

# **RIDAS**

Kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet

**Avsnitt 7.3**  
**Betongdammar**  
**Tillämpningsvägledning**

**2011-12-15**

Innehåll	Sidan
<b>7.3 BETONGDAMMAR</b>	<b>3</b>
<b>7.3.1 ALLMÄNT</b>	<b>3</b>
<b>7.3.1.1 Dammtyper</b>	3
<b>7.3.2 DIMENSIONERING</b>	<b>5</b>
<b>7.3.2.1 Laster och lastvärden</b>	6
7.3.2.1.1 Egentyngd	6
7.3.2.1.2 Vattentryck	6
7.3.2.1.3 Upptryck	6
7.3.2.1.4 Istryck	13
7.3.2.1.5 Jordtryck	13
7.3.2.1.6 Trafiklast	15
7.3.2.1.7 Krafter på grund av temperatureffekter, krympning och krypning	15
<b>7.3.2.2 Lastfall</b>	<b>15</b>
7.3.2.2.1 Lastfall för stabilitetsberäkningar	16
7.3.2.2.2 Lastfall för tvärsnittsanalys	17
<b>7.3.2.3 Tvärsnittsdimensionering</b>	<b>18</b>
7.3.2.3.1 Brottgränstillstånd	18
7.3.2.3.2 Olyckslaststillstånd	19
7.3.2.3.3 Bruksgränstillstånd	19
<b>7.3.2.4 Stabilitetsvillkor</b>	<b>19</b>
7.3.2.4.1 Säkerhet mot stjälpning	19
7.3.2.4.2 Säkerhet mot glidning	21
7.3.2.4.3 Kontroll av grundpåkänningar	23
7.3.2.4.4 Lyftning och sidostabilitet	23
7.3.2.4.5 Inverkan av bergförankringar	23
<b>7.3.3 KONSTRUKTIV UTFORMNING</b>	<b>25</b>
<b>7.3.3.1 Grundläggning</b>	<b>25</b>
7.3.3.1.1 Allmänt	25
7.3.3.1.2 Grundundersökningar	25
7.3.3.1.3 Grundläggning på berg	25
7.3.3.1.4 Grundläggning på jord	26
<b>7.3.3.2 Fogar</b>	<b>26</b>
7.3.3.2.1 Gjutfogar	26
7.3.3.2.2 Rörelsefogar	26
7.3.3.2.3 Fogband	26
<b>7.3.3.3 Fribord</b>	<b>27</b>
<b>7.3.4 MATERIAL</b>	<b>27</b>
<b>7.3.4.1 Betong - Exponeringsklasser</b>	<b>27</b>
<b>7.3.4.2 Armering</b>	<b>27</b>
<b>7.3.4.3 Täckande betongskikt</b>	<b>28</b>
<b>7.3.4.4 Sprickbredder</b>	<b>28</b>
<b>7.3.4.5 Detaljregler om utformning</b>	<b>28</b>
<b>7.3.5 INSTRUMENTERING</b>	<b>29</b>
<b>7.3.6 BYGGHANDLINGAR</b>	<b>29</b>
<b>7.3.7 UTFÖRANDE</b>	<b>29</b>
<b>7.3.8 KONTROLL</b>	<b>29</b>
<b>7.3.9 DOKUMENTATION</b>	<b>30</b>

## 7.3 BETONGDAMMAR

### 7.3.1 Allmänt

Tillämpningsvägledningen är avsedd att gälla vid nybyggnad samt vid kontroll och ombyggnad av befintliga betongdammar i Sverige.

Vägledningen för betongdammar utgår från Boverkets Konstruktionsregler, BKR, med en anpassning av dessa regler till de speciella krav som gäller för betongdammar. För betongdammar gäller t.ex. att beräkning av stjälsäkerhet fortfarande görs med hjälp av säkerhetsfaktorer i stället för med partialkoefficientmetoden. Vid mer omfattande beräkningar som utförs nu och i en snar framtid rekommenderas att tilläggsberäkningar för kalibrering av partialkoefficienter genomförs. Hur partialkoefficientmetoden liksom andra beräkningsmetoder kan nyttjas för bestämning av säkerhet och stabilitet i betongdammar kommer att redovisas vid en planerad omarbetning av vägledningen föranledd av pågående utveckling.

Accepterade lösningar och metoder för att uppfylla föreskrifterna i BKR finns i handböckerna BSK och BBK för stål- respektive betongkonstruktioner. För vissa delar av dammen kan även andra normer och anvisningar behöva tillämpas, t ex bronormen BRO för dimensionering av brobanor över utskov och intag.

I tillämpningsvägledningen anges dels generella krav på betongdammars stabilitet, hållfasthet och beständighet, dels enligt vilka kriterier dessa krav anses vara uppfyllda.

Projektering och konstruktion av dammanläggningar skall ledas av person med mångårig erfarenhet av likartade vattenbyggnadsprojekt.

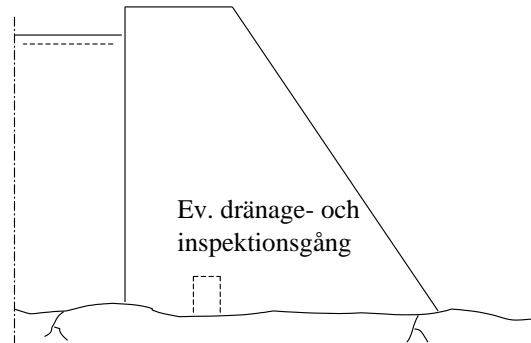
Inför en dimensionering eller analys av en betongdamm skall en KFB, Konstruktionsförutsättningar För Byggnader, upprättas. I denna skall anges de laster, lastfaktorer, lastkombinationer och andra dimensioneringsförutsättningar som valts för den specifika anläggningen. I de fall gjorda val avviker från RIDAS tillämpningsvägledning skall motiv för detta anges med referens till andra normer och dokument.

#### 7.3.1.1 Dammtyper

Betongdammar kan indelas efter sitt verknings sätt i gravitationsdammar och valvdammar. Gravitationsdammar förekommer i flera olika utföranden där de vanligaste är massivdammar och lamelldammar. Som dammar, för vilka denna tillämpningsvägledning också skall gälla, räknas även utskov och intag. Valvdammar, som i Sverige är en mindre vanligt förekommande dammtyp, behandlas ej i denna vägledning.

### Massiv damm

En kontinuerlig, eller vanligare, en serie av monoliter åtskilda av rörelsefogar. Utförs både med och utan dränage- eller inspektionsgångar.

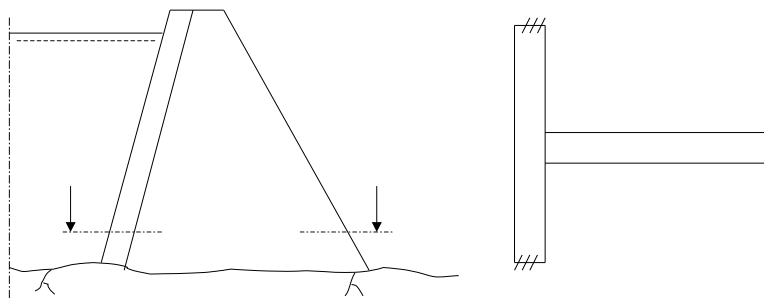


Massivdamm - Sektion

Figur 1

### Lamelldamm

En eller flera enheter eller monoliter, separerade av rörelsefogar. En enhet består av en frontskiva som stöds av en eller flera pelare. Utgör ofta en övergång – anslutningsmur – mellan en fyllningsdamm och utskov eller intag.



Lamelldamm - Sektion

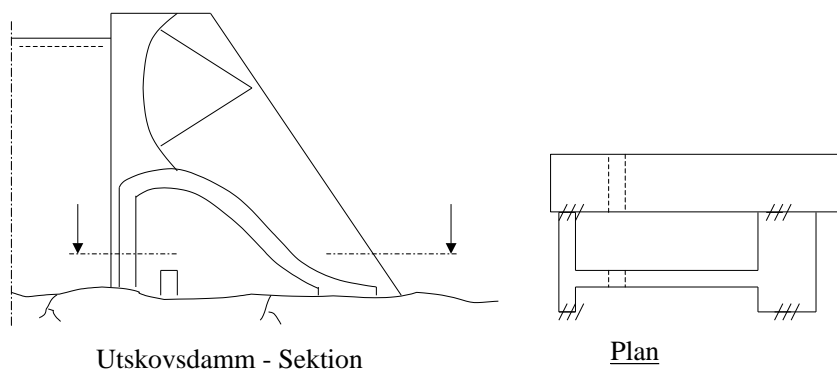
Sektion

Figur 2

### Utskovsdamm

Ett utskov består av skibord och pelare. Skibordet kan vara massivt och kan då betraktas som en massivdamm. Det kan också vara understött av pelare, se exempel figur 3, och vara uppdelat med rörelsefogar. Fogar mot pelarna kan vara fasta eller rörelsefogar.

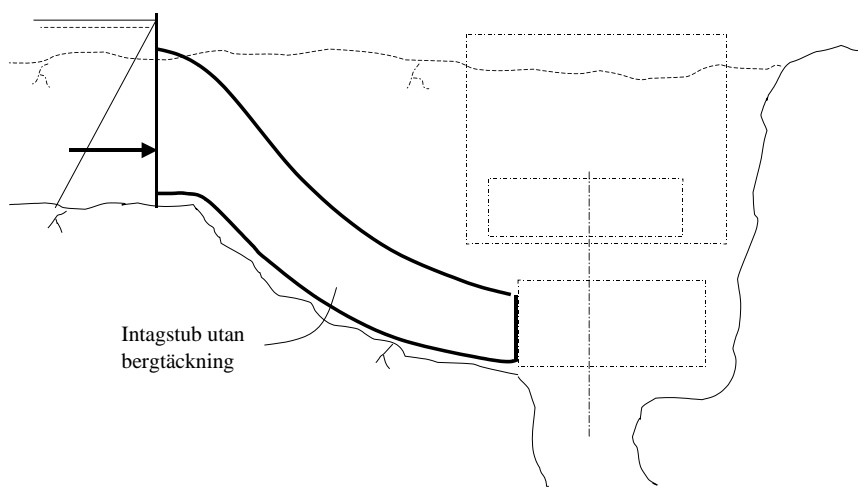
Eftersom enheterna behandlas monolitiskt vid stabilitetsanalyser kan en svårighet vara att bedöma de ingående delarnas medverkan till styvheten.



Figur 3

### Intagsdamm

Ett intag ingår i dammkonstruktionen och måste alltid bedömas ur stabilitetssynpunkt. T.ex måste ett intag utan bergtäckning enligt figur analyseras både m.h.t. glidning och stjälpning och även hållfasthet hos stödjande konstruktioner, t.ex betongspiralen.



Sektion genom intag och maskinstation

Figur 4

## 7.3.2 Dimensionering

Samtliga laster, lastvärden och lastfall ingående i dimensionering eller analys av en damm skall vara redovisade i en KFB (Konstruktionsförutsättningar För Byggnader).

### 7.3.2.1 Laster och lastvärden

Nedan anges riktlinjer för bestämning av lastvärden för laster verkande på betongdammar.

#### 7.3.2.1.1 Egentyngd

Vid uppförande av nya dammar skall tungheten för armerad betong antas vara  $23,0 \text{ kN/m}^3$ , om ej annat värde visar sig vara riktigare genom utförda materialprover.

Vid kontrollberäkning av äldre dammar bestäms betongens tunghet genom materialprov eller genom bedömning baserad på uppgifter om dammens uppbyggnad.

Egentyngder av luckor, spel, sättar och nålar beaktas vid stabilitetsberäkning. Hänsyn tas till att lucka och spel kan vara demonterade.

#### 7.3.2.1.2 Vattentryck

Hänsyn tas till vattentryck verkande på dammens uppströms- och nedströmssida. Vattentryck antas på ogynnsammaste sätt utifrån de kombinationer av uppströms- och nedströmsvattenstånd som realistiskt kan uppträda vid dammen.

Hänsyn skall bl a tas till:

- nivåer vid både normala och onormala driftförhållanden vid anläggningen
- nivåer i samband med avbördning av flöden upp till dimensionerande flöde
- ogynnsammaste kombination av lucköppningar i utskov
- vattentryck som kan uppstå p.g.a. svallning och tryckslag i vattenvägar
- variationer i vattentryck i strömmande vatten vid avbördning

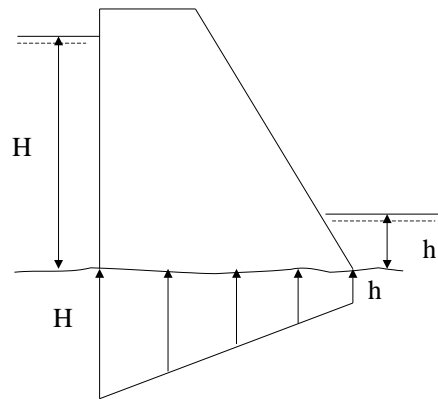
#### 7.3.2.1.3 Upptryck

Vid bestämning av upptryckets fördelning tas hänsyn till dränering och injekteringsskärmar. Nedan anges anvisningar för antaganden om upptrycksfördelning vid olika dammtyper och utföranden med respektive utan dränage.

#### Massiva dammar utan dräner:

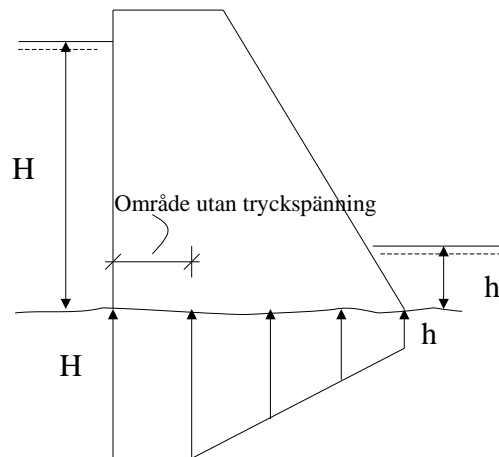
Där dammens hela grundläggningsarea är tryckt räknas normalt med linjärt avtagande tryck från trycket  $H$  på uppströmssidan till trycket  $h$  på nerströmssidan, se figur 5.

Vid förekomst av slag eller krosszoner i berget under dammen kan det vara nödvändigt att anta större upptryck.



Figur 5

I bottenarea mot berget, eller area i underliggande berggrund, som beräkningsmässigt inte är tryckt skall fullt upptryck antas, se figur 6.

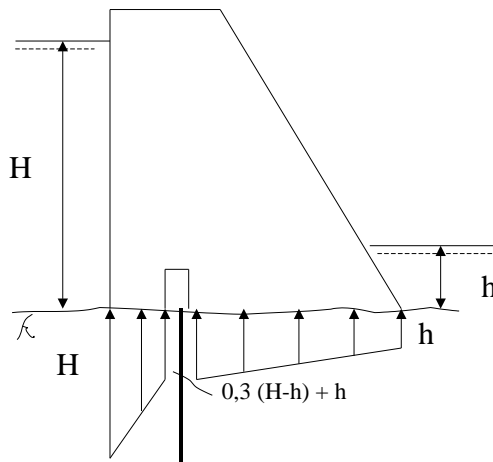


Figur 6

Massiva gravitationsdammar med dräner:

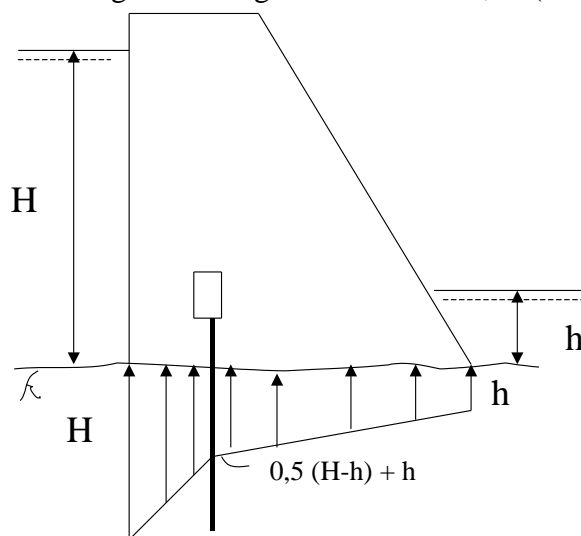
För massivdammar försedda med dränagehål i berget och dränagetunnel vid bergytan kan upptrycket vid dränagetunnelns uppströms- och nedströmskant vid fungerande dränage reduceras till  $0,30(H - h) + h$ , enligt figur 7. Saknas dränagehål

eller om dränagehål finns men inte fungerar på avsett sätt fördelas upptrycket som framgår av figur 5 med en reduktion till 0 under dränagetunneln.



Figur 7

Vid utförande med dränagetunnel i dammen och dränagehål i betongen och i berget kan upptrycket vid dränagehålens läge reduceras till  $0,50(H-h)+h$ , se figur 8



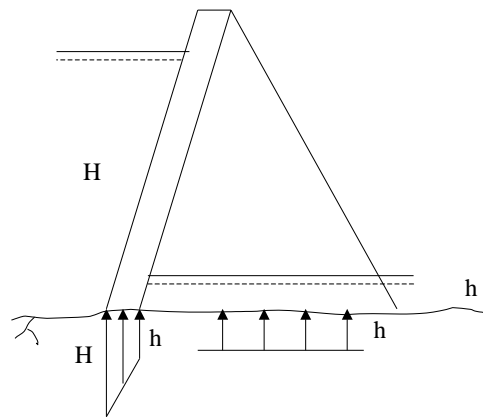
Figur 8

Lamelldammar:

En lamelldamm har normalt inga dräner i den tätande frontskivan. Upptrycket under frontskivan kan behandlas som för en massivdamm utan dräner, se figur 9. För stödjande pelare nedströms kan upptryck utöver eventuellt nedströms vattentryck ( $h$ ) försummas vid en pelartjocklek under ca 2 m, se figur 9 nedan. Är pelartjockleken större tas även hänsyn till bidrag från uppströms vattentryck ( $H$ ). Vid stödjande pelare nedströms som genom sin mäktighet tillsammans med



frontskivan kan jämställas med massiv damm blir upptrycket under konstruktionen som framgår av figur 5 ovan.

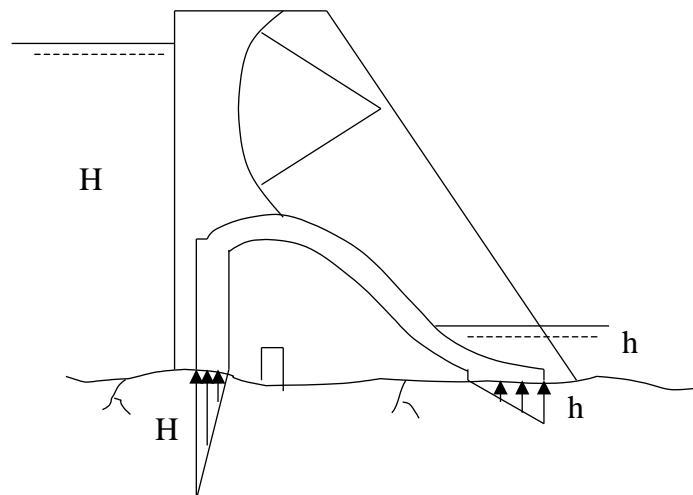


Figur 9

Utskovsdammar:

1) Skibord:

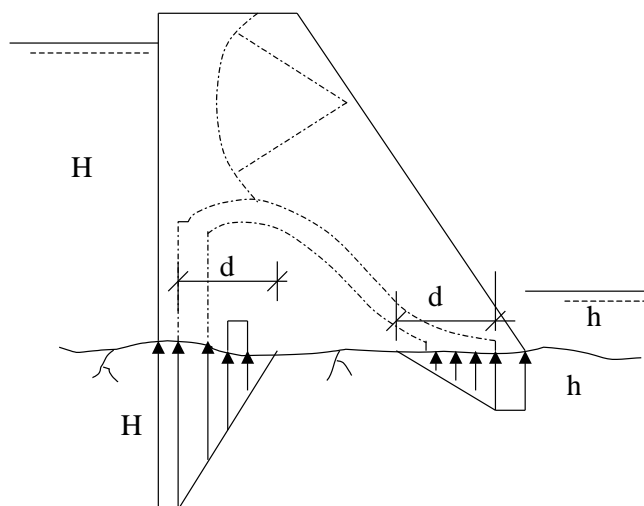
Då utskovets skibord är massivt kan upptrycket, med eller utan dräner, beräknas som för en massivdamm. Om skibordet är understött av pelare/skivor sätts - oavsett dräner - upptrycken vid uppströms och nedströms klackar enligt figur 10. Upptrycken förutsätter fungerande avloppspumpar vid pumpgroparna.



Figur 10

## 2 ) Pelare:

Vid pelare mellan skibord kan upptrycket antas avta linjärt från fullt tryck vid skibordets uppströmskant till 0 efter en sträcka  $d$  = pelarens tjocklek, se figur 11. Upptrycken förutsätter fungerande avloppspumpar vid pumpgrupparna. Vid utsidan av ytterpelare antas tryckavtagande i längsled som för en massivdamm. Vid samma pelares innersida antas upptrycket som figur 11 visar.



Figur 11

Vid lastfall med kortvarig variation av uppströms- och/eller nedströms vattenytan t ex vid svallning och vågbildning kan man räkna med det upptryck som antas råda omedelbart innan lastfallet inträffar,  $d$  v s upptrycket antas ej förändras vid en så kortvarig förändring av uppströms- eller nedströmsvattenytan.

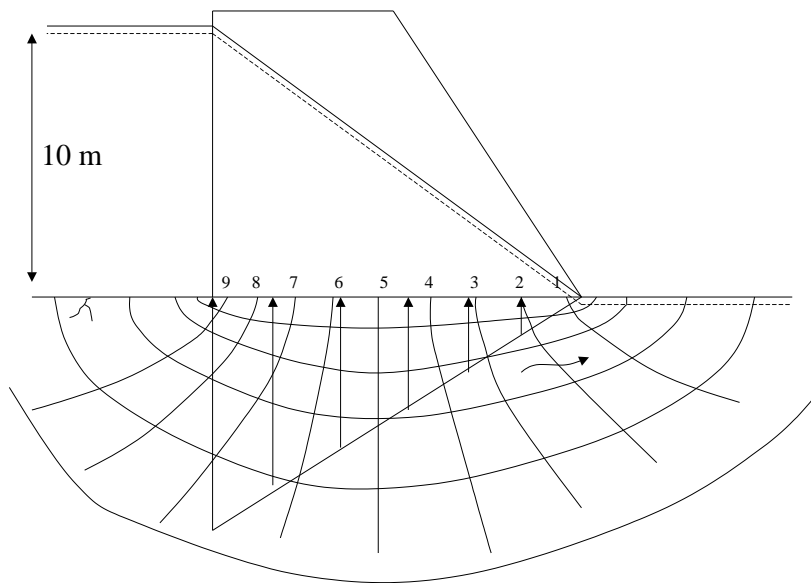
### Dräner:

För att dränagehålens upptrycksreducerande effekt skall få tillgodoräknas krävs att hålens funktion kontrolleras. Ett sätt att kontrollera funktionen är att mäta upptrycket nedströms dränagehålen. Krav på övervakning av dränagehål skall vara införd i anläggningens driftinstruktion (DTU-manual).

Att mäta upptryck är svårt och kräver kunskap om olika strömningsförhållanden under en damm. Särskild hänsyn måste tas till lokala förhållanden som exempelvis bergets sprickighet.

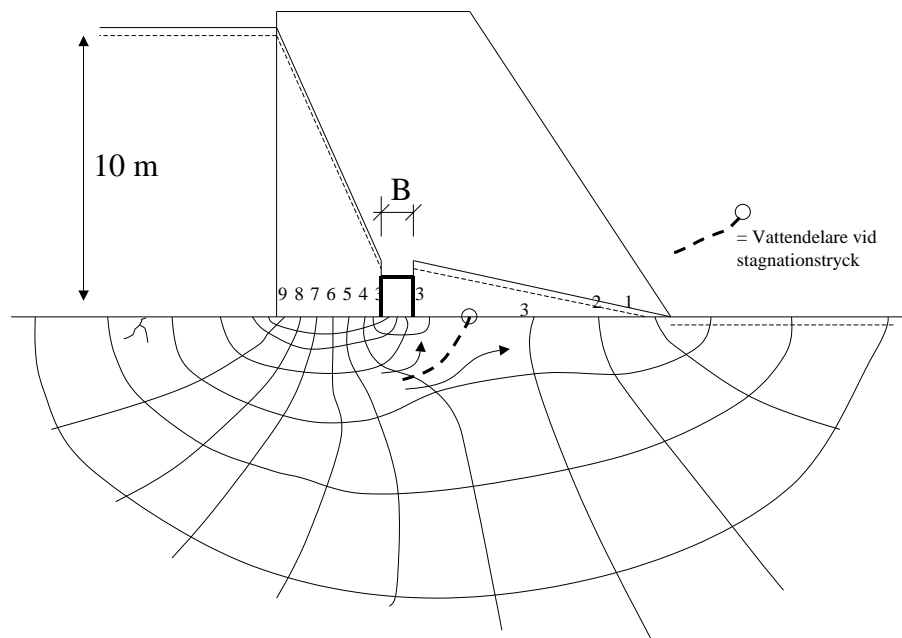
Före borrning och mätning av upptryck vid olika typer av dammar bör olika strömningsbilder ritas upp med olika antaganden om sprickighet för att få en idé om känslighet, lämpligt förfarande och möjliga mätresultat.

Förenklat återges nedan upptryck, ekvipotentiallinjer med tryck samt strömrör under en massiv damm utan dräner.



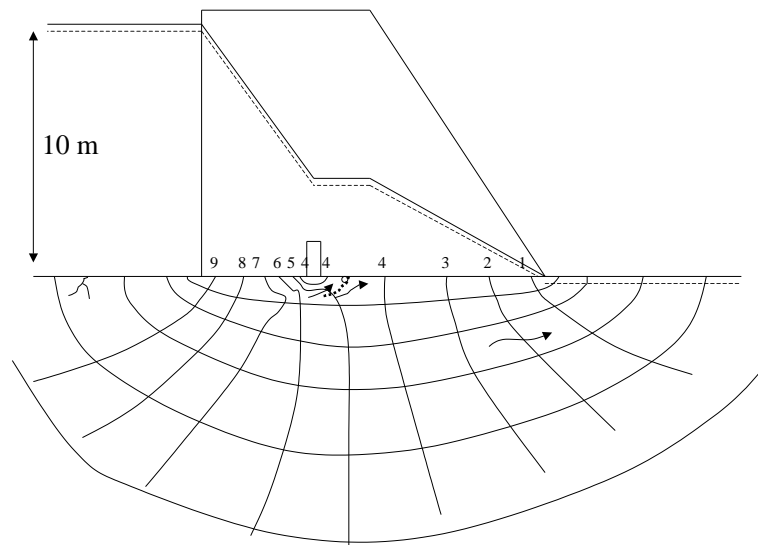
Figur 12

I samma damm med fungerande dräner tillåts reduktion till 30 % av trycket vid dränagegången. Ekvipotentiallinjerna framgår av nedanstående figur. För kontroll av funktionen bör mäthål borras snett nedströms åt varvid kan ses att trycket inte beror nämnvärt av borrhjupet. Enligt figur 13 bör trycket 3 mvp uppmätas i detta fall.



Figur 13

Med sämre fungerande dräner erhålls endast mycket lokalt en påverkan på ekvipotentiallinjerna, se figur 14. Mätvärden kring 5 mvp kan antas för detta fall.

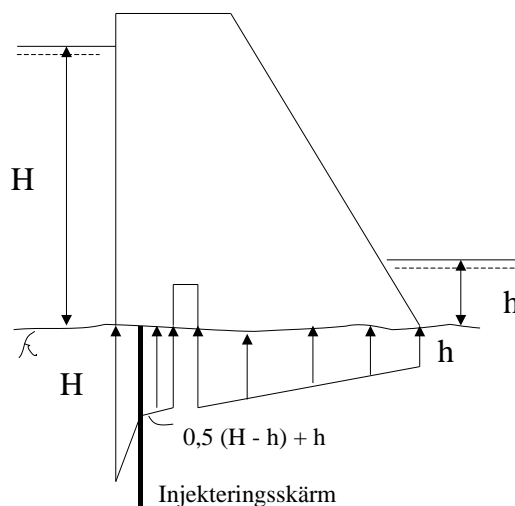


Figur 14

Dränagehålen bör ha diametern 75 - 100 mm och ett c/c avstånd på ca 1,5 - 3,0 m och vara borrarade ned till djupet  $0,5 H$  för att ge en upptrycksreducerande effekt enligt ovan.

### Injekteringskärmar

En injekteringskärm i berget under dammens uppströmsdel kan sänka upptrycket med ca 50 % av  $H - h$ , se figur 15.



Figur 15

Effekten kan dock upphöra med tiden eftersom cementen så småningom kan urlasas av genomströmmande vatten. Därför skall tätskärmen endast betraktas som en extra säkerhet såvida inte tryckmätning eller återinjektering sker.

Om tryckreducering av injekteringsskärm tillgodoräknas skall krav på återinjektering införas i DTU-manualen.

Vid återinjektering från injekteringstunnel med dränagehål kan en ogynnsam effekt erhållas p.g.a. att den tätande injekteringsskärmen bygger upp en tätande skärm längre nedströms och dessutom försvårar utdräneringen i befintliga och även uppborrade dränagehål.

#### 7.3.2.1.4 Istryck

Horisontellt istryck antas med intensiteten 50 – 200 kN per meter dammlängd beroende på geografiskt läge, höjd över havet samt lokala förhållanden vid dammen.

Som vägledning kan t ex för dammar på låg höjd över havet i södra Sverige (Skåne, Blekinge, Halland, Bohuslän och Västergötland) antas 50 kN/m. Norr därom upp till en linje genom Stockholm och Karlstad kan antas 100 kN/m. För övriga Sverige kan antas 200 kN/m.

Beroende på lokala förhållanden kan istrycket vara större än ovan angivna värden. Det kan då bero på att dammen kan antas bli speciellt utsatt för ispressning där stor istjocklek observerats och där motstående stränder kan erbjuda mothåll vid temperaturhöjning i isen. Hänsyn skall även tas till att osymmetrisk isbelastning kan uppstå, t ex runt en dammpelare i utskov. Enligt genomförda utredningar kan istrycket för smala konstruktioner även uppgå till värden större än 200 kN/m, se ELFORSK rapport 02:03.

Istrycket antas angripa på en tredjedel av isens tjocklek räknat från isens överkant (dämningsgränsen). Som riktvärde för istjocklek antas 0,6 m söder om linjen mellan Stockholm och Karlstad och norr därom 1,0 m. Isen kan dessutom bilda valv över utskovsöppningar och intag beroende på isfrihållning och strömning. Ilasten skall där beräknas till ett värde motsvarande hela isfria bredden. Experiment (Vägverket 1987:43) har dock visat på brotthållfasthet hos ispartier mellan 0,5 – 2,0 MPa. En övre gräns för belastning vid valvbildning kan därför sättas till 2000 kN/m beräknat på stödjande konstruktion.

#### 7.3.2.1.5 Jordtryck

Där en betongdamm är motfylld med jord- eller stenfyllning skall vilojordtryck mot dammen förutsättas. Vid belastningar mot en vägg eller en damm, motriktat en bakomvarande fyllning, gäller att vilojordtryck är det lägsta teoretiska tryck som uppkommer och att vid minsta rörelse mot fyllningen så ökar detta mottryck från fyllningen. Om i stället jordtrycket från en fyllning ingår i belastningen mot en vägg eller damm gäller att vilojordtrycket det högsta teoretiska tryck som uppkommer och att vid minsta rörelse från fyllningen så minskar denna belastning från fyllningen.

Jordens tunghet och jordtryckskoefficient antas i enlighet med utförda undersökningar på fyllningsmaterialet eller på annat sätt med hänsyn till fyllningens art och egenskaper. Om inga andra uppgifter finns kan värden enligt nedanstående tabell 1 användas.

Material	Tunghet kN/m <sup>3</sup>		Friktionsvinkel $\varphi$	Koefficienter för jordtryck	
	Över vattenytan	Under vattenytan		vilo - $K_o$	aktivt - $K_\alpha$
Sprängsten	17,5	11	42	0,33	0,20
Grus	18	11	35	0,43	0,27
Sand	18	11	32	0,47	0,31
Packad morän	21	13	34	0,45	0,29

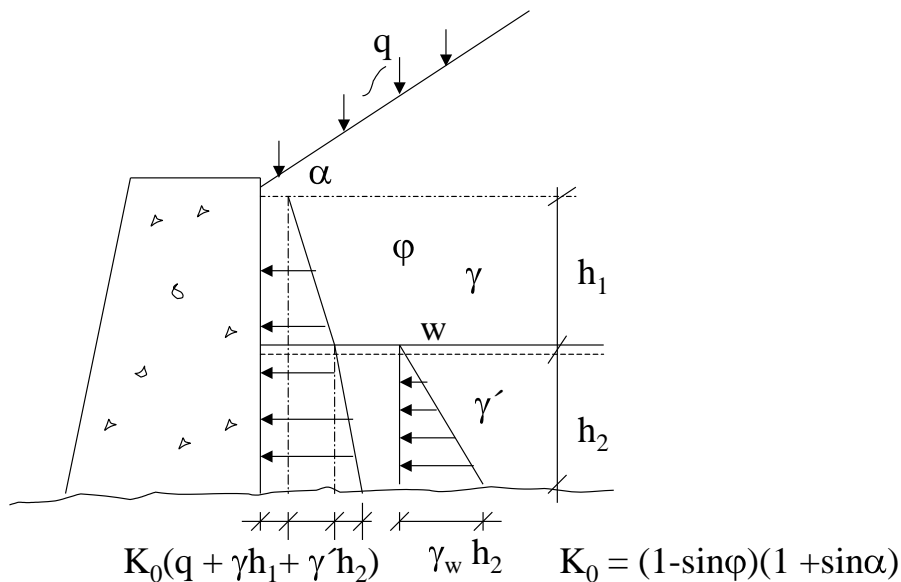
Tabell 1. Exempel på tungheter och jordtryckskoefficienter.

Överlast som inte verkar stabiliserande t ex från trafiklast skall beaktas. I de fall då överytan ej är horisontell skall hänsyn därtill tas vid bestämning av jordtryck.

Några förslag att beräkna jordtryckens storlek:

Eftersom endast vilojordtryck beaktas förekommer ingen friktion mellan fyllningen och motfylld yta ( $\delta = 0$ )

- 1) Belastning från vatten och lutande fyllning mot en vertikal damm



Figur 16

- 2) Belastning från vatten och lutande fyllning mot en lutande damm (Figur 16)

$K_a^{incl} = \cos^2(\varphi - \beta) / [\cos^3 \beta (1 + \sqrt{\sin \varphi \sin(\varphi - \alpha) / \cos \beta \cos(\alpha - \beta)})^2]$ ; (Bygg 173:5, 1961). Se även Handboken Bygg G05. Vid fall med överlast se samma ref.

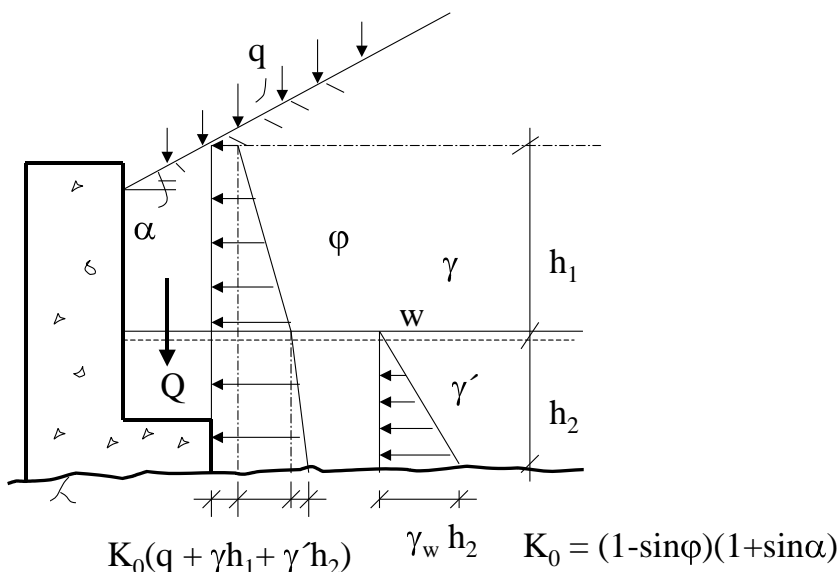
$K_0^{incl} = K_a^{incl} \times (K_0^{horis} / K_a^{horis})$ ; (Bygg G15:12, 1984)

$K_0^{horis} = 1 - \sin \varphi$ ;

$K_a^{horis} = \text{tg}^2(45 - \varphi/2)$

Samma beräkning kan även utföras som figur 17 visar.

### 3) Belastning från vatten och lutande fyllning mot en vinkelstödmur



Figur 17

#### 7.3.2.1.6 Trafiklast

Där trafiklast kan uppstå skall den medräknas om den är ogynnsam. Trafiklastens storlek avgörs från fall till fall. Det bör observeras att betydande bromskrafter kan påverka brobanor och underliggande pelare.

#### 7.3.2.1.7 Krafter på grund av temperatureffekter, krympning och krypning

Hänsyn skall tas till de tvångskrafter som kan uppstå p.g.a. temperaturvariationer samt betongens krympning. Hänsyn skall även tas till betongens krypning vid bestämning av spänningsfördelningen i dammkonstruktionen.

#### 7.3.2.2 Lastfall

Betongdammar skall dimensioneras eller analyseras med hänsyn till alla belastningar och kombinationer av belastningar som realistiskt kan tänkas uppstå vid dammen. Laster som rimligen, eller med hänsyn till driftinstruktioner angivna i DTU-manual, utesluter varandra behöver ej kombineras.

Samtliga laster, lastvärden och lastkombinationer ska finnas sammanställda i en KFB, Konstruktionsförutsättningar För Byggnader, se punkt 7.3.1.

Dimensionering och analys av dammars stabilitet skall tillsvidare, av olika skäl, utföras enligt äldre metod med säkerhetsfaktorer för stjälpning och tillåtna friktionstal för glidning. Nyare metoder med partialkoefficienter lämpar sig väl och skall användas för dammarnas tvärsnittsanalyser. Av denna anledning anges en separat uppsättning lastfall, med ej faktoriserade laster, för stabilitetsberäkningar och motsvarande för tvärsnittsanalyser.

#### 7.3.2.2.1 Lastfall för stabilitetsberäkningar

Belastningsfallen delas in i vanliga lastfall, exceptionella lastfall och olyckslastfall.

##### Vanliga lastfall

Följande vanliga lastfall skall beaktas där så är tillämpligt:

1. Vattenytan vid dämmningsgränsen (DG), maximalt istryck och stängda luckor.
2. Vattenytan vid DG, provisoriska avstängningar, inget istryck vid isfrihållning.
3. Vattenytan vid DG kombinerat med luckavstängning i ett utskov och nål-avstängning vid intilliggande utskov, inget istryck vid isfrihållning.
4. Vattenytan vid DG samt ogynnsammaste kombination av öppna och stängda utskov samt tillhörande vattenyta på nedströmssidan.
5. Avbördning av alla flöden upp till dimensionerande flöde enligt Flödeskommitténs riktlinjer och därtill hörande vattenytor på uppströms- och nedströmssidan. För befintliga dammar kan detta lastfall innebära överdämning.

##### Exceptionella lastfall

Följande exceptionella lastfall skall beaktas där så är tillämpligt:

6. Vattenytan vid betongdammens krön eller till nivå för lägsta överkant tåtkärna vid anslutande fyllningsdamm, inget istryck, ogynnsammaste kombination av stängda eller öppna utskov.
7. Avbördning av alla flöden upp till dimensionerande flöde enligt Flödeskommitténs riktlinjer och därtill hörande vattenytor på uppströms- och nedströmssidan. För befintliga dammar kan detta lastfall innebära överdämning.
8. Om dränagets funktion inte kan kontrolleras, skall dammar med dränering kontrolleras för lastfallet igensatt dränage, dvs. dammen beräknas för samma uppträck som dammar utan dränering.
9. Asymmetriskt istryck, t ex ensidigt tryck från utskovspelare.
10. Lastfall som kan uppstå under byggnadstiden.



### Olyckslastfall

Olyckslaster är sådana laster som kan uppträda vid olyckor och naturkatastrofer. Även laster som följd av krig och sabotage kan räknas dit.

Följande händelser kan betraktas som olyckslastfall:

11. Exceptionellt hög vattennivå p.g.a. att ett utskov är ur funktion vid dimensionerande flöde. Detta lastfall tillämpas där ett utskov av någon anledning kan befaras bli obrukbart, t ex p.g.a. utebliven lucköppning.
12. Exceptionellt hög vattennivå som följd av stort släntras ner i litet magasin.
13. Sabotage, explosion eller annan olycka som kan medföra extrema laster.

Om olyckslastfall behöver beaktas bestäms i varje enskilt fall utifrån de specifika förutsättningar som råder vid anläggningen. Olyckslasternas storlek och lastkombinationer för dessa bestäms i varje enskilt fall.

Vid olyckslastfall tillåts överströmning av betongdammar förutsatt att damm och undergrund tål det utan att riskera dammbrott. Vid överströmning krävs därför normalt att dammen är grundlagd på berg. Överströmmande vatten får ej heller påverka dammslänter på intilliggande fyllningsdammar på sådant sätt att det kan medföra risk för dammbrott.

Olyckslastfall kan tillåtas medföra skada på anläggningen, men får ej medföra dammbrott.

#### 7.3.2.2.2 Lastfall för tvärsnittsanalys

Lastfallen indelas i bruksgränstillstånd, brottgränstillstånd och brottgränstillstånd vid olyckslast.

#### Bruksgränstillstånd

1. Vattenytan vid dämmningsgränsen (DG), maximalt istryck och stängda luckor.

#### Brottgränstillstånd

2. Vattenytan upp till dämmningsgränsen (DG), maximalt istryck och stängda luckor.
3. Vattenytan upp till vid betongdammens krön, inget istryck, ogynnsammaste kombination av provisoriska avstängningar stängda eller öppna utskov och tillhörande vattenyta på nerströmssidan.
4. Om dränagets funktion inte kan kontrolleras, skall dammar med dränering kontrolleras för lastfallet igensatt dränage, dvs. dammen beräknas för samma upptryck som dammar utan dränering.
5. Asymmetriskt istryck, t ex ensidigt tryck från utskovspelare
6. Lastfall som kan uppstå under byggnadstiden.

### Olyckslastfall

Samma lastfall som för stabilitetsberäkningar.

#### 7.3.2.3 Tvärsnittsdimensionering

Dimensionering av betongtvärsnitt i dammar skall ske enligt Boverkets handbok om betongkonstruktioner BBK, med ändringar och tillägg enligt nedan.

Dimensionering av betongtvärsnitt enligt BBK bygger på partialkoefficientmetoden, enligt vilken dimensionerande laster erhålls genom att multiplicera karakteristiska lastvärden med partialkoefficienter för laster. Dimensionerande materialvärden erhålls på motsvarande sätt genom att dividera karakteristiska materialvärden med partialkoefficienter. I samband med genomförandet av större beräkningar bör tilläggsberäkningar genomföras för att kalibrera partialkoefficienter.

Dimensionerande lastfall är angivna i 3.3.3. Vid tvärsnittsdimensionering är valet av partialkoefficienter inte lika komplicerat som vid stabilitetsberäkning, se avsnitt 3.3.1 och kan väljas med hjälp av BKR kap. 2 och 3.

Dimensionerande materialvärden för betong och armering skall bestämmas utifrån BBK kap2.3-5. varvid säkerhetsklass 3 skall gälla, dvs.  $\gamma_n = 1,2$ .

I stället för de lastvärden, lastfaktorer och lastkombinationer angivna i BKR kap 3 skall lastvärden och lastkombinationer enligt punkt 3.3.2-3 ovan tillämpas utan lastkoefficienter. För att uppnå önskad säkerhetsnivå skall alla snittkrafter (moment, tvärkraft och normalkraft) multipliceras med en partialkoefficient här benämnd hydraulisk faktor  $\gamma_h$  vid dimensionering av betongtvärsnitt.

Genom att faktorn  $\gamma_h$  multipliceras med snittkrafterna i stället för lasterna erhålls en enhetlig hantering av laster och lastfall mellan stabilitetsberäkning och tvärsnittsdimensionering, vilket medför att snittkontrollen kan utföras med krafter och påkänningar direkt hämtade från stabilitetsberäkningar.

##### 7.3.2.3.1 Brottgränstillstånd

I tabell 4 nedan anges värden för  $\gamma_h$  för brottgränstillstånd.

	$\gamma_h$ vanligt lastfall	$\gamma_h$ exceptionellt lastfall
Moment	1,50	1,25
Tvärkraft	1,50	1,25
Normalkraft, drag	1,50	1,25
Normalkraft, tryck	1,80	1,50

Tabell 4. Lastfaktorer,  $\gamma_h$  vid dimensionering av betongdamm i brottgränstillstånd.

#### 7.3.2.3.2 Olyckslasttillstånd

Den hydrauliska lastfaktorn  $\gamma_n$  sätts lika med 1,0 för alla olyckslastfall.

Partialkoefficienter för bärförmåga och säkerhetsklass väljs enligt BBK, d v s med hänsyn till betongens hållfasthet är  $\eta\gamma_m=1,2$ , m h t armeringens hållfasthet är  $\eta\gamma_m=1,0$  samt m h t säkerhetsklass är  $\gamma_n=1,0$ .

#### 7.3.2.3.3 Bruksgränstillstånd

Den hydrauliska lastfaktorn  $\gamma_h$  sätts lika med 1,0 för alla lastfall. Faktorer för långtidslast väljs utifrån regler i BBK kap 2.2.2.

Partialkoefficienter för bärförmåga och säkerhetsklass väljs enligt BBK, vilket innebär att partialkoefficienter för laster, bärförmåga och säkerhetsklass samtliga sätts lika med 1,0.

#### 7.3.2.4 *Stabilitetsvillkor*

Betongdammar skall uppfylla följande stabilitetsvillkor:

- A. Dammen skall vara säker mot stjälpning
- B. Dammen skall vara säker mot glidning
- C. Betongens och grundens hållfasthet får inte överskridas

Kontroll utförs för både vanliga och exceptionella lastfall samt för olyckslaster. Lastvärden skall beräknas utan partialkoefficienter även om tilläggsberäkningar i vissa fall lämpligen genomförs för kalibrering av koefficienter.

Kontroll utförs för såväl enskilda som monolitiskt sammanhängande konstruktioner. Därvid kontrolleras att konstruktionen har till tillräcklig styvhet och hållfasthet så att monolitisk samverkan råder.

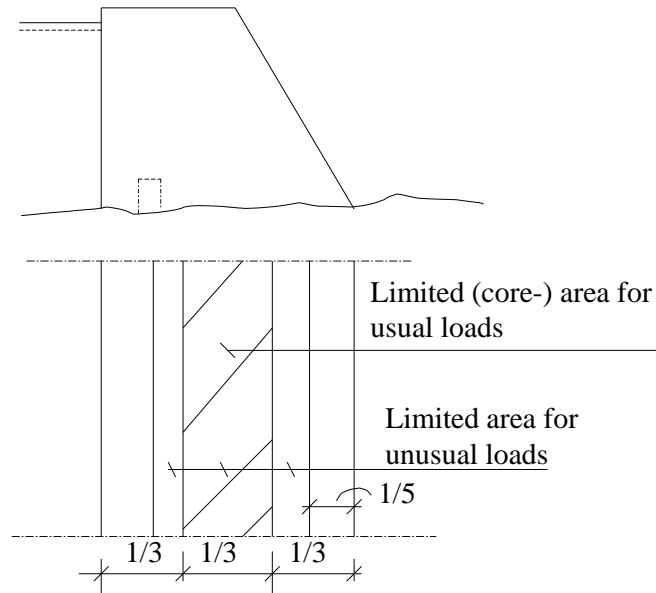
##### 7.3.2.4.1 Säkerhet mot stjälpning

Förhållandet mellan stabiliserande och stjälpande moment får inte underskrida angivna minimivärden för stjälpssäkerhet. Dessutom skall resultanten vid vanliga lastfall falla inom kärngränsen. Kravet på resultant i kärngränsen kan dock inte betraktas som en säkerhet mot stjälpning. (Det är lätt att visa bottenareor som med kärngränskravet endast skulle ge säkerheten  $s = 1,0$  mot stjälpning. Inte heller vid en rektangulär bottenarea garanteras stjälpssäkerheten). Med kärngränskravet tillses i stället att hela grundläggningsarean blir tryckt och att därmed att upptrycksfördelningen under dammen får ett linjärt avtagande. Det är därvid speciellt viktigt för dammar med en tunn frontskiva att hela denna är tryckt mot botten eftersom det annars kan utbildas större läckage vid svagare grundpartier.

I exceptionella lastfall tillåts dock resultanten att falla utanför kärnarean men inom ”3/5- arean”. En del av bottenarean blir då ej tryckt och mot denna area skall fullt upptryck antas. Vid icke rektangulära bottenformer är ”3/5- arean” odefinierad, men föreslås konstruerad enligt följande:

Förslag till beräkning av ”3/5 –arean”

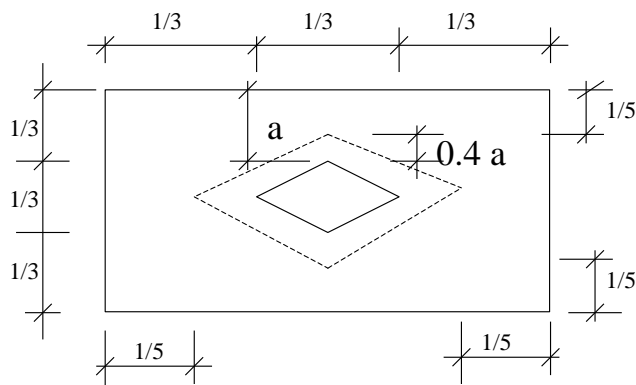
1) För en kontinuerlig massiv damm är ”3/5 –arean” arean av de mellersta tre femtedelarna (kärnarean utgör den mellersta tredjedelen).



Figur 18

2) En monolit med rektangulär bottenarea.

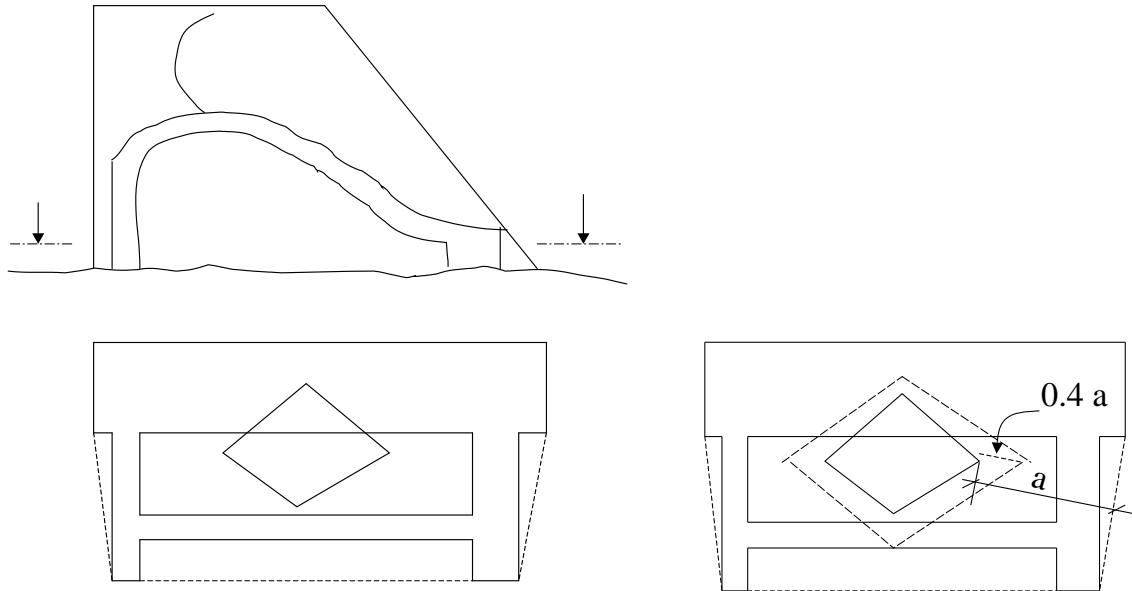
Om samma förhållande väljs mellan kärngräns och ”3/5-arean” som i fallet ovan så flyttas avståndet ut från kärnarean enligt figur.



Figur 19

3) En monolit med oregelbunden bottenarea (t.ex. pelare med del av skibord).

Kärnarean beräknas först på den bottenarea som, med hänsyn till styvheter, ingår i monoliten. En basarea definieras genom linjerna som omsluter bottenarean. ”3/5-arean” bildas genom att öka gränsen 40 % mot närmaste kant i basarean.



Figur 20

Stjälpningsaxelns läge bestäms i förhållande till betongens eller undergrundens styvhet och hållfasthet. Stjälpningsaxeln kan normalt läggas vid dammpelarens nedströmskant vid grundläggning på bra berg. Dock skall hänsyn tas till hållfastheten och styvheten hos konstruktionen och grund vid bestämmande av stjälpningsaxeln.

Stjälpningsfaktorn,  $s$ , beräknas som förhållandet mellan stabiliserande och stjälpande moment:

$$s = \text{stabiliserande moment} / \text{stjälpande moment}$$

Följande säkerhetsfaktor mot stjälpning skall tillämpas:

Vanligt lastfall	$s = 1,5$
Exceptionellt lastfall	$s = 1,35$
Olyckslastfall	$s = 1,1$

#### 7.3.2.4.2 Säkerhet mot glidning

Säkerhet mot glidning kontrolleras genom att tillse att horisontalkrafterna kan överföras från konstruktionen till grunden.

Kohesion i snittet mellan damm och undergrund beaktas normalt ej i Sverige vid beräkning av det totala motståndet mot glidning.

**Tillämpningsvägledning**

Glidkontroll utförs för anliggningsytan mellan berg och betong samt för eventuella svaghetsplan i grunden. Dessutom skall kontroll mot glidning ske för farliga snitt i själva dammkroppen, t ex vid gjutfogar eller sektionssäkringar.

Glidvillkoret uppfylls om aktuell framräknad glidfaktor  $\mu$  ej överstiger tillåtna värden  $\mu_{\text{till}}$ . Värdet  $\mu$  uttrycker förhållandet mellan resulterande krafter parallellt respektive vinkelrätt glidplanet.

Värdet  $\mu_{\text{till}}$  erhålls genom att friktionsvinkelns brottvärde  $\tan\delta_g$  divideras med en säkerhetsfaktor  $s_g$  enligt tabell 2 nedan. Värdet på  $\tan\delta_g$  bestäms utifrån resultat från undersökningar.

$$\mu = (R_H / R_V) \leq \mu_{\text{till}} = (\tan\delta_g / s_g)$$

där

$R_H$  = resultanten av krafterna parallellt glidplanet

$R_V$  = resultanten av krafterna vinkelrätt glidplanet

$\tan\delta_g$  = brottvärdet för friktionskoefficienten i glidyten

$s_g$  = säkerhetsfaktor enligt tabell nedan

Grundläggning	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

Tabell 2. Säkerhetsfaktor  $s_g$  för beräkning av  $\mu_{\text{till}}$ .

Vid grundläggning på berg av god kvalitet samt på morän, grus, sand och grovsilt kan värden på  $\mu_{\text{till}}$  enligt tabell 3 nedan användas för kontroll av glidsäkerhet i snittet mellan damm och grund.

Grundläggning	Normalt lastfall	Exceptionellt lastfall	Olyckslastfall	Brottvärde för $\tan\delta_g$
Berg	0,75	0,90	0,95	1,00
Morän, grus, sand	0,50	0,55	0,60	0,75
Grovsilt	0,40	0,45	0,50	0,60

Tabell 3. Tillåten friktionskoefficient  $\mu_{\text{till}}$  vid grundläggning på gott berg eller packad morän, grus, sand eller grovsilt.

Vid kontroll av glidning skall hänsyn tas till glidplanets lutning samt möjliga brutna glidplan. Kritiska glidplan kan finnas i dammen, i anliggningsytan mellan damm och grund, i grunden eller genom damm och grund. Inverkan av glidplanets lutning kan beaktas genom att verkande krafter delas upp i komponenter längs glidplanet och vinkelrätt planet. Vid kontroll av glidplan i grunden bestäms tillåten friktionskoefficient med hänsyn till gjorda grundundersökningar.

Vid grundläggning på friktionsmaterial skall glidstabilitet föreligga i kontaktytan mellan dammkropp och grund, men även längs lägre liggande svaga skikt under dammkroppen. Dessutom måste säkerheten mot cirkulärcylindriska eller andra glidbrott kontrolleras.

#### 7.3.2.4.3 Kontroll av grundpåkännigar

Grunden kontrolleras för aktuella tryck- och skjuvspänningar. Tillåtna påkännigar i grunden bestäms från fall till fall utifrån resultat från grundundersökningar och/eller ingenjörsgelogiska bedömningar. På motsvarande sätt kontrolleras att påkännigar i betongen ej överskrider tillåtna värden.

Grundtrycksfördelningen kan normalt beräknas enligt elasticitetsteori med Naviers formel. När komplicerade grundläggningsfall föreligger kan dock mer avancerade beräkningsmodeller som tar hänsyn till dammkroppens och grundens deformations-egenskaper, t ex med finita elementmetoden, krävas för analys. (Finita elementmetoder kan ge andra spänningsfördelningar än de som framräknas på traditionellt sätt.)

#### 7.3.2.4.4 Lyftning och sidopåkännigar

Delar av en dammkonstruktion kan behöva kontrolleras mot risk för lyftning och glidning, t ex utskovsbottnar. Vid kontroll mot lyftning och glidning kan samma säkerhetsfaktor som gäller vid glidning tillämpas, se tabell ovan.

Pelare i betongdammar bör i vissa fall ha tillräcklig styvhet och stabilitet i sidled så att de kan motstå ensidigt vattentryck till följd av brott i intilliggande dammonolit. Detta fall räknas som olyckslast. För befintliga dammar kan fallet vara aktuellt om glidsäkerheten är låg och konsekvenserna av ett dammbrott är stora.

#### 7.3.2.4.5 Inverkan av bergförankringar

Vid uppförande av nya dammar gäller som grundregel att okontrollerbara bergförankringar ej skall tillgodoräknas i dammens stabilitet. Däremot är det en fördel att insätta grova bergförankringar ( $\phi$ 25-32) som extra säkerhet, vilket ofta utfördes på äldre dammar.

Vid vissa typer av konstruktioner, t ex låga utskovströsklar eller låga dammar utsatta för istryck, kan det emellertid vara svårt att klara stabilitetskraven utan att utnyttja bergförankringar. Om slaka bergförankringar utnyttjas för att motverka glidning eller stjälpning av en dammdel skall konsekvenserna av ett eventuellt brott

begränsa sig till den förankrade dammdelen och ej kunna leda till totalt dammbrott vid anläggningen.

Där endast säkerhet mot glidning är ett problem kan rostfri slak armering utnyttjas som vid ”kraftöverföring genom fogar” enligt BBK kap.3.11.

#### Vid låga dammdelar, nya och befintliga

När slaka förankringar utnyttjas beräknas upptrycket utifrån konservativa antaganden. Tillåten armeringsspänning är 140 MPa, karakteristisk sträckgräns skall vara minst 370 MPa.

Slaka bergförankringar får endast tillgodoräknas i tvärsnitt i vilka kraftresultanten beräknad utan utnyttjande av bergförankringar hamnar inom konstruktionens basarea. Slaka bergförankringar får ej heller medräknas för att klara glidstabiliteten om brottvärdet för  $\tan\delta_g$  överskrids utan medverkan av bergförankringar.

För låga dammar (vattentryck ej högre än ca 5 m), där det är svårt och mycket oekonomiskt att uppnå stabilitet enbart genom dammens egentygnd, kan tillåtas användning av slaka bergförankringar för att uppta islasten. En förutsättning är att dammen ej tillhör konsekvensklass 1+ eller 1.

För låga trösklar som utsätts för stora horisontallaster och upptryck skall bergförankringar dimensioneras för att klara både upptryck och glidning.

#### Förstärkning av befintliga dammar

För befintliga dammar som ej uppfyller stabilitetskraven kan stabiliteten förbättras genom att installera spända förankringsstag. Dessa skall då utföras så att uppspanningskraften regelbundet kan kontrolleras genom provdragning.

I vissa fall, t ex vid dålig eller oarmerad betong i dammkonstruktionen, kan det vara bättre att insätta flera slaka förankringsstag eller spända stag där spännkraften begränsas. Konservativa beräkningsförutsättningar skall tillämpas. Grova stag, min  $\phi$  25 mm, bör användas för att minska korrosionens inverkan. Beräknat antal stag bör ökas med 25 %. Samtidig medverkan av slaka och spända stag får inte antas p g a deras olika verkningsätt.

#### För befintliga dammar i konsekvensklass 2

För befintliga dammar i konsekvensklass 2 kan befintliga slaka bergförankringar medräknas under förutsättning att brottvärden för glidning och stjälpning ej uppnås vid stabilitetsberäkning utan hänsyn till förankringarna samt att avrostning inte befaras.



### **7.3.3 Konstruktiv utformning**

#### **7.3.3.1 Grundläggning**

##### **7.3.3.1.1 Allmänt**

Betongdammar skall där så är tekniskt och ekonomiskt möjligt grundläggas på berg.

Dimensionering av grundläggningsåtgärder inklusive beräkningsantaganden skall dokumenteras. I samband med byggande och idrifttagning skall kontrolleras att antagna förutsättningar uppfyllts.

##### **7.3.3.1.2 Grundundersökningar**

Vid uppförande av nya betongdammar skall geotekniska och berggeologiska undersökningar utföras för bestämning av grundens materialegenskaper.

Om grundläggning på jord blir nödvändig skall grundundersökningar utföras med omfattning motsvarande de krav som gäller för fyllningsdammar, se avsnitt 7.2.2-3.

Finns det efter utförda ingenjörsgelogiska undersökningar och stabilitetsanalyser osäkerhet om förhållanden som påverkar grundens stabilitet, skall det utarbetas och genomföras ett mätprogram för att registrera deformationer, portryck och läckage.

##### **7.3.3.1.3 Grundläggning på berg**

Vid grundläggning på berg skall berget undersökas med avseende på täthet, sprickor, svaghetszoner och slag etc. Tillåtna grundpåkänningar skall fastställas. Speciell uppmärksamhet skall inriktas på att undersöka förekomsten av horisontella eller lutande slag eller sprickplan i berggrunden som kan utgöra glidplan för dammen.

Undersökning av bergets vattengenomsläpplighet och injekteringsarbeten skall ske i enlighet med kraven för fyllningsdammar, se avsnitt 7.2.3.1.3.

Vid grundläggning på berg skall bergpartier som inte är bärkraftiga avlägsnas eller förstärkas. Eventuella håligheter och sprickor som kan medföra läckage skall tätas med gjutningar och injektering. Skarpa övergångar skall avlägsnas så att olämpliga spänningstillstånd i konstruktionen inte kan uppstå.

Djupinjektering och kontaktinjektering utförs i den omfattning som anses erforderligt med hänsyn till bergkvalitet och läckage. Se tex Vattenfalls anvisningar för utförande av cementinjektering i berg. En injekterad tätskärm skall utformas med hänsyn till grundens beskaffenhet, vattentryck och tryckgradient. Normalt är tätskärmens höjd lika med halva dammhöjden. Tätskärmen urlakas med tiden.

I vissa fall kan en ”blanket” av tätande morän utläggas på berget uppströms dammen för att förlänga läckvägen. Vanligtvis bör ett erosionsskydd utläggas ovanpå moränen.

#### 7.3.3.1.4 Grundläggning på jord

Vid grundläggning på jord skall en tätskärm eller tätspont utföras nära dammens uppströmskant. Skärmen eller sponten skall om möjligt nedföras till berg. Om detta inte är tekniskt eller ekonomiskt genomförbart skall det verifieras att grunden tål aktuell genomströmning. Det skall därvid säkerställas att tryckgradienten över grundtvärsnittet ej kan ge upphov till inre erosion i grunden.

I vissa fall kan en ”blanket” av tätande morän utläggas på grunden uppströms dammen för att förlänga läckvägen. Vanligtvis bör ett erosionskydd utläggas ovanpå moränen.

Vid grundläggning på jord skall dammens konstruktion, eventuella dränage- och tätningsanordningar utformas med stor omsorg så att risk för skada på dammen p g a läckage och ojämna sättningar inte uppstår.

#### 7.3.3.2 *Fogar*

Fogar i dammar kan utföras antingen som gjutfogar eller som rörelsefogar. Beträffande fogar, förtagningar och armering, se BBK och Betonghandboken.

Indelning av fogar skall utföras med omsorg så att risken för skadlig sprickbildning minimeras. Man skall därvid även eftersträva en betong och en gjutprocess som ger minsta möjliga temperaturstegring i betongen efter gjutning.

Vid långa monoliter kan åtgärder mot sprickbildning behöva vidtas genom t ex kylning eller sprickviddsbegränsande armering.

##### 7.3.3.2.1 Gjutfogar

Gjutfogar förses med förtagningar för kraftöverföring. Före motgjutning behandlas fogytan så att den är rengjord och fri från cementslam samt förvattnad.

Tidigare utfördes ibland gjutfogar som avsvalningsfogar för att medge betongens sammandragning. Den spalt på ca 1,0 m bredd som efter betongens avsvälning igengöts medförde vanligtvis sprickbildning i spaltgjutningen varför detta förfaringsätt är olämpligt.

##### 7.3.3.2.2 Rörelsefogar

Rörelsefogar, även kallade dilatationsfogar, tillåter rörelser i betongen.

Avståndet mellan genomgående rörelsefogar beror på bl.a. på dammtyp. Vid placering av fogarna skall hänsyn tas till förväntade rörelser, dimensionsändringar längs dammsektionen och vid grunden mm. Avstånden bör inte överstiga 15 m, normalt indelas dammen i ca 8-12 m breda monoliter mätt längs dammen.

##### 7.3.3.2.3 Fogband

Rörelsefogar och vertikala gjutfogar som skall vara täta mot vattentryck, skall utföras med tygodkända fogband. Bandbredden bestäms bl.a. av vattentryck, betongdimensioner och fogens rörelser. Montering av fogband utförs så att det inte deformeras eller rubbas under gjutning. Skarvning av fogband utförs enligt leverantörens anvisningar men bör undvikas vid stora vattentryck. Fogbandet

ansluts till berget i en minst 250 mm djup uppborrad spalt som fylls med expanderande bruk.

Om man vill ytterligare säkra en rörelsefogs täthet kan den utföras med dubbla tätningsband och mellanliggande asfaltfyllning från tryckkärl. Asfalten bör vara uppvärmd vintertid.

### **7.3.3.3 Fribord**

Betongdammar utföras med ett tillräckligt fribord så att vågor ej kan slå upp över dammens brobana. För dammar i konsekvensklass 1+ och 1 skall även hänsyn tas till eventuellt överdämning i samband med dimensionerande flöde. I detta fall kan viss överspolning tolereras. Betongdammar skall normalt ej utföras med mindre fribord än 1,0 m. Vanliga fribord på större betongdammar är 1,5-2 m.

## **7.3.4 Material**

### **7.3.4.1 Betong - Exponeringsklasser**

Betongkonstruktioner beräknas och utförs på grund av risken för karbonisering/kloridkorrosion respektive risken för frysning/upptining till exponeringsklasserna XC4 och XF3 enligt BKR.

För betongdammar skall följande krav ställas på betongmaterialet:

- Hållfasthetsklass minst C25/30 enligt BBK
- Utförandeklass I, enligt BBK
- Vattentäthet enligt BBK
- Vattencementtal  $v_{ct_{ekv}}$  max 0,55, enligt tabell 5.3.2a i SS 13 70 03
- Lufthalt framgår av tabell 5.3.2b i SS 13 70 03
- Cement: Portlandcement EN 197-1-CEM I 42,5 N BV LA SR enligt SS-EN 197-1.

Mer detaljerade anvisning angående betong återfinns i BBK och Betonghandboken.

För konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck bör betongtvärsnittets tjockleken vara minst 300 mm.

### **7.3.4.2 Armering**

Armering skall uppfylla kraven i BBK.

BBK:s regler under 4.5.6 om krympning är inte anpassade för grova vattenbyggnadskonstruktioner då den ger för låg armeringsprocent. Stödsivor i lamelldammar bör armeras med 0,6 % av tvärsnittsarean inom ett område ovanför berggrunden,  $0,5 \text{ m} - H/3$  ( $H$  = pelarens höjd), om inte kylning av betongen tillämpas eller om den totala pelarlängden inklusive fronthuvud är kortare än 8 m.

### 7.3.4.3 Täckande betongskikt

För konstruktioner utsatta för vattentryck bör täckande betongskiktet vara minst 50 mm på vattensidan och 40 mm på luftsidan. Täckande betongskiktet gäller också för eventuell monteringsarmering. Vid användning av spännarmering bör täckande betongskiktet för kabelkanal vara minst 100 mm.

Med hänsyn till nötning skall täckande betongskikt för armering i betongdammar uppfylla minimivärden enligt tabell 5 nedan.

Del	TB <sub>min</sub> (mm)
Skibord och pelarsidor mot strömmande vatten	70
Stötbotten och energiomvandlare nedströms utskov	100
Bottenplattas undersida vid gjutning mot jord	100
-"- -"- gjutning mot berg	70
Övriga konstruktionsdelar mot vatten	50
Övriga konstruktionsdelar mot luft	40

Tabell 5. Minimivärden för täckande betongskikt (TB).

### 7.3.4.4 Sprickbredder

För konstruktioner belastade av ensidigt vattentryck bör inte sprickbredden  $w_k$  överstiga 0,20 mm. Sprickbredden 0,20 mm innebär i många fall orimligt hög armeringsmängd, varför det i vissa fall kan tillåtas att  $w_k = 0,30$  mm. För ytor mot luft bör  $w_k$  inte överstiga 0,30 mm.

Sprickbredd beräknas enligt BBK. Därvid behöver inte täckande betongskikt sättas större än 50 mm.

### 7.3.4.5 Detaljregler om utformning

För att underlätta tillsyn av dammens luftsida bör man, i den utsträckning som det med rimliga medel är möjligt, vidtaga åtgärder mot att det kan bildas större vattensamlingar på nedströmssidan.

Inspektionsgångar skall vara lätt tillgängliga och tillräckligt rymliga så att inspektion och nödvändiga underhålls- och reparationsarbeten kan ske. När de utförs som stängda gångar i massiva konstruktioner skall de vara väl ventilerade. Lamelldammar vars nedströmssida vetter mot luft bör vara försedd med isolerande vägg på nedströmssidan.

### **7.3.5 Instrumentering**

Behovet av instrumentering bör analyseras för varje anläggning. För befintliga dammar är installation av mätinstrument ibland nödvändig för att verifiera antaganden som gjorts vid projekteringen eller för att övervaka förändringsprocesser i dammen eller undergrunden, speciellt vid grundläggning på jord eller vid grundläggning på berg där speciellt ogynnsamma förhållanden råder.

För betongdamm bör det därför övervägas om dessa skall förses med anordningar för mätning av upptryck, läckage och rörelse.

Vid grundläggning på jord kan instrumenteringen av grunden utformas enligt anvisningar för fyllningsdamm, se kap 7.2.4.

### **7.3.6 Bygghandlingar**

Tidigare utförda förstudier ligger till grund för utarbetandet av bygghandlingar. Arbete med bygghandlingarna delas ofta upp i detaljprojektering och förfrågningsunderlag.

Detaljprojekteringen av en betongdamm omfattar bl.a. topografiska, geotekniska/geologiska undersökningar, dimensionering av grundläggning och damm. Optimering av utformningen av dammen genomförs och redovisas. Den valda utformningen redovisas på ritningar med sammanställningar och detaljer.

Underlaget ligger oftast till grund för en förnyad kostnadsuppskattning.

I detta skede utförs normalt inga nya undersökningar utan arbetet är inriktat på att överföra förväntade förhållandena till förfrågningsunderlaget. Till grund för förfrågningsunderlaget ligger detaljprojekteringen samt utförda geotekniska och geologiska undersökningar.

Byggnadsbeskrivning som innehåller anpassade specifikationer till lokala förhållanden upprättas. Vidare görs en mängdförteckning över ingående arbeten.

Utförda undersökningar och utredningar redovisas var för sig så att det klart framgår vad som är undersökningsresultat och vad som är tolkningar.

### **7.3.7 Utförande**

På byggarbetsplatsen skall arbetsledning och kontrollpersonal ha tillräcklig erfarenhet av att utföra betongdamm eller liknande anläggningskonstruktioner. De personer som ansvarar för arbetena skall ha tidigare relevant erfarenhet av arbeten med betongdamm.

### **7.3.8 Kontroll**

Arbetet skall kontrolleras genom fortlöpande övervakning av arbetsutförandet. Arbetet och materialens kvalitet kontrolleras minst i den omfattning som föreskrivs i bygghandlingarnas specifikationer, som också skall innehålla minimikrav för materialundersökningar och frekvens för provtagningen.

Protokoll skall föras över provtagningar. Av protokollen skall framgå provens tidpunkt, resultat, eventuella avvikelser och gjorda rättelser m m. Härigenom skall de ställen där provningarna utförts även i efterhand entydigt kunna bestämmas.

Arbetsledning och kontrollorganisation skall verka oberoende av varandra och kontrollpersonalen skall ha rätt att avbryta byggnadsarbetena då använda material eller arbetsmetoder avviker från de som föreskrivs i bygghandlingarna.

Projektören skall medverka i kontrollen genom att följa genomförandet av åtminstone de mest kritiska arbetsmomenten och genom att granska provningsprotokollen.

### **7.3.9 Dokumentation**

Resultat från grundundersökningar och beräkningar samt andra förutsättningar gjorda under projekteringen skall arkiveras på sådant sätt att de är lätt åtkomliga för framtida utvärderingar av dammens säkerhet och vid eventuella framtida reparationer eller förstärkningar.

Relationsritningar skall upprättas med underlag av mätningar som utförs under byggnadstiden. Relationsritningarna skall uppvisa det slutliga utförandet av grundläggningen och konstruktionernas utförande. Vidare bör det framgå var ändringar genomförts i samband med byggnadsarbetena.

Resultatet från alla provtagningar skall samlas på ett och samma ställe. Dessutom skall resultatet från provtagningarna sammanställas och utvärderas i tex årsrapporter som arkiveras.

En samlad dokumentation av en dammkonstruktion bör innehålla:

- KFB, innehållande alla last- och beräkningsförutsättningar.
- Beräkningar, innehållande beskrivningar av antagna funktionssätt mm för att underlätta granskning och ev. senare konstruktionsändringar.
- Mått- och armeringsritningar över utförd konstruktion (relationsritningar).
- Ev. undersökningar som gjorts för tydligare konstruktionsförutsättningar, t.ex. undersökning av berggrund.
- Ev. utredningar över val av dammtyp eller andra beslut av betydelse för dammkonstruktionen.
- Detaljerat mätprogram för gjorda installationer