpning). Glidkapaciteten kan därvid ev. ej ha uppnått fullt värde.

6 Diskussion

I Bilaga A - Bilaga D visas ett antal möjliga sätt att med beräkningar, baserade på teorikapitlen 2 - 4, uppskatta stabilitet och bärförmåga hos betongkonstruktioner på jord.

Vid enklare geometrier och med få och enkelt bestämda laster är oftast handberäkningsmodeller att föredra, t.ex. enligt Bilaga A och Bilaga B, framförallt för att de är enklare att förstå och granska.

Vid mer komplicerade geometrier, som t.ex. slitsmurar under dammen, lutande ytor, olika jordlager, etc, samt komplicerade laster som t.ex. svårbestämbara porvattentryck, varierande temperaturer, svårbestämda jordtryck, etc, har numeriska beräkningar med FEM stora fördelar. Det har därför i denna rapport presenterats modeller som kan användas i FEM-beräkningar, se Bilaga C och Bilaga D.

Beräkningarna i Bilaga C och Bilaga D visar att beräkningar med bäddmoduler, både för aktivt/passivt jordtryck mot sidor samt för kontakttrycket under dammen bör kunna användas. Resultaten överensstämmer med förväntade värden på kapaciteter och förväntade rörelsemönster. Låt vara att det kan behövas fler genomräknade exempel och helst verifikation mot mätningar för att slutgiltigt fastställa detta.

Att använda FE-modeller är lämpligt för att

- Analysera komplexa geometrier, lastfall och materialmodeller avseende stabilitet och bärförmåga.
- Bestämma lämplig dammätning avseende vad, hur och när som ska mätas. T.ex. porvattentryck, temperaturer och rörelser i vissa bestämda punkter.
- När väl dammätningen är på plats kan datormodellen verifieras och uppdateras så att den blir så giltig som möjlig.
- För att beräkna rörelser kan fjäderbäddar mot dammen lämpligen användas, vilket är relativt lätt att utföra i en FE-modell.
- När datormodellen anses giltig är den, tack vare att den bygger på generella fysiska balansekvationer, allmänt användbar för t.ex. andra dammar eller om man bygger om den aktuella dammen.
- Dammätningen kan kompletteras med larm- och gränsvärden erhållna från datormodellen.

Vid en damm grundlagd under markytan med mothållande passiva tryck kan ett väsentligt glidmotstånd erhållas om de horisontella rörelserna samtidigt tillåts öka. Men vad är tillåtna rörelser? Beror på typ av damm, hur spröd eller känslig den är för rörelser. Beror på typ av jord och hur känd till sina egenskaper den är. Beror på anslutningar till dammen och vilka rörelser de tål.

7 Slutsatser

- Nuvarande RIDAS (2011) visar enbart relativt fåordigt hur stabilitet och bärförmåga för betongdammar på jordar kan bestämmas.
- Om tillståndsbedömning av en existerande betongdamm på jord ska utföras används lämpligen metodik och beräkningsformat angivet i RIDAS avsnitt 7.3.2.3 och 7.3.2.4. Beräkningsformatet i RIDAS är med "tillåtna spänningar" och en totalsäkerhet på stabiliteten.
- RIDAS TV BTG (2011) säger endast att tillåtna påkänningar i grunden bestäms från fall till fall och att grundtryckfördelningen normalt kan beräknas enligt Naviers formel, d.v.s. linjärelastiska spänningar. Det kan tydas som att RIDAS anser att bärförmågan sätts som den normalspänning där spänningarna övergår från elastiska till plastiska.
- Hur man mer detaljerat kan bestämma stabilitet och bärförmåga ges i SBN (avsnitt 3.4.1) och Allmänna bärrighetsekvationen (avsnitt 3.4.2).
- SBN (1983) kans sägas ligga till grund för RIDAS TV BTG (2011). Beräknade medelspänningar på en yta b_{eff} och L_{eff} jämförs med en tillåten medelpåkänning σ_m . Vid stjälpning antas plattan rotera runt en stjälpaxel a belägen en bit från den hårdast belastade kanten och beror på hållfastheten hos materialet, oftast jorden, men kan även vara betongens hållfasthet vid berggrundläggning.
- Den "Allmänna bärrighetsekvationen" är generell och avser såväl friktions- som kohesionsjord. Den baseras på Prandtls ursprungliga bärrighetsformel som gäller för en långsträckt på markytan grundlagd platta belastad med en centrisk, vertikal last. Hänsyn till avvikelser från detta grundfall görs genom att multiplicera med bärrighetsfaktorer N och korrektionsfaktorer ξ , som då tar hänsyn till lastens lutning, excentricitet (moment), grundläggningsdjup och plattans form samt lutande markyta, lutande fundamentunderyta och inverkan av lösare jord inom visst djup under grundläggningsnivån. Allmänna bärrighetsekvationen kan även användas om man vill utvärdera stabiliteten och bärförmågan enligt partialkoefficientmetoden. I Allmänna bärrighetsekvationen tas hänsyn till stjälpssäkerheten genom att en effektiv bredd och längd, b_{eff} och L_{eff} , räknas ut samt genom faktorerna i_c , i_q och i_γ .
- Vid enklare geometrier och laster kan analytiska modeller, t.ex. enligt Bilaga A och Bilaga B, användas.
- Vid numeriska beräkningar kan antingen både dammen och jorden modelleras med linjärelastiska medier. Då jord vanligtvis är anisotropa och ej homogena är det inte helt enkelt att uppskatta en E-modul för jorden. FEM tillåter dock att jorden kan ha olika egenskaper i olika riktningar och i olika punkter.
- En i många fall enklare numeriskt beräkningsförfarande är att modellera jorden som fjäderbäddar. Fjädrarna kan då få olika egenskaper i t.ex. drag och tryck.
- De numeriska beräkningsmetoder med bäddmoduler som visats i avsnitt 5.4 och 5.5 (Bilaga C och Bilaga D) bör med framgång kunna användas i FE-modeller där sådana efterfrågas p.g.a. t.ex. komplicerade geometrier, komplicerande och varierande laster, vid bestämning av förväntade värden för dammätningar, etc.

- Vertikala bäddmoduler K_V enligt avsnitt 2.4.2 under dammen bör kunna användas.
- Vid friktionsjordar bör den vertikala bäddmodulen sättas till noll om det uppstår dragspänningar mellan dammen och jorden.
- Horisontella bäddmoduler K_H under dammen bör kunna användas. Förslagsvis baserat på K_V , som $K_H = K_V/(2(1+\nu))$. Dock ska det kontrolleras att brottvärdet $F_v \cdot \tan \phi$ inte överskrids.
- Passiva och aktiva jordtryck mot dammens ned- och uppströmssidor, eller mot betongklackar under dammen, bör kunna modelleras med en fjäderbädd enligt ekvationer i avsnitt 2.4.4.
- Vid beräkningarna bör kontrolleras att inte rörelserna blir oacceptabelt stora. D.v.s., även om en modell med bäddmoduler under dammen och mot dess u.s.- och n.s.-sidor ger en acceptabel stabilitet, kan det hända att de rörelser som då uppstår är för stora och ej acceptabla. Även spänningarna i dammkroppen bör kontrolleras vid stora rörelser.
- Avancerade FE-modeller bör alltid kompletteras med en enkel handberäkning.
- De mest kritiska parametrarna i beräkningen, t.ex. jordens friktionsvinkel och jordens plasticeringsgräns, bör analyseras speciellt.
- Beräkningar bör helst verifieras mot dammätningar.
- Dammätningar bör bestå av fast monterad instrumentering som kontinuerligt ger de mätvärden som är avgörande för dammsäkerheten. T.ex. för massiva betongdammar grundlagda på jord är mätningar av porvattentryck under dammen (upptryck) viktiga.
- Då stora och accelererande rörelserna är ett tecken på brott i delar av eller för hela dammen. T.ex. kan rörelsemätning sättas vid sprickor, fogar och mellan dammen och undergrunden, om det är möjligt.
- Om nya betongdammar ska byggas på jord, eller omfattande ombyggnad ska ske av en befintlig betongdamm på jord, rekommenderas att beräkningsformat enligt Eurokoderna används, d.v.s. med partialkoefficientmetoden. Vidare så krävs då vanligtvis mer omfattande markundersökningar i Eurokoderna än vad som sägs uttryckligen i RIDAS.

8 Fortsatt arbete

Förslagsvis kan:

- Några verkliga betongdammar på jord beräknas där de aktiva och passiva jordtrycken modelleras som fjädrar, men även med bäddmoduler för jorden under dammen.
- Det är bäst om sådana dammar är försedda med mätningar av t.ex. portryck, temperaturer och rörelser i dammen och i undergrunden så att verifiering av modellen kan ske. T.ex. Bassaltdammen (avsnitt 1.1), som dels är försedd med dammätning av temperaturer, porvattentryck och rörelsemätningar.
- Bäddmoduler enligt denna rapport kan då lämpligen användas och verifieras.
- Brott villkor bör utredas och diskuteras mer samt fastställas. Sker brottet i jorden när kontaktspänningarna under dammen uppnår dragspänningar i u.s.-kanten? Eller när de uppnår flytgränsen i n.s.-kanten? Eller, om plastiska spänningar tillåts, när kraftjämvikt inte längre erhålls och rörelserna accelererar? Vilka rörelser kan tillåtas?
- Det vore intressant att utreda skillnaden i bedömning av betongdammar på jord beräknade med "det gamla" beräkningsformatet med (i) tillåtna spänningar (SBN och RIDAS) samt med det nya (ii) med partialkoefficientmetoden (pk-metoden) enligt Eurokoderna och se hur säkerhetsmarginalerna påverkas. Med tanke på att Eurokoderna gäller för alla anläggningar i övrigt i samhället, att alla nya ingenjörer (sedan lång tid tillbaka) är vana med pk-metoden och att utländska entreprenörer och konsulter då kan konkurrera på samma villkor i Sverige, bör det vara intressant att så snart som möjligt kunna använda Eurokoderna för betongdammar på jord. Man kan då även "hänga på" övriga anvisningar och deras utveckling för andra konstruktioner, t.ex. brogrundläggning.

9 Referenser

Bergdahl Ulf, Ottosson Elvin, Malmberg B. S. (1993), "Plattgrundläggning", Statens Tekniska Institut, Svensk Byggtjänst, Stockholm, 1993.

Boussinesq J. (1885), "Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques", Paris

BRO 04 (2004), "Vägverkets allmänna tekniska beskrivning för nybyggande och förbättring av broar", Publikation 2004:56, Svensk Byggtjänst, Stockholm, 2004-06.

Fröhlich O.K. (1934), "Druckverteilung im Baugrunde", Berlin

Hansbo S., Sällfors G. (1984), "Jordmekanik", kap 5, Handboken Bygg Geoteknik, LiberFörlag, Stockholm, 1984.

Hartlén Jan (1978), "Kompedium i Geoteknik för Geoteknik AK", LTH, 1978.

Hartlén Jan (1979), "Kompedium i Geoteknik för Geoteknik FK", LTH, 1979.

Holmberg Å. (1985), "Handboken Bygg Konstruktionsteknik", avsnitt K08, LiberFörlag, Stockholm, 1985.

KVVS (1960), "Föreskrifter och anvisningar för brobyggnad. Konstruktionsnormer 1960", Stockholm 1960.

Larsson Rolf (1984), "Jordmateriallära", kap 4, Handboken Bygg Geoteknik, LiberFörlag, Stockholm, 1984.

Larsson Rolf (2008), "Jords egenskaper", SGI, Linköping, 2008.

Losberg A (1961), "Design methods for structurally reinforced concrete pavements", CTH, Handlingar 250, Göteborg, 1961.

RIDAS TV L BTG (2011), "Avsnitt 7.3 Betongdammar Tillämpningsvägledning", RIDAS, Svensk Energi – Swedenergy AB, 2011-12-15.

SBN (1983), "Svensk Byggnorm 1980", utg 2, PFS 1983:2, Statens planverks författningssamling, LiberFörlag, Stockholm.

Sundberg J. (1991), "Termiska egenskaper i jord och berg"; Information 12, Statens Geotekniska Institut, Linköping, 1991.

Tell Villhelm (1961), "BYGG. Handbok för hus-, väg- och vattenbyggnad", 3:de upplagan, avsnitt 322 och 327, AB Byggmästarens Förlag, Stockholm, 1961.

TVL BTG (2011), "RIDAS. Avsnitt 7.3. Betongdammar. Tillämpningsvägledning", Svensk Energi AB. 2011-12-15.

VAV (1979), "Förankring av markförlagda tryckledningar", Publikation VAV P41, Svenska vatten- och avloppsverksföreningen, Stockholm, augusti 1979.

VTg (1993), "Bestämning av jords hållfasthets- och deformationsegenskaper", publikation 1993:6, Vägverket.

Zienkiewicz O.C., Taylor R.L. (1988), "The Finite Element Method", 4th Ed., Volume 2, McGraw-Hill Book company.

Åkerlund Sture (1982), "Betong och Grundläggning", Bärande konstruktioner AK I, Lunds Tekniska Högskola, september 1982.

BILAGA A EXEMPEL 1 MASSVDAMM OVANPÅ JORD

A.1 Allmänt

En långsträckt massivdamm är grundlagd ovanpå sand, se Figur 9.1.

Här kontrolleras ett "brottstadie" avseende stabilitet och bärförmåga. Bruksstadiet såsom sättningar o.d. kontrolleras inte.

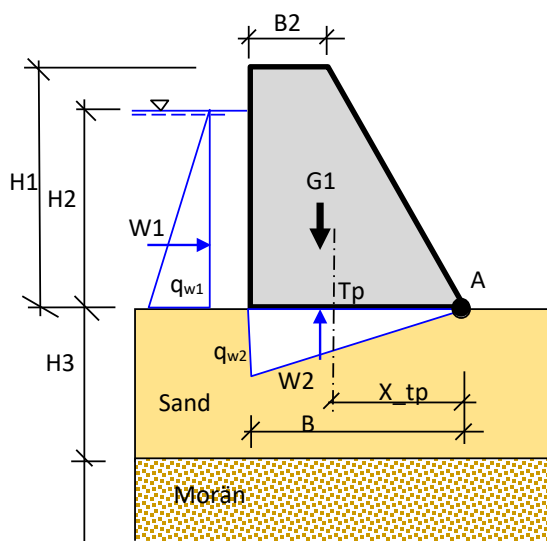
Exemplet räknas analytiskt enligt några olika metoder, enligt SBN, enligt RIDAS, enligt Allmänna Bärighetsekvationen.

SBN och RIDAS bygger på beräkningsformatet "kontroll mot en global säkerhetsfaktor". Eurokoderna bygger på beräkningsformatet "partialkoefficienter" som läggs på resp. osäkerhet, t.ex. laster, hållfasthet och mått. Allmänna bärighetsekvationen kan beräknas för båda beräkningsformaten.

I beräkningarna nedan ökas islasten tills brott sker. Men när det gäller grundläggning skulle man kanske ha lagt större fokus på andra faktorer som t.ex.

- Variationen av jordens friktionsvinkel istället, t.ex. hur låg får ϕ vara för att villkoren är uppfyllda.
- Hur påverkar gw-ytans läge resp. jordens permeabilitet?
- Vad händer om vi får "piping" under dammen?
- I dessa frågeställningar kommer anknytningen till instrumentering in i beräkningen och varför det är viktigt att instrumentera dammarna grundlagda på jord.

Känslighetsanalyser för variation i sådana faktorer ligger utanför ramen för detta arbete, vilket huvudsakligen ska visa olika principer av beräkningar betongdammar på jord.



Figur 9.1 Dimensioneringsförutsättningar lastmodell.

Basytans bredd $B = 8 \text{ m}$

Krönbredd $B_2 = 3 \text{ m}$

Dammdelen räknas som en enda monolit med längden $L = 10 \text{ m}$

Dammens höjd $H_1 = 6 \text{ m}$

Basytans tyngdpunkt $x_{tp} = B/2 = 4 \text{ m}$, ty rektangulär basyta

Lastfall LF1 (vanligt lastfall)

DG = Vattendjup $H_2 = 5 \text{ m}$

Övy = DG

Nvy = ök jord, d.v.s. grundvattenytan ligger i nivå med markytan.

$\gamma_{btg} = 23 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

Fast lagrad mellansand antas med $\phi' = 33^\circ$; $\gamma_{sand} = 10 \text{ kN/m}^3$

Laster i lastfall LF1 räknas för hela dammdelens längd L :

- Egentyngd damm
 - × $G_1 = 23 \cdot (6 \cdot 3 + 6 \cdot 5/2) \cdot 10 = 7\,590 \text{ kN}$
 - × Lastens tyngdpunkt från n.s.-kanten $x_{G1} =$
 $= [H_1 \cdot B^2 \cdot (B - B_2/2) + H_1 \cdot (B - B_2)/2 \cdot (B - B_2)^2/3] / (H_1 \cdot B^2 + H_1 \cdot (B - B_2)/2) =$
 $[6 \cdot 5 \cdot 6.5 + 6 \cdot 5/2 \cdot 5^2/3] / (6 \cdot 3 + 6 \cdot 5/2) = 5.06 \text{ m}$
- Vattentryck mot u.s.-sidan:
 - × $q_{w1} = 10 \cdot H_2 = 10 \cdot 5 = 50 \text{ kN/m}^2$
 - × $W_1 = q_{w1} \cdot H_2/2 \cdot L = 50 \cdot 5/2 \cdot 10 = 1\,250 \text{ kN}$
- Vattentryck mot undersidan:
 - × $q_{w2} = 10 \cdot H_2 = 10 \cdot 5 = 50 \text{ kN/m}^2$
 - × $W_2 = q_{w2} \cdot B/2 \cdot L = 50 \cdot 8/2 \cdot 10 = 2\,000 \text{ kN}$
- Islast: (100 kN/m):
 - × $100 \cdot L = 100 \cdot 10 = 1000 \text{ kN}$ Förenkla isens läge till = övy

A.2 Kontroll med global säkerhetsfaktor (SBN)

Antag att angivna lastvärden motsvarar "Vanligt lastfall".

Säkerheten mot jordbrott, stjälpning och glidning kontrolleras mot en global säkerhetsfaktor.

Vertikal kraftresultant blir:

$$F_V = G_1 - W_2 = 7590 - 2000 = 5590 \text{ kN}$$

Horisontell resultant blir:

$$F_H = W_1 + Is = 1250 + 1000 = 2250 \text{ kN}$$

Kraftresultantens läge:

Mothållande och pådrivande moment runt en rotationspunkt A är

$$M_{\text{mot}} = G_1 \cdot x_{G1} = 7590 \cdot 5.06 = 38\,405 \text{ kNm}$$

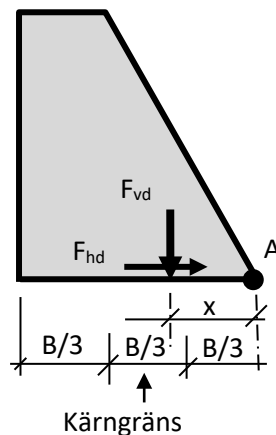
$$M_{p\ddot{a}} = W_1 \cdot H/2/3 + W_2 \cdot L/2/3 =$$

$$= 1250 \cdot 5/3 + 2000 \cdot 8/3 + 1000 \cdot 5 = 17\,750 \text{ kNm}$$

Avståndet x från rotationspunkt A till lastresultantens läge är

$$x = (M_{\text{mot}} - M_{p\ddot{a}})/F_{vd} = (38\,405 - 17\,750)/5\,590 = 3.69 \text{ m}$$

$B/3 = 2.67 < 3.69$, d.v.s. resultantens läge ligger innanför kärngränsen för detta rektangulära tvärsnitt och inga dragspänningar i u.s.-kanten uppstår. Se även principiell Figur 9.2.



Figur 9.2 Resultande krafter. Moment runt A.

En variant avseende kontroll om jorden erhåller dragspänningar eller inte utförs:

Avståndet från bottenplattans tyngdpunkt x_{tp} och till x är (se principiell Figur 9.3)

$$e = x_{tp} - x = 8/2 - 3.69 = 0.31 \text{ m}$$

Moment runt tyngdpunkten x_{tp}

$$M_{tp} = F_{vd} \cdot e = 5\,590 \cdot 0.31 = 1\,733 \text{ kNm}$$

Grundpåkänningarna räknas ut med antagande om att Naviers ekvation för balkar gäller. Negativa spänningar är tryckspänningar.

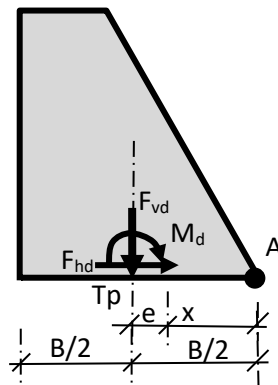
$$\sigma = -\frac{F_{vd}}{A} \pm \frac{M_{tp}}{I} Z \quad (\text{A- 1})$$

I detta fall med rektangulär basyta blir det

$$\sigma = -\frac{F_{vd}}{L \cdot B} \pm \frac{6M_{tp}}{L \cdot B^2} = \frac{5\,590}{10 \cdot 8} \pm 6 \cdot 1\,733 \frac{1}{10 \cdot 8^2} = -70 \pm 16 = (-54, -86) \text{ MPa} \quad (\text{A- 2})$$

D.v.s. tryckspänningar -54 och -86 MPa i u.s.- resp. n.s.-kanten.

Enbart tryckt tvärsnitt OK!



Figur 9.3 Resultande krafter. Moment runt tyngpunkten tp.

För att det ska uppstå dragspänningar i u.s.-kanten krävs i detta exempel att t.ex. islasten ökar.

$$X = (M_{\text{mot}} - M_{\text{på}}) / F_{\text{vd}} = (38405 - M_{\text{på}}) / 5590 \leq B/3 = 2,67 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{\text{på}} \geq 38405 - 2,67 \cdot 5590 = 23\,480 \text{ kNm}$$

$$b_{\text{eff}} = 2 \cdot x = 2 \cdot 2,67 = 5,34 \text{ m.}$$

Från ovan ses att

$$M_{\text{på}} = W_1 \cdot H/3 + W_2 \cdot L/2/3 + \text{Islast} \cdot H/2 \geq 23\,480$$

$$\Rightarrow \text{Islast} \geq (23\,480 - 1250 \cdot 5/3 - 2000 \cdot 8 \cdot 2/3) / 5 = 2146 \text{ kN}$$

Eller per meter damm

$$\text{Islast} = 2146 / L = 215 \text{ kN/m}$$

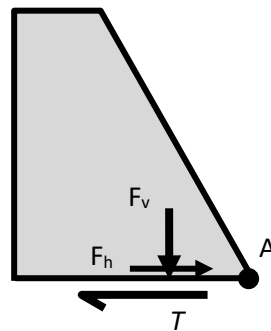
Islasten måste alltså öka till **215 kN/m** för att dragspänningar ska uppstå i u.s.-kanten.

Glidning:

Pådrivande horisontalkraft $F_H = 2250 \text{ kN}$

Mothållande horisontalkraft $T = (\text{antag rå yta, } \varphi = 33^\circ) = F_v \cdot \tan \varphi = 5590 \cdot \tan 33 = 3630 \text{ kN}$

$$\text{Säkerhet } S = T / F_H = 3630 / 2250 = 1.61 > 1.5 \text{ (vanligt lastfall)} \quad \text{OK!}$$



Figur 9.4 Glidvillkor enligt SBN.

För att pådrivande last ska bli större än mothållande kapacitet krävs att t.ex. islasten ökar enligt nedan.

$$F_H = W_1 + Is \geq F_v \cdot \tan \varphi$$

$$Is \geq 5590 \cdot \tan 33 - 1250 = 2380 \text{ kN}$$

Eller per meter damm

$$\text{Islast} = 2380/L = 238 \text{ kN/m}$$

Islasten måste alltså öka till **238 kN/m** för att pådrivande last ska vara större än mothållande.

$$F_H \text{ är då } 2380 + 1250 = 3530 \text{ kN.}$$

Markens bärförmåga

Enligt SBN skrivs tillåten grundpåkänning för friktionsjord som

$$\sigma_m = b_{eff} \cdot n \cdot (1 - b_{eff}/(3L_{eff})) \cdot (1 - \tan \alpha)^2 \quad \text{dock} \leq \sigma_{m,max}$$

$$\text{Effektiv bredd (Figur 3.8 och Figur 9.5)} \quad b_{eff} = 2 \cdot x = 2 \cdot 3.69 = 7.39 \text{ m}$$

Effektiv längd är lika med dammens längd, ty ingen last verkar i dammens längdled

$$L_{eff} = L = 10 \text{ m}$$

Avståndet från uk bottenplatta till grundvattenytan, h enligt SBN, är noll i exemplet. I exemplet är avståndet under lägsta intilliggande markyta, d enligt SBN, noll.

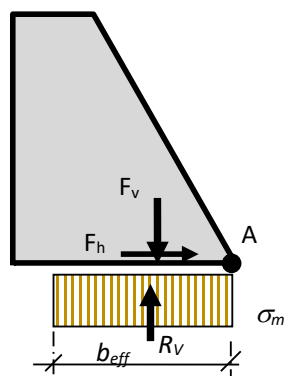
Markens bärförmåga skrivs då enligt SBN (1980) tabell 23:2332

$$\sigma_m = b_{eff} \cdot n \cdot (1 - b_{eff}/(3L_{eff})) \cdot (1 - F_H/F_v)^2 = (\text{avsnitt 3.4.1}) = 7.39 \cdot 0.13 \cdot (1 - 7.39/(3 \cdot 10))^2 \cdot (1 - 2250/5590)^2 = 0,258 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,max} = 0.50 \text{ MPa (Tabell 3.2)}$$

Tillåten grundlast är då

$$R_v = \sigma_m \cdot b_{eff} \cdot L_{eff} = 258 \cdot 7.39 \cdot 10 = 19\,066 \text{ kN} \gg F_v = 5590 \text{ OK!}$$



Figur 9.5 Tillåten grundpåkänning enligt SBN.

För att grundlasten F_v ska överstiga bärförmågan R_v måste islasten stiga till **202 kN/m**. b_{eff} är då 5,57 m och $\sigma_m = 102$ kPa.

Stjälpning:

Vid stjälpning ökar markpåkänningarna i n.s.-kanten. Om påkänningarna överskrider hållfastheten hos marken börjar denna plasticeras och rotationsaxeln flyttas u.s. åt. I SBN (1980) godtas att stjälpaxeln sätts på ett avstånd $a/2$ från n.s.-kanten, se principfigur Figur 3.9.

Tillåten medeltryckpåkänning 258 kPa är enligt ovan för en islast 100 kN/m.

Dammen antas därför stjälpas runt en axel belägen $0,5a$ från n.s.-kanten

$$a = F_v / (\beta \cdot \sigma_m \cdot L) = 5590 / (3 \cdot 258 \cdot 10) = 0,72 \text{ m}$$

Mothållande moment runt punkten a är

$$M_{mot} = G_1 \cdot L \cdot (xG_1 - a) = 7590 \cdot (5,06 - 0,72) = 32\,941 \text{ kNm}$$

$$M_{på} = W_1 \cdot H^2 / 3 + W_2 \cdot (B^2 / 3 - a) + I_s \cdot H^2 = 1250 \cdot 5^2 / 3 + 2000 \cdot (8^2 / 3 - 0,72) + 1000 \cdot 5 = 16\,310 \text{ kN}$$

$$M_{på} / M_{mot} = 32941 / 16310 = 2,02 > 1,50 \text{ OK!}$$

För att uppnå brottvärde 1,0 måste t.ex. islasten öka till **229 kN/m**.

b_{eff} är då 5,08 m och $a = 2,52$ m

Tabell 9.1 Sammanfattning beräkningar enligt SBN. Erforderlig islast (kN/m) för att överskrida resp. villkor.

Fall	Kärngräns ($x/B \geq 0,33$)	Glidning ($F_H \leq F_v \cdot \tan \phi$)	Bärförmåga ($R_v \geq F_v$)	Stjälpning ($M_{mot}/M_{på} \geq 1,0$)
Bilaga A, SBN	215	238	202	229

A.3 Kontroll med global säkerhetsfaktor (Allmänna bärighetsekvationen)

A.3.1 Kraftresultantens läge:

Ingår i Markens bärförmåga nedan.

A.3.2 Glidning:

Ingår i Markens bärförmåga nedan

A.3.3 Markens bärförmåga

Första och andra termen ekvation (3-6) faller bort ty ingen kohesion och inget överlagringstryck antas.

$$q_b = 0 + 0 + 0,5 \cdot \gamma' \cdot b_{\text{eff}} \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \quad (\text{A-3})$$

$$\xi_\gamma = d_\gamma s_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (\text{A-4})$$

Bärighetsfaktorer:

Tabell 3.3 ger med friktionsvinkeln 33° .

$$N_{\gamma d} = 24$$

Inverkan av moment:

$$b_{\text{eff}} = 7,39 \text{ m (se avsnitt A.2)}$$

$$L_{\text{eff}} = L = 10 \text{ m}$$

Inverkan av hållfasthet hos jorden över grundläggningsnivån

$$d_\gamma = (\text{ekv A-4}) = 1,0$$

Inverkan av fundamentform:

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot b_{\text{eff}} / L_{\text{eff}} = 1 - 0,4 \cdot 7,39 / 10 = 0,70$$

Inverkan av lutande last:

$$m = m_B = (2 + b_{\text{eff}} / L_{\text{eff}}) / (1 + b_{\text{eff}} / L_{\text{eff}}) = (2 + 7,39 / 10) / (1 + 7,39 / 10) = 1,58$$

$$i_\gamma = (\text{inverkan av lutande last}) = \left(1 - \frac{H}{V + b_{\text{eff}} \cdot L_{\text{eff}} \cdot c \cot \phi}\right)^{m+1} = (1 - 2250 / (5590 + 0))^{1,58+1} = 0,26$$

Beräkning jordens bärförmåga

Grundtryckets brottvärde är (Bergdahl m.fl., 1993) ekvation (2.46a):

$$q_b = (0 + 0 + 0,5 \cdot 10 \cdot 7,39 \cdot 24 \cdot (1 \cdot 0,70 \cdot 0,26 \cdot 1 \cdot 1)^*) = 161 \text{ kPa}$$

Vertikal bärförmåga är

$$R_{vd} = q_b \cdot b_{\text{eff}} \cdot L_{\text{eff}} = 161 \cdot 7,39 \cdot 10 = 11\,927 \text{ kN}$$

Vertikal lasteffekt är $F_v = 5590 \text{ kN/m}$

$$R_v / F_v = 11\,927 / 5\,590 = 2,13 > 1,5 \text{ OK!}$$

För att grundlasten F_v precis ska överstiga bärförmågan R_v , d.v.s. $R_v / F_v = 1,0$ kan islasten stiga till **159 kN/m**. b_{eff} är då 5,57 m och $\sigma_m = 102 \text{ kPa}$.

Stjälpning:

Ingår i Markens bärförmåga ovan.

Tabell 9.2 Sammanfattning beräkningar enligt Allmänna Bärighetsekvationen. Erforderlig islast (kN/m) för att överskrida resp. villkor.

Fall	Kärngräns ($x/B \geq 0,33$)	Glidning ($F_H \leq F_V \cdot \tan \varphi$)	Bärförmåga ($R_V \geq F_V$)	Stjälpning ($M_{mot}/M_{på} \geq 1,0$)
Bilaga A, Allm. Bärigh. Ekv.	-	-	159	-

A.4 Kontroll med global säkerhetsfaktor (RIDAS)

RIDAS bygger i huvudsak på beräkningsmetoder och materialvärden enligt SBN (1980).

Antag att angivna lastvärden är deterministiska värden och motsvarar LF1 enligt TVL BTG (2011) "Vanligt lastfall".

Säkerheten mot jordbrott, stjälpning och glidning kontrolleras mot en global säkerhetsfaktor.

Vertikal och horisontell resultant blir (se avsnitt A.2):

$$F_V = 5590 \text{ kN/m}$$

$$F_H = 2250 \text{ kN/m}$$

Kraftresultantens läge:

Mothållande och pådrivande moment är (se avsnitt A.2)

$$M_{mot} = 38\,405 \text{ kNm}$$

$$M_{på} = 17\,750 \text{ kNm}$$

Avståndet x från rotationspunkten A till lastresultantens läge är (se avsnitt A.2)

$$x = 3.69 \text{ m}$$

$$B/3 = 8/3 = 2.17 < 3.69 \text{ OK!} \quad (\text{krav i RIDAS TVL BTG 7.3.2.4.1})$$

Resultantens läge ligger innanför kärngränsen, d.v.s. inga dragspänningar uppstår i detta lastfall (jämför Figur 9.2).

Islasten måste alltså öka till **215 kN/m** för att dragspänningar ska uppstå i u.s.-kanten.

Glidning:

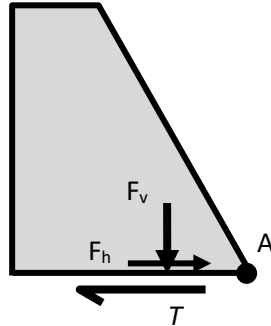
Pådrivande horisontalkraft $F_H = 2250 \text{ kN}$

$$\text{Mothållande horisontalkraft } T = F_V \cdot \tan \varphi_G = (\text{RIDAS TVL BTG tabell 3}) = 5590 \cdot 0.75 = 4192 \text{ kN}$$

$$\text{Säkerhet } S = T/F_H = 4192/2250 = 1.86 > s_g = 1.5 \text{ (RIDAS, vanligt lastfall)} \quad \text{OK!}$$

Eller uttryckt som förhållande mot tillåten friktionskoefficient $\mu_{till} = \tan \delta_g / s_g$

$F_{hd}/F_{vd} = 2250/5590 = 0,40 < 0,50$ (sand) OK! (krav i RIDAS TVL BTG 7.3.2.4.2 tab. 3)



Figur 9.6 Glidvillkor enligt RIDAS.

För att uppnå brottvärdet 0,75 enligt RIDAS så måste islasten öka till **295 kN/m**.

Markens bärförmåga

Dragspänningar i u.s.-kanten ska undvikas för att undvika ökat uppträck och vattenläckage under plattan.

Enligt avsnitt A.2 fanns det enbart tryckpåkänningar mot marken.

Maximal tryckpåkänning σ beräknades till 86 kPa.

RIDAS TVL BTG 7.3.2.4.3 anger inga värden på tillåtna markpåkänningar. Det ska bestämmas från "fall till fall". Grundtrycksfördelningen "kan normalt beräknas enligt elasticitetsteori med Naviers formel".

KVVS (1961) avsnitt 322:312 anger 2,5, 3,5 och 4,5 kg/cm² för mo, sand resp. grus, d.v.s. 250, 350 och 450 kPa för mo, sand resp. grus. Med gränsen 350 kPa för sand borde ovan beräknat marktryck på 139 kPa understiga plasticeringsgränsen och Naviers formel bör gälla.

Om maximalt linjärelastiskt marktryck beräknas enligt ekvation (5-5) fås

$$\sigma_{\max} = 0,5 \cdot \gamma' \cdot b \cdot N_{\gamma} \cdot \xi_{\gamma} = 0,5 \cdot 10 \cdot 8 \cdot 24 \cdot (1 \cdot 0,70 \cdot 0,26 \cdot 1 \cdot 1)^* = 175 \text{ kPa},$$

där $s_{\gamma} = 0,70$ och $i_{\gamma} = 0,26$ fås från avsnitt A.3.3

$\sigma_{\max} > \sigma = 86 \text{ kPa}$ OK! Endast linjärelastiska spänningar förekommer.

För att grundlasten F_v ska överstiga bärförmågan R_v måste islasten stiga till **157 kN/m**. b_{eff} är då 5,57 m och $\sigma_m = 102 \text{ kPa}$.

Ty då är

$$\sigma_{\max} = 0,5 \cdot \gamma' \cdot b \cdot N_{\gamma} \cdot \xi_{\gamma} = 0,5 \cdot 10 \cdot 8 \cdot 24 \cdot (1 \cdot 0,75 \cdot 0,16 \cdot 1 \cdot 1)^* = 114 \text{ kPa},$$

$\sigma = 113 \text{ kPa} < \sigma_{\max}$ OK!

Stjälpning:

RIDAS TVL BTG (2011) anger ingen metod för att uppskatta var stjälpaxeln ligger, bara att "hänsyn ska tas till hållfastheten och styvheten hos konstruktionen och grund vid bestämmande av stjälpningsaxeln" (avsnitt 7.3.2.4.1).

Dammen antas därför stjälpas runt en axel belägen $0,5a$ från n.s.-kanten liksom i avsnitt A.2.

För islasten 100 kN/m blir därför $M_{p\dot{a}}/M_{mot} = 2,02 > 1,50$ OK!

För att uppnå brottvärde 1,0 måste t.ex. islasten öka till **229 kN/m**.

b_{eff} är då 5,08 m och $a=2,52$ m

Tabell 9.3 Sammanfattning beräkningar enligt RIDAS TV BTG (2011). Erforderlig islast (kN/m) för att överskrida resp. villkor.

Fall	Kärngräns ($x/B \geq 0,33$)	Glidning ($F_H \leq F_V \cdot \tan \varphi$)	Bärförmåga ($R_V \geq F_V$)	Stjälpning ($M_{mot}/M_{p\dot{a}} \geq 1,0$)
Bilaga A, RIDAS	215	295	157 (linjärelastisk)	229

BILAGA B EXEMPEL 2 MASSVDAMM GRUNDLAGD I JORD

B.1 Allmänt

Detta exempel liknar dammen i Bilaga A, men här är dammen grundlagd en bit ner i jorden samt att det finns en extra nedåtgående frontmur, se Figur 9.7.

Syften med frontmuren är två, dels förlänga läckvägen och minska upptrycket och dels att få ett extra mothållande jordtryck.

Här kontrolleras "brottstadiet" såsom stabilitet och bärförmåga. Bruksstadiet såsom sättningar o.d. kontrolleras inte.

Exemplet räknas med några olika metoder, enligt SBN, enligt RIDAS och enligt Allmänna Bärighetsekvationen. Se även Allmänt i Bilaga A.

I beräkningarna nedan ökas islasten tills brott sker. Men när det gäller grundläggning skulle man kanske ha lagt större fokus på andra faktorer, se även avsnitt A.1.

Grundläggningsdjup $d = 2$ m

Dammens bredd $B = 8$ m

Krönbredd $B_2 = 3$ m

Dammens lutande yta i horisontalmått $B_3 = B - B_2 = 5$ m

Dammdelens längd $L = 10$ m

Dammens huvudsakliga höjd $H_1 = 6$ m

Frontmurens djup $H_2 = 1$ m

Frontmurens tjocklek $B_4 = 1$ m

Bottenplattans tyngdpunkt $x_{tp} = B/2 = 4$ m, ty rektangulär basyta. Här bortses från frontmurens inverkan på tyngdpunkten.

Lastfall LF1 (vanligt lastfall)

Övy = DG; Vattendjup $H_3 = 3$ m

Nvy = markytan

$\gamma_{btg} = 23$ kN/m³; $\gamma_w = 10$ kN/m³

Fast lagrad mellansand antas med $\phi' = 33^\circ$; $\gamma'_{sand} = 10$ kN/m³

Laster i lastfall LF1 (vanligt):

- Egentyngd damm

$$G_1 = 23 \cdot (6 \cdot 3 + 4 \cdot 5/2 + 2 \cdot 5 + 1 \cdot 1) \cdot 10 = 8\,970 \text{ kN}$$

Lastens tyngdpunkt från n.s.-kanten $x_{G1} =$

$$= [6*5*6.5 + 4*5/2*5*2/3 + 2*5*5/2 + 1*1*7.5] / (6*3 + 4*5/2 + 2*5 + 1*1) = 6.69 \text{ m}$$

- Islast: (100 kN/m):

$$100*L = 100*10 = \mathbf{1000 \text{ kN}} \quad \text{Förenkla isens läge till = övy}$$

- Vattenlaster:

Vattentryck ser approximativt ut som visas i Figur 9.7. Då dammen dels är nergrävd i jorden samt har en slitsmur undertill så är det inte helt enkelt att uppskatta porvattentrycken mellan jord och damm. Mer detaljerat kan vattentryck normalt antingen ritas upp grafiskt enligt förelägg i RIDAS TVL 7.3.2.1.3, eller räknas fram i t.ex. ett FEM-program.

I detta exempel har det sistnämnda använts. I Figur 9.8 - Figur 9.11 visas beräknade vattentryck. Dessa vattentryck sätts in automatiskt i den mekaniska beräkningen av stabiliteten. Vattentrycken visas även här nedan för åskådlighetens skull, i den form som Figur 9.11 visar.

- Vattentryck mot u.s.-sidan:

Vid älvbotten:

$$q_{w1} = (\text{Figur 9.9}) = 10*3 = 30 \text{ kN/m}^2$$

$$W1 = q_{w1} * H3/2 * L = 30*3/2*10 = \mathbf{450 \text{ kN}}$$

$$W2 = q_{w1} * (d+H2) * L = 30*(2+1)*10 = \mathbf{900 \text{ kN}}$$

Vid uk frontmur:

$$q_{w2} = q_{w1} - 10 * L_{rör,2} / L_{rör,tot} / \Delta P_w + 10 * \Delta y = 30 - \text{ca } 10*3/13*(3-0) + 10*3\text{m} = 53 \text{ kN/m}^2, \text{ där } L_{rör} = \text{längden på det tänkta "strömröret" u.s., under och n.s. dammen. Dock tar vi här värdet 5.2 m direkt ur Figur 9.9, d.v.s. } q_{w2} = 10*5.2 = 52 \text{ kN/m}^2.$$

$$W3 = (q_{w2} - q_{w1}) * (d+H2)/2 * L = (52-30)*(2+1)/2*10 = \mathbf{330 \text{ kN}}$$

- Vattentryck mot undersidan:

$$q_{w2} = (\text{se ovan}) = 52 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w3} = (\text{Figur 9.9}) = 10*4.8 = 48 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w4} = (\text{Figur 9.9}) = 10*3.7 = 37 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w5} = (\text{Figur 9.9}) = 10*2.6 = 26 \text{ kN/m}^2$$

$$W4 = q_{w5} * (B-B4) * L = 26*7*10 = \mathbf{1820 \text{ kN}}$$

$$W5 = (q_{w4} - q_{w5}) * (B-B4)/2 * L = (37-26)*7/2*10 = \mathbf{385 \text{ kN}}$$

$$W6 = q_{w3} * B4 * L = 48*1*10 = \mathbf{480 \text{ kN}}$$

$$W7 = (q_{w2} - q_{w3}) * B4/2 * L = (52-48)*1/2*10 = \mathbf{20 \text{ kN}}$$

$$W8 = q_{w4} * H2 * L = 37*1*10 = \mathbf{370 \text{ kN}}$$

$$W9 = (q_{w3} - q_{w4}) * H2/2 * L = (48-37)*1/2*10 = \mathbf{55 \text{ kN}}$$

- Vattentryck mot n.s.-sidan:

$$W10 = q_{w5} \cdot d/2 \cdot L = 26 \cdot 2/2 \cdot 10 = 260 \text{ kN}$$

- Jordlaster:

Generellt räknas här jordlaster som $J = (q_0 + \gamma' \cdot y) \cdot K$, där q_0 = överlast på markytan; γ' = tunghet; y = djup under markytan; och K = jordtryckskoefficient. Här antas vilojordtryck 0,47 (RIDAS TVL BTG tab. 1) mot både u.s.- och n.s.-sidan. Inga rörelser mot eller från jorden antas.

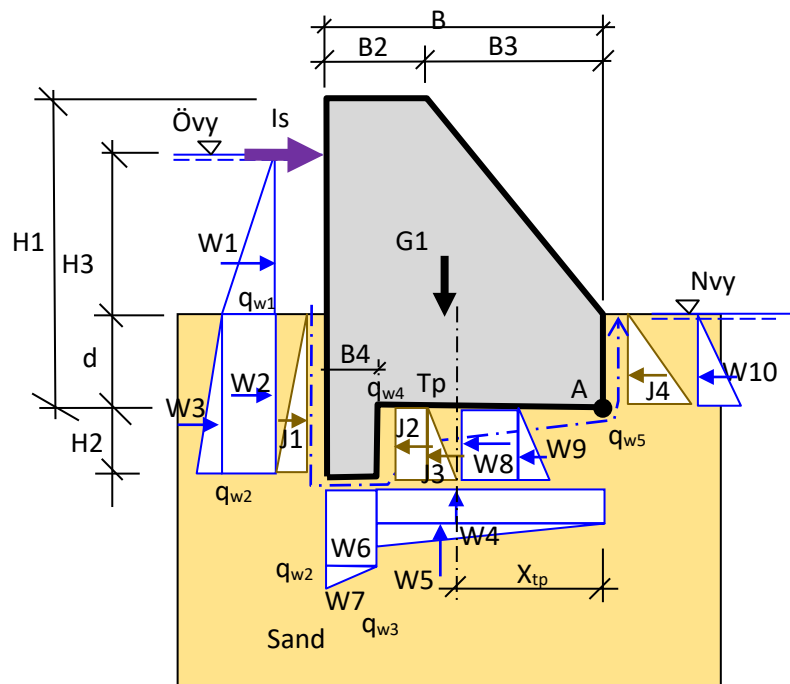
$$J1 = (q_0 + \gamma' \cdot (d + H2)) \cdot K \cdot (d + H2)/2 \cdot L = (0 + 10 \cdot 3) \cdot 0.47 \cdot 3/2 \cdot 10 = 211 \text{ kN}$$

Under dammen utgör dammen en överlast mot marken. Här antas förenklat denna vara dammtynngd-vattentryck underifrån $q_0 = \text{ca } H1 \cdot 23 - q_{w3} = 6 \cdot 23 - 48 = 90 \text{ kN/m}^2$.

$$J2 = (q_0 + 0) \cdot K \cdot H2 \cdot L = (90 + 0) \cdot 0.47 \cdot 1 \cdot 10 = 423 \text{ kN}$$

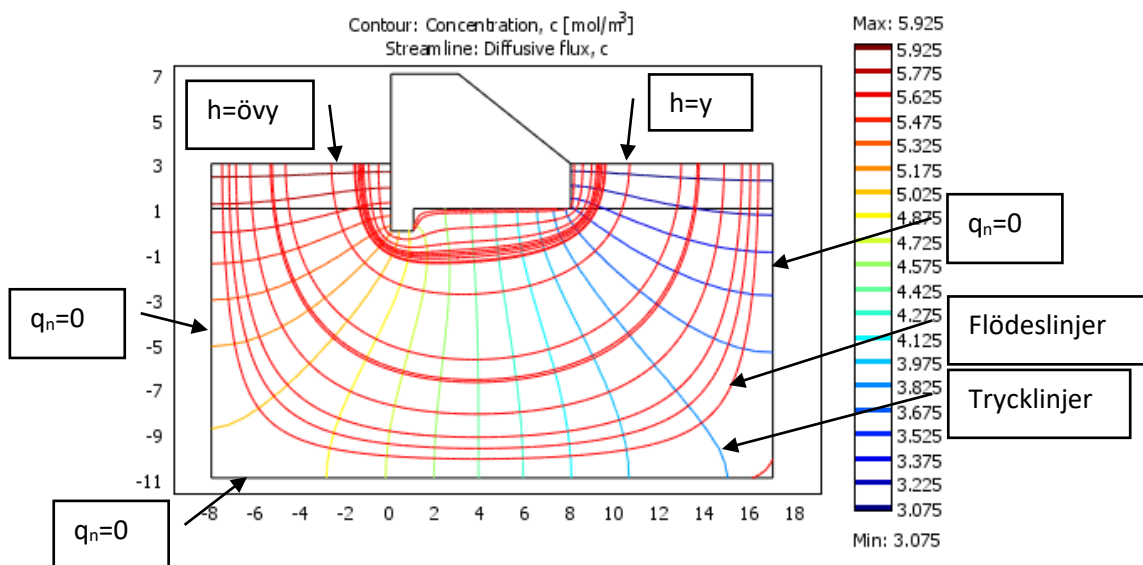
$$J3 = (0 + \gamma' \cdot H2) \cdot K \cdot H2/2 \cdot L = (0 + 10 \cdot 1) \cdot 0.47 \cdot 1/2 \cdot 10 = 24 \text{ kN}$$

$$J4 = (q_0 + \gamma' \cdot d) \cdot K \cdot d/2 \cdot L = (0 + 10 \cdot 2) \cdot 0.47 \cdot 2/2 \cdot 10 = 94 \text{ kN}$$

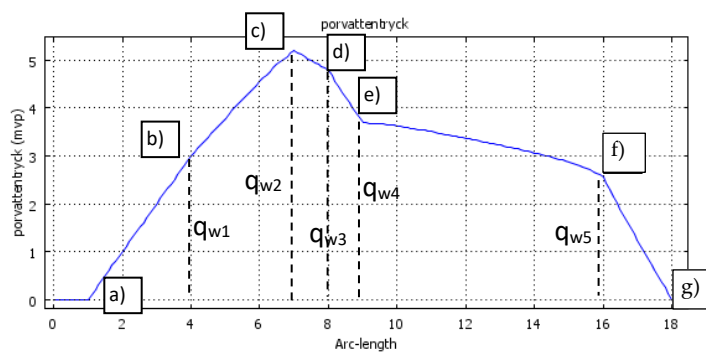


Figur 9.7 Dimensioneringsförutsättningar lastmodell.

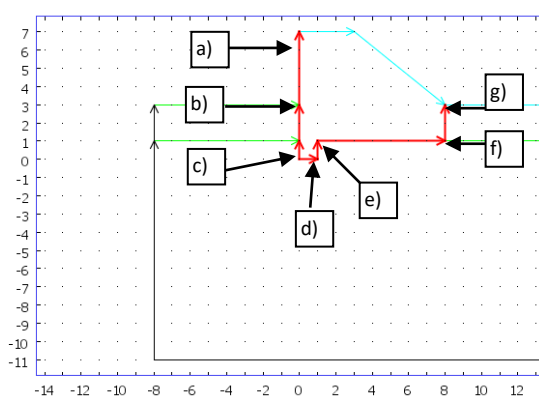
I Figur 9.8 - Figur 9.11 visas beräknade vattentryck.



Figur 9.8 Beräknade porvattentryck under dammen.

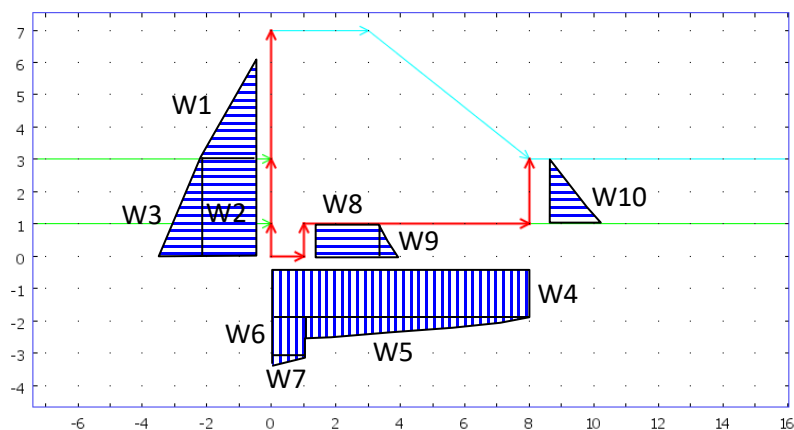


Figur 9.9 Beräknade porvattentryck mot dammens u.s., under- och n.s.-sida, se röd linje i Figur 9.10.



Figur 9.10 Linje var beräknade portryck visas i Figur 9.9.

Figur 9.11 visar, baserat på Figur 9.9, inritade vattentryck mot dammens ränder.



Figur 9.11 Beräknade vattentryck mot dammens sidor.

Alla laster, ansatta laster, som egentygnd G1, islasten, vattentrycket W1 och jordlasterna J1-J4, såväl som de i vattenflödesmodellen beräknade vattentrycken W2-W10, sätts in i den mekaniska FE-modellen.

Då geometri och laster ser ut som de gör så är det inte helt enkelt att beräkna resulterande moment runt stjälpaxeln A. Vissa krafter angriper över och andra under axeln A. Därför görs här det lilla konststycket att beräkna dessa moment direkt i FEM-beräkningen. Modellen finns redan sedan porttrycksberäkningen.

B.2 Kontroll med global säkerhetsfaktor (RIDAS)

Angivna lastvärden antas motsvara "Vanligt lastfall".

Säkerheten mot jordbrott, stjälpning och glidning kontrolleras mot en global säkerhetsfaktor.

Vertikal resultant blir:

$$F_v = G1 - W4 - W5 - W6 - W7 = 8970 - 1820 - 385 - 480 - 20 = 6265 \text{ kN/m}$$

Horisontell resultant blir:

$$F_h = I_s + W1 + W2 + W3 - W8 - W9 - W10 + J1 - J2 - J3 - J4 = 1000 + 450 + 900 + 330 - 370 - 55 - 260 + 211 - 423 - 24 - 94 = 1665 \text{ kN/m}$$

Vattenlasterna W4-W10 integreras över resp. rand från FEM-beräkningen.

Glidning, Stjälpssäkerhet och Kraftresultantens läge:

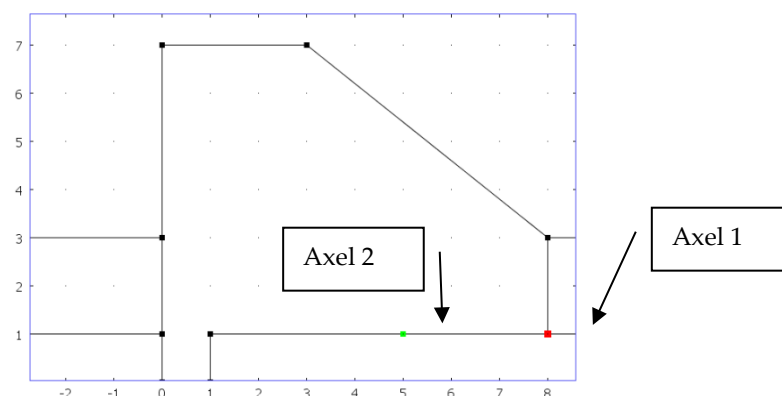
Mothållande och pådrivande moment runt punkten/axeln A i Figur 9.12 ska beräknas.

Modellen låses fast i x- och y-led längs en axel 1 i n.s.-änden av monoliten, röda punkt i Figur 9.12, samt i en annan, godtycklig vald, axel 2, grön punkt i figuren, strax u.s. den första linjen.

Beräkningen ger horisontell resultant R_h i linje 2 samt en vertikal R_v i punkt 1 och 2, vilket ger Glidvillkoret R_h/R_v .

I nästa steg ansätts enbart mothållande laster och den vertikala resultanten R_v i punkt 2 beräknas samt likadant för enbart pådrivande laster, vilket ger mothållande och pådrivande moment $M_{mot} = R_v \cdot e_{test}$ och $M_{på} = R_v \cdot e_{test}$, där e_{test} är avståndet mellan punkt 1 och 2. Stjälpningsvillkoret kontrolleras med $M_{mot}/M_{på}$.

Resultantens verkliga läge beräknas sedan som $e = (M_{mot} - M_{på})/R_v$ och kontrolleras i vanligt/exc. lastfall mot $e/L < 0,33/0,20$?



Figur 9.12 Generell figur vid stabilitetskontroll: Val av upplag vid n.s.-änden (röd punkt) och en punkt (grön) 3 m uppströms

Tabell 9.4 visar beräknade värden lastfall 1 med lastkombination LK1 (övy=DG + islast).

- Vertikal (R_v) och horisontell (R_h) resultant, vilket ger glidvillkoret $R_h/R_v = 1.7/6.2 = 0.28$, vilket är mindre än kravet på sand 0.50 OK!
- Mothållande (M_{mot}) och pådrivande moment ($M_{på}$) vilket ger stjälpningsvillkoret $S = M_{mot}/M_{på} = 41.8/18.7 = 2.24 > 1.50$ OK!
- Det beräknade läget på resultanten $e_{ber} = 3.74$ m och villkoret $e/B = 0.47 > 0.33$. Resultantens läge ligger innanför kärngränsen, d.v.s. inga dragspänningar i u.s.-kanten uppstår i detta lastfall. OK!

Tabell 9.4 Beräknade värden från FE-modellen. Islast 100 kN/m.

Fall	Fall	B	x	e_{test}	R_v	R_h	R_h/R_v	R_v_{mot}	$R_v_{på}$	M_{mot}	$M_{på}$	$M_{mot}/M_{på}$	e_{ber}	e/B
		m	m	m	MN	MN		MN	MN	MNm	MNm		m	
Fall 1	övy=DG, Is=100	8,00	5	3,00	6,2	1,7	0,28	13,9	6,2	41,8	18,7	2,24	3,74	0,47
Fall 2	övy=DG, Is=240	8,00	5	3,00	6,2	3,1	0,50	13,9	8,4	41,8	25,3	1,65	2,67	0,33
Fall 3	övy=DG, Is=350	8,00	5	3,00	6,2	4,6	0,74	13,9	10,8	41,8	32,4	1,29	1,53	0,19
Fall 4	övy=DG, Is=590	8,00	5	3,00	6,2	6,6	1,07	13,9	13,9	41,8	41,8	1,00	0,00	0,00

För att pådrivande last ska bli större än mothållande glidkapacitet inklusive totalsäkerheten 1,5, d.v.s. enligt $F_H/F_V \geq 0,50$ krävs enligt en ny beräkning med FE-modellen, se Fall 2 i Tabell 9.4, att islasten ökar till **240 kN/m**

För att det ska uppstå dragspänningar i u.s.-kanten krävs enligt Fall 2 i Tabell 9.4, $e/B=0,33$, att islasten ökar till 240 kN/m (samma som för glidvillkoret ovan).

För att uppnå brottvärdet för glidvillkoret, d.v.s. $F_H/F_V \geq 0,75$ måste islasten enligt Fall 3 i Tabell 9.4 öka till 350 kN/m.

För att uppnå brottvärdet för stjälpvillkoret, d.v.s. $M_{\text{mot}}/M_{\text{på}} \geq 1,0$ måste islasten enligt Fall 4 i Tabell 9.4 öka till 590 kN/m.

Markens bärförmåga

Dragspänningar i u.s.-kanten ska undvikas för att undvika ökat uppträck och vattenläckage under plattan.

RIDAS TVL BTG 7.3.2.4.3 anger inga värden på tillåtna markpåkänningar. Det ska bestämmas från "fall till fall". Grundtrycksfördelningen "kan normalt beräknas enligt elasticitetsteori med Naviers formel", d.v.s. inga plastiska grundspänningar tillåts.

Avståndet e_{tp} från basytans tyngdpunkt till lastresultanten för islasten 100 kN/m är

$$e_{tp} = B/2 - e_{\text{ber}} = 8/2 - 3,74 = 7,49 \text{ m}$$

I det aktuella fallet är (jämför avsnitt B.3.3)

$$dq = 1 + 0,35 \cdot d/B =$$

$$sq = 1 + \tan \phi \cdot B/L = 1 + \tan 33 \cdot 8/10 = 1,52$$

$$m = m_B = (2+B/L)/(1+B/L) = (2+8/10)/(1+8/10) = 1,56$$

$$iq = \left(1 - \frac{H}{v + b_{ef} \cdot L_{eff} \cdot c \cot \phi}\right) m = (1 - 1700/(6200+0)) 1,56 = 0,61$$

vilket ger maximal linjärelastisk spänning $\sigma_{\text{max}} = 196 \text{ kPa}$, enligt $\gamma' \cdot d \cdot N_q \cdot \xi_q$ (ekvation (5-5)), se även Tabell 9.5.

Markpåkänningarna blir med $M_{tp} = R_v \cdot e_{tp}$

För islasten 100 kN/m erhålls enligt Tabell 9.5 (Fall 1) en grundspänning på 92 kPa och en tillåten flytgräns σ_y på 521 kPa. OK!

Enligt Tabell 9.5 är maximalt möjligt islast 330 kN/m (Fall 5) innan maximal tillåten linjärelastisk spänning uppnås i n.s.-kanten, d.v.s. just när beräknad spänning (194 kPa) övergår från elastisk till plastisk spänning, vid 196 kPa.

För fall 4 är horisontallasten R_h (6,6 MN) större än vertikallasten R_v (6,2 MN) och därför kan inte formeln för i_q användas och det uppstår numeriskt fel, se "#NUM" i Tabell 9.5.

Tabell 9.5 Beräknade spänningarna σ_{ns} i n.s.-kanten jämfört med när hållfastheten uppnår flytgränsen σ_y .

	Fall 1	Fall 2	Fall 3	Fall 4	Fall 5
	$\sigma_{vy}=DG,$ $l_s=100$	$\sigma_{vy}=DG,$ $l_s=240$	$\sigma_{vy}=DG,$ $l_s=350$	$\sigma_{vy}=DG,$ $l_s=590$	$\sigma_{vy}=DG,$ $l_s=330$
L=	10	10	10	10	10
e_tp	0,26	1,33	2,47	4,00	2,01
Mtp=Rv*e_tp	1,59	8,27	15,31	24,73	12,46
sigma_ns	-92	-155	-221	-309	-194
sigma_us	-62	0	66	154	39
beff =	7,49	5,33	3,05	0,01	3,97
d=	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
fi=	33	33	33	33	33
d_q=	1,09	1,09	1,09	1,09	1,09
s_q=	1,52	1,52	1,52	1,52	1,52
m=	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56
i_g=	0,61	0,34	0,12	#NUM!	0,20
Ngd=	26	27	28	29	30
sigma_y	-521	-302	-111	#NUM!	-196

Sammanfattningsvis är kravet på resultanten inom kärngränsen dimensionerande. Islasten kan då vara maximalt 240 kN/m innan det uppstår dragspänningar i uppströmskanten. Se Tabell 9.6.

Tabell 9.6 Sammanfattning beräkningar enligt RIDAS TV BTG (2011). Erforderlig islast (kN/m) för att överskrida resp. villkor.

Fall	Kärngräns ($x/B \geq 0,33$) Fall 2 (Tabell 9.4)	Glidning ($F_H \leq F_V \cdot \tan \phi$) Fall 3 (Tabell 9.4)	Stjälpning ($M_{mot}/M_{p0} \geq 1,0$) Fall 4 (Tabell 9.4)	Bärförmåga ($R_V \geq F_V$) Fall 5 (Tabell 9.5)
Bilaga B, Allm. Bärigh. Ekv.	-	-	-	Inget maxvärde uträknat
Bilaga B, RIDAS	240	350	590	330

B.3 Kontroll med global säkerhetsfaktor (Allmänna bärighetsekvationen)

B.3.1 Kraftresultantens läge:

Ingår i Markens bärförmåga nedan.

B.3.2 Glidning:

Ingår i Markens bärförmåga nedan

B.3.3 Markens bärförmåga

Rektangulärt grundtryck antas enligt Figur 9.14.

Första termen ekvation (3-6) faller bort ty ingen kohesion antas.

$$q_b = 0 + q \cdot N_q \cdot \xi_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot b_{ef} \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma$$

$$\xi_q = d_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q$$

$$\xi_\gamma = d_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$

Bärighetsfaktorer:

Tabell 3:2 i Bergdahl m.fl. (1993) ger med friktionsvinkeln 33° .

$$N_{qd} = 26$$

$$N_{\gamma d} = 24$$

Bestämning av lägsta effektiva vertikalspänning på grundläggningsnivån:

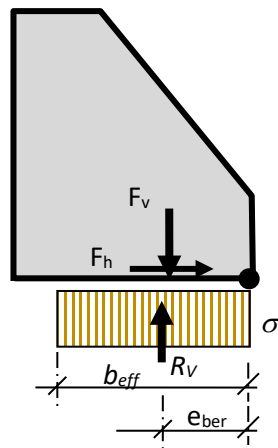
Basytan under dammen, ej frontmuren, antas vara grundläggningsnivå.

Grundvattennivån befinner sig över grundläggningsnivån (Figur 9.7).

$$q = \gamma' \cdot d = 10 \cdot 2 = 20 \text{ kN/m}^2$$

Inverkan av moment:

$$b_{eff} = 2 \cdot e_{ber} = 2 \cdot 2.98 = 5.96 \text{ m (se Figur 9.13 och Tabell 9.4)}$$



Figur 9.13 Lastresultanter F_v och F_h , läge e_{ber} för R_v samt effektiv tryckbredd b_{eff} .

$$L_{eff} = L = 10 \text{ m}$$

Inverkan av hållfasthet hos jorden över grundläggningsnivån

I det aktuella fallet är

$$d_q = 1 + 0.35 \cdot d/b_{eff} = 1 + 0.35 \cdot 2/5.96 = 1.12$$

$$d_\gamma = 1.0$$

Inverkan av fundamentform:

$$s_q = 1 + \tan \phi \cdot b_{ef}/L_{ef} = 1 + \tan 33 \cdot 5.96/10 = 1.39$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot b_{ef}/L_{ef} = 1 - 0.4 \cdot 7.39/10 = 0.70$$

Inverkan av lutande last:

$$m = m_B = (2 + b_{eff}/L_{eff}) / (1 + b_{eff}/L_{eff}) = (2 + 5.96/10) / (1 + 5.96/10) = 1.63$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + b_{ef} \cdot L_{eff} \cdot c \cot \varphi}\right)^m = (1 - 1700 / (6200 + 0))^{1.63} = 0.59$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + b_{ef} \cdot L_{eff} \cdot c \cot \varphi}\right)^{m+1} = (1 - 2250 / (5590 + 0))^{1.58+1} = 0.43$$

Beräkning jordens bärförmåga

Grundtryckets brottvärde är (Bergdahl m.fl., 1993) ekvation (2.46a):

$$q_b = (0 + 20 \cdot 26 \cdot (1.12 \cdot 1.39 \cdot 0.59) + 0.5 \cdot 10 \cdot 5.96 \cdot 24 \cdot (1 \cdot 0.70 \cdot 0.43)) = 477 + 215 = 692 \text{ kPa} = 0.692 \text{ MPa}$$

Vertikal bärförmåga är

$$R_{vd} = q_b \cdot b_{eff} \cdot L_{eff} = 0.692 \cdot 5.96 \cdot 10 = 41.2 \text{ MN}$$

Vertikal lasteffekt är $S_{vd} = F_{vd} = 6.2 \text{ MN/m}$ (Tabell 9.4)

$$R_{vd}/S_{vd} = 41.2/6.2 = 6.6 > 1.5 \text{ OK!}$$

Stjälpning:

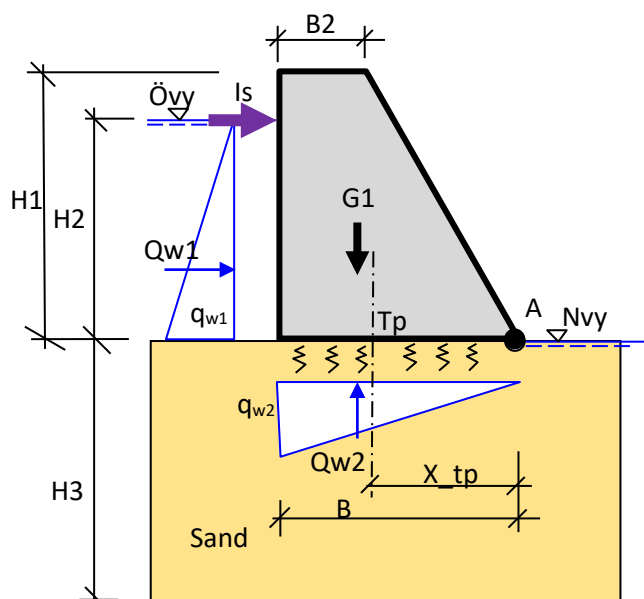
Ingår i Markens bärförmåga ovan.

BILAGA C EXEMPEL 3 DAMM GRUNDLAGD PÅ FJÄDERBÄDD

C.1 Allmänt

Exakt likadan damm, grundläggning, mått och laster som i Bilaga A antas.

Skillnaden är att här antas dammen grundlagd på en fjäderbädd och att porvattentrycket i jorden beräknas i FEM-beräkningen. Fjäderbädden antas ha fjädrar både vertikalt och horisontellt.



Figur 9.14 Bilaga C: Ex. 3 massivdamm grundlagd på fjäderbädd.

Dammen läggs vertikalt upp på en antagen fjäderbädd enligt avsnitt 2.4.2. Medelfast lagrad sand under vatten i tabell antas.

I beräkningarna nedan ökas islasten tills brott sker. Men när det gäller grundläggning skulle man kanske ha lagt större fokus på andra faktorer, se även avsnitt A.1.

Med metod (i) i avsnitt 2.4.2 fås:

$$k_{vk} = 2,5 \text{ kg/cm}^3 = 10 \cdot 2,5 \cdot 10^6 \text{ N/m}^3 = 25 \text{ MN/m}^3$$

$$K_v = (\text{avsnitt 2.4.2}) = K_{vk} \cdot (800 + 30 / (2 \cdot 800)^2) = 6,7 \text{ MN/m}^3$$

Med metod (ii) i avsnitt 2.4.2 och $E_g \approx 15 \text{ MPa}$

Tabell 2.4 och Tabell 2.6), $E_{pl} = 15 \text{ GPa}$ (långtidslast antas) och $h = 6 \text{ m}$ fås:

$$K_v \approx 1,3 \cdot E_g / h \cdot (E_g / E_{pl})^{1/3} = 1,3 \cdot 15 / 6 \cdot (15 / 15000)^{1/3} = 0,33 \text{ MPa/m}$$

Här ska påpekas att i det aktuella fallet utgörs h av hela dammhöjden 6 m, vilket troligen inte helt är förenligt med grundförutsättningarna med en *platta*, som ekvationen gäller för.

Om t.ex. plattjockleken 1 m skulle sättas in så blir $K_v = 2,0 \text{ MPa/m}$.

Om en sådan tunnare platta även antas sprucken så sänks E_{pl} och därmed ökar K_v .

Med t.ex. $h = 1 \text{ m}$, $d = 0,85 \text{ m}$, $\rho = \pi \cdot 0,025^2 / 4 \cdot 0,3 / (1 \cdot 0,85) = 0,0019$ fås $E_{pl} = 15 \cdot 15000 \cdot (0,85/1)^3 \cdot 0,0019 = 266 \text{ MPa}$ och $K_v = 1,3 \cdot 15/1 \cdot (15/266)^{1/3} = 7,5 \text{ MPa/m}$.

Med metod (iii), ekvation (2-20) i avsnitt 2.4.2 och $E_g \approx 15 \text{ MPa}$; $K_0 = 0,47$; $\nu = 0,47/(1+0,47) = 0,32$; $E_{pl} = 15 \text{ GPa}$ (långtidslast antas); $I_{pl} = L \cdot B^3 / 12 = 10 \cdot 8^3 / 12 = 427 \text{ m}^4$; och $h = 6 \text{ m}$ fås:

$$K_v \approx 0,65 E_g / (1 - \nu^2) / B \cdot [E_g \cdot B^4 / (E_{pl} \cdot I_{pl})]^{1/12} = \\ = 0,65 \cdot 15 / (1 - 0,32^2) / 8 \cdot [15 \cdot 8^4 / (15000 \cdot 427)]^{1/12} = 0,92 \text{ MPa/m}$$

I det aktuella fallet antas att betongmonolit är osprucken. Som ses i de beräknade fallen (i), (ii) och (iii) ovan så blir $K_v = 6,7$, $0,33$ och $0,92$, d.v.s. en viss variation beroende på vilken ekvation man använder.

Här testas två olika styvheter på fjäderbädden

Styvhets alt A: Vertikal fjäderbädd $K_v = 0,6 \text{ MPa/m}$

Styvhets alt B: Vertikal fjäderbädd $K_v = 6 \text{ MPa/m}$

I horisontalldet antas krafterna påverka dammen så att den rör sig i n.s.-riktningen. För beräkningens skull antas en bäddmodul även för denna skjuvning, dock får mothållande kraft inte överstiga brottvärdet $F_v \cdot \tan \varphi$.

Här antas, vilket kan diskuteras rimligheten av, en horisontell bäddmodul baserat på den vertikala bäddmodulen och enligt ekvation (2-12) som

$$K_H = K_v / (2(1 + \nu)) =$$

Styvhets alt A: $0,6 / (2 \cdot (1 + 0,32)) = 0,23 \text{ MPa/m}$

Styvhets alt B: $6 / (2 \cdot (1 + 0,32)) = 2,3 \text{ MPa/m}$

Markens bärförmåga

Om de vertikala tryckspänningarna övergår maximalt linjärelastisk hållfasthet börjar jorden att flyta, plasticeras.

Om maximalt linjärelastiskt marktryck beräknas enligt ekvation (5-5) fås flytgränsen till

$$\sigma_{\max} = 0,5 \cdot \gamma' \cdot b \cdot N_{\gamma} \cdot \xi_{\gamma} = 0,5 \cdot 10 \cdot 8 \cdot 24 \cdot (1 \cdot 0,70 \cdot 0,26 \cdot 1 \cdot 1) = 175 \text{ kPa},$$

där $s_{\gamma} = 0,70$ och $i_{\gamma} = 0,26$ fås från avsnitt A.3.3

Tryckspänningar överstigande $\sigma_{\max} = 175 \text{ kPa}$ antas alltså i detta exempel medföra plasticering av jorden. Vid plasticering ökar rörelserna snabbare. Om detta är acceptabelt kommer det att vid ökande laster ske en plasticering i jorden och kontakttrycket omfördelas så att kraftjämvikt erhålls.

Den horisontella fjäderbädden antas agera upp till brottvärdet $F_v \cdot \tan \varphi$. Sedan utgörs det horisontella glidmotståndet av detta värde, d.v.s. $F_v \cdot \tan \varphi$.

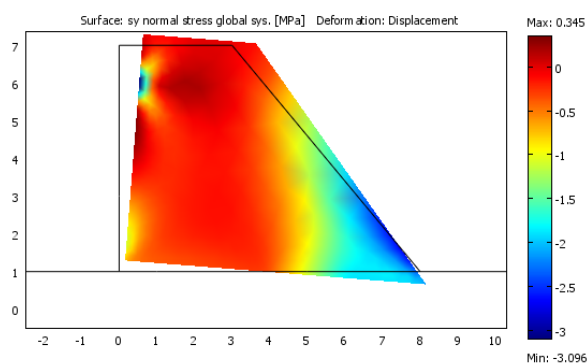
Om inte kraftjämvikt erhålls så går konstruktionen till brott.

C.2 Alt A: Fjäderstyvhets $K_v = 0,6$ MPa och $K_h = 0,23$ MPa

Figur 9.15 visar beräknade vertikala spänningar och totala rörelser i dammen när islasten har satts till 360 kN/m, vilket är den maximala islast som kan lastas på innan konstruktionen går till brott i beräkningen. Bäddmodulerna K_{vk} och K_{hk} antas till 0,6 resp. 0,23 MPa.

Jorden antas inte kunna uppta några dragspänningar. Vid dragspänningar skiljs bottenplattan från jorden och en "glipa" bildas, se figur xxx. Här sätts den vertikala bäddmodulen till noll om dragspänningar erhålls mellan bottenplattan och jorden.

Dragspänningar i u.s.-kanten ska generellt undvikas för dammar för att undvika ökat upptryck och vattenläckage under plattan.



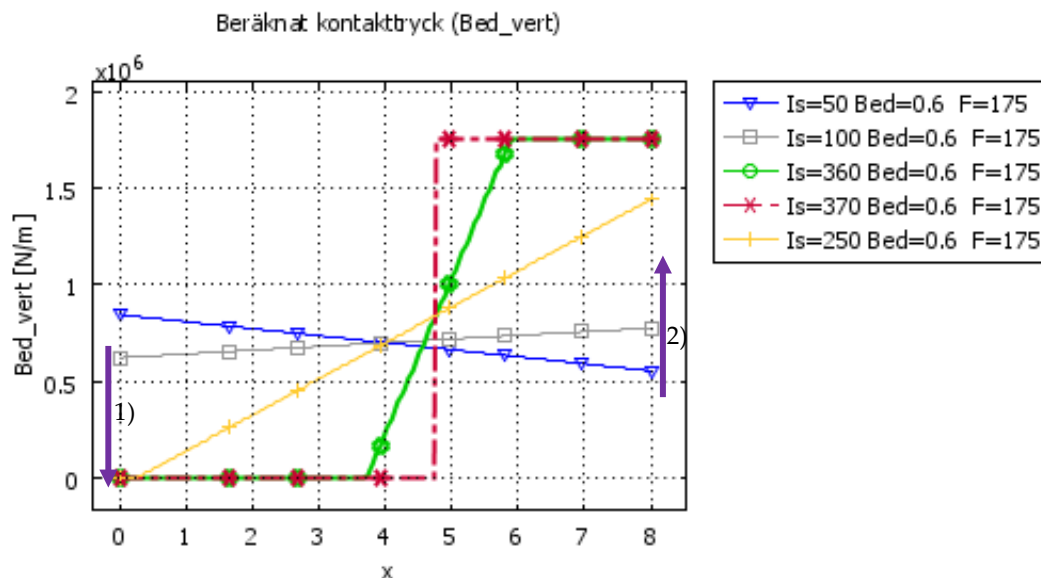
Figur 9.15 Beräknade vertikala spänningar och rörelser vid islast 360 kN/m.

Figur 9.16 visar beräknat kontaktryck under dammen vid olika värden på islasten, 50, 100, 250, 360 och 370 kN/m. Vid 370 kN/m (röd punkt-streckad linje med asterisker) konvergerar inte längre beräkningsmodellen, kraftjämvikt erhålls ej längre. Ett markbrott har uppstått. Den aktuella dammen kan alltså uppta maximalt 360 kN/m (grön linje med cirklar) innan en fullständig kollaps inträffar.

Vid en islast på 50 kN/m så medför den "framtinga" dammen, d.v.s. mer volym och tyngd i u.s.-delen, att kontaktrycket är högre i u.s.-delen (blå linje med trianglar).

Ju mer islasten sedan ökar desto mer förskjuts kraftresultanten mot n.s.-delen, varvid kontaktrycket minskar i u.s.-delen, se 1) i figuren och ökar i n.s.-delen, se 2) i figuren.

Vid en islast på strax under 250 kN/m, går tryckspänningen i u.s.-kanten över i en dragspänning, varvid, i modellen, bäddmodulen sätts till noll, d.v.s. ingen dragspänning kan längre föras över till jorden. Enligt Bilaga A avsnitt A.2 krävdes det 215 kN/m innan det uppstod dragspänningar i u.s.-kanten för den modellen.



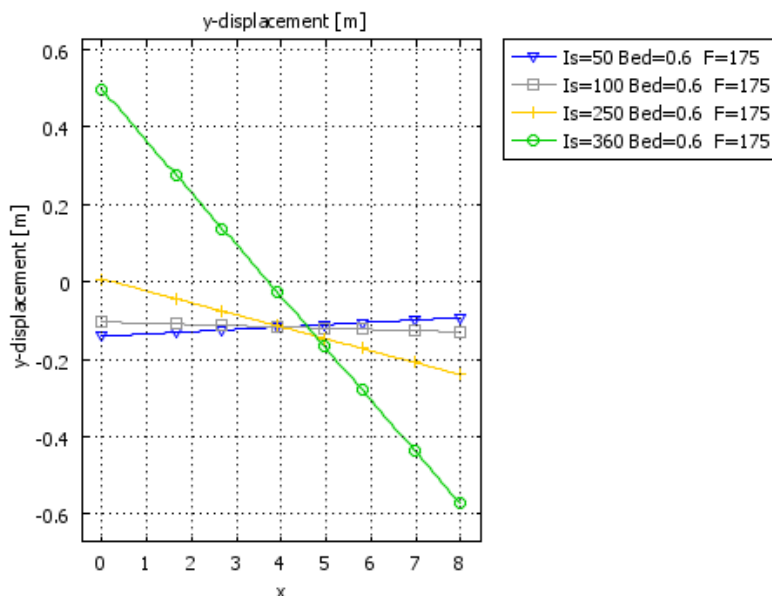
Figur 9.16 Beräknade kontakttryck vid olika värden på islasten. Vertikal tryckspänning vid u.s.-kanten (1) och n.s.-kanten (2) minskar respektive ökar vid en ökad islast.

Vid en islast på 100 kN/m fås vertikala rörelser -0.10 m och -0.13 m i u.s.- resp. n.s.-kanten. Se Figur 9.17.

Vid islasten 250 kN/m fås ca 0 m och -0,24 m (nedåtriktad) rörelse vid u.s.- resp. n.s.-änden.

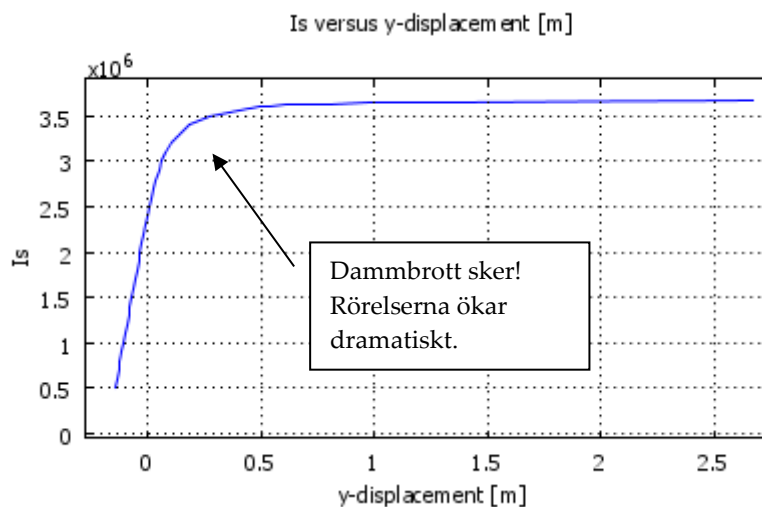
Vid islasten ca 367 kN/m erhålls, som sagts, ingen kraftjämvikt i modellen, d.v.s. konstruktionen övergår till en menisk. Rörelserna ökar mot oändligheten och ett dammbrott sker. Se även Figur 9.18 som visar accelererande rörelser vid en islast på ca 320-370 kN/m.

Enligt Bilaga A avsnitt A.2 erhöles brott vid stjälpning vid islasten 336 kN/m.



Figur 9.17 Beräknade vertikala rörelser i dammens undersida.

Figur 9.18 visar hur snabbt rörelserna ökar i u.s.-kanten när islasten ökar över ca 320 kN/m. Ett förhållande beskrivet i Figur 3.1 har inträffat.



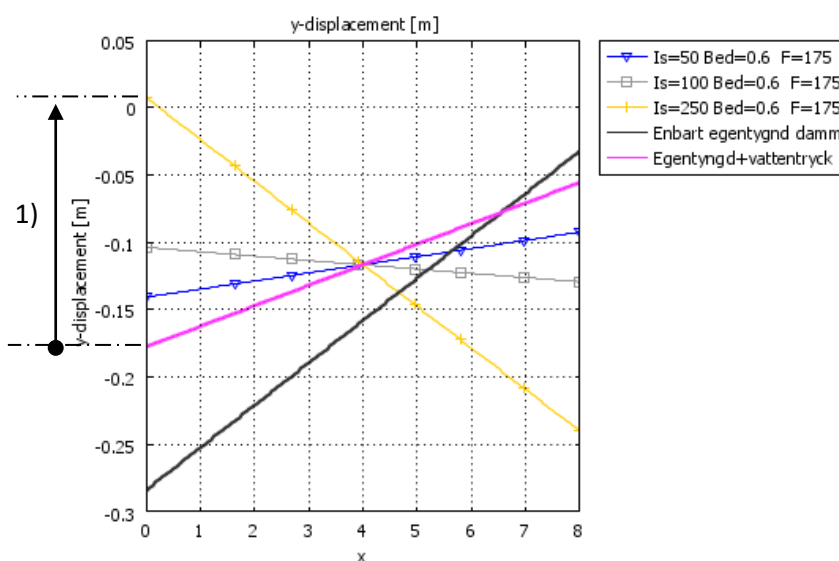
Figur 9.18 Vertikal rörelse i u.s.-kanten vid ökande islast.

Observera att ovanstående beräknade rörelser är jämfört med ett noll-läge, utan t.ex. någon pålagd betongtyngd.

Med betongtyngden enbart fås rörelser enligt svart linje i Figur 9.19, d.v.s. en sättning på ca 0,28 m och 0,03 m i u.s.- resp. n.s.-kanten. Dessa rörelser uppstår alltså teoretiskt när dammen gjuts. Om en kompensationsgrundläggning sker dvs jord till ett visst djup schaktas bort blir rörelserna mindre.

När vattenmagasinet fylls upp så uppstår vattentryck mot och under dammen. Beräknade rörelserna för detta fall med dels egentygnd damm samt pålagda vattentryck orsakar rörelser enligt röd linje i Figur 9.19. U.s.-kanten höjer sig då från -0,28 till -0,18 m och n.s.-kanten sänker sig från -0,03 till -0,06 m. Hela undersidan är tryckt.

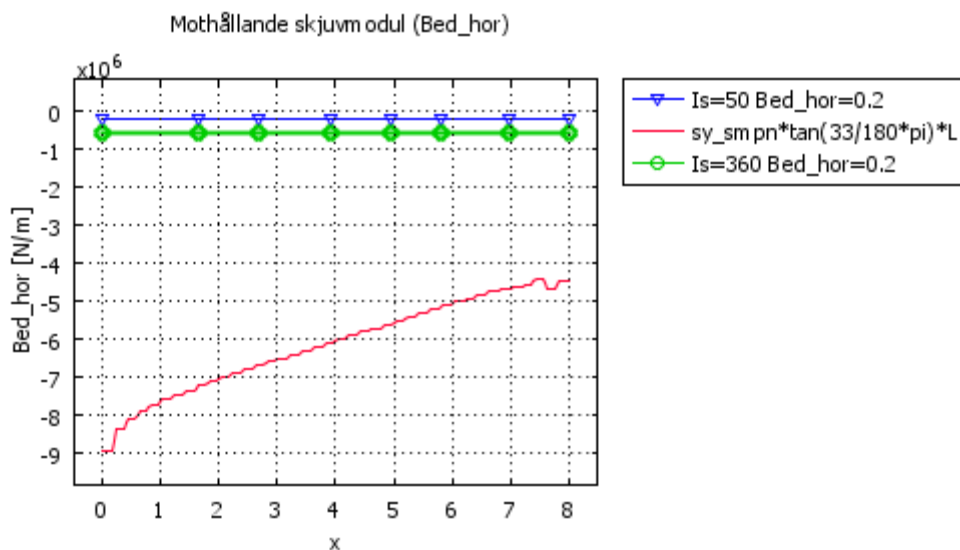
När sedan islasten angriper så höjs u.s.-kanten och sänker sig n.s.-kanten ytterligare enligt blå, grå och gul linje i Figur 9.19. Vid islasten 250 kN/m höjder sig u.s.-kanten ytterligare så hela den ursprungliga nedsänkningen försvinner, d.v.s. total vertikal rörelse är noll. En höjning med ca 0,18 m av bara denna islast. Å andra sidan sjunker n.s.-kanten nedåt, från -0,06 till -0,24 m, en sänkning med -0,18 m.



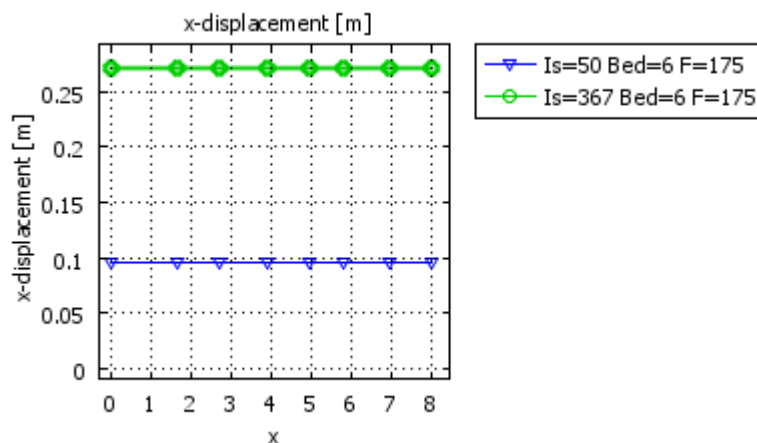
Figur 9.19 Beräknade vertikala rörelser i dammens undersida. 1) = vertikal höjning med ca 0,18 m i u.s.-kanten när islasten ökar från 0 – 250 kN/m.

Figur 9.20 visar att beräknade krafter i skjuvmodulen för islast 50 och 360 kN/m inte alls är lika stora som kapaciteten $\sigma \tan \varphi$, trots att de horisontella rörelserna är mycket stora, 0,10 och 0,27 m för islast 50 resp. 367 kN/m, se Figur 9.21, vilket är bra mycket större än vad det bör vara för att en fullt utbildad kraft $\sigma \tan \varphi$ ska bildas, nämligen ca 5-10 mm enligt avsnitt 3.3.1.

Med andra ord tyder de stora rörelserna samt den lilla horisontellt mothållande kraften på att fjädermodulerna 0,6 och 0,23 MPa/m är för lågt satta. Därför höjs styvheten hos fjäderbäddarna i avsnitt C.3.



Figur 9.20 Alt A: $K_{vk}=0,6$ och $K_{hk}=0,23$ MPa/m: Beräknad mothållande kontaktskjuvspänning under dammen (Bed_hor).



Figur 9.21 Alt A: Beräknade horisontella rörelser vid islast 50 resp. 367 kN/m.

C.3 Alt B: Fjäderstyvhets $K_v = 6$ MPa och $K_h = 2,3$ MPa

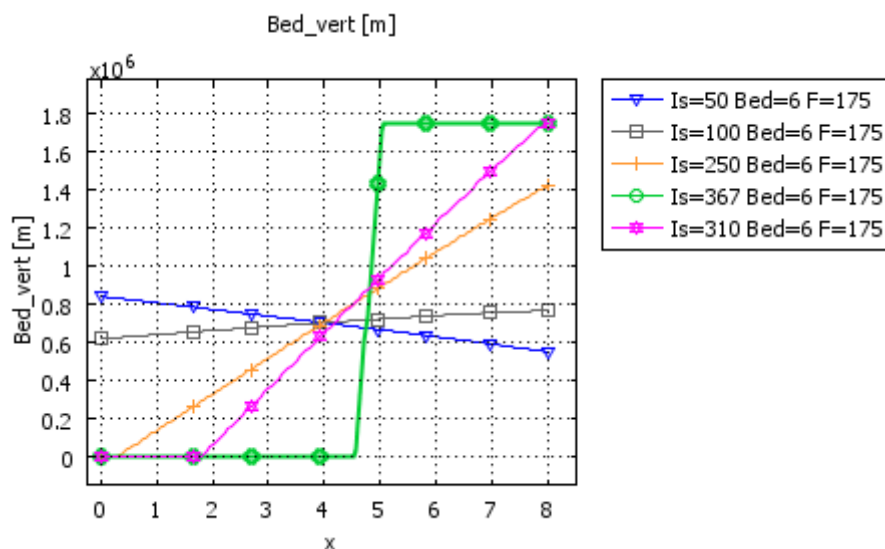
I detta avsnitt sätts fjäderstyvhets styvare under bottenplattan än i förra avsnittet.

Figur 9.22 visar beräknade kontakttryck under dammen. Dessa blir desamma som i alt A (Figur 9.16), vilket är väntat då fjädermodulerna var 10 ggr styvare men rörelserna 10 ggr mindre.

Vid islasten över ca 250 kN/m uppstår en glipa i u.s.-kanten och inga dragspänningar kan överföras. Enligt Bilaga A avsnitt A.2 krävdes det 215 kN/m innan det uppstod dragspänningar i u.s.-kanten.

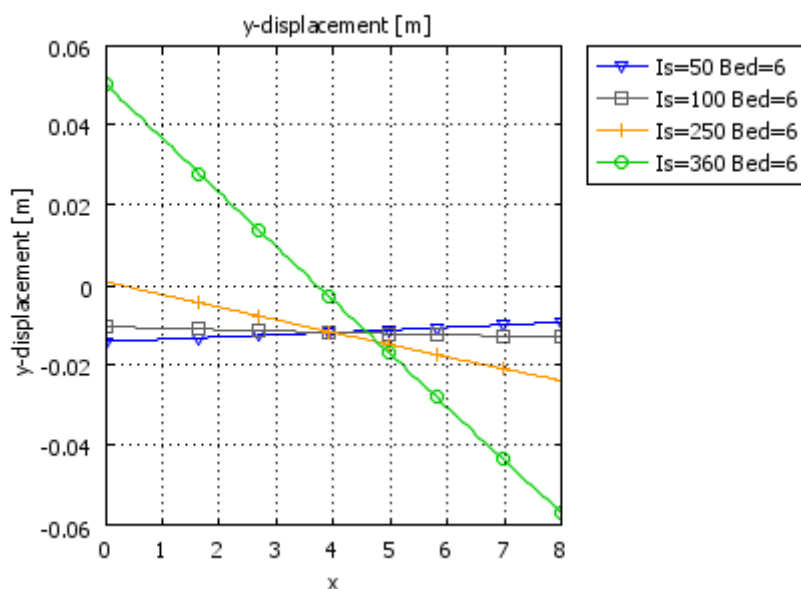
Vid islasten 310 kN/m övergår kontakttrycket från elastiskt till plastiskt i n.s.-kanten.

Vid islasten 367 kN/m uppnås numeriskt ett brott i modellen, kraftjämvikt kan inte längre erhållas. Rörelserna ökar dramatiskt vid en liten ytterligare lastökning. Enligt Bilaga A avsnitt A.2 erhöles brott vid stjälpning vid islasten 336 kN/m.



Figur 9.22 Beräknade kontakttryck vid olika värden på islasten

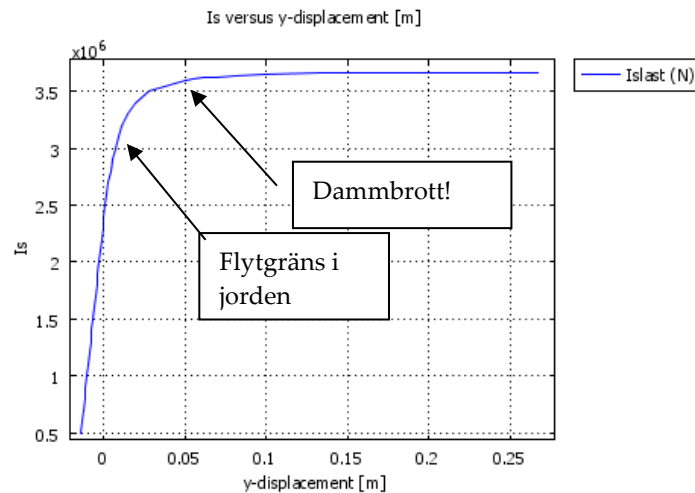
Om bäddmodulerna K_v och K_h antas styvare så minskar (naturligtvis) rörelserna i jorden. Figur 9.23 visar beräknade vertikala rörelser i u.s.- (vänster i figuren) och n.s.-kanten. Jämfört med Figur 9.17 blir det ca 10 ggr mindre rörelser, vilket är väntat då bäddmodulerna är 10 ggr styvare.



Figur 9.23 Alt B: Beräknade vertikala rörelser i dammens undersida.

Figur 9.24 visar att de vertikala rörelserna vid u.s.-kanten ökar dramatiskt vid en islast på ca 330 - 370 kN/m, d.v.s. ett dammbrott sker då. Vid islasten 310 sker en

övergång från elastiska till plastiska i n.s.-kanten. Vid ytterligare ökande islast ökar plasticeringsgraden, vilket framgår av grön linje i Figur 9.22. Jämför även Figur 3.1.



Figur 9.24 Vertikal rörelse i u.s.-kanten vid ökande islast.

Vid islasten 238 kN/m är den mothållande skjuvkraften under dammen ungefär lika stor som kapaciteten.

Kapacitet $R_v \cdot \tan \phi = \text{Bed_vert} \cdot \tan 33 = (\text{integrerat över uk damm}) = 3\,637 \text{ kN}$

Beräknad mothållande skjuvkraft $\text{Bed_hor} = (\text{integrerat över uk damm}) = 3\,637 \text{ kN}$

d.v.s. $\text{Bed_hor} \approx R_v \cdot \tan \phi$ vid en islast på 238 kN/m och därmed överskrids inte största möjliga motstånd under dammen.

Dessutom samma maximal islast som i avsnitt A.2.

Däremot är rörelserna ca 10 mm och 20 mm vid islasterna 50 resp. 238 kN/m, vilket är något större än vad som brukar uppstå vid kapaciteten $\sigma \cdot \tan \phi$ enligt avsnitt 3.3.1 (5-10 mm). Bäddmodulerna K_v och K_h kanske därför skulle sättas ytterligare något högre. Värdet på k_{vf} sattes för ganska löst lagrad sand under vatten i avsnitt C.2. Observera att den horisontella bäddmodulen är här bara antagen till att relateras till den vertikala som beskrivs ovan $K_h = K_v / (2(1+\nu))$.

Stjälpsäkerhet och Kraftresultantens läge:

Stjälpsäkerheten överskreds i exemplet vid islasten 310 kN/m om bara elastiska spänningar tillåts och 367 kN/m (Figur 9.22) om även plastiska spänningar tillåts.

Med denna metod med fjädrar som symboliserar jorden kan inte ett analytiskt värde på totalsäkerheten räknas ut. Istället ses vid vilka laster som brott sker.

Om brott antas när jorden just börjar flyta är brotlasten 310 kN/m i exemplet. Om det däremot tillåts att jorden plasticeras fram till en fullständig kolaps så blir brotlasten ca 370 kN/m.

Metoden passar därmed bättre för partialkoefficientmetoden där ingen totalsäkerhet räknas fram utan för varje last och egenskap sätts en partialkoefficient.

Tabell 9.7 Sammanfattning beräkningar med bäddmodul med Fjäderstyvhet $K_v = 6$ MPa och $K_h = 2,3$ MPa. Erforderlig islast (kN/m) för att överskrida resp. villkor.

Fall	Kärngräns ($x/B \geq 0,33$)	Glidning ($F_H \leq F_v \cdot \tan \phi$)	Bärförmåga ($R_v \geq F_v$)	Stjälpning ($M_{mot}/M_{på} \geq 1,0$)
Bilaga C, avsnitt C.3	Ca 240	238	310 (linjärelastiskt)	367

BILAGA D EXEMPEL 4 FJÄDRAR I UK OCH SIDOR

D.1 Allmänt

Exakt likadan damm, grundläggning, mått och laster som i Bilaga B antas.

Det finns två skillnader, dels modelleras de aktiva och passiva jordtrycken J1 – J4 (Figur 9.7) med fjäderbäddar samt dels så sätts under dammen en vertikal och en horisontell bäddmodul, på samma sätt som i Bilaga C.

Aktivt och passivt jordtryck antas alltså med fjäderbäddar enligt ekvationerna (5-11) – (5-14), ty trycken beror av rörelserna. Ett djup till berg antas så att $t/h > 0,5$, d.v.s.

$$\text{Aktivt jordtryck: } K_{0a} = K_0 \cdot (1 - 80 \cdot s/h) = 0.47 \cdot (1 - 80 \cdot s/6) \quad (9-1)$$

$$\text{Passivt jordtryck: } K_{0p} = K_0 \cdot (1 + 80 \cdot s/h) = 0.47 \cdot (1 + 80 \cdot s/6) \quad (9-2)$$

Se även avsnitt 2.4.4.

På u.s.-och n.s.-sidorna avtar respektive ökar jordtrycket från vilojordtrycket till ett aktivt respektive passivt tryck. Hur stora de aktiva och passiva jordtrycken blir antas beror på rörelserna enligt ekvationer (9-1) och (9-2). De aktiva och passiva jordtrycken blir

$$\text{Aktivt jordtryck: } J1 = P_{0a} = K_{0a} \cdot (q + \gamma' \cdot y) \quad (9-3)$$

$$\text{Passivt jordtryck: } J2 \text{ och } J3 = P_{0p} = K_{0p} \cdot (q + \gamma' \cdot y) \quad (9-4)$$

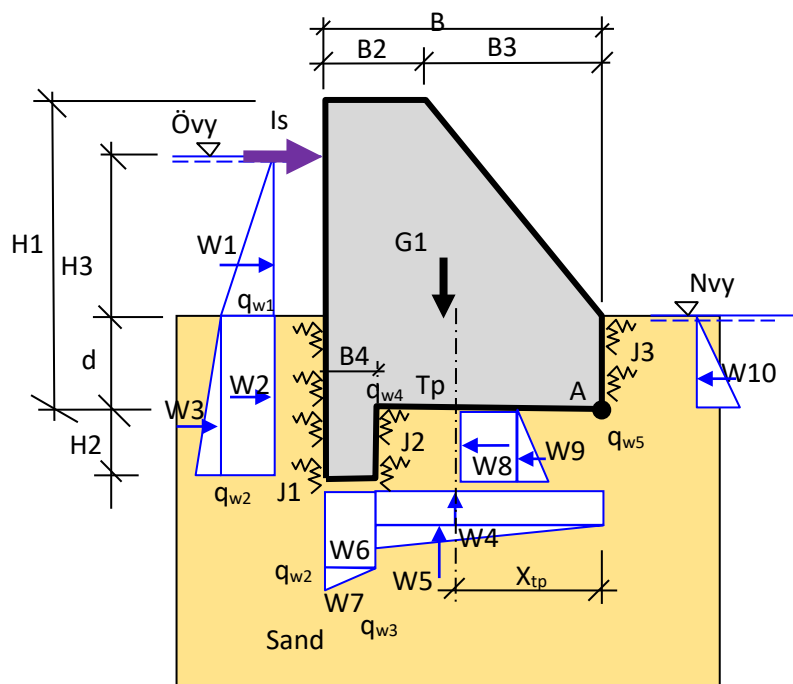
Där J1 = jordtryck mot u.s.-sidan; P_{0a} = aktivt jordtryck; K_{0a} = aktiv jordtrycksparameter; q = överlast på jorden; γ' = jordens tunghet; y = djup under markytan; J2 och J3 = jordtryck mot n.s.-sidan av frontmuren resp. u.s.-sidan av dammen; P_{0p} = passivt jordtryck; K_{0p} = passiv jordtrycksparameter.

Under dammen sätts en vertikal och en horisontell fjäderbädd med styvheter (se även alt B i Bilaga C)

$$K_V = 6,0 \text{ MPa/m}$$

$$K_H = 2,3 \text{ MP/m}$$

I beräkningarna nedan ökas islasten tills brott sker. Men när det gäller grundläggning skulle man kanske ha lagt större fokus på andra faktorer, se även avsnitt A.1.



Figur 9.25 Beräkningsmodell.

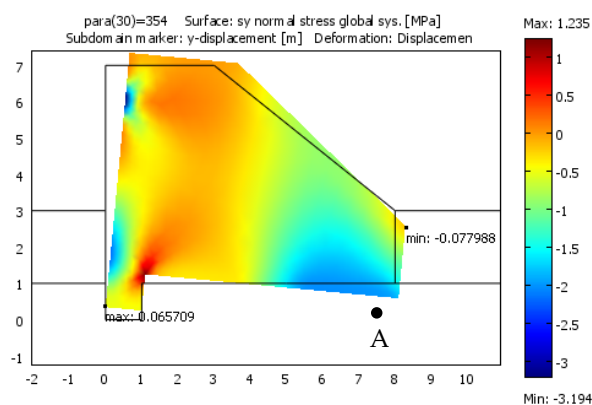
D.2 Alt B: Fjäderstyvhet $K_v = 6 \text{ MPa}$ och $K_h = 2,3 \text{ MPa}$

Figur 9.26 visar beräknade normalspänningar i dammen vid islasten 354 kN/m.

Det syns att det uppstår en "glipa" i u.s.-delen när dammen vill rotera runt en tänkt axel i n.s.-kanten. Denna axel ligger ungefär som visat med A i figurerna, d.v.s. mitt i det plastiska tryckblock som finns i n.s.-kanten, där normalspänningen är störst.

Ser man i Figur 9.27 och för islasten 354 kN/m syns att läget för A är lite drygt 1,5 m u.s. om n.s.-kanten.

Beräknat avstånd e_{ber} till kraftresultanten för Fall 3 (islast 350 kN/m) i Tabell 9.4 var 1,53 m, vilket nästan är identiskt med uppskattat läge för axeln A här.



Figur 9.26 Fall 2: Beräknade vertikala normalspänningar i dammen vid islasten 370 kN/m.

Figur 9.27 visar att:

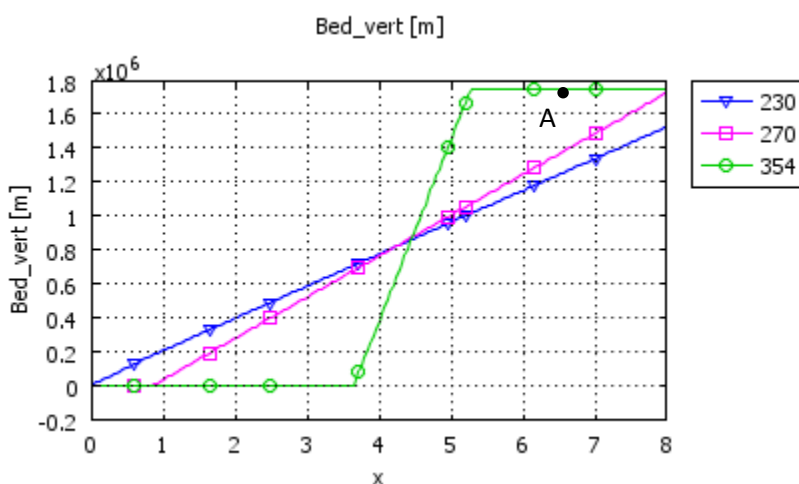
Vid en islast på ca 230 kN/m övergår spänningarna i u.s.-kanten från tryck till drag. Ungefär detsamma som i Tabell 9.4.

Vid en islast på 270 kN/m övergår spänningarna i n.s.-kanten från linjärelastiska till plastiska.

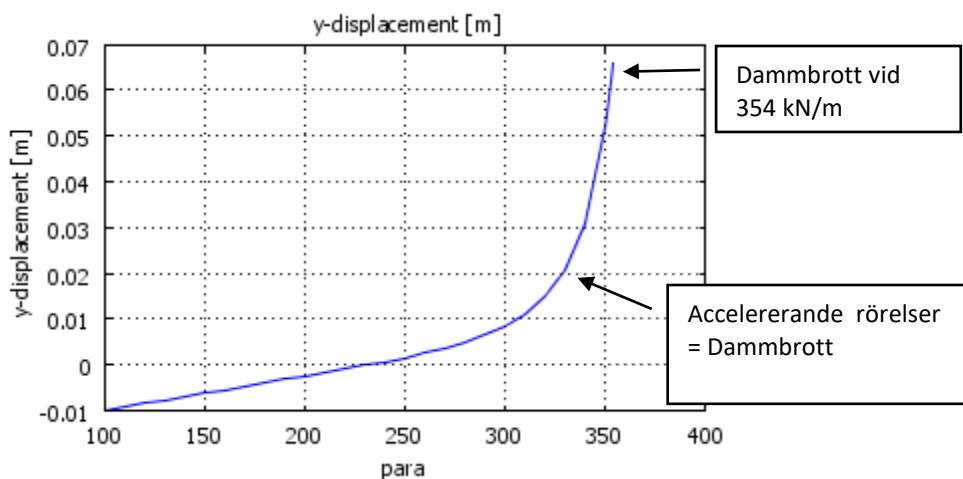
Vid en islast på 354 kN/m erhålls inte längre någon numerisk kraftjämvikt, vilket kan sägas motsvara ett dammbrott.

Figur 9.28 visar att det sker en relativt snabb, okontrollerad ökning av rörelserna, man kan säga att här sker ett dammbrott, vid en islast på 369 kN/m.

I Tabell 9.4 (Fall 4) skedde dammbrottet vid en islast på ca 550-590 kN/m.



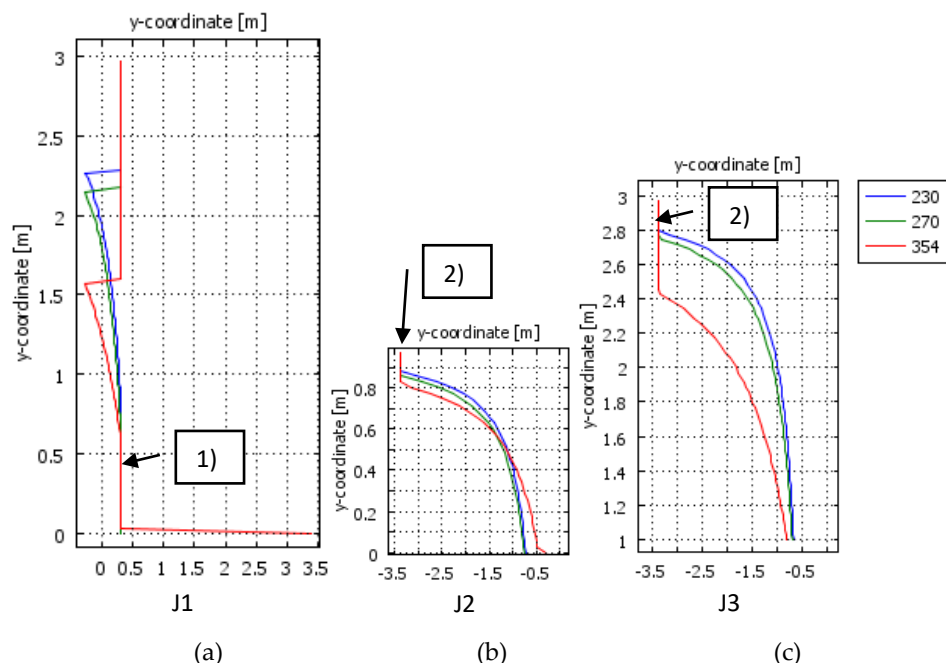
Figur 9.27 Fall 2: Vertikala jordtryck under dammen vid olika islaster.



Figur 9.28 Beräknade vertikala rörelser i u.s.-kanten vid olika istryck.

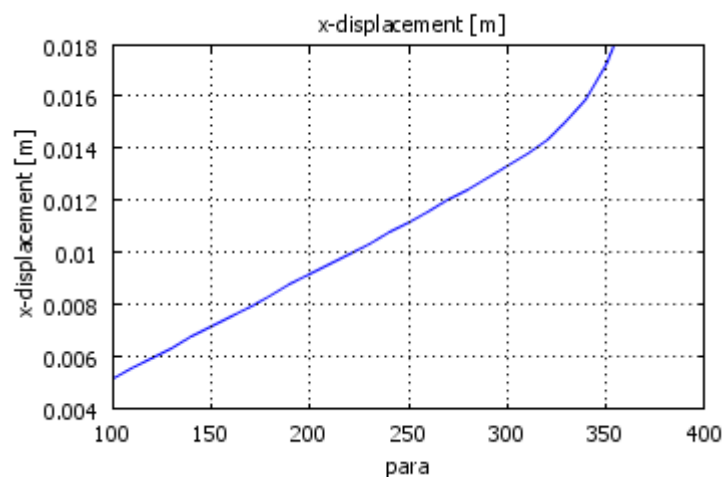
Figur 9.29a visar att det uppnås ett fullt utbildat aktivt tryck i absolut nedersta delen av frontmurens u.s.-sida, annars vilojordtryck i stort sett.

Figur 9.29b och c visar att det fullt utbildade passiva jordtryck mot översta delarna av frontmurens n.s.-sida resp. dammens n.s.-sida.



Figur 9.29 Beräknade jordtryck (a) J1, (b) J2 och (c) J3. Fullt utbildat aktivt (1) resp. passivt (2) tryck mot ytorna beskrivet i Figur 9.25.

Figur 9.30 visar en svagt accelererande ökning av de horisontella rörelserna, men inte alls om de vertikala i Figur 9.28. Detta är ett tecken på att det inte är något glidbrott, utan att det i exemplet rör sig om ett stjälpbrott.



Figur 9.30 Beräknade horisontala rörelser i under dammen vid olika istryck.

Avseende glidning så uppfylls kraftjämvikten genom att vid ökande islast ökar även mothållande jordtryck mot sidorna och mothållande friktionskraft under dammen. Det som kan hända är

- Det passiva mothållande jordtrycken J_2 och J_3 kan uppnå sina maximala, fullt utbildade, passiva tryck, under relativt stora horisontella förskjutningar. Det är vad som händer enligt Figur 9.29.
- Den mothållande friktionskraften under dammen, här modellerad som en horisontell bäddmodul, Bed_hor , kan överstiga maximalt möjligt brottvärde $F_v \cdot \tan \phi$. Kontrollerat nedan.
- Rörelserna blir för stora för att vara acceptabla, även om ovanstående mothållande maximala krafter ej uppnås. Figur 9.30 visar på ca 14-15 mm, vilket det bör bli för att brottvärdet $F_v \cdot \tan \phi$ ska kunna utbildas.

Vid islast 354 kN/m erhålls följande laster från FEM-körningen:

$$W_1 = 450 \text{ kN}$$

$$W_2 + W_3 = 1\,249 \text{ kN}$$

$$\text{Islast} = 3\,551 \text{ kN}$$

$$J_1 = 92 \text{ kN}$$

$$W_8 + W_9 = -421 \text{ kN}$$

$$J_2 = -1\,483 \text{ kN}$$

$$W_{10} = -248 \text{ kN}$$

$$J_3 = -308 \text{ kN}$$

$$F_{H,på} = W_1 + W_2 + W_3 + \text{Islast} + J_1 = 450 + 1249 + 3551 + 92 = +5342 \text{ kN}$$

$$F_{H,mot} = W_8 + W_9 + J_2 + W_{10} + J_3 = -421 - 1483 - 248 - 308 = -2460 \text{ kN}$$

$$F_{H,på} - F_{H,mot} = 5342 - 2460 = 2882 \text{ kN}$$

Mellanskillnaden 2882 kN ska tas upp genom friktion i den horisontella bäddmodulen Bed_hor .

Enligt beräkningen är Bed_hor 2882 kN OK!

Kapacitet $R_v \cdot \tan \phi = Bed_vert \cdot \tan 33 = (\text{integrerat över uk damm}) = 4\,021 \text{ kN}$, d.v.s. större än vad beräknad horisontell kraft Bed_hor OK!

Sammanfattning beräkningar med bäddmodul med Fjäderstyvhet $K_v = 6 \text{ MPa}$ och $K_h = 2,3 \text{ MPa}$. Erforderlig islast (kN/m) för att överskrida resp. villkor.

Fall	Kärngräns ($x/B \geq 0,33$)	Glidning ($F_H \leq F_v \cdot \tan \phi$)	Bärförmåga ($R_v \geq F_v$)	Stjälpning ($M_{mot}/M_{på} \geq 1,0$)
Bilaga D, avsnitt D.2	230	$>354^{1)}$	270 (linjärelastiskt)	354 (numeriskt)

BETONGDAMMAR GRUNDLAGDA PÅ JORD

Det finns ett antal betongdammar i Sverige som är grundlagda på jord vilket med tanke på stabilitet, porttrycksförhållanden och bärförmåga är mer kritisk än grundläggning på berg. Det är komplicerat att beräkna stabiliteten korrekt för betongdammar grundlagda på jord. Ofta görs mycket förenklade beräkningar där förutsättningar och antaganden inte beskrivs.

Rapporten förklarar bakgrunden till vissa vanliga teorier och beräkningsantaganden, men också för mer avancerade analyser med numeriska mjukvaror. Det betyder att en mer detaljerad kontroll kan utföras, exempelvis för att studera spänningar, töjningar och rörelser hos dammen och jorden vid varierande laster vattentryck, istryck och temperaturer.

Om tillståndsbedömning av en existerande betongdamm på jord ska utföras används lämpligen metodik och beräkningsformat angivet i RIDAS. Om nya betongdammar ska byggas på jord, eller om en mer omfattande ombyggnad ska göras, rekommenderas att beräkningsformat enligt Eurokoderna används, det vill säga med partialkoefficientmetoden.

Resultaten visar att det bör vara möjligt att använda fjäderbäddar för att uppskatta aktiva och passiva jordtryck mot en damms upp- och nedströmssidor men också för att uppskatta kontaktspänningarna under dammen.

Ett nytt steg i energiforskningen

Energiforsk är en forsknings- och kunskapsorganisation som samlar stora delar av svensk forskning och utveckling om energi. Målet är att öka effektivitet och nyttiggörande av resultat inför framtida utmaningar inom energiområdet. Vi verkar inom ett antal forskningsområden, och tar fram kunskap om resurseffektiv energi i ett helhetsperspektiv – från källan, via omvandling och överföring till användning av energin. www.energiforsk.se



Energiforsk