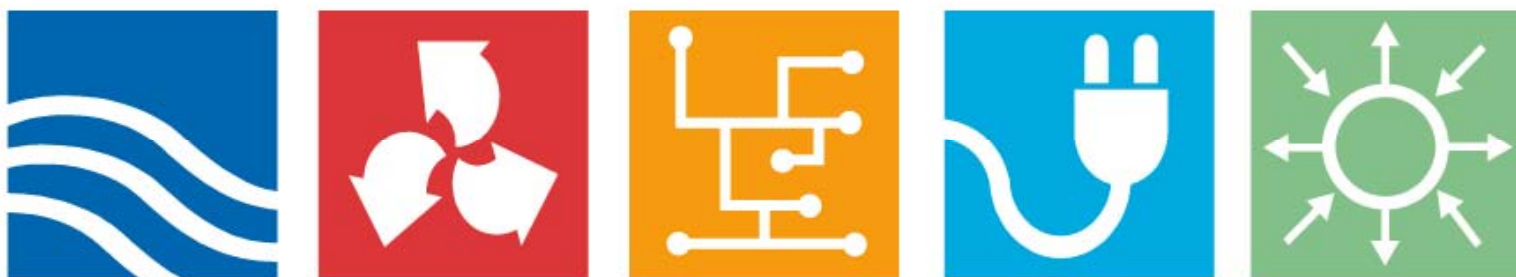




Spricktillväxt i lamelldamm

Tillämpning av icke-linjära modeller – Del I

Elforsk rapport 08:21



Anders Ansell, Jonas Björnström, Tomas Ekström, Manouchehr
Hassanzadeh och Mattias Unosson.

December 2007

Spricktillväxt i lamelldamm

Tillämpning av icke-linjära modeller – Del I

Elforsk rapport 08:21

Anders Ansell, Jonas Björnström, Tomas Ekström, Manouchehr
Hassanzadeh och Mattias Unosson December 2007

Förord

Svenska vattenkraftföretag har sedan 1995 finansierat betongtekniskt utvecklingsarbete inriktat mot vattenkraftföretagens behov.

Syftet med den verksamhet som bedrivs är att stå för ett kvalificerat stöd till vattenkraftföretagen i de byggfrågor som faller under hela den tekniska förvaltningskedjan. Målet är att ta fram verktyg, riktlinjer, utförandebeskrivningar och teknik som fyller industrins behov, bl.a. genom ett koppla resultat till RIDAS med tillämpningsanvisningar. Målet är också att utifrån industriperspektiv bygga kompetens på olika håll i samhället där så behövs. En viktig del är att medverka till att det kommer fram studenter, tekniska licentiater och doktorer som har genomfört arbeten inom områden som ligger nära branschens intressen.

Programmet administreras med hjälp av en styrgrupp med följande ledamöter:

Malte Cederström, Vattenfall Vattenkraft
Johanna Feldtman, E.ON Vattenkraft Sverige
Jan Liif, Statkraft AS
Erik Nordström, Vattenfall Vattenkraft
Karin Persson, Fortum
Gunnar Sjödin, Vattenregleringsföretagen
Lars Hammar, Elforsk

Stockholm Januari 2008

Lars Hammar
Elforsk AB

Sammanfattning

Som ett inledande pilotprojekt utförde Vattenfall Research & Development, Carl Bro och Lunds Tekniska Högskola numerisk modellering av Storfinnforsens damm som byggdes 1949-1954. Dammen är en lammelkröndamm som dämmer ett vattenmagasin på 400 Mm³ och dess vattennivå hålls nästan alltid i närheten av dämningssgränsen. Lamellerna består av monoliter, till antalet ca. 100. Omfattande sprickbildningar på monoliternas frontplatta och stöd har uppstått. En teori är att sprickorna har uppkommit p.g.a. av förhindrade termiska rörelser. För att undersöka detta utfördes numeriska beräkningar. Resultatet visade att de förhindrade termiska rörelserna kunde vara en av anledningarna bakom dammens uppsprickning. Med hjälp av beräkningar kunde visas var sprickorna initierades och i vilken riktning skulle de propagera. Men beräkningarna, som var baserade på en icke-linjär brottmekanisk modell, kunde inte utföras fullt ut på grund av instabilitet i de numeriska beräkningarna. Därför initierades ett nytt projekt, d.v.s. det föreliggande projektet, i vilket Kungliga Tekniska Högskolan, Vattenfall Research & Development, Vattenfall Power Consultant och Carl Bro ingick som deltagare.

I det föreliggande projektet, som i fortsättningen omnämns *projekt* eller *projektet*, har en del av de stabilitetsproblemen lösts. Vidare har projektet tillförts andra typer av beräkningsmodeller som har verifierats med resultatet av mätningar gällande temperatur och sprickrörelser orsakade av temperaturförändringar. Projektarbetet har även inkluderat en översiktlig studie av förekommande typer av dammar, de beräknings- och belastningsmodeller som används vid statistiska analyser av dammkonstruktioner samt tillämpning av icke-linjär brottmekanik på dammkonstruktioner.

Vad gäller beräkningsmodeller konstateras att det finns både fysikaliska och statistiska modeller. De fysikaliska modellerna används för att uppskatta fysikaliska uppförande hos dammen och dess omgivning. Fysikaliska modeller baseras på kunskap, erfarenhet, experiment och mätning. Statistiska modeller används när de fysikaliska modellerna inte är tillräckligt kända. Genom ett stort antal observationer under lång tid kan beräkningsvariablernas slumpvisa variation göras mer känd. Vilka och hur komplexa modeller man använder för beräkning av betongdammar växlar från fall till fall. Vid enkla, överslagsmässiga beräkningar av okomplicerade konstruktioner eller okomplicerade angrepp av laster eller miljö används enkla modeller som t.ex. de handberäkningsmetoder som anvisas i RIDAS (2006). Finita Element Metoder (FEM) används oftast för mer realistiska balansekvationer, konstitutiva relationer, geometrier och randvillkor.

Vad gäller internationellt arbete konstateras att ICOLDs utskott för "Computational Aspects of Analysis and Design of Dams" har under sin verksamhetstid utarbetat flera bulletiner och ordnat en referensworkshop, så kallad Benchmark Workshop, för studie och verifiering av olika beräkningsmodeller och datorprogram som används vid analys av dammkonstruktioner. Resultaten är sammanställda i olika bulletiner och rapporter. Vad det gäller numeriska analysmetoder tillämpade på dammkonstruktioner är bulletinernas och rapporternas innehåll omfattande och berör många olika aspekter. Utskottet behandlar frågor rörande betong-, jord- och fyllnadsdamm; olika typer av dammar; olika delar av dammar; olika belastningar och belastningsstadier; mm.

Utöver ICOLD finns Thematic Network on the Integrity Assessment of Large concrete Dams (NW-IALAD). NW-IALAD är ett program till stöd för en konkurrenskraftig och hållbar tillväxt/utveckling. Nätverket bildades med stöd från EU

Genomgången av de tillgängliga tillämpningarna visar att de icke-linjära modellerna kan användas för att beskriva sprickors initiering och tillväxt. Genomgången visar att de numeriska stabilitetsproblem som är ofta förekommande vid icke-linjära tillämpningar övervinns i de flesta fall.

Som fortsättning på det tidigare arbetet utfördes under detta projekt beräkningar med finita elementmetoden, baserat på icke-linjära materialparametrar. En lamelldamm av betong har modellerats, vilket även var fallet i det tidigare arbetet som visade temperaturfördelningar och spänningar framräknade med en linjärelastisk materialmodell. Resultaten demonstrerade hur temperaturfördelningar över året påverkar dammen samt hur olika antaganden om graden av inspänning i berggrunden inverkar. I det tidigare arbetet redovisades också en första ansats till beräkningar med en ickelinjär materialmodell. Syftet med detta projekt är att fullt ut kunna beskriva uppsprickning av betongdammen. För att möjliggöra detta har en tvådimensionell modell använts och lasterna har tillåtits avvika från de temperaturer i vatten, luft och berg som tidigare antagits. För att framkalla spricktillväxt har till viss utsträckning icke realistiska lastfall använts.

De redovisade beräkningsexemplen visar att en tvådimensionell finit elementmodell är fullt tillräcklig för att beskriva dammens beteende. Den typ av sprickor som har observerats på verkliga liknande dammkonstruktioner har kunnat efterliknas. Även propagering av sprickor i betong som beskrivits med en ickelinjär materialmodell har kunnat hanteras, för fall där belastningen utgörs av temperatur eller tvångsförskjutning.

I ett uppföljande projekt kommer dammens beteende att studeras utifrån realistiska temperaturförhållanden, randvillkor, lastfall och materialegenskaper. Arbetet kommer särskilt att fokuseras på hur olika laster samverkar och vid vilken årstid risken för skada därigenom blir störst. Temperaturfördelningen i betongen ska detaljstuderas och de framräknade temperaturgradienterna bör verifieras mot uppmätningar i fält.

Som nämndes ovan har projektet haft tillgång till mätningar gällande temperatur och sprickrörelser orsakade av temperaturförändringar. Mätningarna visar stora deformationer i sprickzonerna. En del av denna rörelse beror troligen på temperaturändringar.

Temperaturfältet och sprickornas rörelser har analyserats genom beräkningar. Vad gäller temperaturberäkningar har god överensstämmelse mellan beräkning och mätning konstaterats. Beträffande sprickrörelser har konstaterats att resultatet är mycket beroende av de materialparametrar som används. Eventuellt går modellen att kalibrera så bra att det går att bättre förutse respon- sen på last.

Summary

This project is a continuation of a preliminary project initiated by Vattenfall Research & Development, Carl Bro AB and Lund Institute of Technology. The preliminary project dealt with the numerical modelling of the crack development in Storfinnforsens dam which was built between 1949 and 1954. The dam is a buttress dam with a reservoir capacity of 400 Mm³. The whole dam is about 1,200 metres long and the concrete part is about 800 metres. The concrete part of the dam includes approximately 200 m intakes and spillways. The concrete was hand-rammed only and not vibrated. The buttress dam consists of 66 buttress dam monoliths, excluding intakes, spillways and right side concrete support wall dam. The highest monolith is about 40 m high. A monolith consists of an 8 metres wide front plate with a downstream supporting block, a buttress, and here also called *dam pillar*. The front plates are about 2.5 m thick near the bedrock and 1.2 m thick at the top of the dam. The dam pillars are 2 m thick and are as widest about 34 m near the bedrock. The word *dam* henceforth refers to the buttress dam.

Extensive cracks have been developed on the dam structure. The cracks are observed both on the front plate and on the monoliths. The reasons for the crack development have been discussed in several reports. Nevertheless one theory is that one of the major reasons for the crack development could be confined seasonal thermal movement. The numerical analysis based on the non-linear fracture mechanic performed in the preliminary project showed that most of the cracks could be initiated and propagated as a result of the confined seasonal thermal movement. However the analysis could not be accomplished because of numerical instabilities. Therefore the present project was initiated in order to overcome the numerical problems. The Royal Institute of Technology, Vattenfall Research & Development, Vattenfall Power Consultants and Carl Bro are the participants of the project.

In the present project some of the numerical problems have been solved. Furthermore, the project includes a review of the different design models for dam constructions, literature review regarding application of non-linear fracture mechanics to dam structures, and measurement of the displacements and crack movements.

Innehåll

1	Inledning	1
1.1	Bakgrund	1
1.2	Mål	2
1.3	Avgränsningar	2
2	Betongdammar	3
2.1	Olika typer av betongdammar och deras uppbyggnad	3
2.2	Verkande laster och deras effekter	6
2.3	Principiell uppbyggnad av beräkningsmodeller	8
2.3.1	Allmänt	8
2.3.2	Beräkningsmodeller enligt RIDAS	9
2.3.3	FE-modeller	11
2.3.4	Statistiska modeller	12
3	modellering av dammkonstruktioner - Lägesrapport	15
3.1	Inledning	15
3.2	Benchmarksberäkningar	19
3.2.1	Spänningsintensitetsfaktor vid en sprickspets under inverkan av temperaturgradient	19
3.2.2	Upptrycks- och spänningsanalys av en valvdammsgrund	21
3.2.3	Överhängande översvämningsbrott hos en betonggravitationsdamm	23
3.3	NW-IALAD	26
3.4	Slutsatser	28
4	Modellering av dammkonstruktioner – Grundprinciper	31
4.1	Inledning	31
4.2	Modellering av dammkonstruktioner – Materialmodellering	35
4.2.1	Plasticitetsteori och skademekanik för små deformationer	35
4.2.2	Använd flytfunktion och flyttag för beräkningar	37
5	Modellering av lamelldamm	41
5.1	Inledning	41
5.2	Förutsättningar	41
5.2.1	Geometri	41
5.2.2	Yttre laster	41
5.2.3	Temperaturer	42
5.3	Finit elementmodell	43
5.3.1	Tvådimensionell modell	43
5.3.2	Diskretisering och elementtyp	43
5.3.3	Numeriska parametrar	44
5.4	Icke-linjär materialmodell för betong	45
5.4.1	Grundläggande materialparametrar	45
5.4.2	Plastisk skadmodell	45
5.4.3	Deformation vid tryckspänning	48
5.4.4	Deformation vid dragspänning	49
5.4.5	Graden av skada efter uppsprickning	51
5.5	Exempel 1 – påtvingad deformation	51
5.5.1	Modell	51
5.5.2	Deformationsförlopp och spänningar	52
5.5.3	Sprickpropagering	55
5.5.4	Vid avbruten påtvingad deformation	56
5.6	Exempel 2 – temperatur som randvillkor	58

5.6.1	Modell	58
5.6.2	Temperatur och deformation.....	59
5.6.3	Spänningar och betongbrott.....	60
5.7	Exempel 3 – belastning från inre temperaturfält.....	64
5.7.1	Modell	64
5.7.2	Temperatur, deformation och spänningar.....	66
5.7.3	Sprickpropagering	68
5.7.4	Vattenlastens inverkan.....	71
5.8	Kommentarer	72
6	Mätresultat	75
6.1	Temperatur- och sprickmätningar vid Storfinnforsens lamelldamm.....	75
6.1.1	Allmänt.....	75
6.1.2	Resultat	79
6.1.3	Diskussion.....	80
6.2	Från litteratur	81
6.3	Kommentar	82
7	Jämförelse mellan teori och Mätning	83
7.1	Beräkningsmodeller	83
7.1.1	Allmänt.....	83
7.1.2	Porvattentryck i dammen	83
7.1.3	Temperaturer i dammen.....	85
7.1.4	Mekaniska spänningar i dammen	86
7.2	Resultat	88
7.2.1	Temperatur	88
7.2.2	Sprickrörelser	89
7.3	Diskussion.....	91
7.3.1	Temperatur	91
7.3.2	Sprickrörelser	91
8	Slutsatser	93
9	Referenser	95

1 Inledning

1.1 Bakgrund

I Sverige finns idag ett stort antal betongdammar och det är känt att ett flertal av dessa har sprickor. Vid bedömning av dammsäkerhet är det av största vikt att utifrån mätningar och observationer kunna avgöra om respektive spricka utgör ett hot mot dammen eller inte. Sådan tolkning måste bygga på kunskap om var och hur sprickor uppträder och propagerar. Många betongdammar utsätts för temperaturgradienter på grund av stora skillnader i temperatur mellan vattnet på dess ena sidan och luften på dess andra vilket, särskilt i kombination med mekaniska laster, kan leda till allvarlig sprickbildning.

Vid tillståndsbedömning av befintliga dammar bör mätningar kombineras med beräkningar för att mätresultaten ska kunna förstås och tolkas, särskilt vid existerande sprickor. Fokus ska vara på att förstå funktionen hos den bärande betongen i dammarna och hur den påverkas av variationer i olika randvillkor som till exempel samverkan med det omgivande berget.

Kunskapen om sprickornas betydelse för betongdammarnas funktion kan byggas genom numeriskt modelleringsarbete, bestämning av konstruktionsmaterialets fysikaliska och mekaniska egenskaper samt bestämning av randens och sprickornas tillstånd. Kunskap om sprickornas tillstånd underlättar val av reparationsmetoder. En realistisk och verifierad modell underlättar även analysen av den reparerade konstruktionen.

Det är således mycket viktigt att inom området säkra och bygga upp kompetensen inom Sverige och det projekt som presenteras ska därför ses som ett pilotprojekt med syfte att öka förståelsen, lösa praktiska modelleringsproblem samt att föreslå lämpligt tillvägagångssätt för att analysera spruckna konstruktioner. Utomlands pågår liknande arbeten och det är därför av stor vikt att dra fördel av redan kända resultat.

Som ett inledande pilotprojekt utförde Vattenfall Research & Development, Carl Bro och Lunds Tekniska Högskola numerisk modellering av Storfinnforsens damm som byggdes 1949-1954. Dammen är en lammelkröndamm som dämmer ett vattenmagasin på 400 Mm³ och dess vattennivå hålls nästan alltid i närheten av dämningssgränsen. Lamellerna består av monoliter, till antalet ca. 100. Omfattande sprickbildningar på monoliternas frontplatta och stöd har uppstått. En teori är att sprickorna har uppkommit på grund av förhindrade termiska rörelser. För att undersöka detta utfördes numeriska beräkningar. Resultatet visade att de förhindrade termiska rörelserna kunde vara en av anledningarna bakom dammens uppsprickning. Med hjälp av beräkningar kunde visas var sprickorna initierades och i vilken riktning de skulle propagera. Men beräkningarna, som var baserade på en icke-linjär brottmekanisk modell, kunde inte utföras fullt ut på grund av numerisk instabilitet. Därför initierades ett nytt projekt, d.v.s. det föreliggande projektet, i vilket Kungliga Tekniska Högskolan, Vattenfall Research & Development, Vattenfall Power Consultant och Carl Bro ingick som deltagare

1.2 Mål

Projektets mål var att:

- 1 Verifiera de icke-linjära modellernas användbarhet vad det gäller analys av dammkonstruktioner.
- 2 Sammanställa internationellt utförda arbeten inom området, vidareutveckla och verifiera, utföra beräkningar på en dammkonstruktion, samt verifiera beräkningsresultaten genom okulär besiktning av konstruktionerna.
- 3 Inom området säkra och bygga upp den kompetensen i Sverige, öka förståelsen vad gäller dammkonstruktioners beteende, lösa praktiska modelleringsproblem samt att föreslå lämpligt tillvägagångssätt för att analysera spruckna konstruktioner.

1.3 Avgränsningar

Detta projekt bör betraktas som ett pilotprojekt. Avsikten var att få en allmän uppfattning om beräkningsmodellens tillämpbarhet. Därför har grova förenklingar gjorts i vissa fall. Inverkan av vattentryck mellan dammkonstruktion och berg, samt i sprickorna i berg har inte tagits med i beräkningarna. Ingen hänsyn har tagits till variationen i vattentemperaturen, urlakning och isbildning i och på betongen. Inga materialdata har bestämts. Beräkningar har utförts med både linjära och icke-linjära modeller. Beräkningar baserade på linjära modeller har använts för att förklara resultatet av mätningar utförda på dammkonstruktionen. De icke-linjära beräkningarna har inte verifierats med mätningar. Beräkningarna har utförts enbart med finita elementprogrammet *Abaqus*.

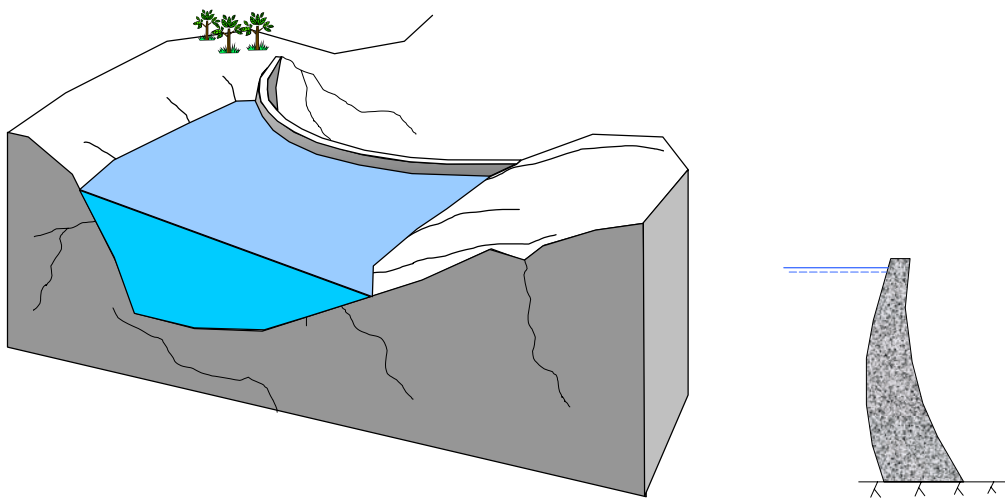
2 Betongdammar

2.1 Olika typer av betongdammar och deras uppbyggnad

En damm är en byggd konstruktion som dämmer upp en vattenyta på ena sidan. Betongdammar kan indelas efter hur de verkar statiskt sett, t.ex. i valvdammar och gravitationdammar (Blomqvist och Berg, 1949). Gravitationsdammar tar hjälp av mothållande egentyngder för att motverka pådrivande laster. Gravitationsdammar kan i sin tur indelas i olika undertyper som t.ex. massivdammar och pelardammar. Exempel på pelardammar är lamell-dammar och Ambursendammar. Det finns även mellanformer av valv- och massivdammar.

Valvdammar:

Valvdammar, Figur 2.1, tar upp vattenlast och islast genom valvverkan som överför reaktionskrafterna till anfangen. Valvdammar är känsliga för osymmetriska laster eller om stöden är veka och svaga. Anfängen utgörs normalt av berg eller betongkonstruktioner. Är nedströmssidan ej värmeisolerad uppstår spänningsvariationer i dammen på grund av temperaturvariationer över året.

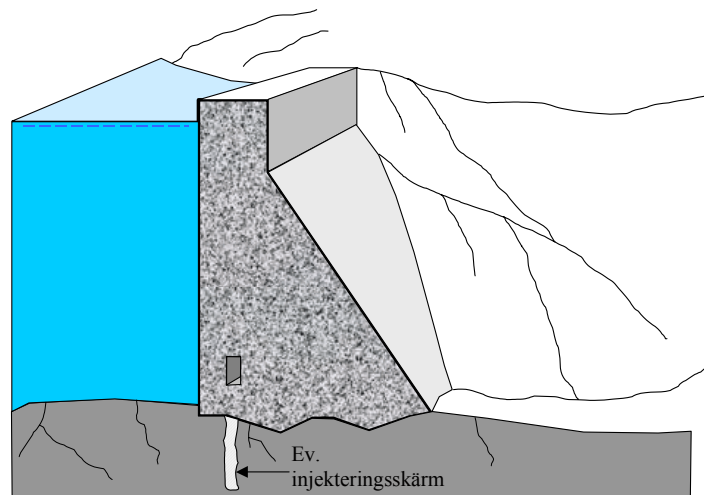


Figur 2.1 Principfigur av en valvdamm.

Massivdammar:

Massivdammar, Figur 2.2, har en stor egentyngd som stabiliserar dammen. De kan oftast utföras av en betong med lägre kvalitet och utan armering. Mot uppströmssidan och mot grundläggningen ska betongen vara av god kvalitet. Om en massivdamm utförs i längre sektioner blir de styva men spröda i längdriktningen och är då känsliga för sättningar i undergrunden. Detta gäller speciellt om dammen är grundlagd på jord. Massivdammar har en stor basarea mot undergrunden och därför kan vattenupptrýcket bli stort, vilket vill

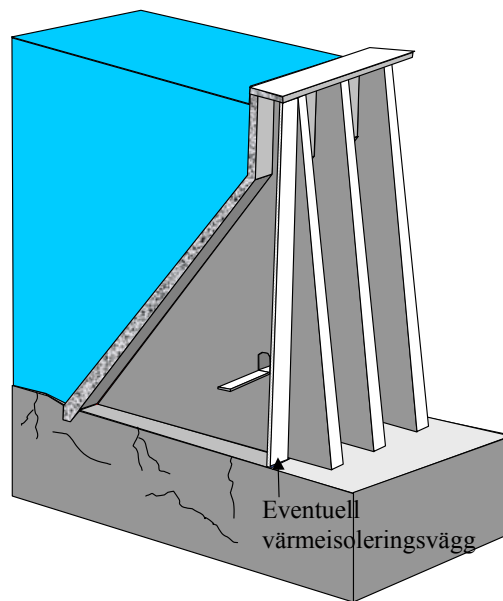
försämra stabiliteten. I uppströmskanten, under dammen, utförs ofta en tätande injekteringsskärm av cementbruk ner i undergrunden. Detta gäller speciellt om dammen är grundlagd på jord. Dränagegallerier och tätskärmar reducerar upptrycket och förbättrar stabiliteten. Ofta utförs dammarna med en inspektionsgång inuti dammen, i närheten av undergrunden och i uppströmsdelen. Sådana inspektionsgångar fungerar oftast som dränagegallerier. Utomlands har det på senare tid blivit mycket vanligt att utnyttja teknik som används vid uppförande av fyllningsdammar för uppförande av den variant av massivdamm som kallas RCC-damm (Roller compacted concrete), där betong med litet cementinnehåll, ofta med flygaskor inblandat, läggs ut av jordförflyttningsfordon och kompakteras med vältrar. Ingen armering används. I detta fall är det extra viktigt att skikt i uppströmssidan och undersidan av dammen görs med en armerad betong med högre cementinnehåll.



Figur 2.2 Principfigur av en massivdamm.

Pelardammar:

Pelardammar, Figur 2.3, är mycket smäckrare än massivdammarna och tar ofta hjälp av vattentyngden för att förbättra stabiliteten, genom att uppströmsytan på dammen görs lutande. Genom att frontplatta och dammpelare är relativt tunna med liten anliggning mot berget fås ett relativt litet upptryck. Det gäller förstås inte vid grundläggning på jord då grundläggningen utförs med hel bottenplatta. Materialåtgången i pelardammar är mindre än vid massivdammarna, men å andra sidan är betong- och armeringsarbetet mer komplicerat och kräver mer resurser. Till skillnad från massivdammarna kan pelardammar relativt enkelt inspekteras på nedströmssidan. Tunna pelardammar är oftast känsliga för sprickbildning under avsvalningsstadiet vid betongens härdning. På grund av de relativt tunna frontplattorna bör dammarna värmeisoleras på nedströmssidan för att undvika frostsador.

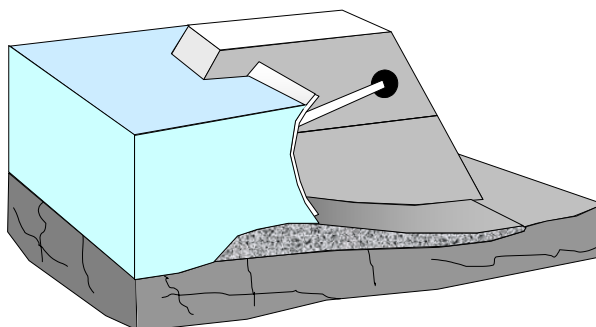


Figur 2.3 Principfigur av en lamelldamm.

Betongdammar kan även indelas efter deras uppbyggnad, t.ex. dammar med homogen konstruktionsbetong, RCC-dammar eller stenkädda betongdammar. Betong kan ibland ingå i fyllningsdammar som t.ex. tätande skikt på uppströmssidan eller inuti dammarna.

Betongdammar kan även indelas efter sin funktion, t.ex. kröndammar som dämmer upp magasinets vattenyta, utskovsdammar som utgör infästning för luckor och ledning av vattenflöde, intag som leder ner drivvattnet till kraftstationen. Ibland kan hela kraftstationen utgöra en del av dammen. Ofta ingår stödmurar av betong som en del i fyllningsdammar. I kröndammar förekommer sådana valv- eller gravitationsdammar som nämnts ovan.

I utskovsdammar med luckor är luckorna infästa i betongkonstruktioner. Planluckor överför vattenlasten utefter luckan till betongpelare på ömse sidor om luckan. Segmentluckor, se Figur 2.4, överför vattenlasten via luckarmar till luckaxlar som sitter ingjutna i betongpelarna på ömse sidor om luckan. Sektorluckor för över lasten från vatten och is till skibordets uppströmsände via sin infästning i denna. Klaffluckor och valsluckor för över lasterna via axlar till betongpelare på ömse sidor. I utskovsdammar utan luckor, t.ex. bräddutskov, rinner vatten över ett skibord och det erhålls endast en vattenlast ner på skibordet.



Figur 2.4 Principfigur av en utskovspelare med segmentlucka.

2.2 Verkande laster och deras effekter

På en betongdamm verkar olika slags laster. De kan röra sig om externa laster som verkar mot dammens ränder eller det kan vara laster som uppstår inuti dammen. Laster kan vara bundna eller rörliga och de kan vara kortvariga eller långvariga. Externa laster kan vara t.ex. vatten- och istryck. Interna laster kan härröra från krympning eller svällning på grund av temperatur- eller fuktvariationer eller bero på från sättningar i undergrunden.

Lasteffekterna beror naturligtvis på lasterna men också på hur dammens respons och randvillkor modelleras. T.ex. fås olika spänningsfördelningar i en damm om den modelleras som balk eller skiva. Ett annat exempel är om materialet i dammen modelleras som linjärelastiskt eller om det tillåts plasticeras och skadas, vilket får till följd att kraftomlagringar sker inom dammen. Ett tredje exempel är om berget under dammen tas med i modellen, vilket påverkar spänningsfördelningen.

Under en dams tekniska livslängd förekommer olika laster, t.ex. enligt Figur 2.5. Direkt efter gjutstadiet värms dammen först upp av hydrationsvärmets i betongen, varefter den sedan kyls av till omgivande temperatur. När betongen värms upp av hydrationsvärmets sväller betongen och om den då hålls emot av någon redan gjuten och avsvältnad del eller av undergrunden så uppstår spänningar. I detta stadium har dock betongen en låg E-modul, den är mjuk, och inga större spänningar brukar uppstå. Däremot i den efterföljande avkyllningen har E-modulen hunnit öka så pass mycket att stora spänningar kan uppstå när betongen krymper. Detta avsvältningsstadium är ett mycket viktigt stadium för de flesta grova betongkonstruktioner. De sprickor som eventuellt bildas då kan mycket sällan återställas.

Nästa stadium som inverkar mycket på en betongdamm är vattenuppfyllningen i magasinet. Sker detta efter relativt lång tid har dock betongen härdat länge nog för att uppnå sina önskvärda mekaniska egenskaper och skador kan undvikas.

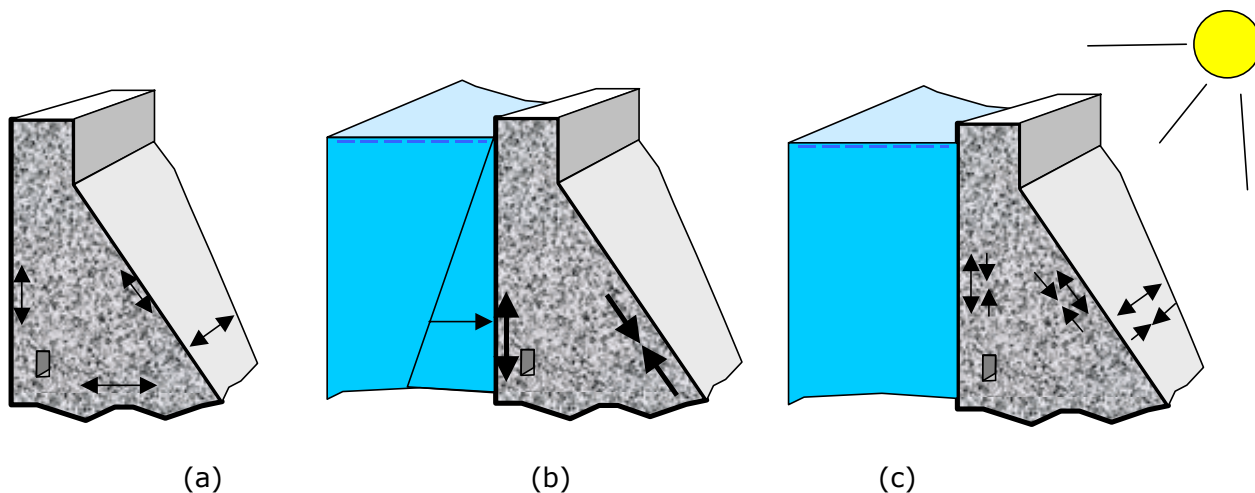
Vatten som ligger an mot en betongkonstruktion inverkar på konstruktionen på i huvudsak två avseenden, genom att belasta konstruktionen med en stor och ständig belastning samt genom att vatten sugas och trycks in i betongen. Att vatten penetrerar betongen kan påverka betongens egenskaper, t.ex. kan vattnet möta kyla, om betongen ej är värmeisolerad, varvid betongen kan

frysa sönder. Den kan även urlakas varvid de mekaniska egenskaperna försämras.

Innan vatten hunnit tränga in i betongens hela porsystem, vilket kan ta tio- eller hundratals år beroende på tjocklek hos dammen samt på hur tät betongen är, räknas vattentrycket som extern belastning mot dammens ränder. När vattnet tränger in i betongen uppstår ett *porvattentryck*, vilket något förstörar snittspänningarna jämfört med om externt vattentryck antas. Efter lång tid och relativt otät betong eller för betong som ligger med nedströmssidan mot mycket fuktig luft eller mot vatten, blir betongen vattenmättad. Porvattentrycket kan då räknas fram med Darcy's lag genom betongen.

Vattenlasten är i högsta grad en *långtidslast* och som sådan inverkar den mycket på bl.a. betongens krypdeformationer. Betong som belastas under lång tid kan erhålla mikrosprickor vid en lastnivå som bara är ca 60-70% av den kortvariga brottlasten. Både E-modulen och hållfastheten försämras därvid. Mikrosprickorna kan med tiden, om lastnivån är fortsatt hög, förstöras till större sprickor och eventuellt kan en total kollaps inträffa.

Med tiden kommer dammen även att bli utsatt för temperaturväxlingar från omgivningen. Is i magasinet uppströms dammen kan belasta den. Vatten i porsystemet kan frysa och skada betongen som nämnts ovan. Dammen krymper och sväller vid temperaturväxlingar, om den inte är värmeisolerad. När den hålls emot av omgivningen vid sina ränder, t.ex. berg, uppstår vid krympningen och svällningen inre spänningar i dammen och naturligtvis även i de omgivande delarna. Dessa spänningar kan bli stora vid stora temperaturväxlingar och om dammens delar är långa i förhållande till mothållande delar eller om det finns geometriska förändringar, t.ex. vid hörn, dörrhål, etc.



Figur 2.5 Principfigurer för spänningsriktningar vid olika lastfall (a) vid av-svalningen, (b) vid uppfyllnad av magasinet och (c) vid temperaturvariationer under driftstadiet.

Med tiden kan även dammen bli utsatt för svällning och krympning på grund av fuktighetsvariationer i omgivningen, i första hand rör det sig om uttorkningskrympning. Om omgivningen är luft kommer överskottsvatten i betongen från gjutningen att diffundera ut till luften och betongen kommer att torka ut till omgivningens relativa fuktighet. Hur mycket den torkar ut beror på hur

fuktig omgivningen är. I frontplattor mot magasinet kommer inte betongen att torka ut alls, förutom i plattornas nedströmsdel där luft finns. När dammen sväller och krymper, framförallt är krympning aktuell, uppstår spänningar på samma sätt som vid svällning och krympning vid temperaturväxlingar beskrivet ovan. Observera att till skillnad från temperaturväxlingar som kan komma ofta och tidigt under en damms livslängd så krymper eller sväller dammen mycket långsamt på grund av fuktighetsvariationer i omgivningen. Det kan ta 20-50 år innan en normaltjock betongdamm krymper nämnvärt p.g.a. uttorkning.

Vattenlasten ökar ibland tillfälligt p.g.a. ökade flöden i strömfåran och därmed högre vattenstånd, vid snedställning av magasinet vid långvariga starka vindar, p.g.a. vågor eller vid svallning i tilloppskanaler.

Förekommer jordfyllning eller sedimentanhopning mot uppströms- eller nedströmsytor av dammen kommer denna jord att belasta dammen.

Är berget av dålig kvalitet eller är dammen grundlagd på jord kan sättningar uppstå, vilket kan orsaka stora spänningar i dammen, speciellt vid ojämna sättningar.

2.3 Principiell uppbyggnad av beräkningsmodeller

2.3.1 Allmänt

Det finns olika slags beräkningsmodeller som kan användas för dammar, t.ex. fysikaliska och statistiska modeller. De fysikaliska modellerna används för att uppskatta fysikaliska uppförande hos dammen och dess omgivning. Fysikaliska modeller baseras på kunskap, erfarenhet, experiment och mätning. Lite slarvigt kan man säga att statistiska modeller används när de fysikaliska modellerna inte är tillräckligt kända. Genom ett stort antal observationer under lång tid kan beräkningsvariablernas slumpvisa variation göras mer känd.

Vilka och hur komplexa modeller man använder för beräkning av betongdammar växlar från fall till fall. Vid enkla, överslagsmässiga beräkningar av okomplicerade konstruktioner eller okomplicerade angrepp av laster eller miljö kan enkla modeller användas som t.ex. de handberäkningsmetoder som anvisas i RIDAS (2006). Används Finita Element Metoden (FEM) kan oftast mer realistiska balansekvationer, konstitutiva relationer, geometrier och randvillkor användas än vid handberäkningar.

På grund av att de modeller som anvisas i RIDAS är så enkla kan de också bara beskriva enklare händelser avseende dammar. Ska mer komplexa geometrier, laster, händelser eller processer beskrivas måste andra och mer fysikaliskt nyanserade modeller användas. Ett exempel när sådana modeller kan användas är när orsaker till skador, som t.ex. sprickbildning, i dammar ska förklaras. Innan någon eventuell reparation av en skadad damm kan göras bör man ha klart för sig orsaken/orsakerna till skadorna, annars kan reparationen till och med förvärra skadorna.

Mer detaljerade fysikaliska modeller kan röra sig om modeller som uppskattar mekaniska rörelser, töjningar och spänningar i dammen, värme- eller vattenflöden i dammen, fysikalisk-kemisk nedbrytning av dammen, etc.

Mer detaljerade mekaniska modeller inbegriper vanligtvis en modell för laster, en modell för statiskt verkningssätt och jämvikt samt materialmodeller. Värden på beräkningsvariabler och hur säkerheten fastställs kan baseras på deterministiska, semi-probabilistiska, approximativt probabilistiska eller rent probabilistiska metoder. En semi-probabilistisk metod är t.ex. partialkoefficientmetoden.

I *kontinuumsmekanik* ges de grundläggande relationerna för *jämvikt*, *konstitution* och *kinematik* för infinitesimalt små element. *Strukturmekanik* är baserat på samma relationer men gäller för kroppar med en ändlig utsträckning i en, två eller tre dimensioner. Jämvikt och kinematiska relationer är grundläggande mekaniska samband medan konstitutionen beror på materialets egenskaper (Petersson och Thelandersson, 1983). Konstitutiva relationer är ofta baserade på experiment. Klassiska konstitutiva samband är t.ex. modeller av *linjärelasticitet*, *viskoelasticitet* (t.ex. krypning) och *plasticitet*.

Beräkning av en damms säkerhet bör innehålla viktiga skeden i dammens liv, t.ex.:

- 1 Avsvalningsskedet
- 2 Uppfyllningen av vatten i magasinet
- 3 Driftstadie: Laster av egentygnd, jordtryck, vattentryck, temperatur- och fuktväxlingar, islast, etc.
- 4 Ombyggnader, reparationer, förstärkningar, etc.

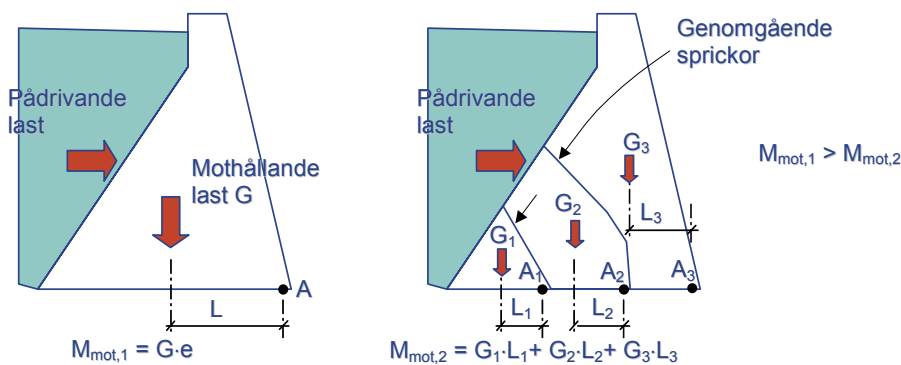
Man bör även komma ihåg att sprickbildning kan ge en annan och oftast värre kraftfördelning i en damm på grund av en förkortning av mothållande krafterns hävarmar, Figur 2.6. En dammdel som består av en monolit som spricker upp i ett antal mindre delar får sämre mothållande moment.

2.3.2 Beräkningsmodeller enligt RIDAS

I RIDAS Tillämpningsvägledning kapitel 3.3 (2006) anges några enklare modeller avseende laster, stabilitet och materialbrott. De modeller för laster som används är deterministiskt bestämda modeller och värden som sätts samman i vissa tänkta lastfall. De modeller för statiskt verkningssätt, jämvikt och material som används avseende stabilitet är enkla modeller föreställande stela kroppar som stjälpes runt en fix punkt eller som glider mot underlaget. Man kontrollerar även om det förekommer dragspänningar i uppströmskanten genom att antaga att dammen beräknas med Naviers ekvation för en balk med plana tvärsnitt och små förskjutningar och tillse att lastresultanten faller inom kärngränsen. Vid ett rektangulärt tvärsnitt blir Naviers ekvation enligt ekvation (2.1) och Figur 2.7.

$$\sigma = -\frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = -\frac{R_v}{b \cdot h} \pm \frac{R_v \cdot e \cdot 6}{b \cdot h^2} \quad (2.1)$$

σ = normalspänning (Pa); N = normalkraft (N); A = tvärsnittsarea (m²); M = moment (Nm); W = böjmotstånd (m³); R_v = vertikala kraftresultaten (N); b = tvärsnittsbredd (m); h = tvärsnittshöjd (m); och e = kraftresultantens excentricitet i förhållande till tyngdpunkten i tvärsnittet (m).



Figur 2.6 En sprucken damm får sämre stabilitet än en osprucken damm genom att det mothållande momentet M_{mot} blir mindre.

För att inte få dragspänningar i uppströmskanten sätts spänningen i ekvation (2.1) till noll och sedan löses e ut.

$$\frac{R_v}{b \cdot h} + \frac{R_v \cdot e \cdot 6}{b \cdot h^2} = \frac{R_v}{b \cdot h} \left(1 - \frac{e \cdot 6}{h}\right) = 0; \quad e = \frac{h}{6} \quad (2.2)$$

$$\text{Kärngräns} = 2 \cdot e = \frac{h}{3} \quad (2.3)$$

Vid ej rektangulära tvärsnitt, t.ex. T- eller I-tvärsnitt som i lamelldammar används i princip ekvation (2.1) som sätts lika med noll, men istället för böjmotståndet W används $W = I/z$ där I = yttröghetsmomentet runt tyngdpunkten i tvärsnittet och z = avstånd till betraktad del av tvärsnittet, oftast till uppströms- eller nedströmskanten av tvärsnittet.

Andra villkor som ska kontrolleras enligt RIDAS är stjälpningssäkerheten S och glidsäkerheten R_H/R_V räknat för stela kroppar. "Stjälpningsaxelns läge bestäms i förhållande till betongens eller undergrundens styvhet och hållfast-

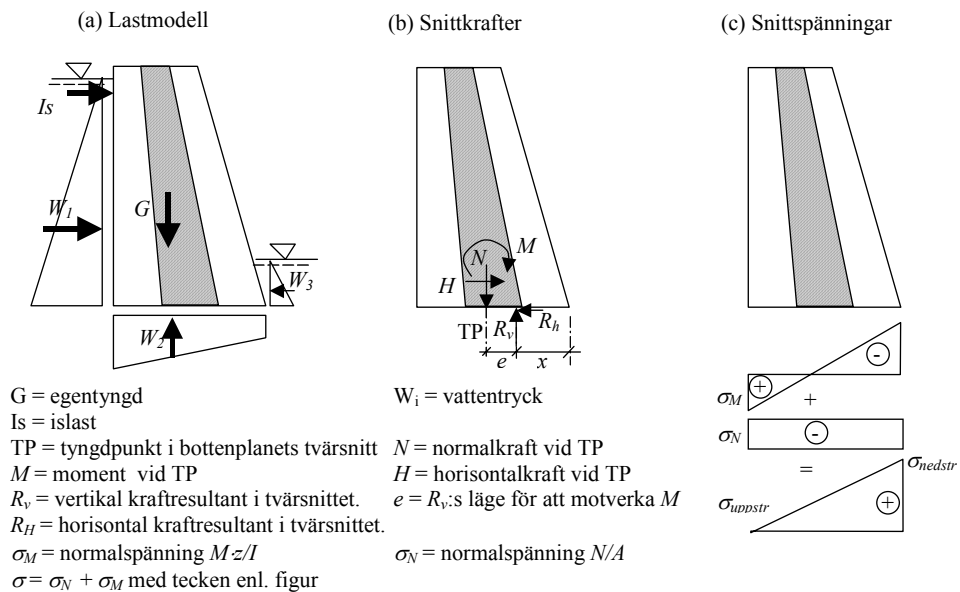
het. Stjälpningsaxeln kan normalt läggas vid dammpelarens nedströmskant vid grundläggning på bra berg, RIDAS avsnitt 3.3.4.1. Glidvillkoret uppfylls om aktuell framräknad glidfaktor μ ej överstiger tillåtna värden μ_{till} . Värdet μ uttrycker förhållandet mellan resulterande krafter parallellt respektive vinkelrätt glidplanet, RIDAS avsnitt 3.3.4.2. Sammanfattningsvis anges stabilitetsvillkoren enligt RIDAS som (se även Figur 2.7):

$$\text{Resultantens läge:} \quad \sigma_{upptr} \leq 0 \quad (2.4)$$

$$\text{Stjälpningssäkerhet:} \quad M_{stab}/M_{stjälpl} \geq S \quad (2.5)$$

$$\text{Glidsäkerhet:} \quad R_H/R_v \leq \mu_{till} \quad (2.6)$$

där S = säkerheten mot stjälpning och är 1.5, 1.35 och 1.10 för vanligt, exceptionellt respektive olyckslastfall; och μ_{till} = tillåten glidfaktor och är 0.75, 0.90 och 0.95 för vanligt, exceptionellt respektive olyckslastfall när undergrunden utgörs av berg.



Figur 2.7 Beskrivning av laster, snittkrafter, kraftresultanter och snittspänningar i ett fiktivt dammsnitt beräknat med att dammen fungerar statiskt som en balk med plana tvärsnitt och små förskjutningar.

2.3.3 FE-modeller

Finita Elementmodeller (FE-modeller) är fysikaliska modeller som beskrivs med matematiska modeller (differentialekvationer) och löses numerisk med hjälp av dator. Utvecklingen inom området går snabbt, framförallt blir dato-

terna snabbare. Man kan säga att alla fysikaliska händelser som går att beskriva med en differentialekvation också kan lösas med FEM. Ofta kan många olika fysikaliska samband vara kopplade till varandra, t.ex. kan porvatten-tryck- och temperaturberäkningar vara kopplade med beräkningen av de mekaniska spänningarna.

När det gäller FE-beräkningar av mekaniska spänningar i dammar kan olika strukturmekaniska modeller användas, d.v.s. kontinuummodeller som är avgränsade i en, två eller tre dimensioner. Om 1D balkmodeller används erhålls samma spänningsfördelning som beskrivet i Figur 2.7. En dammdel med en lång utsträckning längs dammen, t.ex. en massivdamm, modelleras vanligtvis med *plan töjning* i 2D medan dammdelar med kort utsträckning, t.ex. utskovspelare eller dammpelare i pelardammar, modelleras med *plan spänning*. Kan inte 3D-effekter negligeras, som t.ex. vid en pelardammsmonolit med frontplatta, bör en 3D solidmodell användas.

Vid användande av 2D- och 3D-modeller fås andra spänningsfördelningar än vid användande av balkmodeller. Då balkmodellen förutsätter en utsträckning i balkens längdled på minst 1.5 gånger tvärsnittshöjden är det sällan som dammar uppfyller detta, vilket innebär att spänningsfördelning uträknad med en balkmodell inte är så realistisk som vid användande av 2- och 3D-modeller. Tyvärr finns inte stöd i RIDAS för vilket/vilka brottvillkor som ska användas för 2- och 3-dimensionella FE-modeller. Sådana modeller är deformerbare och ger spänningar, töjningar och deformationer som resultat. RIDAS modell för stjälpning och glidning räknas på en stel kropp och är inte applicerbar direkt på en FE-modell. RIDAS modell för begränsning av dragspänning i uppströmskanten, d.v.s. resultantens läge, gäller för en balkmodell och är inte direkt applicerbar på en 2D - eller 3D FE-modell. En dammsektion är oftast bred i strömningsriktningen och tvärsnitt förblir ej plana vid belastning, vilket medför större spänningar vid upp- och nedströmskanten än vad en enkel balkmodell ger. Att då sätta brottvillkoret att dragspänningar inte får uppträda ger ett hårdare brottvillkor än RIDAS balkmodell. Dragspänningar uppträder nästan alltid i uppströmskanten av en dammsektion när den beräknas med 2- och 3D FE-modeller. Det kan därför diskuteras vilka brottvillkor man bör sätta vid FE-modellering.

- Ska man begränsa spänningarna och i så fall vilka spänningar? Det erhålls många spänningskomponenter som resultat vid en beräkning med 2D - eller 3D-modeller.
- Ska man begränsa töjningarna och i så fall vilka töjningar? Liksom för spänningar finns många töjningskomponenter.
- Vilken materialmodell ska man använda? Linjärelastisk, olinjärt elastisk, ideal-elastoplastisk, mjuknande plastisk, mjuknande skademodell, viskoplastisk? Alla typerna ger olika töjningar och spänningar.
- Ska eventuell armering tas med i modellen? Vilket brottvillkor ska man då ha, spänningar, töjningar, annat?

2.3.4 Statistiska modeller

Man kan generellt säga att alla de fysikaliska modeller som behandlats ovan kan användas vid statistisk modellering, eller snarare att man använder sta-

tistiska modeller avseende de variabler som ingår i de ovan nämnda fysikaliska modellerna. Med olika metoder kan sedan brottsäkerheten mer eller mindre enkelt räknas ut.

Till de enklare modellerna hör den semi-probabilistiska *partialkoefficientmetoden* (pk-metoden). I partialkoefficientmetoden har de angivna partialkoefficienterna kalibrerats så att den slutliga brotts sannolikheten ej överstiger ett visst värde, t.ex. 10^{-6} för en viss referensperiod. För att partialkoefficientmetoden skall kunna användas måste dimensionering, materialtillverkning, utförande och kontroll av konstruktionen ske på ett standardiserat sätt.

Approximativa metoder, t.ex. FORM och SORM (First/Second Order Reliability Method) är approximativa iterativa beräkningsmetoder för att uppskatta tillförlitligheten ($g(R-S \geq 0)$) hos en konstruktion. Vid t.ex. FE-analyser är det svårt att använda FORM och SORM-metoder då de gäller för enkomponents-system.

Ibland används simuleringsmetoder som Monte-Carlo simuleringar för att uppskatta sannolikheten för gränsöverskridande ($g(S-R > 0)$) hos en konstruktion.

3 modellering av dammkonstruktioner - Lägesrapport

3.1 Inledning

ICOLDs utskott för "Computational Aspects of Analysis and Design of Dams" har under sin verksamhetstid utarbetat flera bulletiner och ordnat referensworkshop, så kallad Benchmark Workshop, för studie och verifiering av olika beräkningsmodeller och datorprogram som används vid analys av dammkonstruktioner. Resultaten är sammanställda i olika bulletiner och workshoprapporter. Vad det gäller numeriska analysmetoder tillämpade på dammkonstruktioner är bulletinernas och rapporternas innehåll omfattande och berör många olika aspekter. Utskottet behandlar frågor rörande betong-, jord- och fyllnadsdammar; olika typer av dammar; olika delar av dammar; olika belastningar och belastningsstadier; mm. Tabell 3.1 visar omfattningen och bredden hos det arbete som utskottet utför.

Tabell 3.1 Matematiska modellernas tillförlitlighet för bedömning av betongdammars säkerhet: statiskt verkningssätt, ICOLD Bulletin 122.

Reliability of mathematical models for safety assessment of concrete dams: static behaviour				
Problems related to safety and quantities to be computed	Elements of the dam-foundation-reservoir system involved in dam safety	Construction	First fillings	Operation
		Dam type: a, b, g, o	Dam type: a, b, g, o	Dam type: a, b, g, o
Stress-strain state (displacements, deformations, stresses, joint movements, etc.)	Dam body and foundation	2	2	1
Local and global stability related to cracking state (opening, length, propagation potential, depth of cracks)	Dam body and foundation	3	3	2
Sliding, overturning (rigid body equilibrium)	Dam body	1	1	1
Instability of slopes or blocks (rigid body equilibrium)	Foundation and reservoir	2	2	2
Underseepage (pressures, velocities, discharge rates)	Foundation and reservoir		2	2
Ageing, alkali-aggregates reactions, etc. (cumulated damage, variations of mechanical properties)	Dam body			3
Dissolution due to seepage, etc. (variations of physico-mechanical properties)	Foundation		4	4

DAM TYPOLOGY:

a = arch, b = buttress, g = gravity, o = others

MATRIX $S [i,j]$; $i = 1, \dots, 7$; $j = 1, \dots, 3$

NOTE: The indices (1, 2, 3, 4) adopted to describe the capability of numerical models to analyse the phenomena related to dam safety are located in the matrix $S [7,3]$, the (7) rows of which are the phenomena taken into account and the (3) columns of which are the different dam life periods. The choice of the indices is explained in the next pages.

Motsvarande tabeller finns för dynamiskt verkningssätt och inverkan av hydrauliska fenomen på betongdammar. Liknande tabeller finns även för jord- och fyllningsdammar.

Ovanstående tabell innehåller en 7×3 matris $S[7,3]$ markerad med en ram ritad med fet linje, d.v.s. de tre kolumnerna längst till höger i tabellen. Matrisen innehåller index som varierar mellan 1 och 4. Indexen, så kallad Reliabili-

ty Indices (R.I.), är ett genomsnittsbetyg på numeriska metoders förmåga att kunna analysera dammrelaterat problem som anges i tabellens första kolumn. Betygsättningen gäller metodernas tillämpbarhet vid tre stadier under dammens livstid, d.v.s. under konstruktions-, uppfyllnads- och driftstadien. Tabellen gäller för valvdamm (a), lamelldamm (b), massivdamm (g) samt övriga (o). Nedan återges indexens innebörd såsom anges i ICOLD Bulletin 122.

- R.I. 1. The phenomena related to dam safety can be confidently analysed by means of numerical models;
- R.I. 2. The phenomena related to dam safety can be analysed by means of numerical models but with some limitations and/or difficulties (simplifications in the computational hypotheses, lack or difficulty to get fully reliable data, relevant cost of the analyses, etc.);
- R.I. 3. The phenomena related to dam safety can be analysed by means of numerical models whose results can give only qualitative or comparative indications, e.g. because of the strong simplifications needed, etc;
- R.I. 4. The phenomena related to dam safety cannot at present be analysed by means of numerical models.

Vad gäller analys av dammkonstruktioner med avseende på glidning och stjälpning under dammens uppbyggnad, första fyllning samt drift, anses numeriska modeller vara pålitliga, därmed R.I. = 1. Vidare anses modellerna vara pålitliga för bestämning av töjningar, spänningar samt rörelser hos fogar när dammen har tagits i bruk. Modellernas pålitlighet motiveras med det faktum att det finns mätdata som beskriver damm-grund-reservoar systemet, d.v.s. att det finns indata till modeller samt data för verifiering av analysresultat. Modellerna har dock svårt att inkludera initial töjningar och spänningar som uppkommer under dammens uppbyggnads- och uppfyllningsfas. Vilket medför att modellernas R.I. tilldelas värdet 2 vad gäller bestämning av töjningar och spänningar under dammens uppbyggnads- respektive uppfyllningsfaser.

I en övervägande del av dammsäkerhetsrelaterade problemområden är de numeriska modellernas R.I. lika med 2. Bland dessa problemområden kan "Local and global stability related to cracking state" nämnas. Svårigheterna kan hänföras till brister hos de numeriska modellerna, brister på experimentella erfarenheter samt bristfällig information om olika fenomen såsom deformationer, spänningar, temperaturutveckling, m.m. under uppbyggnads- och uppfyllningsfaserna.

Som framgår av tabellen är modellernas möjlighet att beskriva konstruktionens töjnings- och spänningstillstånd under uppbyggnads- och uppfyllningsfaserna begränsad. Begränsningen beror bl. a. på svårigheten att ta hänsyn till fenomen som betongens hårdnande, krympning, krypning, temperaturutveckling, tvång, berggrundens beskaffenhet och deformationsegenskaper, m.m.. Trots att det finns numeriska algoritmer och datorprogram som kan användas inom vissa problemområden kan pålitlig indata för modellerna samt relevanta experimentella erfarenheter för verifiering av modellerna saknas vilka kan leda till att modellernas R.I. sänks. Till exempel är töjningars och spänningarnas utveckling under dammens uppbyggnads- och uppfyllningsfaser viktig för att analysera spricktillväxt i dammkonstruktionen när dammen är i bruk. Om

dess faktorerna inte beaktas kan analyserna leda till felaktiga slutsatser vad gäller dammkonstruktionens töjnings- och spänningstillstånd vilka styr sprick-tillväxten och därmed konstruktionens stabilitet.

Vidare framgår av tabellen att beständighetsrelaterade dammsäkerhetsproblem inte kan analyseras problemfritt med numeriska modeller. Förenklade antaganden krävs för att kunna tillämpa modellerna inom beständighetsrelaterade problemområden. Den här typen av problem har tilldelats R.I. 3 och 4.

Föreliggande projektet handlar om spricktillväxt under inverkan av temperaturgradient. I det arbete som utförs inom projektet tas inte hänsyn till fenomen som uppstår under uppbyggnads- och uppfyllningsfaserna utan enbart förhållandena efter konstruktionens färdigställande och driftstart beaktas. Det arbete som utförs i projektet kan hänföras till problemområdet "Local and global stability related to cracking state". Det bör noteras att de problemområden som utelämnas är lika viktiga och projektets avgränsning har enbart resurs- och tidsmässiga grunder. Denna lägesrapport som är en del av projektet har av samma grunder begränsats till att handla om spricktillväxt i dammkonstruktion efter avslutade uppbyggnads- och uppfyllningsfaser.

Tabell 3.2 visar orsakerna till sprickbildning och ställen på dammkonstruktionen där sprickorna uppstår. Som framgår av tabellen kan sprickbildning initieras både under uppbyggnads- och brukstiden. Sprickbildning kan även grundläggas under uppbyggnadstiden och utvecklas till sprickor under brukstiden. Sprickbildning kan förorsakas av förhindrade rörelser och laster. De effekter/orsaker som beaktas i detta projekt berör först och främst förhindrade rörelser orsakade av extrema temperaturer, egenvikt och vattenlast.

Tabell 3.2 Orsaker till sprickbildning och ställen de uppstår. Proceedings of the Fourth International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams.

CRACKING OF CONCRETE DAMS (Simplified Scheme)						
TIME	LOAD CASE		DUE TO		LOCATION	
			SPECIAL CONDITION		DIRECTION	INITIATION AT
DURING CONSTRUCTION	RESTRAINT	INTERIOR TEMPERATURE DIFFERENCES	EARLY HARDENED CONCRETE	VERTICAL	CONCRETE SURFACE	
		SHRINKAGE	HARDENED CONCRETE	STEEP	ROCK SURFACE	
		NO PREDOMINANT LOCATION				
	LOAD	DEAD LOAD		HORIZONTAL	DOWNSTREAM SURFACE	
		PRESTRESSING	INJECTION OF VERTICAL JOINTS			
DURING OPERATION	RESTRAINT	EXTREME EXTERNAL TEMPERATURES	VOLUME CHANGES OF CONCRETE	NO PREDOMINANT LOCATION		
		CHEMICAL INFLUENCES				
	LOAD	WATERLOAD	DEFORMATIONS OF DAM BODY	HORIZONTAL	NEAR UPSTREAM DAM TOE	
			DEFORMATIONS OF VALLEY FLANKS	VERTICAL	DOWNSTREAM SURFACE	
			LOCAL DEFORMATIONS OF ROCK	STEEP	ROCK SURFACE	
			IRREGULARITIES OF ROCK EXCAVATION			
		EARTHQUAKE		NO PREDOMINANT LOCATION		

- Initiering och tillväxt av sprickor i betongkonstruktioner är ett komplext problem. Det är svårt att upprätta en modell som tar hänsyn till samtliga fenomen och faktorer som påverkar sprickans initiering och tillväxt. En fullständig och komplett modell bör:
- Vara baserad på materialets kompletta spänning – töjningssamband. Med materialets "kompletta spänning – töjningssamband" menas här förändringar i materialets spänning från ett obelastat tillstånd fram till det tillstånd då materialet säras i två bitar när töjningen ökas successivt;
- Ta hänsyn till inverkan av dynamiska, kvasistatiska och statiska belastningar på materialets spänning – töjningssamband;
- Ta hänsyn till inverkan av tidsberoende deformationer, d.v.s. krypning och relaxation, på materialets spänning – töjningssamband;
- Ta hänsyn till inverkan av miljö så väl fysikaliska (temperatur, fuktighet, frost) som kemiska (urlakning och alkalisilikareaktioner) angrepp på materialets spännings- töjningssamband;
- Ta hänsyn till olika effekter som uppkommer under uppbyggnadsfasen såsom värmeutveckling, deformationer och spänningar orsakad av betongens hårdnande;
- Ta hänsyn till grundens egenskaper såsom rörelser, sättningar och sprickbildning.

En utförlig genomgång av de egenskaper som en matematisk modell bör ha finns i *Proceedings of the Fourth International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams*. De antagande och villkor för initiering och tillväxten av sprickor samt de faktorer som påverkar spricktillväxtens riktning som har använts i detta projekt har behandlas i annan del av denna rapport.

Att ta hänsyn till samtliga ovanangivna faktorer är inte möjligt för närvarande. Det finns inga modeller som inkluderar samtliga faktorer. Anledningen är flera bl. a. kan brister på experimentell data, indata för modeller, erfarenhet av verkliga konstruktioners beteende samt datorprogrammets möjlighet att utföra beräkningar nämnas.

Det har inte varit möjligt att hitta någon studie vilken beaktar samtliga faktorer som framgår av den ovanstående punktlistan samtidigt. I de flesta tillämpningarna beaktas normalt ett par av de nämnda faktorerna samtidigt. Utöver de nämnda begränsningarna begränsas tillämpningarna till en avgränsad del av konstruktionen. Anledningen är, som nämndes ovan, brist på data, erfarenhet och datorprogrammets svårighet att kunna utföra beräkningar baserad på en omfattande modell.

Det finns några rapporter som visar tillämpning av numeriska modeller på spricktillväxt på dammar. En del av tillämpningarna behandlar konstruktioner som av utskottet för "Computational Aspects of Analysis and Design of Dams" inom "International Commission on Large Dams - ICOLD", valts för Benchmark beräkningar. Några av dessa beräkningar presenteras härnäst. Det bör noteras att enbart de beräkningar som är utförda med icke-linjära brottmekaniska modeller beaktas. Modeller baserade på linjära modeller presenteras inte.

3.2 Benchmarksberäkningar

3.2.1 Spänningsintensitetsfaktor vid en sprickspets under inverkan av temperaturgradient

"Evaluation of stress intensity factor K_I along the tip of a buttress dam under thermal gradient effects (3D) analysis"

Denna benchmarksberäkning, se Proceedings of the Fourth International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, handlar om bestämning av sprickstabilitet hos en lamelldammsmonolit som är utsatt för temperaturvariationer, Figur 3.1. Monoliten antas innehålla en spricka i symmetrisnittet. Problemet går ut på att bestämma om temperaturgradient kan leda till att sprickan börjar växa. Villkoret för spricktillväxt är uppfyllt om $K_I > K_{IC}$, d.v.s. om spänningsintensitetsfaktorn vid sprickspetsen överskrider materialets kritiska spänningsintensitetsfaktor. Problemet behandlas i två fall. I fall 1 är randtemperaturerna T_1 och T_2 är konstanta, Figur 3.2. I fall 2 variera T_1 och T_2 periodisk.

Fall 1

$$T_1 = -2^\circ\text{C}$$

$$T_2 = -10^\circ\text{C}$$

Fall 2

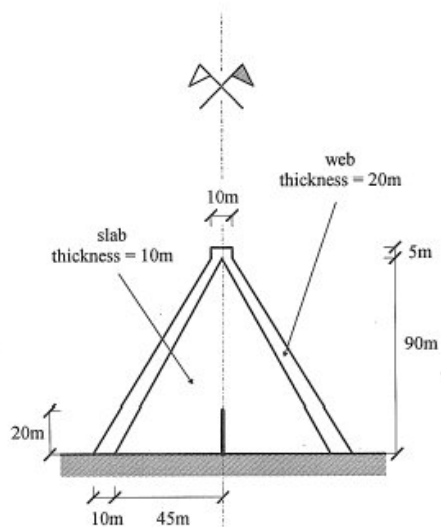
$$T_1 = 2\sin(\pi(t-20)/180)$$

$$T_2 = 10\sin(\pi/180)$$

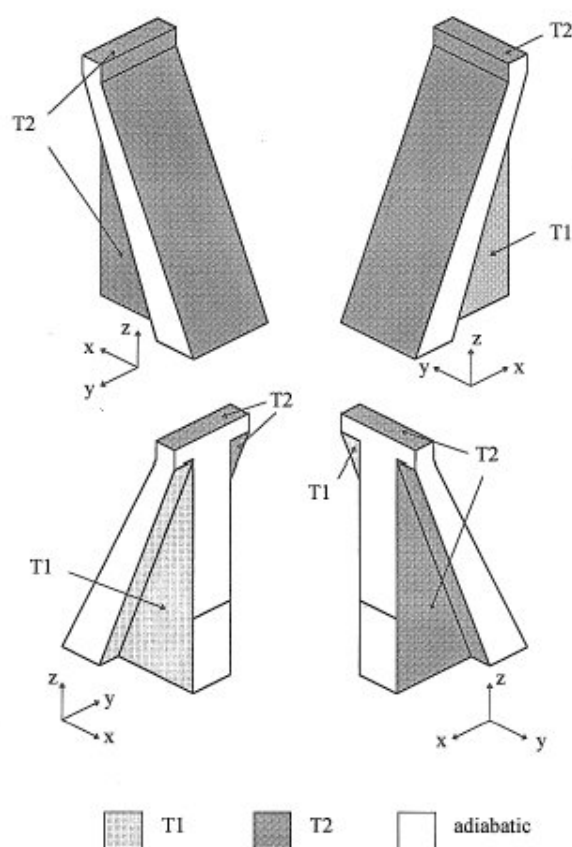
T = temperatur [$^\circ\text{C}$]; t = tid [dygn]; Ett år antas bestå av 360 dagar.

Målet med beräkningarna var att undersöka om det är möjligt att modellera spricktillväxt i en lamelldamm orsakad av temperaturgradient. Vidare var målet att undersöka befintliga/kommersiella datorprogrammets möjlighet att kunna utföra beräkningarna samt att jämföra programmets resultat. Resultaten visade att det är möjligt att modellera det beskrivna problemet samt att kommersiella datorprogram kan utföra beräkningen. De datorprogram som användes kom i stort sett fram till samma resultat.

Det beskrivna problemet återspeglar inte de verkliga förhållandena i en damm eftersom de antagna randvillkoren, både mekaniska och fysikaliska, inte återspeglar de verkliga förhållandena i en damm. Anledningen till att detta problem valdes ändå var att målet med beräkningarna var att testa datorprogrammen och inte annat. Det bör noteras att de antagna temperaturerna inte alls stämmer överens med de förhållanden som råder i Sverige.



Figur 3.1 Tvärsnitt av en lamelldamm med en spricka i symmetrisnittet.



Figur 3.2 Temperatur på ytor av monoliten.

3.2.2 Upptrycks- och spänningsanalys av en valvdammsgrund

"Uplift pressure and stress analysis of an arch dam foundation"

Denna analys utfördes vid "5th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams – Theme A1 – Concrete Dam", se Proceedings of the Fifth International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams. Dammen är en dubbelkrökt valvdamm som togs i bruk i början av 1970-talet. Dammen består av 43 stycken 17 m långa block som är fogade med plana vertikala fogar. När dammen fylldes till sin maximala magasineringsnivå upptäcktes stort läckage, 200 l/s, i dammens mittparti. Anledningen var sprickbildning i berggrunden orsakad av dragspänningar. För att stoppa/begränsa läckaget byggdes en elastisk skiljevägg "elastic diaphragm wall" framför 11 block i dammens mittparti. Åtgärden medförde att läckaget reducerades till 25 l/s.

Syftet med benchmarkanalysen var att studera dammens beteende under påverkan av olika belastningar samtidigt med ett växande vidhäftningsbrott, från uppströmssidan mot nedströmssidan mellan dammkonstruktionen och berget, medför ökat upptryck mot dammkonstruktionens undersida.

Det grundläggande antagandet var att kontakten mellan dammkonstruktionen och berggrunden bryts, d.v.s. att en spricka bildas mellan dammkonstruktionen och berget p.g.a de dragspänningar som orsakas av extern vattenlast och temperaturgradient.

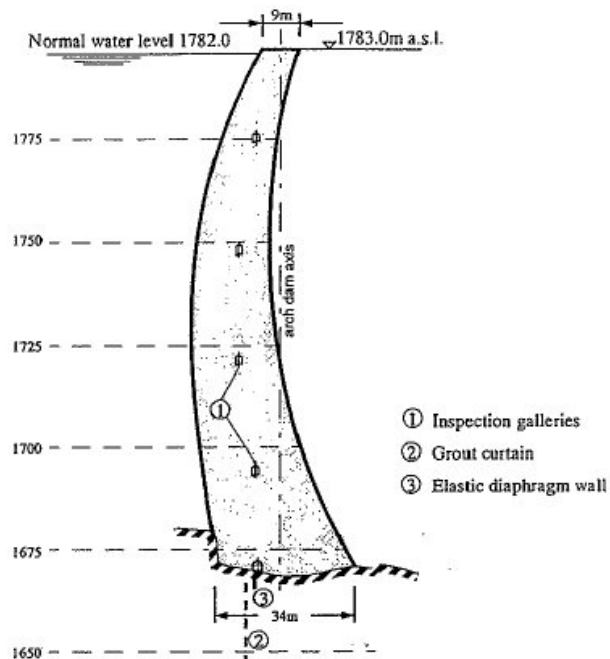
Den spricka som bildas mellan dammen och berggrunden medför att upptrycket vid dammhälen ökar vilket i sin tur medför att sprickan mellan dammkonstruktionen och berggrunden växer mot nedströmssidan. Detta är ett icke linjärt problem, d.v.s. ökad spricklängd medför ökat upptryck som i sin tur leder till ytterligare spricktillväxt.

Enligt analysbeskrivningarna skulle problemet analyseras med både linjära och icke-linjära modeller. Nedan ges en kortfattad beskrivning av de antaganden som gjordes och de slutsatser som man kom fram till. Detaljerad beskrivning av antagandena, indata och övrig information finns i Proceedings of the Fifth International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams.

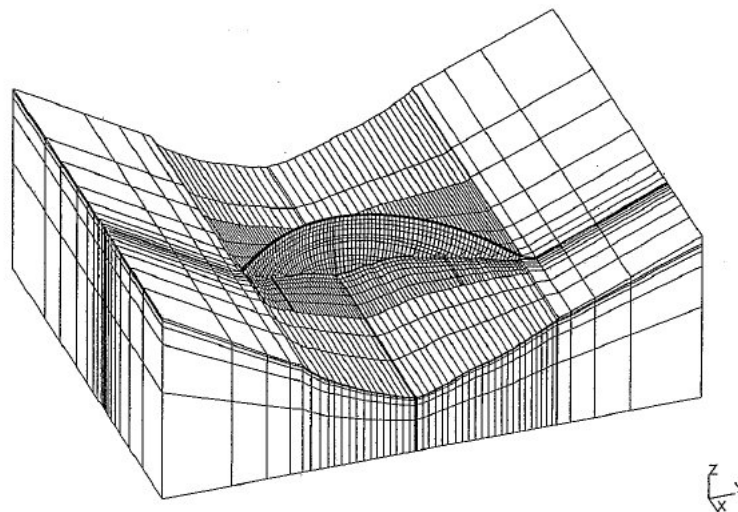
Följande belastningar beaktades i den följd som framgår av listan:

- Egenvikt – varje block antogs vara oberoende av de övriga
- Vattenlast
- Temperaturbelastning orsakad av temperaturskillnad mellan uppströms- och nedströmssidan.
- Upptryck orsakat av spricktillväxt mellan dammkonstruktion och berggrunden.

Betongen antogs vara ett isotropt linjärelastiskt material. Berget antogs vara ortotropt linjärelastiskt material, d.v.s. att berget hade olika elasticitetsmoduler i två ortogonala riktningar. Vidare antogs att spricktillväxt skedde enbart mellan dammkonstruktionen och berget.



Figur 3.3 Tvärsnittet hos de centrala blocken.



Figur 3.4 Nedströmsvyn av dammens Finita Elementindelning.

Det antogs att inga dragspänningar kunde uppstå mellan dammkonstruktionen och berget. Däremot både tryck- och skjuvspänningar kunde förekomma. Villkoret för sprickbildning/spricköppning antogs vara:

$$\sigma = 0$$

σ är spänningen vinkelrätt mot kontaktområdet mellan dammkonstruktionen och berget. Sambandet mellan skjuvspänning/friktionen, τ , mellan dammkonstruktion och berg antogs vara enligt nedan:

$$\tau = \sigma \quad \text{för} \quad \sigma \leq 0$$

Problemet analyserades av fem grupper. Tre olika kommersiella datorprogram användes. Samtliga grupper kunde utföra analysen. Datorprogrammen hade inga svårigheter vad gäller beräkningarnas konvergens och stabilitet. Spricköppning och tillväxt kunde följas utan svårigheter. Samtliga grupper kom i stort sett fram till likvärdiga resultat. Analysen ger värdefull kunskap beträffande dammkonstruktionens beteende. Analysen visar att stor spänningskoncentration uppstår vid dammens uppströmssida. I verkligheten råder viss vidhäftning mellan dammkonstruktionen och berggrund vilken enligt denna studie kan leda till stora spänningskoncentrationer vid dammhälen. Höga dragspänningar förväntas uppkomma både i dammkonstruktionen och i berggrunden. På grund av att, vid denna studie, ingen dragspänning mellan konstruktionen och berggrunden tillåts förekomma öppnas en spricka mellan konstruktionen och berggrunden. Spricköppningen reducerar dragspänningarna i dammkonstruktionen och berggrunden. Resultaten visar, dock, att spänningstillståndet i kontaktområdet mellan dammkonstruktion och berggrund har liten inverkan på spänningstillståndet högre upp i dammkonstruktionen.

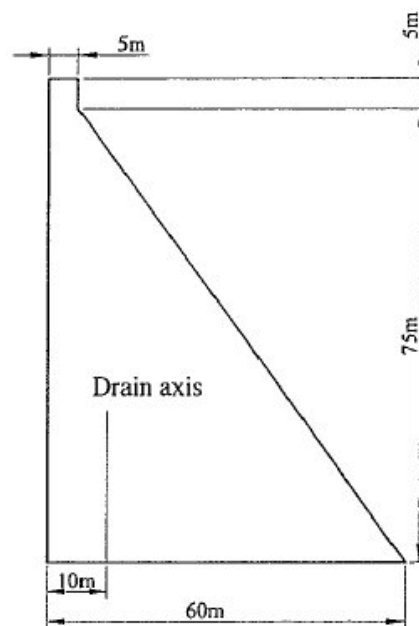
3.2.3 Överhängande översvämningssbrott hos en betonggravitationsdamm

"Imminent failure flood for a concrete gravity dam - IFF"

IFF är den vattennivå som leder till stabilitetsbrott. Vid IFF överstiger vattennivån dammkrönets nivå. Den hydrostatiska tryckfördelningen vid IFF framgår av Figur 3.8. IFF uttrycks på olika sätt bl. a. som absolut vattennivå samt som kvoten mellan vattennivå och dammkrönets nivå.

Denna analys utfördes vid "5th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams – Theme A2 – Concrete Dam", se *Proceedings of the Fifth International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams*.

Översvämning är en viktig faktor vad gäller dammsäkerhet och bör beaktas vid dammsäkerhetsanalys. Det brottkriterium som infördes för analysen var att stabilitetsbrott uppstår genom stjälpning eller glidning. Både horisontell vattenlast och upptryck skulle beaktas i samtliga beräkningsfall. Vad gäller upptrycket tre olika belastningsfall skulle beaktas, se nedan. Det antogs att brott initieras i övergångszonen mellan dammkonstruktionen och berggrunden, som ansågs vara den svagaste zonen, och sedan fortsätter antingen längs med zonen eller går in i berggrunden. Syftet med analysen var att bestämma den översvämningssvattennivå som skulle kunna leda till stabilitetsbrott, d.v.s. glidning eller stjälpning, hos den gravitationsdamm som visas i Figur 3.5.

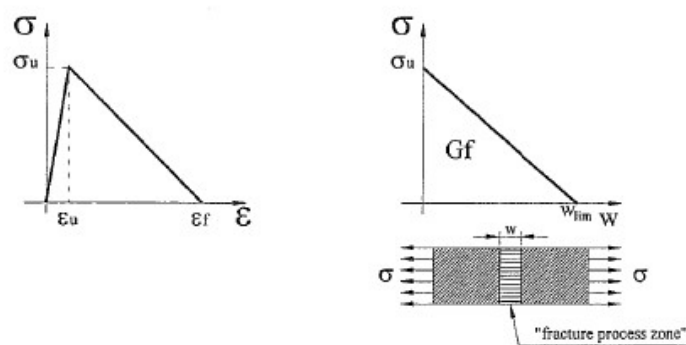


Figur 3.5 Gravitationsdammens utformning.

Följande antaganden gällde för beräkningar:

Betong- och bergmaterial

Både berg och betong antogs vara homogena, isotropa, täta material med töjningsmjuknande egenskaper. Materialens antagna kompletta spänning – töjningssamband samt brottzonens spänning – deformationssamband framgår av Figur 3.6.

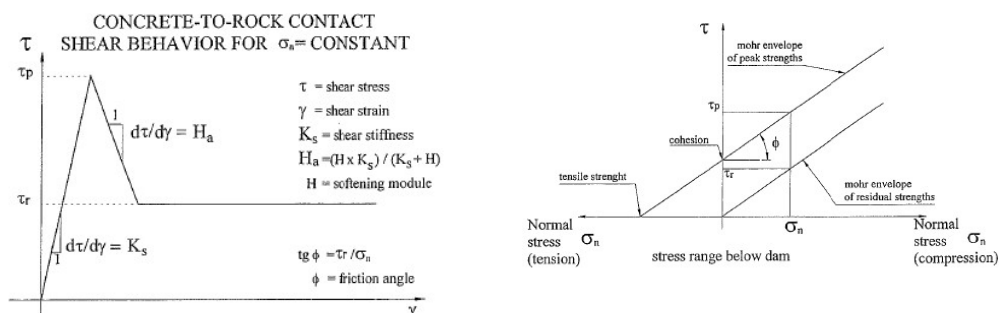


Figur 3.6 Antagna spänning – töjningssamband samt brottzonens spänning – deformationssamband.

Samverkan dammkonstruktion och berggrund

Vad gäller samverkan mellan dammkonstruktion och berggrund antogs att övergångszonen mellan dammkonstruktion och berggrund är den svagaste zonen. Vidare antogs att brott mellan dammkonstruktion och berggrund initieras vid uppströmssidan och fortsätter mot nedströmssidan. Det uteslöt inte att spricktillväxten kunde ändra riktning och växa in i berggrunden. Man antog att inga dragspänningar vinkelräta mot kontaktytan mellan dammkonstruktionen och berggrunden kunde förekomma, d.v.s. att kontaktytans draghållfasthet, i ytans normalriktning, är lika med noll.

Däremot antogs att skjuv- och friktionskrafter kunde överföras mellan dammkonstruktionen och berggrunden. Kontaktytans skjuv- och friktionsegenskaper beskrevs med hjälp av Mohr-Coulomb brotthypotes. Brottmodellen inkluderade töjningsmjuknande egenskaper. Modellen framgår av Figur 3.7.



(a)

(b)

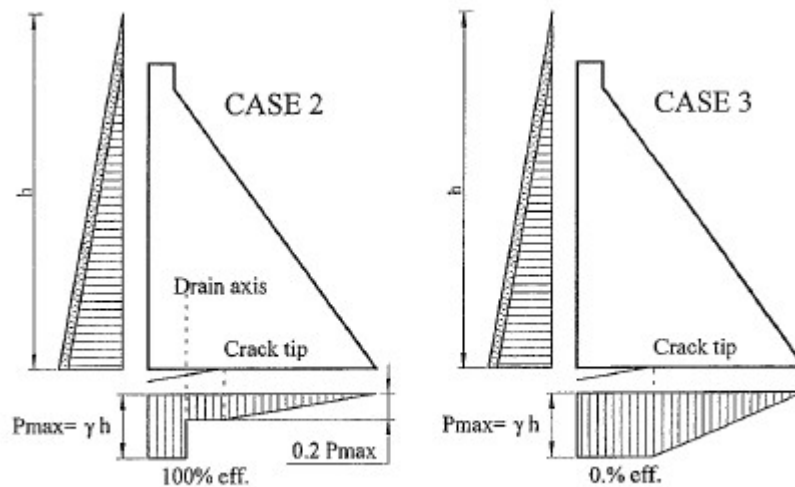
Figur 3.7 Skjuvspänning mellan dammkonstruktion och berggrund (a) samt brottvillkor baserat på Mohr-Coulomb hypotes (b).

Lastfall med avseende på upptrycket

Tre olika lastfall har beaktats. Inget upptrycket antogs förekomma vid lastfall 1. Upptrycksfördelningen vid lastfall 2 och 3 framgår av Figur 3.8.

Slutsatser

Tre grupper utförde beräkningarna. Beräkningarna utfördes med tre olika program varav två kommersiella program. I *Proceedings of the Fifth International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams* sammanställs och jämförs resultaten. Jämförelsen visar bl. a. att beräkningsresultaten är samstämmiga trots att olika beräkningsmodeller användes. Samtliga grupper efterlyser bättre kunskaper och data om materialens fysikaliska egenskaper samt de lastfall som förekommer. Samtliga grupper har kunnat utföra de icke-linjära beräkningarna. Workshopsrapporten är omfattande och presenterar en hel del resultat och slutsatser. I Figur 3.9 visas exempel på resultat som redovisas i rapporten. För djupare information om analyserna hänvisas läsaren till workshopsrapporten.

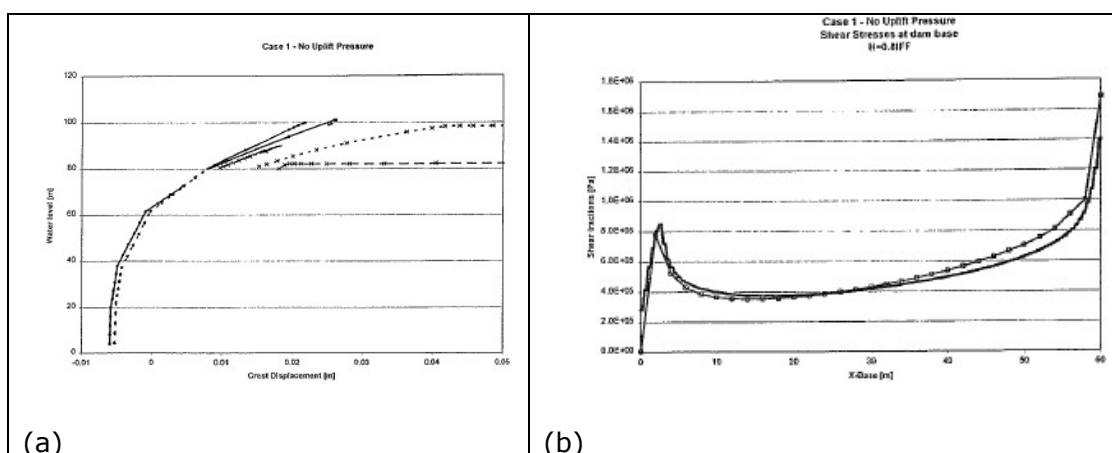


Figur 3.8 Olika lastfall med avseende på upptrycket.

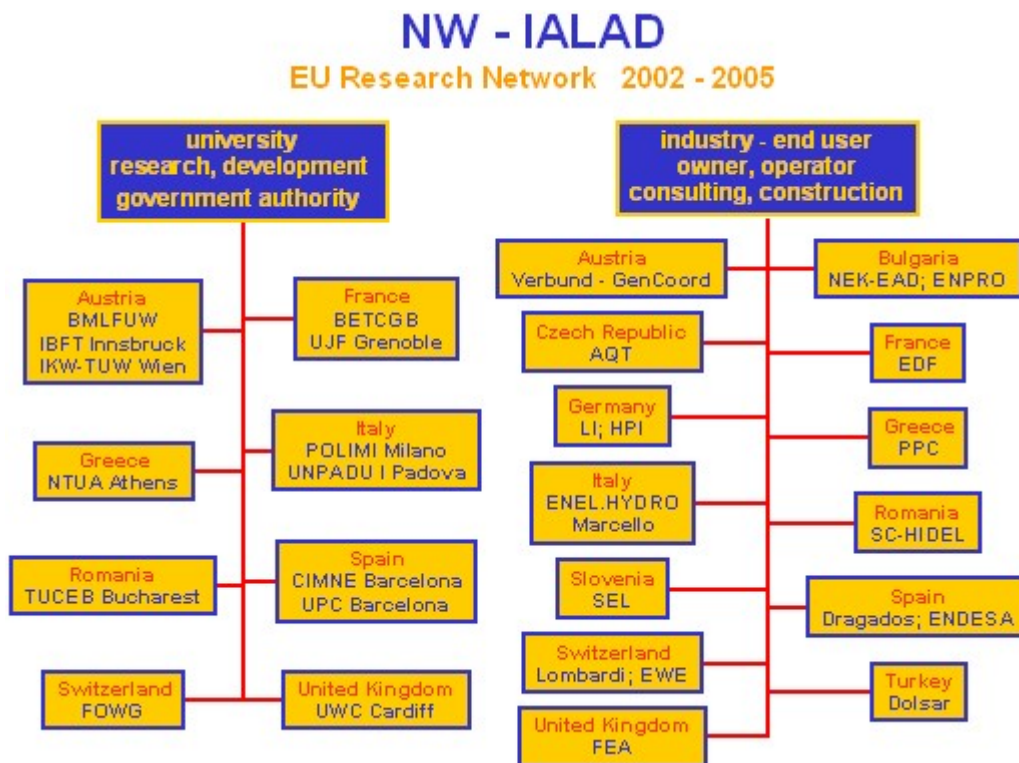
3.3 NW-IALAD

Thematic Network on the Integrity Assessment of Large concrete Dams (NW-IALAD) är ett program till stöd för en konkurrenskraftig och hållbar tillväxt/utveckling. Nätverket bildades med stöd från EU och består av de deltagare som anges i Figur 3.10.

Nätverket har en webbaserad Internetplattform avsedd för samverkan mellan nätverkets medlemmar. Plattformen används för att sätta upp databaser innehållande underhåll, reparation och rehabilitering av dammar; dammsäkerhetsanalys, beräknings- och dimensioneringsrutiner i olika europeiska länder samt systematiska jämförelser av modeller för numerisk simulering av betongdammars strukturella beteende.



Figur 3.9 Exempel på beräkningsresultat. (a) Horisontell rörelse hos dammkrönet vid olika vattennivåer. (b) Fördelning av skjuvspänning i zonen mellan damm och berg. Resultaten gäller för lastfallet utan upptryck.



Figur 3.10 Medlemmar inom NW-IALAD.

NW-IALAD består av 5 Arbetspaket (Workpackage, WP) som i sin tur innefattar olika Arbetsgrupper (Task group, TG). Följande WP och TG ingår i NW-IALAD:

WP 1 Network management

- TG 1.1 Description of the Network IALAD
- TG 1.2 Project management
- TG 1.3 Mapping of the research activities
- TG 1.4 Collation of the project results
- TG 1.5 Exploitation of the project results

WP 2 Specific problems in dam calculation practice

- TG 2.1 Calculation practice
- TG 2.2 Continuum based material problems for dam concrete
- TG 2.3 Joint/interface problems at concrete dams
- TG 2.4 Fracture mechanics based problems for the analysis of dam concrete

WP 3 Dam performance under normal & extraordinary load condition

- TG 3.1 Monitoring of dams
- TG 3.2 Performance of real concrete dams and scale models
- TG 3.3 Param. Identification and ult. Limit-state analysis of concrete dams incl. rock foundations
- TG 3.4 Benchmarking for available methods and tools

WP 4 Maintenance, repair & rehabilitation of concrete dams

- TG 4.1 State of the art in concrete dam maintenance and philosophy of maintenance
- TG 4.2 Ageing of dam and repair works
- TG 4.3 Significant repair and refurbishment measures at concrete dams

WP 5 Strategies for concrete dam safety and integrity assessment

- TG 5.1 Education and training in dam engineering
- TG 5.2 Dam safety and integrity assessment
- TG 5.3 Exploitation R&D Strategy and Plans Dissemination

På NW-IALADs hemsida, <http://nw-ialad.uibk.ac.at/>, finns ingående beskrivning av de olika arbetspaktens (WP) respektive arbetsgruppernas (TG) innehåll respektive arbetsuppgifter. På hemsidan finns både teorier om icke-linjära modeller samt tillämpning av icke-linjära modeller på betongdammar. Bland tillämpningar finns även den av ICOLD anvisade tillämpningen "*Imminent failure flood for a concrete gravity dam*", som beskrevs i föregående avsnitt. Den tillämpning som finns i NW-IALADs hemsida utfördes efter "5th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams"- Denver Colorado 1999. Därför finns inte tillämpningen med i workshopens handlingar.

Det finns ytterligare en intressant tillämpning som behandlar dammen Koyna beläggen i Indien. Denna damm skadades under en jordbävning utan att kollapsa. Jordbävningen inträffade på 1970-talet och sedan dess har många forskare försökt att beskriva skadornas utveckling och dammens IFF, Imminent Failure Flood, genom beräkningar. Två tillämpningar beskrivs i NW-IALADs hemsida.

Det är både tids- och resurskrävande att beskriva samtliga tillämpningar som finns på NW-IALADs hemsida. Läsaren utmanas dock att gå genom de tillämpningar som finns på nätet. De resultat som finns i NW-IALAD visar att sprickinitiering och spricktillväxt beskrivas med hjälp av icke-linjära modeller.

3.4 Slutsatser

Genomgången av de tillgängliga tillämpningarna visar att de icke-linjära modellerna kan användas för att beskriva sprickors initiering och tillväxt. Genomgången visar att de numeriska stabilitetsproblem som är ofta förekommande vid icke-linjära tillämpningar övervinns i de flesta fall.

De flesta tillämpningarna har gällt bara en skadezon, d.v.s. har inte omfattat modellering av två/flera samtidigt växande sprickor. I en av de studier som behandlar spricktillväxt i Koyna-dammen, se VW-IALADs hemsida, har man tagit hänsyn till spricktillväxt vid två olika zoner. En av zonerna är mellan dammen och berggrunden och den andra nära dammkrönet där dammens geometriska form ändras. Man har kunnat utföra analysen, förutse spricktillväxten samt beräkna IFF utan numeriskt stabilitetsproblem.

Ingen av de tillämpningar som vi har tagit del av har handlat om spricktillväxt orsakad av temperaturvariationer. Det finns dock tillämpningar som använder antingen vanliga linjärelastiska modeller eller linjärelastiska brottmekaniska

modeller, LEFM, för att bestämma deformationer och spänningar som orsakas av temperaturvariationer.

De vanliga linjärelastiska modellerna kan inte förutse sprickans initiering, tillväxt och riktning. Modellerna kan visa enbart zoner med spänningskoncentrationer samt i viss utsträckning bedöma risken för sprickbildning. På grund av att modellerna inte tar hänsyn till sakdezoners uppkomst och sprickbildning förmår de inte att omfördela deformationer och spänningar vilka är mycket viktiga komponenter om man vill beskriva skadeutvecklingen i dammkonstruktioner.

LEFM-modeller kan förutse sprickans initiering och dess riktning förutsatt att de utgår från en redan existerande spricka. Däremot har modellerna svårt att följa sprickornas utveckling. Detta beror inte på modellerna utan på de kommersiella datorprogrammen som saknar rutiner för detta. Annars är LEFM-modellerna lika tillämpbara som de icke-linjära modellerna vad gäller modellering av spricktillväxt i stora betongkonstruktioner som dammar. Detta beror på det faktum att i stora konstruktioner har de lokala förhållandena vid en sprickspets inte så stor inverkan på dammens globala beteende.

4 Modellering av dammkonstruktioner – Grundprinciper

4.1 Inledning

Generella beräkningsaspekter på dammkonstruktioner har studerats och presenterats tidigare, bland annat av The International Commission on Large Dams (ICOLD) i en serie bulletiner, ICOLD Bulletin 27, 30, 52, 61, 122. Även numeriska studier med fokus på sprickor i betongdammar har genomförts av enskilda forskargrupper Ingraffea o.a. (1989), Saouma o.a. (1989)], Linsbauer o.a. (1989a och b) och Martha o.a. (1991). Publicerade svenska studier av betongdammar verkar vara få, men ett exempel är ett examensarbete utfört på Kungliga tekniska högskolan (KTH), Strömberg och Wiberg (1995).

Att beskriva en dammkonstruktion med en matematisk modell kräver idealisering av verkligheten. För de flesta tillämpningar kan man begränsa sig till klassisk mekanik, termodynamik och makroskopiska fältmodeller, även benämnt fenomenologiska modeller. I en sådan modell betraktas geometrin på makroskopisk längdskala ($>10^{-3}$ m) som perfekt och betongmaterialet som homogent med egenskaper svarande mot en sammanvägning av dess olika beståndsdelars egenskaper. Världen omkring betongkonstruktionen, såsom vattenmagasin, undergrund och omgivande atmosfär, kan för de flesta fall reduceras till randvillkor. I Figur 4.1 visas ett exempel på idealisering i två rumsdimensioner.

Hänsyn bör tas till armering. Armering kan representeras som ett i betongen ingående fält, eller explicit beskrivas som balkar eller solider i kontakt med betongen.

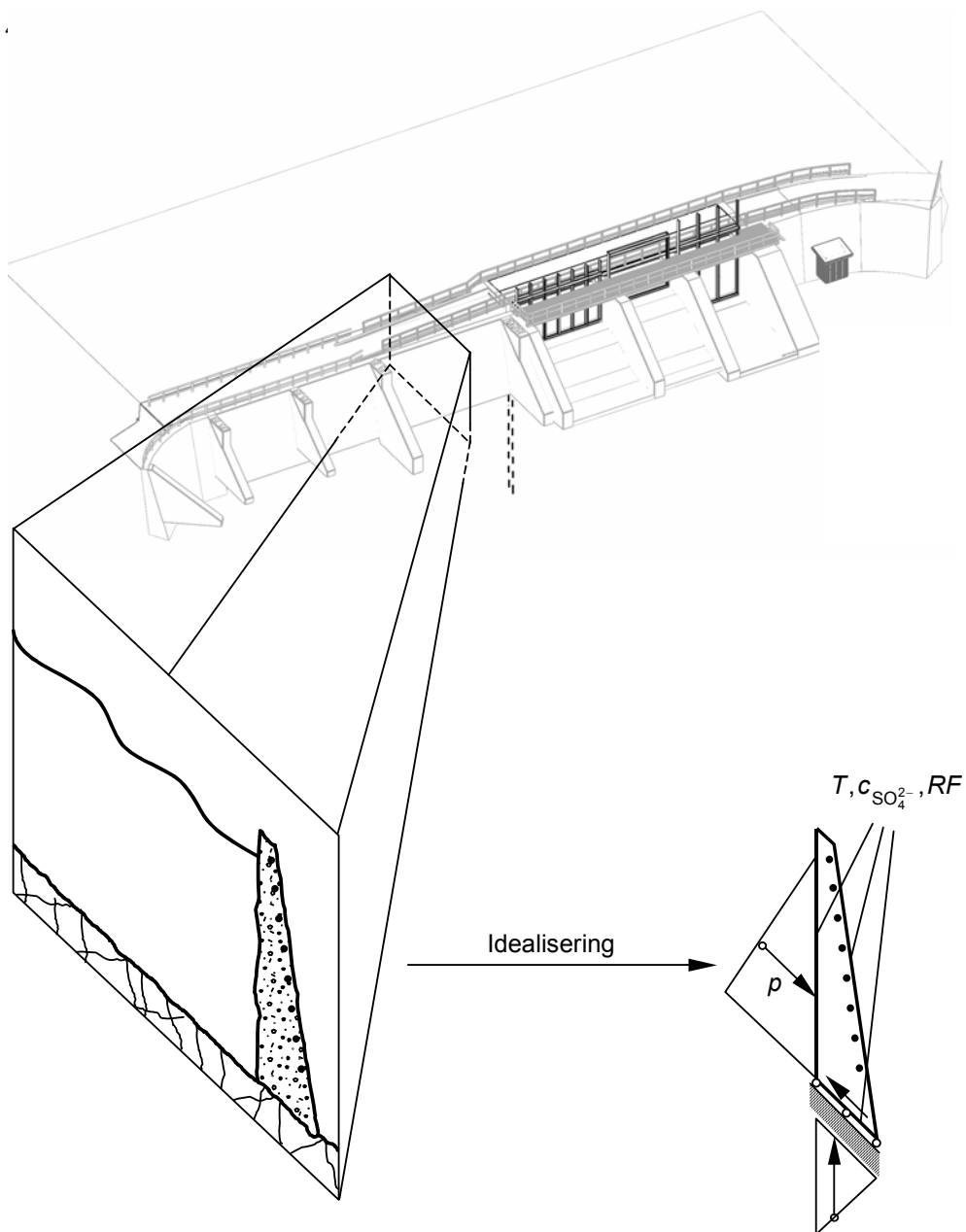
Betongkonstruktioner är spruckna redan innan de tagits i bruk, se *Cracks in concrete structures* (1994). Mekanisk, termisk och kemisk belastning av konstruktionen i driftskedet leder till initiering och utbredning av både nya och befintliga sprickor samt bildande av större sprickor genom sammanväxning av mindre. Detta sker i olika omfattning i olika delar av konstruktionen beroende på den initiella fördelningen av tillverkningssprickor, konstruktionens geometri, inre och yttre randvillkor samt materialegenskaperna. En utförlig beskrivning av de spricktyper som kan uppträda i dammkonstruktioner finns i Björnström o.a. (2006) och i Fagerlund (1989) finns beskrivningar av de kemiska belastningar som betongen i en dammkonstruktion kan utsättas för.

Sprickor kan representeras i modellen antingen som en del av randen, en diskontinuitet i förskjutningen eller med ett fält, se Figur 4.2. Om sprickan modelleras som en del av randen kan randvillkoren, till exempel vattentryck och sulfatangrepp, anpassas till den nya geometrin. Med diskontinuitet och fältrepresentation får sådana effekter istället införlivas indirekt i modellen. Det är inte praktiskt möjligt att explicit modellera enskilda mikrosprickor, utan dessa måste istället beaktas med fältbeskrivningar. Initiering och utbredning av makrosprickor måste däremot tas med explicit. Var gränsen går är en be-

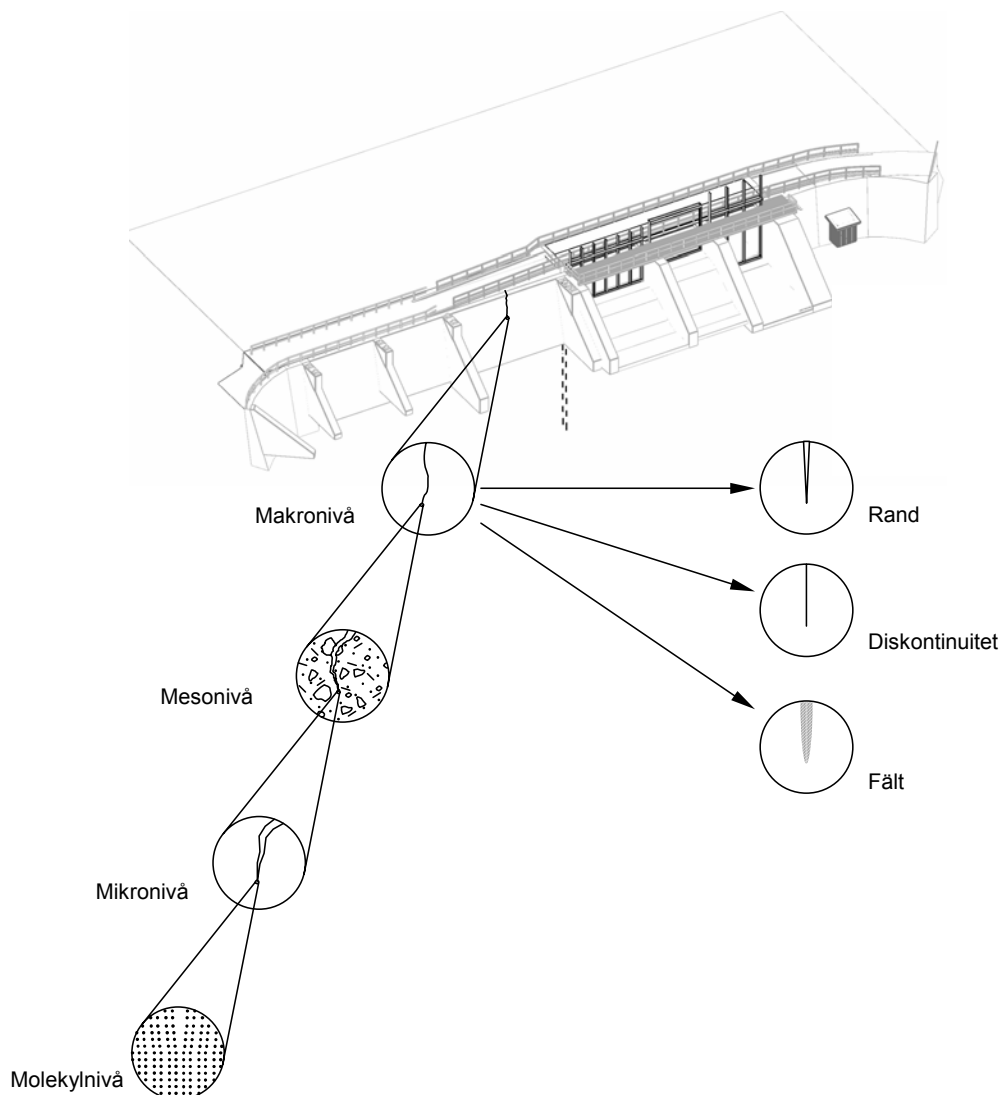
dömning som måste göras utifrån sprickornas förväntade effekt på konstruktionen.

En fenomenologisk modell utgörs, utöver geometribeskrivning, av fältekvationer, randvillkor samt ekvationer för volymkrafter och material. Här begränsar vi oss till analyser av statiska och stationära tillstånd där deformationerna antas vara små, dvs. geometriskt linjära jämviktsbetraktelser.

För att beskriva tillståndet i konstruktionen använder vi fältekvationerna för massans och energins bevarande, mekanisk jämvikt samt diffusion av värme, fukt och joner. För vissa analyser, till exempel av spänningar till följd av termisk belastning, tillkommer även kopplingsekvationer mellan de olika fältekvationerna. I Björnström o.a. (2006) finns både fält- och kopplingsekvationerna beskrivna i detalj. Eventuella egenspanningar som uppstår i konstruktionen och dess undergrund till följd av byggmetoden beaktas inte.



Figur 4.1 Idealisering i två rumsdimensioner av geometri, randvillkor och material.



Figur 4.2 Materialskalor för betong och representation av sprickor i en makroskopisk modell.

Mekaniska randvillkor utgörs av antingen föreskrivna förskjutningar eller krafter. Grundläggning och anfang kan representeras i modellen som föreskrivna förskjutningar på dammens sidor, såvida analysen inte omfattar sprickor nära kontaktytorna eller kontroll av stjälpning och glidning. Inverkan av sättningar kan vara av stor betydelse, Bažant och Planas (1997), och hanteras genom föreskrivning av nollskilda förskjutningar. Det tryck som vattenmagasinet utövar på dammens uppströmssida antas variera linjärt med djupet. Dynamiska effekter på vattentrycket kan beaktas approximativt i den statiska analysen, se Westergaard (1933), och vattentryck i sprickor kan införlivas indirekt via materialmodellen, Alfano o.a. (2006). Termiska randvillkor utgörs här endast av föreskrivna temperaturer som representerar termisk påverkan från omgivande vatten, luft, undergrund och anfang. Kemiska randvillkor för övriga

diffusionsekvationer utgörs av koncentrationer av ämnen, t.ex. vatten och sulfationer.

Volymkrafter utgörs här av egentynghet och porvattentryck.

Karakteristiskt för betong är att tryckhållfastheten är betydligt högre än draghållfastheten och att materialet deformationsmjuknar. Båda egenskaperna hanteras vanligtvis inom ramen för plasticitetsteori, se Hill (1950) och Chen (1982). Betongens hållfasthet beskrivs då med en flyttfunktion som beror av spänningstensorns tre huvudinvarianter och mjuknandet som ett negativt deformationshårdnande. I CEB-FIP model code 1990 finns en modell som omfattar båda. Deformationsmjuknandet leder till att randvärdesproblemet lokalt tappas sin välställdhet, vilket i en finita elementmodell gestaltar sig som ett kraftigt beroende av den rumsliga diskretiseringen de Borst o.a. (1993). Detta kräver särskild, noggrann hantering, med s.k. regulariseringsmetoder.

Befintliga numeriska metoder för sprickrepresentation inom ramen för finita elementmetoder omfattar elementerosion (rand), utsmetning (fält), sprick-element (diskontinuitet), elementfria metoder (diskontinuitet), diskontinuerlig Galerkinmetod (diskontinuitet) och utökad finita elementmetod (diskontinuitet). I de Borst (1997a och b), de Borst (2006) samt Bažant och Planas (1997) finns dessa sammanställda och beskrivna.

4.2 Modellering av dammkonstruktioner – Materialmodellering

4.2.1 Plasticitetsteori och skademekanik för små deformationer

För små deformationer kan töjningen approximeras med

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (4.1)$$

där u_i är förskjutningar och x_i är rumskoordinater. Förskjutningen och därmed töjningen antas kunna delas upp additivt i komponenter på två sätt, Dels i en elastisk del och en plastisk del

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p \quad (4.2)$$

och dels i en deviatorordel och en volymdel som

$$\varepsilon_{ij} = e_{ij} + \frac{1}{3} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (4.3)$$

Tillsammans ger dessa en nedbrytning av töjningen i totalt fyra delar

$$\varepsilon_{ij} = \mathbf{e}_{ij}^e + \frac{1}{3} \varepsilon_{kk}^e \delta_{ij} + \mathbf{e}_{ij}^p + \frac{1}{3} \varepsilon_{kk}^p \delta_{ij} \quad (4.4)$$

Det elastiska och plastiska området definieras av flytfunktionen f som

$$f(\sigma_{ij}, q) \leq 0 \quad (4.5)$$

där σ_{ij} är spänningen, q är internvariabler och likheten gäller för det plastiska området. När flytvillkoret $f = 0$ är uppfyllt plasticerar materialet i enlighet med flytlagen.

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ij}^p &= m r_{ij} \\ r_{ij} &= \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \\ \dot{m} f &= 0, \quad \dot{m} \geq 0, \quad f \leq 0, \quad \dot{f} = 0 \end{aligned} \quad (4.6)$$

där r_{ij} avgör vilka töjningskomponenter som utvecklar en plastisk del och deras inbördes storlek. Skalären m kallas för den plastiska multiplikatorn och g för den plastiska potentialen. De tillhörande bivillkoren kallas Kuhn-Tucker-samt konsekvensvillkor och överskriven punkt anger tidsderivata. Värdet på m fås genom utnyttjande av konsistensvillkoret $\dot{f} = 0$. Om flytfunktionen används som plastisk potential, dvs. $g = f$, kallas flytlagen för associerad, annars är den icke-associerad.

Skademekaniken, Lemaitre och Chaboche (1990), baseras på följande uttryck för materialskada

$$D = \frac{S - \bar{S}}{S} \quad (4.7)$$

och tillhörande effektivspänning

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma}{1 - D}, \quad D \in [0, 1] \quad (4.8)$$

där S är total tvärsnittsarea och $\bar{S}$ är den oskadade, lastbärande tvärsnittsarean. Materialmodellen formuleras sedan i termer av effektivspänningen.

Ytterligare detaljer om generell plasticitetsteori finns i Hill (1950) och Lubliner (1950), om numeriska aspekter i Simo och Hughes (1998) samt speciellt för betong i Chen (1982) och CEB-FIP model code 1990.

4.2.2 Använd flytfunktion och flyttag för beräkningar

Nedan följer en översiktlig beskrivning av huvuddragen i den materialmodell som använts för de beräkningar som redovisas senare i rapporten. Modellen är baserad på Lubliner o.a. (1989) samt Lee och Fenves (1998) och är implementerad i finita elementprogrammet Abaqus.

Materialet betraktas som isotropt och linjärelastiska och med utnyttjande av ovan lyder konstitutivkvationen

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_{ij} &= 2G\bar{\epsilon}_{ij}^e + K\bar{\epsilon}_{kk}^e \delta_{ij} \\ \delta_{ij} &= \begin{cases} 0, & i \neq j \\ 1, & i = j \end{cases}\end{aligned}\quad (4.9)$$

där G och K är materialets skjuvmodul respektive bulkmodul. Spänningen $\bar{\sigma}_{ij}$ kan följaktligen också delas upp i en deviatorisk del och en volymetrisk, eller hydrostatisk, del som

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_{ij} &= \bar{s}_{ij} - \bar{p}\delta_{ij} \\ \bar{p} &= -\frac{1}{3}\bar{\sigma}_{ii}\end{aligned}\quad (4.10)$$

Observera teckenändringen för den volymetriska delen som ger positiva värden för kompressivt hydrostatiskt tryck.

Flytfunktionen är här baserad på villkoret för maximal distorsionsenergi

$$f = \bar{\sigma}_{jmf}(\bar{\sigma}_{ij}) - \bar{\sigma}_y(\bar{\sigma}_{ij}, \bar{\epsilon}_i^p) \leq 0 \quad (4.11)$$

där $\bar{\sigma}_{jmf}$ kallas för jämförandespänning eller von Mises-spänning, vilken beräknas som

$$\bar{\sigma}_{jmf} = \sqrt{\frac{3}{2}\bar{s}_{ij}\bar{s}_{ij}} \quad (4.12)$$

och $\bar{\epsilon}_i^p$ är en modifierad plastisk töjning beräknad som

$$\bar{\epsilon}_i^p = h_{ij}(\bar{\sigma}) \cdot \bar{\epsilon}_j^p \quad (4.13)$$

Här anger $\wedge$ huvudspänningar respektive huvudtöjningar och h_{ij} definieras av

$$\mathbf{h}(\hat{\boldsymbol{\sigma}}) = \begin{bmatrix} r(\hat{\boldsymbol{\sigma}}) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & r(\hat{\boldsymbol{\sigma}})-1 \end{bmatrix}$$

$$r(\hat{\boldsymbol{\sigma}}) = \frac{\sum_{i=1}^3 \langle \hat{\sigma}_i \rangle}{\sum_{i=1}^3 |\hat{\sigma}_i|}, \quad 0 \leq r(\hat{\boldsymbol{\sigma}}) \leq 1 \quad (4.14)$$

där $r(\hat{\boldsymbol{\sigma}})$ är en viktfunction och Macauley-parentesen är

$$\langle \cdot \rangle = \frac{1}{2} (|\cdot| + \cdot) = \begin{cases} \cdot, & \cdot \geq 0 \\ 0, & \cdot < 0 \end{cases} \quad (4.15)$$

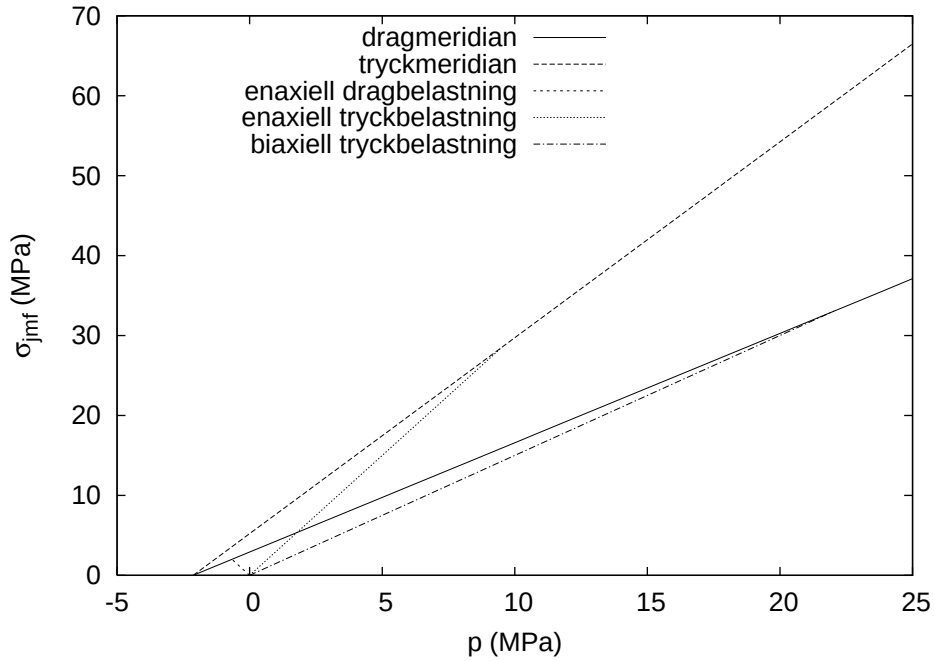
Flytspänningen ges av uttrycket

$$\bar{\sigma}_y = (\alpha + 1)\bar{\sigma}_c(\varepsilon_c - \varepsilon_c^p) + 3\alpha\bar{p} - \beta(\varepsilon_i^p)(\hat{\sigma}_1) + \gamma(-\hat{\sigma}_1) \quad (4.16)$$

där

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c(\varepsilon_2^p)}{\bar{\sigma}_t(\varepsilon_1^p)}(1 - \alpha) - (1 + \alpha) \quad (4.17)$$

i vilket α och γ är parametrar, $\bar{\sigma}_c$ och $\bar{\sigma}_t$ är arbetskurvorna formulerade i effektivspänning, för enaxiell tryckprovning respektive dragprovning. Dragkurvans plastiska del, mjuknandet, formuleras i termer av förskjutning, vilket kraftigt reducerar rumsdiskretiseringens inverkan på brottenergin. Flytfunktionen beskriver en yta i huvudspänningsrummet vilken korsas av spänningsvägarna för enaxiell dragbelastning och enaxiell tryckbelastning på dragmeridianen och tryckmeridianen, se Figur 4.3.



Figur 4.3 Drag- och tryckmeridianer med spänningsvägarna för enaxiell dragbelastning, enaxiell tryckbelastning och biaxiell tryckbelastning.

Den plastiska potentialen definieras som

$$g = \sqrt{(\varepsilon \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \sigma_{ekv}^2} - p \tan \psi \quad (4.18)$$

där ε och ψ är parametrar och σ_{t0} är den initiala enaxiella draghållfastheten.

Skadeparametern D baseras på en sammanvägning av de för enaxiell dragbelastning, D_t , och tryckbelastning, D_c , enligt

$$D = 1 - \left(1 - D_c(\varepsilon_c^p)\right) \left(1 - r(\sigma) D_t(\varepsilon_t^p)\right) \quad (4.19)$$

Funktionerna $D_t(\varepsilon_t^p)$ och $D_c(\varepsilon_c^p)$ ges som indata till modellen.

5 Modellering av lamelldamm

5.1 Inledning

Som fortsättning på tidigare modelleringsarbete, Björnström o.a. (2006), redovisas här beräkningar med finita elementmetoden, baserat på icke-linjära materialparametrar. En lamelldamm av betong har modellerats, vilket även var fallet i den tidigare rapporten som visade temperaturfördelningar och spänningar framräknade med en linjärelastisk materialmodell. Resultaten demonstrerade hur temperaturfördelningar över året påverkar dammen samt hur olika antaganden om graden av inspänning i berggrunden inverkar. I rapporten redovisades också en första ansats till beräkningar med en ickelinjär materialmodell. Syftet med föreliggande modelleringsarbete är att fullt ut kunna beskriva uppsprickning av betongdammen. För att möjliggöra detta har en tvådimensionell modell använts och lasterna har tillåtits avvika från de temperaturer i vatten, luft och berg som tidigare antagits.

5.2 Förutsättningar

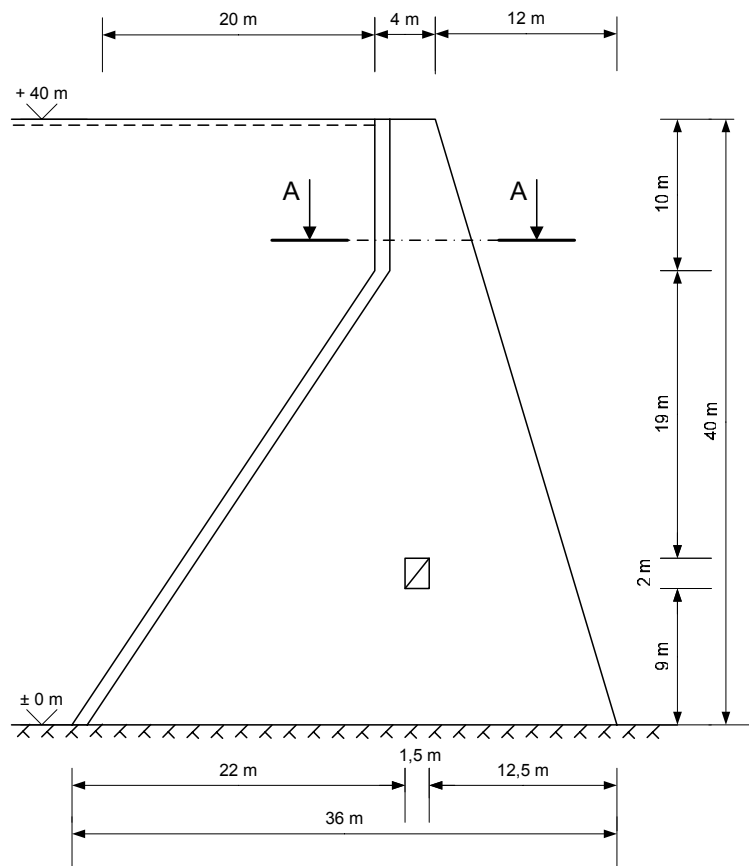
Den modellerade lamelldammen har getts förenklad geometri jämfört med den tidigare använda tredimensionella modellen enligt Björnström o.a. (2006). Dammens inspänning i berget antas här vara helt fast så att ingen elastisk deformation tillåts i gränsskiktet och vattenytan antas vara belägen vid dammkrönet. Dammens frontplatta har gjorts jämntjock, till skillnad mot den föregående modellen där tjockleken varierade inom ca 1–3 m.

5.2.1 Geometri

Den dammstruktur som modelleras är en betongmonolit som får antas utgöra en del av en långsträckt lamelldamm. Dammen har liknande geometri och storlek som den tidigare modellerade dammen, Björnström o.a. (2006), det vill säga ca 800 m lång och sammansatt av 100 betongmonoliter. Geometrin för den nu modellerade dammen visas i Figur 5.1. Monoliten består av en 8 m bred och 1 m tjock frontplatta som gränsar mot vattnet och stöds av en 2 m tjock skiva, fortsättningsvis kallad dammpelare. Vattenytan anses här belägen vid dammkrönet, 40 m ovan berggrunden. I skivans nedre del finns en inspektionsgång i form av en rektangulär öppning med måtten $1,5 \times 2 \text{ m}^2$.

5.2.2 Yttre laster

Lastfallen har begränsats till att omfatta temperatur enligt nedan samt egen tyngd och vattentryck. I ett modelleringsfall utsätts dammkrönet för en påtvingad förskjutning. Laster som inte har beaktas men som kan vara relevanta för en betongdamm är till exempel vindlast, vågor, islast, krympning och inre portryck i betongen.



Figur 5.1 Del av långsträckt lamelldamm – betongmonolit som ansluter till identiska monoliter på ömse sidor.

5.2.3 Temperaturer

För den modellerade dammen antas förenklat att hela vattenvolymen samt den angränsande berggrunden har konstant temperatur $+4^{\circ}\text{C}$ över hela året. Då modelleringsarbetet syftar till att undersöka betongkonstruktionens funktion vid uppsprickning så har lufttemperaturer och betongens temperatur tillåts vara extrema. Arbetet syftade även till att undersöka möjligheten att kunna utföra icke-linjära beräkningar av spricktillväxt. Höga och låga lufttemperaturer kan uppstå tillfälligt vid till exempel kraftig solstrålning eller under extrema vindförhållanden vintertid. Här har lufttemperaturer mellan -40°C och $+60^{\circ}\text{C}$ använts för att testa materialmodellen. I ett särskilt modelleringsfall tvångsdeformeras monoliten genom att delar av monoliten tilldelas olika inre temperaturer vilka varierar mellan $+5^{\circ}\text{C}$ och $+45^{\circ}\text{C}$. Betongen förutsatts ha initialtemperaturen (gjuttemperaturen) $+10^{\circ}\text{C}$ vid år 0, vilket är i enlighet med antagandena i Björnström o.a. (2006). Detta innebär att betongen ska betraktas som spänningslös vid denna temperatur och därför anges samtliga temperaturer 10°C lägre i samband med redovisningarna av respektive modelleringsexempel i avsnitt 5.4–6. Samtliga temperaturer antas vid beräkningarna öka linjärt från noll till sluttemperaturen under ett tidsspann av 30 dygn.

I det tidigare modelleringsarbetet, Björnström o.a. (2006), antogs dammen vara belägen i trakten av Sveg, och att lufttemperaturen över året varierade cykliskt mellan -15°C och $+20^{\circ}\text{C}$ samt bergtemperaturen mellan $-2,5^{\circ}\text{C}$ och $+7,5^{\circ}\text{C}$. Vattnet förutsattes då ha temperaturen $+4^{\circ}\text{C}$ året runt, förutom de översta 10 m som gavs samma temperaturer som bergrunden.

5.3 Finit elementmodell

Den studerade betongdammen har modellerats med det finita elementprogrammet ABAQUS (2004c). Programmet är baserat på implicita numeriska integrationsrutiner vilket medför att beräkningar utförs utifrån krav på noggrannhet och konvergens, vilket från fall till fall definierar den tidsskala som används i respektive beräkning. Som en del av programmet finns ett flertal mer eller mindre avancerade materialmodeller varav några är speciellt framtagna för modellering av betong och liknande halvspröda material. Programpaketet innehåller även en version baserad på explicita numeriska rutiner, ABAQUS (2004d), som är särskilt lämpad för modellering av problem med dynamiska lastfall. Även statiska problem går att hantera om dessa betraktas som kvasistatiska, med mycket långsam pålastning. Speciellt för explicita metoder är att de kräver korta tidssteg vilka beror av den högsta naturliga frekvensen hos den modellerade strukturen. I vissa fall då det kan vara problematiskt att nå konvergens med en implicit metod kan resultatet fås med explicit modellering. Detta ställer däremot höga krav på beskrivningen av lasten så att inte oönskade dynamiska fenomen uppträder. Inom detta projekt har beräkningar med ABAQUS/Explicit genomförts som en förstudie. Förstudiens resultat redovisas inte i denna rapport men däremot ges några kommentarer i avsnitt 5.7.

5.3.1 Tvådimensionell modell

En monolit av betongdammen har modellerats som en tvådimensionell struktur, i ett plan parallellt med dammpelaren. Till grund för modelleringen ligger antagandet om plant spänningstillstånd i konstruktionen. Frontplattan beaktas genom att elementen kring den 1 m breda vänstra randen ges en tjocklek på 8 m vinkelrätt beräkningsplanet medan dammpelarens tjocklek endast är 2 m. Vattentrycket definieras utifrån den tjocklek som elementen har vid kontaktytan så att dess kraftresultant fås som vattentryck verkande på 8 m bredd och 40 m djup. I horisontell led ger detta 62,8 MN, angripande på 13,3 m höjd över berggrunden. Hela dammen antas bestå av en typ av betong som här förutsätts vara oarmerad. Dammpelarens och frontplattans botten har antagits vara fast inspänd i berggrunden. För de noder som sammankopplar berggrund och betong tillåts endast rotation, ej translation vertikalt och horisontellt.

5.3.2 Diskretisering och elementtyp

För modelleringen har använts tvådimensionella kontinuumelement, såväl triangulära som rektangulära (*quadrilateral*). De triangulära elementen används främst vid fin indelning av modellen medan de rektangulära förutsätts ge bäst beskrivning vid grov indelning och därmed effektivaste beräkningsgången. För tvådimensionell modellering av långsträckta konstruktioner som

dammar används oftast element som beskriver plana töjningsförhållanden. Den lamelldamm som här studeras består av skivor som ansluter i rät vinkel, till skillnad mot till exempel en massiv gravitationsdamm. För att på ett korrekt sätt kunna beskriva spänningar vid övergången mellan frontplatta och dammpelare, som ges av varierande elementtjocklekar så som beskrevs i avsnitt 5.2.1, används istället element för plana spänningar. Dessa används oftast då den modellerade konstruktionens tjocklek är liten relativt övriga dimensioner ABAQUS (2004a), vilket får antas vara fallet här. Elementtypen förutsätter att alla laster och deformationer sker i beräkningsplanet och medför att samtliga normal- och skjuvspänningar utanför planet är noll. För beräkning av spänningar och deformation orsakade av temperaturskillnader har termiskt kopplade element använts. Dessa fungerar som motsvarande element för beräkning av plan spänning men ger även temperaturerna i varje nod.

För beräkning av enbart spänning, förskjutningar och deformationer har följande element använts:

CPS3: 3 noders triangulärt kontinuumelement

CPS4: 4 noders rektangulärt kontinuumelement.

Då även temperaturen beaktats har följande termiskt kopplade element använts:

CPS4T: som CPS4, men för termiskt kopplad beräkning

CPS6MT: 6 noders triangulärt element av andra ordningen, med timglaskontroll.

Elementen namnges i ABAQUS (2004a) efter dess typ, där C står för kontinuum och PS för plan spänning. Siffran anger antalet noder och ett eventuellt T visar om elementet är termiskt kopplat. Det M som anges för elementet CPS6MT visar att detta är modifierat, i detta fall inkluderande timglaskontroll. De i avsnitt 5.4–6 redovisade modellerna innehåller element med storleken 0,1 m, 0,5 m eller 1,0 m, beroende på önskad diskretiseringsgrad. Modellerna innehåller 1350–5776 element och 1430–17540 noder. Detta motsvarar 2946–52620 frihetsgrader, där även Lagrange-variabler har medräknats.

5.3.3 Numeriska parametrar

De numeriska beräkningarna har skett med beaktande av icke-linjära materialegenskapen. De deformationer som detta ger upphov till är fortfarande små, men i den numeriska implementeringen bör beaktas att stora deformationer och förskjutningar kan uppstå lokalt. I ABAQUS/Standard styrs detta genom parametern *nlgem*, se vidare ABAQUS (2004b). Numeriska problem i samband med frigjord energi i samband med spricktillväxt har undvikits genom att en viss mängd energi dämpas bort. Graden av stabilisering (*dissipated energy fraction*) har i modelleringsexemplen satts till 0.01, se vidare ABAQUS (2004b). Då de presenterade exemplen innehåller kopplad temperatur- och spänningsberäkning måste beräkningarnas tidsskala ges i sekunder för att möjliggöra realistisk temperaturutbredning i betongkonstruktionen. För att ge tid för temperaturer att fördelas har samtliga temperaturlaster lagts på under 30 dygn så att beräkningarna avslutas vid 2.592.000 sekunder. För att nå sluttiden tillåts att beräkningsstegen varierar mellan 10^{-20} och 10.000 sek.

Samtliga beräkningar startade med det maximala tidssteget. För att undvika omotiverade beräkningsavbrott har största möjliga antalet beräkningssteg valts till 1.000.000 stycken.

5.4 Icke-linjär materialmodell för betong

De följande avsnitten beskriver materialparametrar för den aktuella icke-linjära materialmodell för betong som har använts för beräkningarna med ABAQUS/Standard. Grunderna för brottmekanik för betong samt elasticitets- och plasticitetsteori sammanfattas i Björnström o.a. (2006). Här ges därför kortfattat de parametrar som behövs för att återskapa det antagna materialbeteendet och för en grundlig teoretisk bakgrund och utförligare beskrivning hänvisas till ABAQUS (2004b) och användarmanual ABAQUS (2004a). En sammanställning av ABAQUS materialmodeller ges även i Malm (2006). De materialparametrar som valts beskriver en betongtyp som överensstämmer med den som i Björnström o.a. (2006) användes vid linjärelastisk modelleringen av en liknande lamelldamm.

5.4.1 Grundläggande materialparametrar

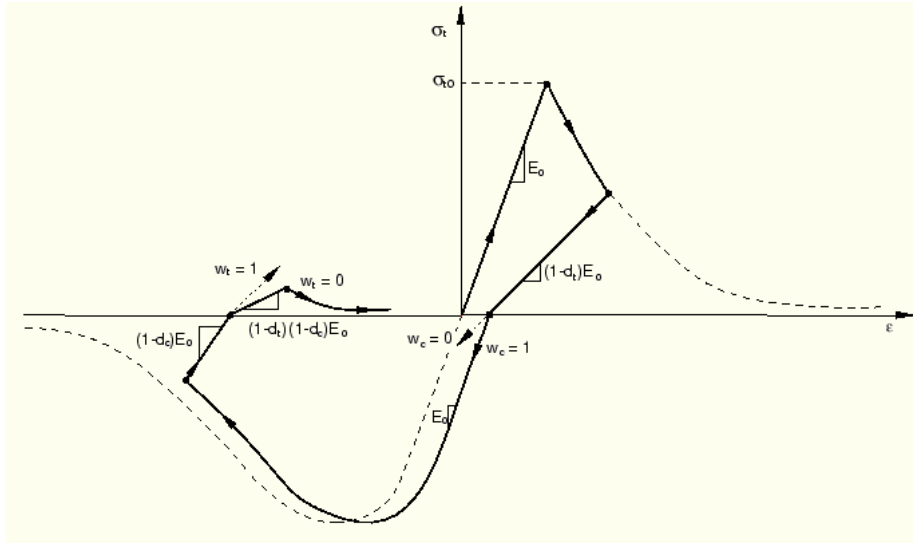
En betongtyp med standardsammansättning förutsätts, med en densitet ρ som är 2300 kg/m³. Elasticitetsmodulen E sätts till 25 GPa och tvärkontraktionstalet ν till 0,2. För att möjliggöra kopplad värme- och deformationsberäkning anges också betongens termiska konduktivitet λ och specifika värme c . Konduktiviteten, eller värmeledningsförmågan, är mängden värme som passerar på en tidsenhet genom en areaenhet, vid en temperaturskillnad som är en enhet. Här sätts konduktiviteten till 2,5 W/mK. Med specifik värme avses den energi som går åt för att värma ett kilo av materialet en grad. I detta fall antas 1000 kJ/kgK vara representativt för betongen.

5.4.2 Plastisk skademodell

Materialbiblioteket i ABAQUS innehåller flera modeller som kan användas för att beskriva icke-linjära egenskaper hos betong och andra halvspröda material, till exempel *smeared crack approach* och *concrete damaged plasticity*.

I detta fall används den senare, som beskrivs i ABAQUS (2004b) avsnitt 4.5.2 och ABAQUS (2004a) avsnitt 11.5.3. Modellen är en kontinuum- och plasticitetsbaserad skademodell för betong. Den förutsätter att de två huvudsakliga brottmekanismerna hos betongen är uppsprickning vid drag och krossning vid tryck. Töjning och eventuell skada styrs av två variabler som länkas till brottmekanismerna vid tryck- och dragbelastning. Dessa variabler, $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ och $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$, benämns som ekvivalenta plastiska töjningar vid drag respektive tryck.

Materialmodellen illustreras i Figur 5.2 som visar en lastcykel som påbörjas med dragspänning som övergår i tryck. I det följande anges de generella materialparametrar som ingår samt en kortfattad definition för att motivera antaganden och tilldelade värden. Dessa indata kompletteras med definitioner för materialets beteende vid tryck och drag, vilket här ges i de tre följande avsnitten.



Figur 5.2 En lastcykel i spänning-töjningsdiagrammet för antagen materialmodell. Från ABAQUS (2004b).

De två första parametrarna ingår i definitionen av flödespotentialen G enligt Drucker-Pragers hyperboliska funktion

$$G = \sqrt{(e\sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi \quad (5.1)$$

I funktionen betecknar $\bar{q}$ effektiva Mises-spänningar och $\bar{p}$ effektiva spänningar av hydrostatiskt tryck, Malm (2006). De övriga parametrar som ingår är först dilatationsvinkeln ψ som anger förhållandet mellan volymförändring och skjuvtöjning. Den andra parametern är excentriciteten e som ger funktionen ett asymptotiskt uppträdande. Flödespotentialen närmar sig en rak linje då $e \rightarrow 0$. Vidare anger σ_{t0} den fleraxiella dragspänningen vid brott. I det följande ansätts:

$$\psi = 38^\circ \quad \text{och} \quad e = 0,1$$

där e har getts *default*-värdet.

Den tredje parametern är spänningskvoten $\sigma_{b0} / \sigma_{c0}$ vilken ingår i koefficienten α i flytfunktionen, som uttryckt i effektiv spänning har formen

$$F(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{1}{1-\alpha} (q - 3\alpha p + \beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \langle \hat{\sigma}_{\max} \rangle - \gamma \langle -\hat{\sigma}_{\max} \rangle) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \leq 0 \quad (5.2)$$

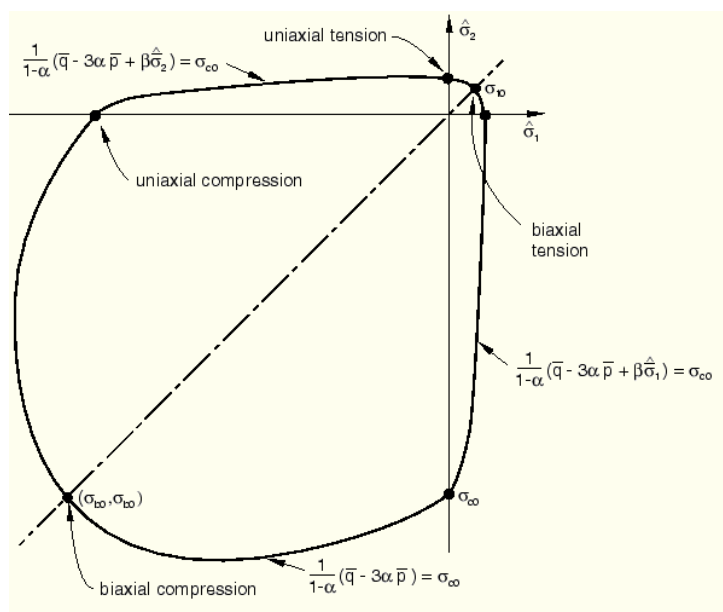
Vid biaxiellt tryck, då $\hat{\sigma}_{\max} = 0$, kan denna ekvation skrivas om till Drucker-Pragers flytvillkor. Koefficienten α beror av flytspänningarna σ_{b0} och σ_{c0} ,

vilka avser ekvi-biaxiell och likaxiell flytspänning vid tryck enligt Figur 5.3. Faktorn α definieras som

$$\alpha = \frac{\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}{2\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}$$

I det följande används *default*-värdet för kvoten, vilket är

$$\sigma_{b0} / \sigma_{c0} = 1,16.$$



Figur 5.3 Töjningsyta vid plant spänningstillstånd. Från ABAQUS (2004b).

Den fjärde parametern är

$$K_c = \frac{\bar{q}(TM)}{\bar{q}(CM)},$$

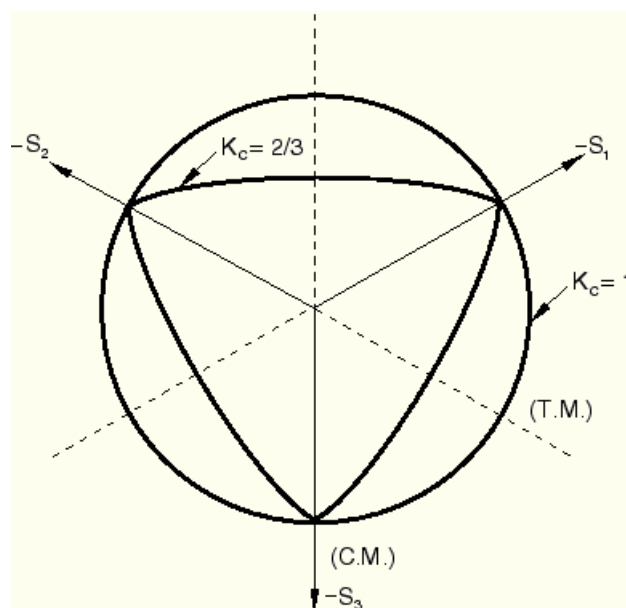
kvoten mellan andra spänningsinvarianterna på dragmeridianen och tryckmeridianen då $\hat{\sigma}_{\max} < 0$, definierade så som illustreras i Figur 5.4. Kvoten måste uppfylla villkoret $0,5 < K_c \leq 1,0$ och har här getts ett typiskt värde för betong:

$$K_c = \frac{2}{3}.$$

Den sista parametern μ är en viskositetsparameter som används för viskoelastisk regularisering av de konstitutiva ekvationerna, vilket medger att spänningar kan uppträda utanför flytytorna. Parametern har i detta fall satts till noll,

$$\mu = 0$$

vilket är *default*-värdet i ABAQUS. Andra värden kan användas för att överkomma konvergensproblem i samband med mjuknande materialbeteende och elasticitetsförlust.



Figur 5.4 Flytytor i det deviatoriska planet, motsvarande då K_c har värdet 1 respektive 2/3. Från ABAQUS (2004b).

5.4.3 Deformation vid tryckspänning

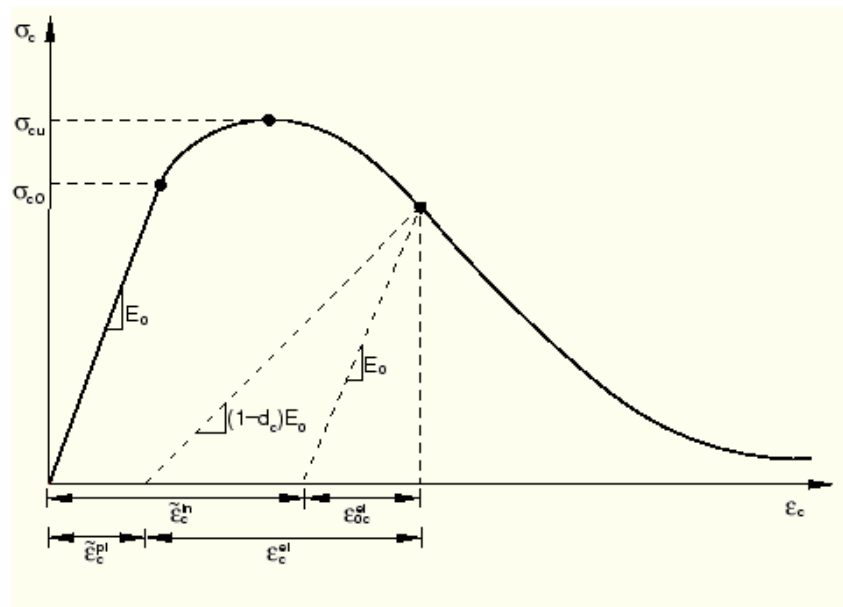
Betongmaterialets icke-linjära uppträdande vid tryckspänningar (*concrete compression hardening*) beskrivs av en funktion mellan gränsspänning (*yield stress*) och oelastisk töjning (*inelastic strain*). De indata som ges definierar spänning-töjningssamband för oarmerad betong under fleraxiellt tryck utanför det elastiska området. I materialmodellen används begreppet oelastisk töjning (*inelastic strain*) $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$ istället för plastisk töjning $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$. Den förra är den spänning då krossning sker och definieras som den totala töjningen minus den elastiska töjningen för det oskadade materialet, enligt

$$\tilde{\varepsilon}_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{0c}^{el} \quad (5.3)$$

där den senare ges av sambandet

$$\varepsilon_{0c}^{el} = \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (5.4)$$

mellan gränsspänning (vid tryck) och elasticitetsmodul, så som illustreras i Figur 5.5. Som indata för ABAQUS ges två koordinatpunkter ($\sigma_c : \tilde{\varepsilon}_c^{in}$) som här har valts till $(1,71 \cdot 10^7 : 0)$ och $(2,85 \cdot 10^7 : 0,00086)$. Töjningen är dimensionslös och spänningen ges i N/m² (d.v.s. Pa).



Figur 5.5 Definition av oelastisk töjning (inelastic strain) $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$. Från ABAQUS (2004b).

5.4.4 Deformation vid dragspänning

Betongens uppsprickning och beteende därefter (*concrete tension stiffening*) beskrivs i brottmekaniska termer. Brottenergi definieras här som den energi som åtgår för att öppna en enhetsarea av en spricka. Spänning i skadezonen, när gränstöjningen (eller draghållfastheten) har överskridits, ges som funktion av skadezonens deformation.

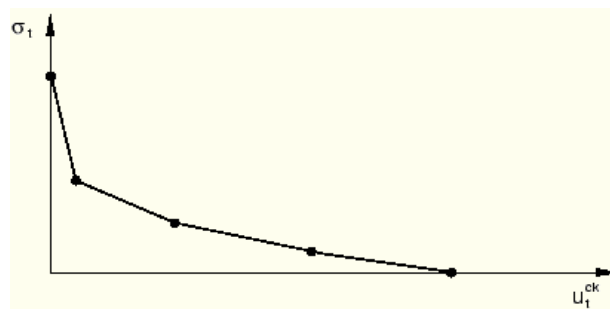
I teorimanualen för ABAQUS (2004b) ges spänningen efter brott σ_t som en funktion av sprickdeformationen u_t^{ck} , så som visas i Figur 5.6. Alternativt kan brottenergin G_f ges direkt genom att tabelleras mot brottspänningen σ_{t0} . Detta förutsätter ett linjärt samband mellan spänning och töjning efter brott, så som visas i Figur 5.7. Detta ger följande definition av gränssprickdeformationen då total hållfasthetsförlust sker:

$$u_{t0} = 2 \frac{G_f}{\sigma_{t0}} \quad (5.5)$$

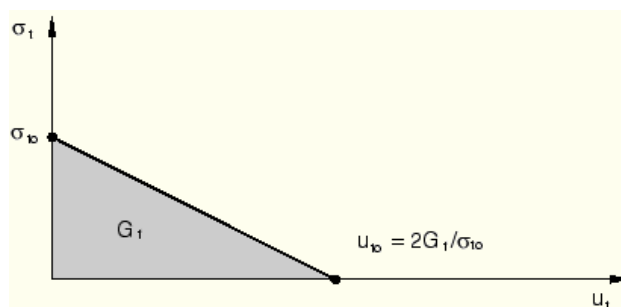
För modellering med ABAQUS kan dessa materialdata anges på tre sätt, baserat på töjning, förskjutning eller brottenergi. I detta fall används det första alternativet genom tabellering av återstående direkt spänning efter uppsprickning σ_t (anges i N/m²) mot direkt sprickdeformation u_t^{ck} (anges i m). I detta fall tabelleras två koordinatpunkter ($\sigma_t : u_t^{ck}$) som är ($2 \cdot 10^6 : 0$) och ($2 \cdot 10^4 : 0,0001$). I enlighet med definitionen ovan ger det en brottenergi som är

$$G_f = 0.5 \cdot u_{t0} \cdot \sigma_{t0} = 0.5 \cdot 0.0001 \cdot 2 \cdot 10^6 = 100 \text{ N/m} \quad (5.6)$$

vilket ska jämföras med de typiska värdena på 40–120 N/m som ges i ABAQUS (2004a), det lägre för typisk konstruktionsbetong och det högre för högpresterande betong.



Figur 5.6 Spänning–deformationssamband efter uppsprickning. Från ABAQUS (2004a).



Figur 5.7 Spänning–brottenergikurva efter uppsprickning. Från ABAQUS (2004a).

5.4.5 Graden av skada efter uppsprickning

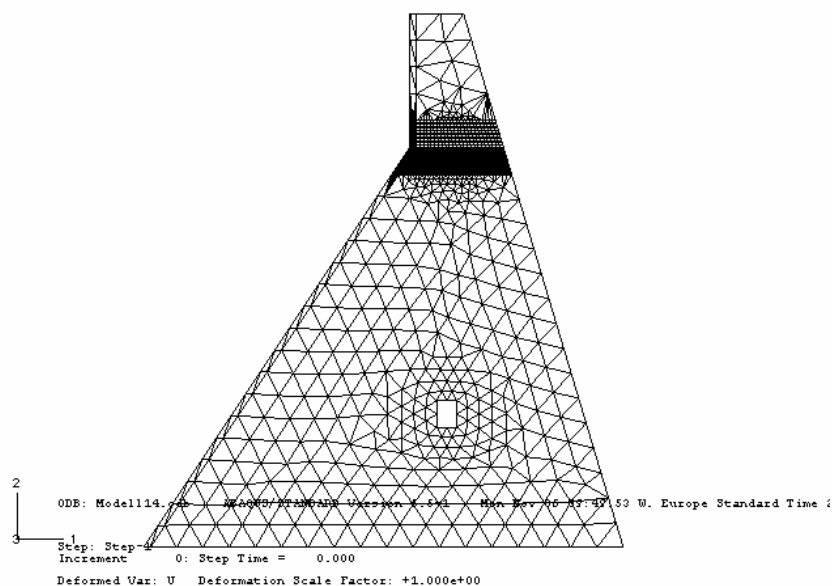
Med den plasticitetsteoretiska materialmodellen kan en skadevariabel användas för att ange graden av skada orsakad av töjning (*concrete tension damage*) ABAQUS (2004a). På detta sätt fås en definition av betongens skadenivå efter uppsprickning, det vill säga graden av nedsatt styvhet. Den enhetslösa variabeln d_t (*uniaxial tension damage variable*) kan anges som en funktion av antingen spricktöjning eller sprickdeformation u_t^{ck} (anges i m), där det senare alternativet har använts i detta fall. Som indata för ABAQUS ges minst två koordinatpar ($d_t; u_t^{ck}$) i ett plan vilket beskriver skadeparametern som funktion av sprickdeformation. I detta fall har punkterna (0;0) och (0,9;0,0001) getts som indata. En definition av d_t ges i Figur 5.2.

5.5 Exempel 1 – påtvingad deformation

Detta första modellerings exempel syftar till att verifiera materialmodellen och att framtvinga propagerande sprickor i betongen. En påtvingad förskjutning av monolitens topp ger ett enkelt lastfall med en tydlig brottmod.

5.5.1 Modell

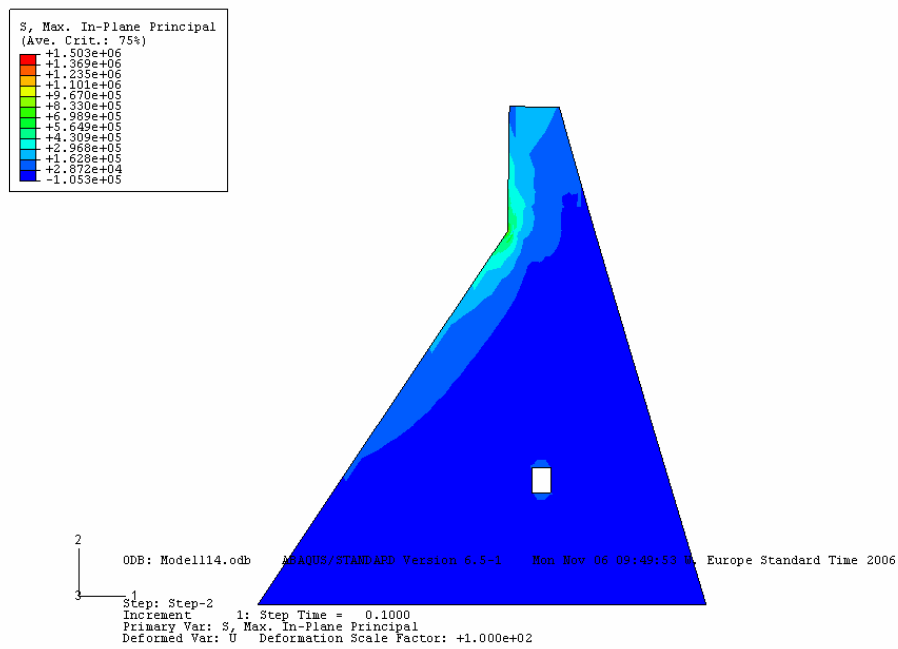
En tvådimensionell modell enligt beskrivningen i avsnitt 5.2 används, med triangulära element av typen CPS3 med storleken ca 1,0 m. I ett 4 m högt band beläget på 30 m höjd används rektangulära element av typen CPS4 med en indelning på ca 0,1 m, så som visas i Figur 5.8. Modellen innehåller 1760 element med 1473 noder samt 2946 frihetsgrader, inklusive Lagrangevariabler. Den påtvingade deformationen består i att samtliga noder i monolitens överyta först förskjuts 20 mm åt höger och därefter 40 mm åt vänster. I avsnitt 5.5.4 redovisas ett fall där den högerriktade deformationen avbryts efter 5 mm, följt av 20 mm deformation åt vänster.



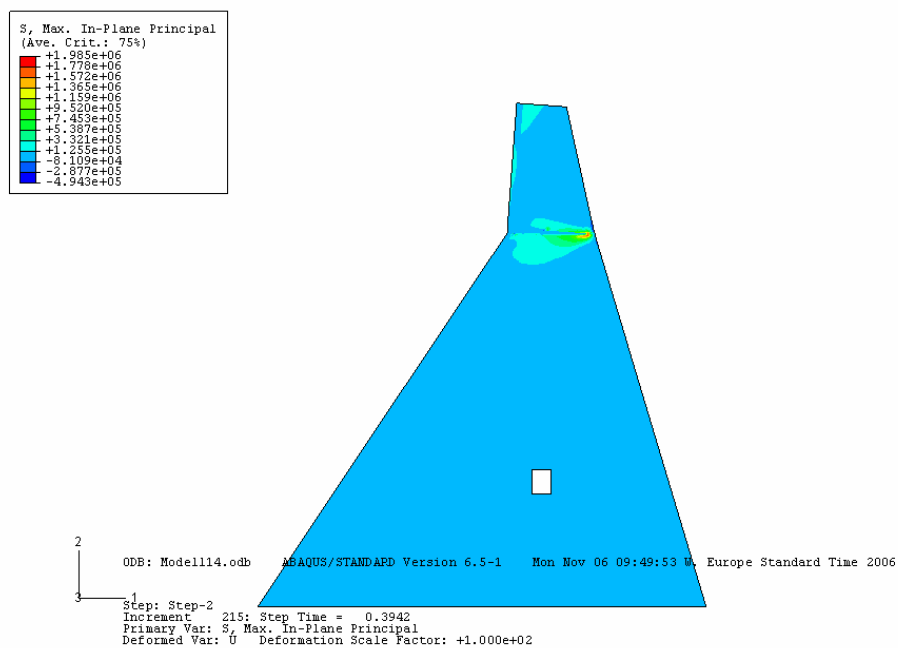
Figur 5.8 Finit elementmodell med 1760 triangulära och rektangulära element.

5.5.2 Deformationsförlopp och spänningar

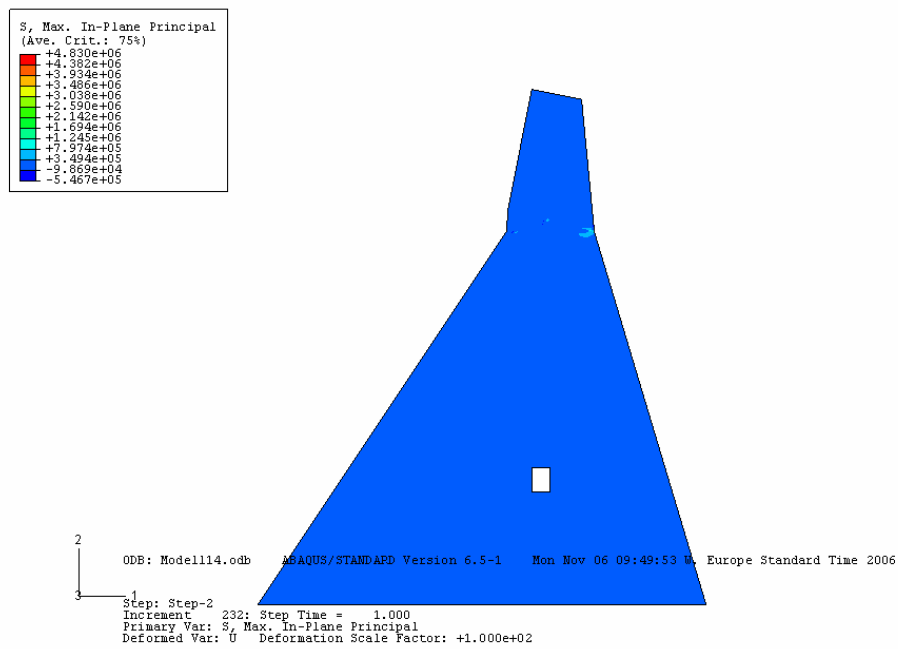
Den påtvingade förskjutningen av monolitens topp leder initiiellt till en spänningskoncentration kring höjden 30 m, där den vänstra sidan har en skarp kant, vilket visas i Figur 5.9. Då spänningarna har blivit så stora att frontplattan plasticeras slår en dragspricka upp vilken hastigt propagerar åt höger då tvärsnittets bredd minskar från 8 m till 2 m vid övergång från frontplattan till dammpelaren. Detta visas i Figur 5.10 där toppen har förskjutits 8 mm medan sprickfronten har propagerat genom nära nog hela konstruktionen och gett upphov till en gångjärnsliknande deformationsfigur. Då toppen har förskjutits 20 mm åt höger vänds deformationen varvid den lilla kvarvarande intakta betongytan vid högerkanten snabbt plasticeras så som visas i Figur 5.11–12. Detta motsvarar i princip att monolitens översta del helt släpper från underdelen.



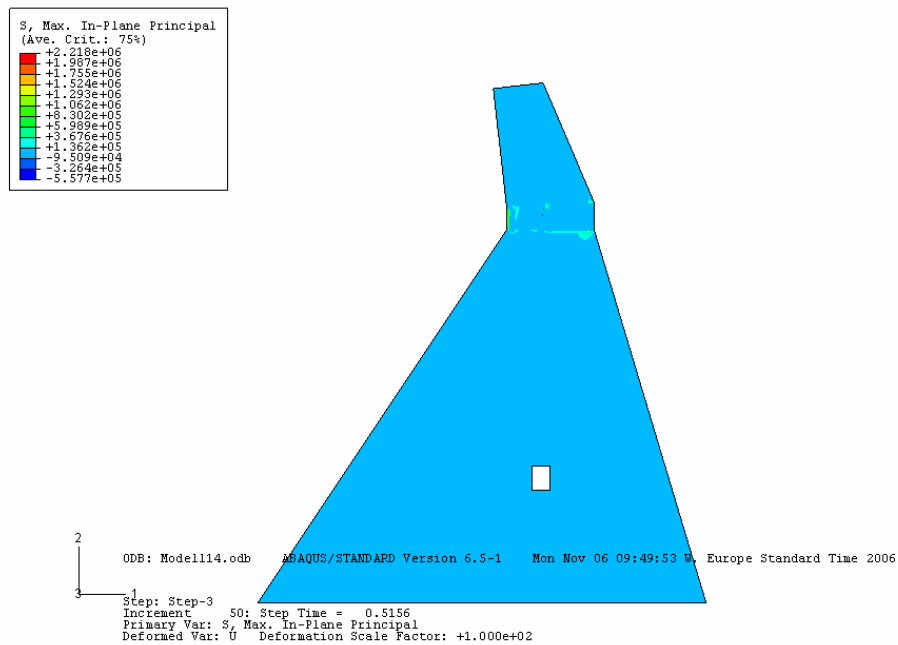
Figur 5.9 Deformation och huvudspänningar vid 2 mm förskjutning åt höger.



Figur 5.10 Deformation och huvudspänningar vid 8 mm förskjutning åt höger.



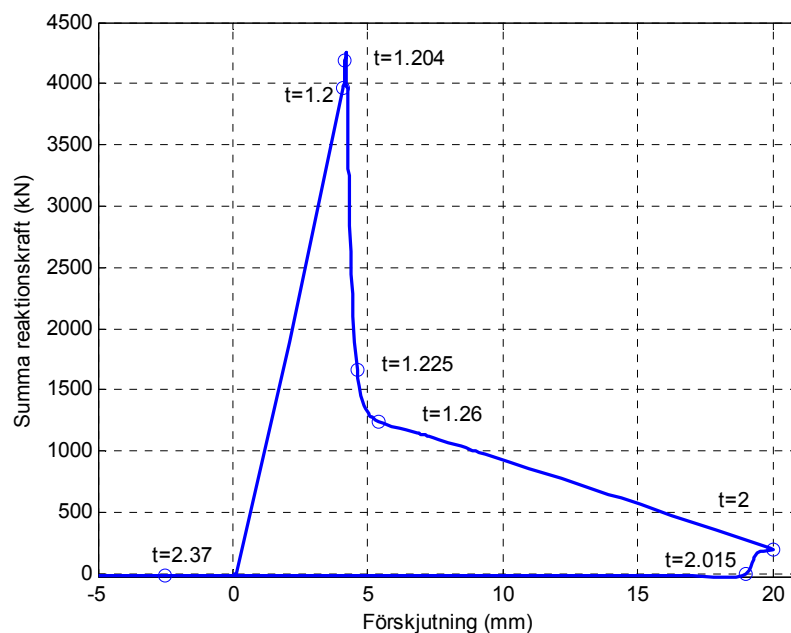
Figur 5.11 Deformation och huvudspänningar vid 20 mm förskjutning åt höger.



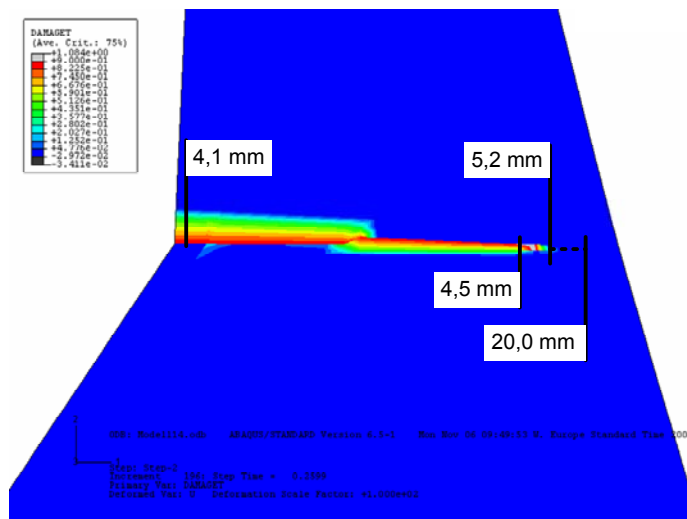
Figur 5.12 Deformation och huvudspänningar vid 0,6 mm förskjutning åt vänster, relativt utgångsläget.

5.5.3 Sprickpropagering

Sprickfrontens propagering genom monoliten beskrivs i Figur 5.13–14. I den första figuren redovisas sambandet mellan förskjutningen i toppen och summan av de horisontella krafterna i noderna i monolitens bas. Tidsangivelserna motsvarar de tre laststegen, där alltså $t = 1$ motsvarar pålagd egentygnd, $t = 2$ full deformation åt höger och $t = 3$ full deformation åt vänster. Det framgår tydligt att uppsprickningen sker vid $t = 1,204$ varefter konstruktionen fungerar töjningsmjuknande. Efter att förskjutningen mot vänster har inletts plastifieras det kvarvarande intakta betongtvärsnittet vid $t = 2,015$ varefter konstruktionen kan anses helt ha gått till brott. Figur 5.14 visar sprickfrontens läge under förskjutningen åt höger.



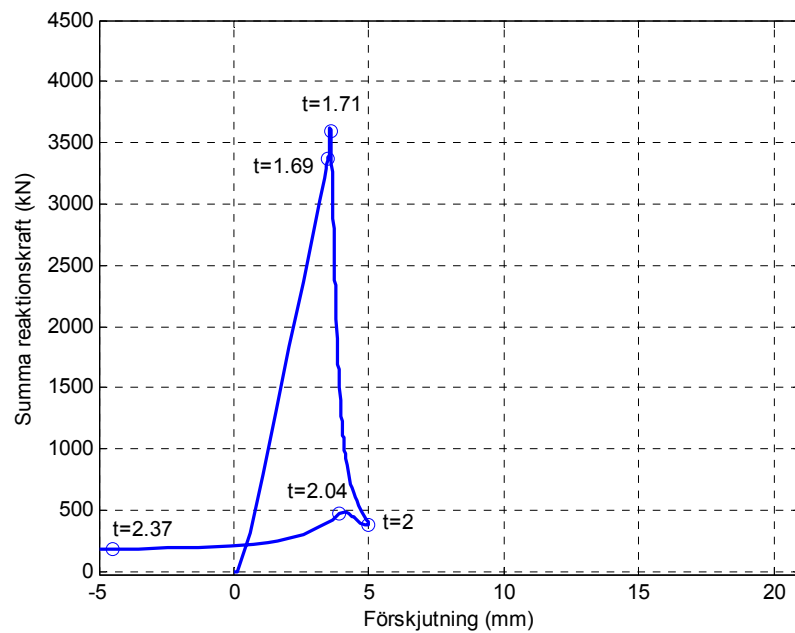
Figur 5.13 Samband mellan förskjutning i toppen och horisontell kraftsumma mot bergrunden. Tidsangivelserna motsvarar de tre laststegen.



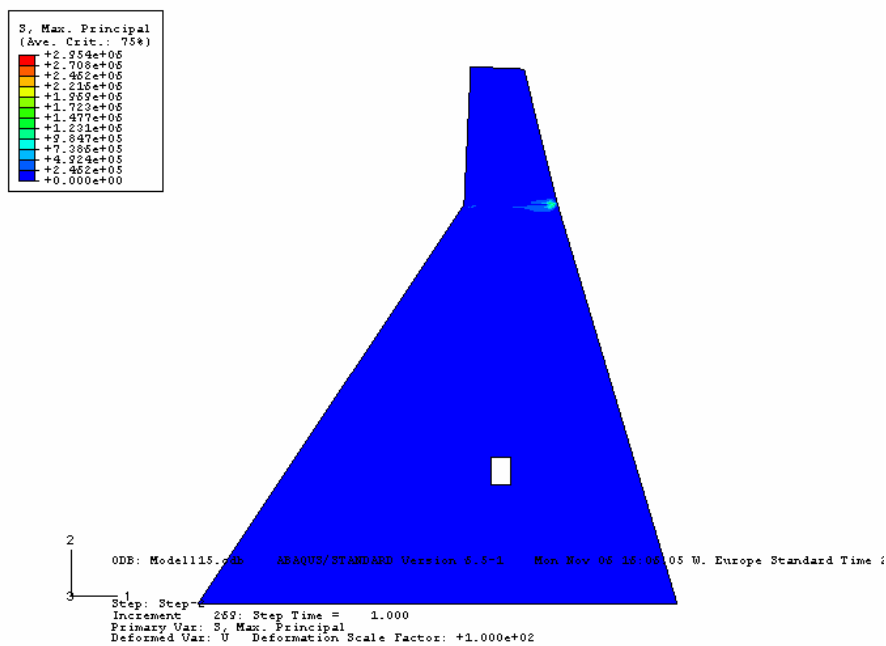
Figur 5.14 Samband mellan toppens förskjutning åt höger och sprickfrontens läge under pålastningsförloppet.

5.5.4 Vid avbruten påtvingad deformation

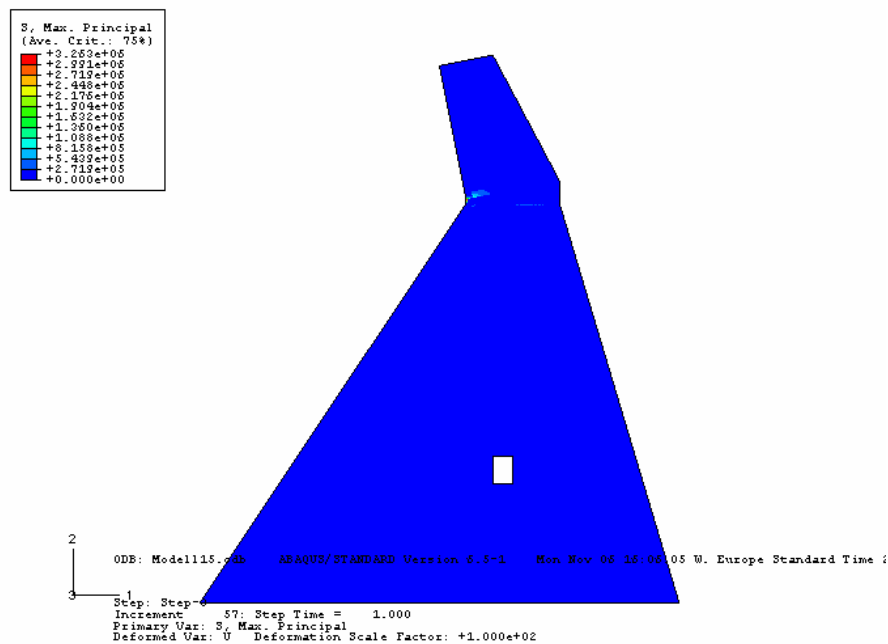
I det följande visas konstruktionens beteende då den högerriktade tvångsförskjutningen avbryts efter 5 mm, precis då sprickan har slagit igenom tvärsnittet vilket framgår av Figur 5.15. Notera att maximum av summan av reaktionskrafterna här är något lägre än i Figur 5.13. Detta beror enbart på den av programmet valda steglängden vilken ges av konvergensvillkoren för den numeriska beräkningen. Sprickfrontens läge då tvångsförskjutningen vänder visas i Figur 5.16. Den större intakta betongytan vid högerkanten resulterar i ett större motstånd mot den högerriktade deformationen, vilket framgår av Figur 5.17 där det tydligt ses att den plastiska töjningsdeformationen vid vänsterkanten har tryckts ihop.



Figur 5.15 Samband mellan förskjutning i toppen och horisontell kraftsumma mot bergrunden. Tidsangivelserna motsvarar de tre laststegen.



Figur 5.16 Deformation och huvudspänningar vid 5 mm förskjutning åt höger.



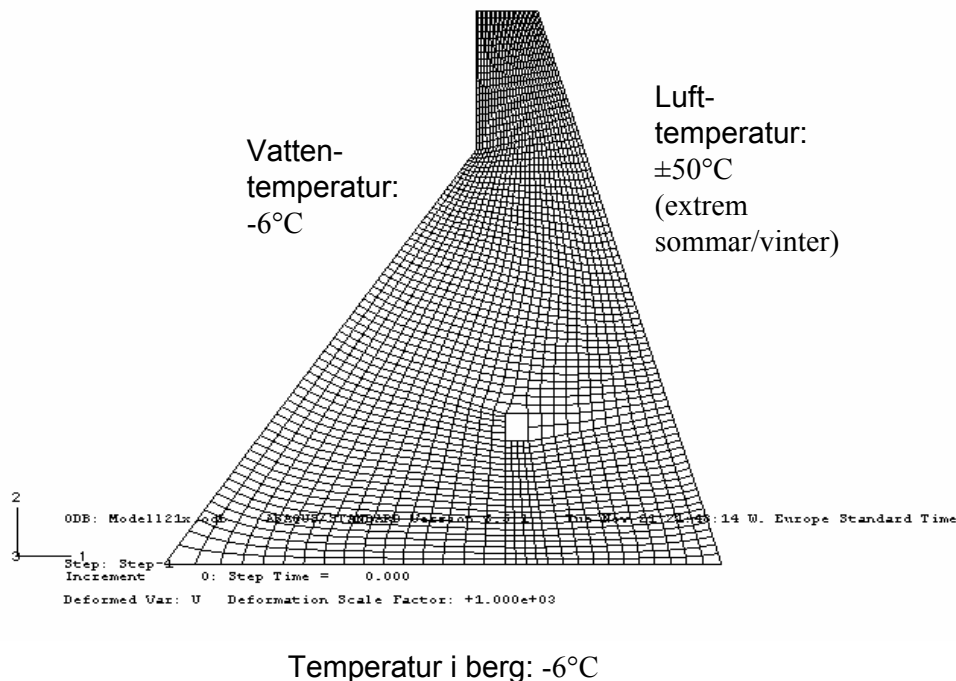
Figur 5.17 Deformation och huvudspänningar vid 15 mm förskjutning åt vänster, relativt utgångsläget.

5.6 Exempel 2 – temperatur som randvillkor

Med detta exempel visas hur sommar- och vinterförhållanden påverkar deformation och eventuell sprickbildning. På grund av detta antas extrema lufttemperaturer vilka ges som randvillkor för att under beräkningens gång propagera in i betongstrukturen. För att särskilt kunna studera temperaturens inverkan har endast egentyngd och temperaturlaster medtagits i detta fall.

5.6.1 Modell

En tvådimensionell modell bestående av rektangulära, termiskt kopplade element av typen CPS4T används i detta fall. Här fokuseras på temperaturlastens inverkan varför endast monolitens pelardel har medtagits och inte frontplattan. Detta innebär att det inte har gjorts någon ökning i tvärsnittstjockleken längs monolitens vänstra rand. Anledningen är att frontplattan ger ett stort förstyvningstillskott vilket motverkar uppsprickning av betongen då vatten- och islast saknas. Elementstorleken är ca 0,5 m och modellen, som visas i Figur 5.18, består av 2377 element med 2495 noder vilket ger 7485 frihetsgrader (inklusive Lagrange-variabler).



Figur 5.18 Finit elementmodell med 2377 rektangulära element. Randtemperaturer relativt betongens initialtemperatur +10°C.

Vid modelleringen har antagits att temperaturen i berg och vatten är +4°C, oberoende av årstid. På monolitens ovansida, högersida och i inspektionsgången har höga och låga temperaturer ansatts för att simulera extrema sommar- och vinterförhållanden. Genom ett flertal kontrollberäkningar har de högsta och lägsta temperaturer som numeriskt acceptabelt kan hanteras med den uppställda modellen bestämts till +60°C och -40°C. Så som tidigare antagits antas betongen vara spänningslös vid +10°C och alla angivna temperaturer ska därför relateras till denna. Temperaturlasterna blir de som anges i Figur 5.18. För att möjliggöra temperaturfördelning genom konstruktionen läggs randtemperaturerna på linjärt genom en rampfunktion som ökar från noll till slutvärdet på 30 dagar.

5.6.2 Temperatur och deformation

Den kombinerade temperatur- och deformationsberäkningen resulterade i de temperaturfördelningar som ges i Figur 5.19–20. Vid försök med kortare beräkningstider än 30 dygn blev temperaturutjämnningen mindre medan tider upp till 90 dagar gav likvärdiga resultat. Även temperaturpålastning under 30 dagar följt av 60 dagar konstanthållen randtemperatur gav samma resultat som i detta fall. Temperaturfördelningarna överensstämmer i princip med dem som i Björnström o.a. (2006) erhållits genom omfattande beräkningar med en tredimensionell modell. De beräknade deformationerna visas i Figur

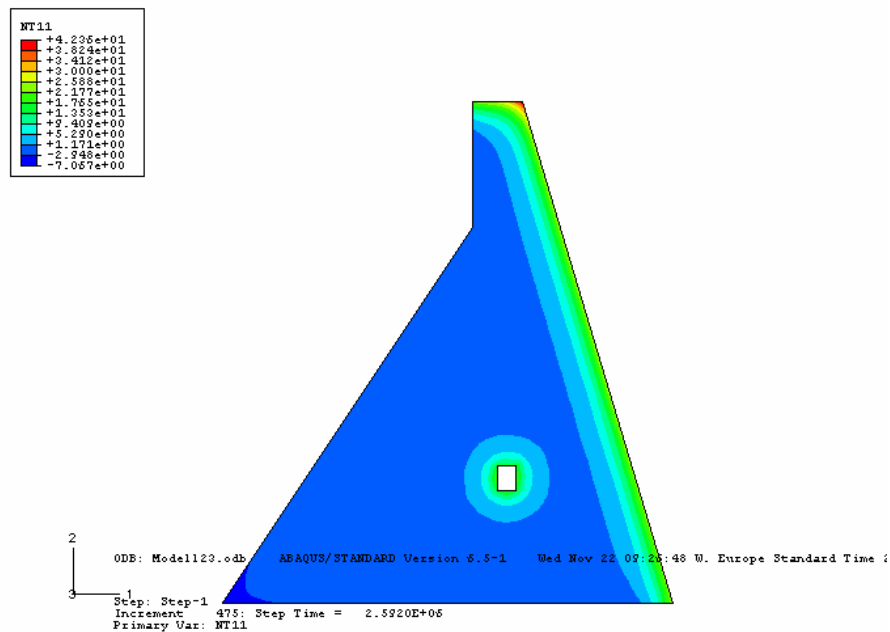
5.21–22. Konstruktionen uppvisar böjning åt den sida där den lägsta randtemperaturen har ansatts. Det bör noteras att om vattentrycket hade pålagts skulle deformationerna ha ökat åt höger. Storleken på förskjutningarna vid dammkrönet är här ca 3 mm åt höger vid vinterförhållanden och ca 6 mm åt vänster för sommartemperaturerna.

5.6.3 Spänningar och betongbrott

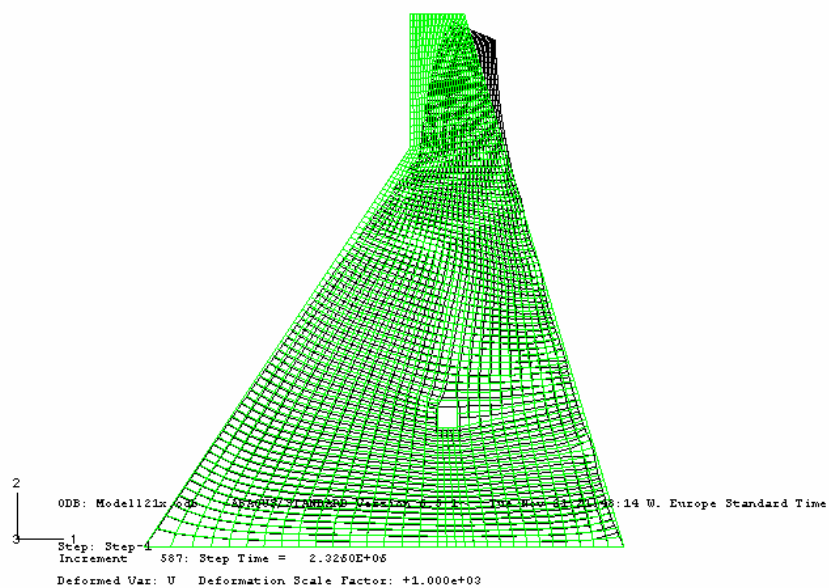
Damppelarens form gör att de extremaste spänningarna under vinterförhållanden uppstår längs högra randen medan sommartemperaturerna ger de högsta spänningarna inne i konstruktionen, så som visas i Figur 5.23–24. Detta leder till att sprickbildning endast sker i vinterfallet, vilket i Figur 5.23 tydligt ses längs högra randen där fyra spänningslösa zoner indikerar att drag-sprickor har uppstått. Även i högra och vänstra nedre hörnen och vid inspektionsgångens nedre högra hörn har skador uppstått. Den första sprickan slår upp då ca 80 % av randtemperaturerna har uppnåtts, det vill säga vid en lufttemperatur på ca -40°C . Sommartemperaturerna ger inte upphov till skador vid basen, men i Figur 5.24 kan tydligt ses att där uppstår stora spänningar, särskilt i vänstra hörnet.



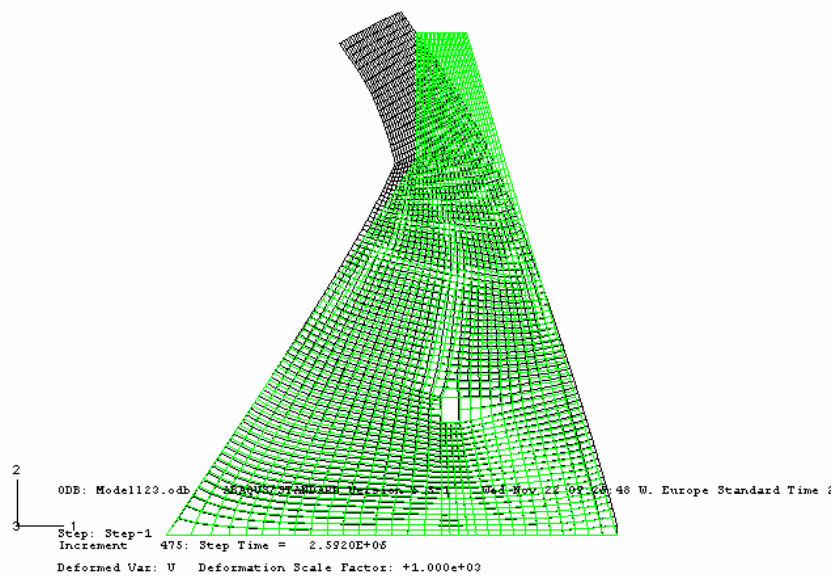
Figur 5.19 Temperaturfördelning vid extrema vinterförhållanden.



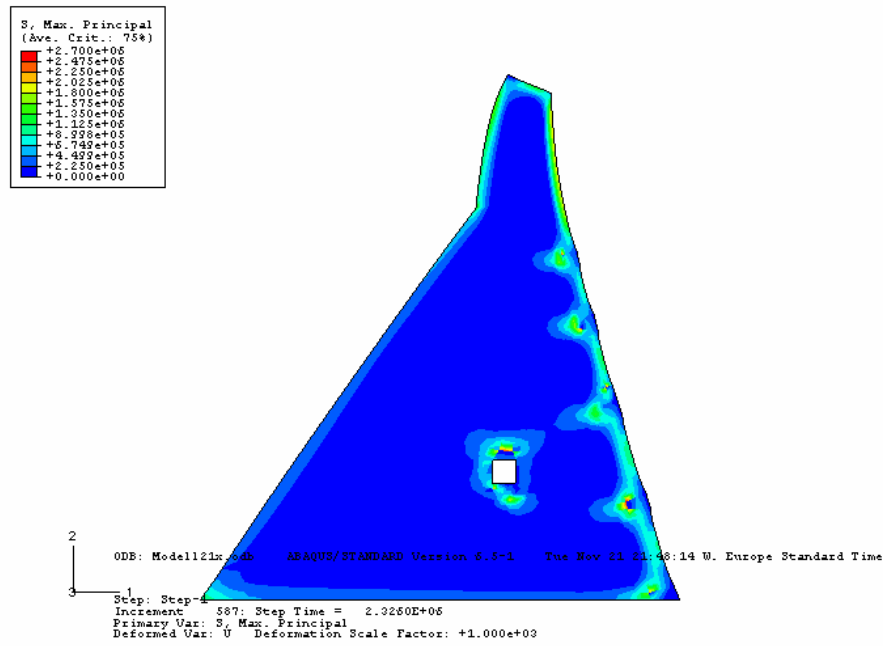
Figur 5.20 Temperaturfördelning vid extrema sommarförhållanden.



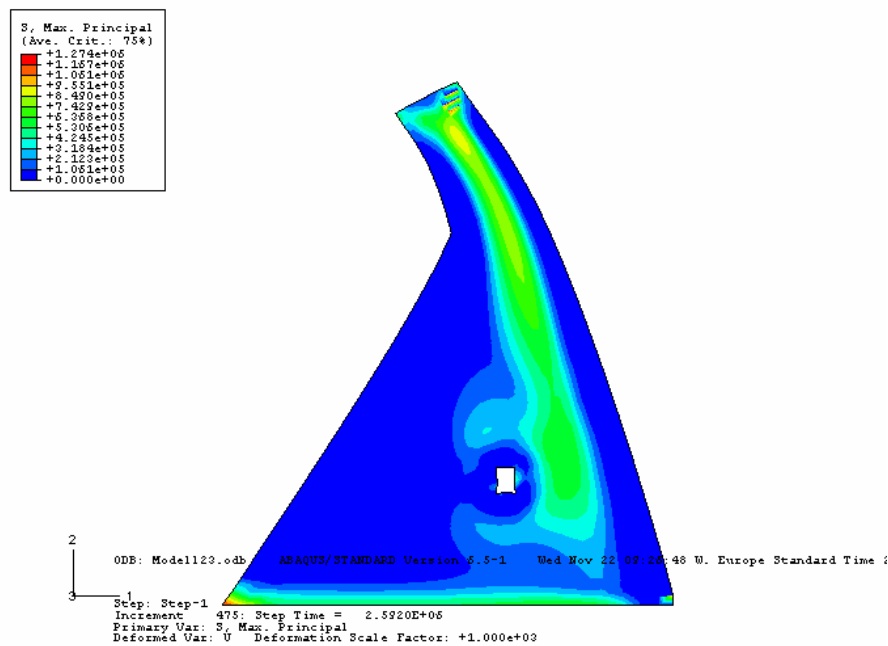
Figur 5.21 Deformation vid extrema vinterförhållanden.



Figur 5.22 Deformation vid extrema sommarförhållanden.



Figur 5.23 Huvudspänningar vid extrema vinterförhållanden.



Figur 5.24 Huvudspänningar vid extrema sommarförhållanden.

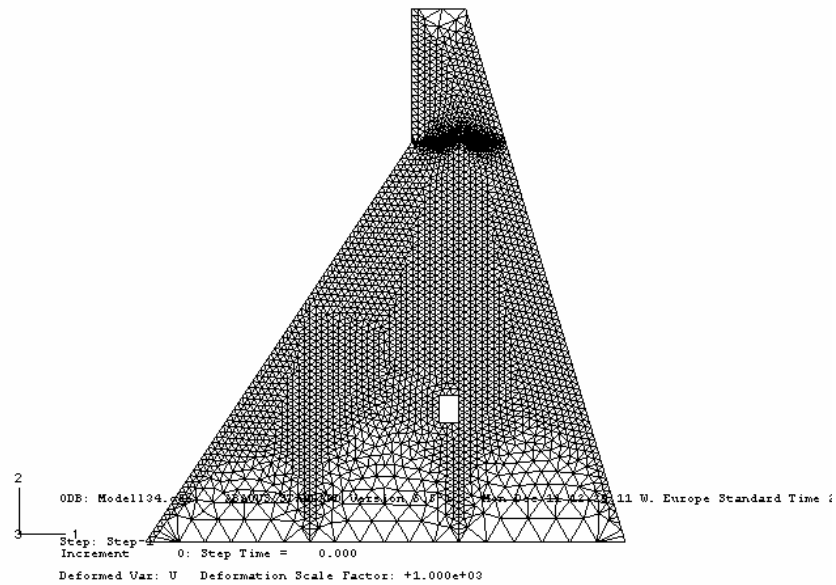
5.7 Exempel 3 – belastning från inre temperaturfält

Syftet med det här tredje exemplet är att visa att det är möjligt att prediktera propagerande sprickor orsakade av temperatur och vattenlast. Dessutom studeras vattenlastens betydelse för sprickriktningen samt noggrannheten vid modellering med olika elementindelningar. Temperaturerna ansätts här olika inom angränsande delar av betongmonoliten. Temperaturen inom ett av fälten har valts extremt hög för att tydligt orsaka uppsprickning av betongen.

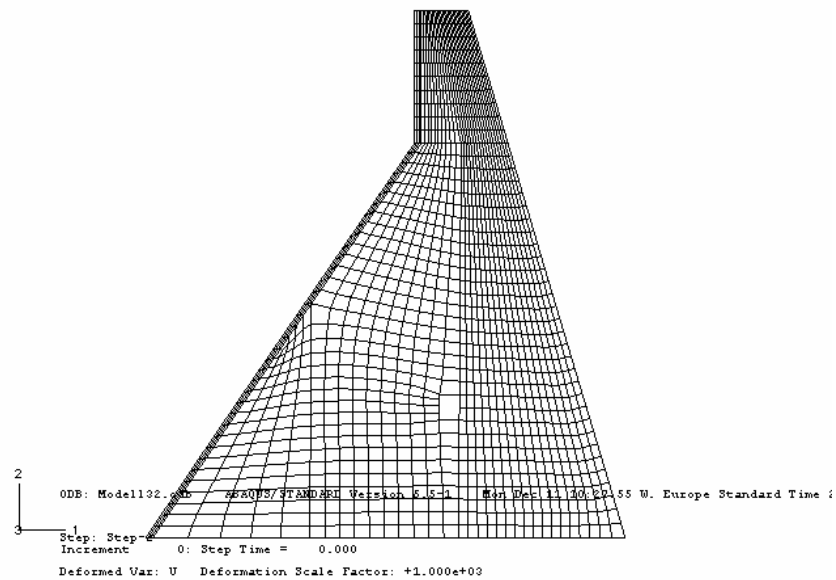
5.7.1 Modell

Resultat från beräkning med två olika modeller jämförs i detta exempel. Den första modellen består av 5776 triangulära element av typen CPS6MT med storleken ca 0,1 m. Detta ger 17.540 noder och 7485 frihetsgrader (inklusive Lagrange-variabler), enligt Figur 5.25. Indelningen har gjorts grövre vid monolitens topp och botten där antalet noder är desamma som vid den glesare indelade modellen i Figur 5.8. Den andra modellen byggs upp av ca 1,0 m stora rektangulära element av typen CPS4T. Modellen, som visas i Figur 5.26, består av 1350 element med 1430 noder vilket ger 4290 frihetsgrader. De två olika modellerna möjliggör en uppskattning av den ökning i beräkningstid som åtgår för att erhålla ett noggrannare resultat med en finare indelad modell samt ett mått på den precision som kan fås med en snabbare beräkning med en glest indelad modell.

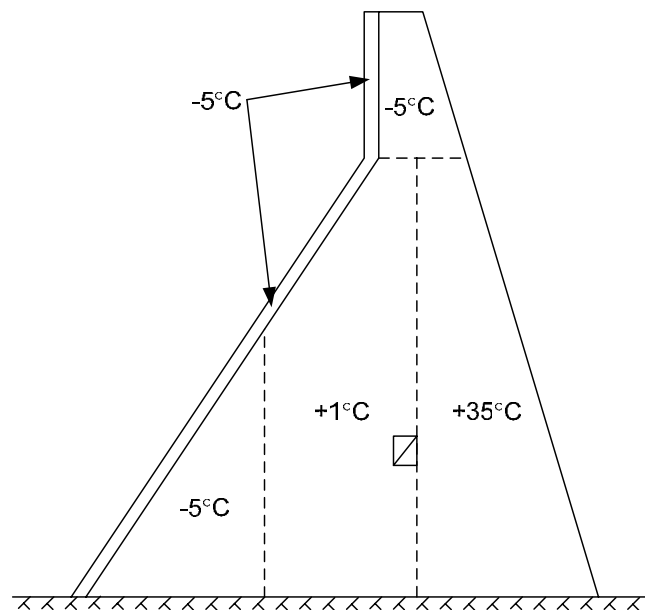
Temperaturindelningen görs i fält enligt Figur 5.27 där de angivna temperaturerna är relaterade till betongens spänningslösa initialtemperatur, som beskrevs i avsnitt 5.1.2. Indelningen har valts för att verkligen nå uppsprickning med låga positiva eller negativa temperaturer, utom i det yttersta fältet till höger som har en mycket hög temperatur. Den antagna temperaturfördelningen kan antas utgöra ett extremt sommarfall där den för solen exponerade betongen får mycket hög temperatur medan skuggade delar som är i kontakt med det betydligt kallare vattnet har getts låga temperaturer. Vid beräkningen har de olika fältens temperaturer under 30 dygn ökats linjärt från noll till de temperaturer som anges i Figur 5.27.



Figur 5.25 Finit elementmodell med 5776 triangulära element.



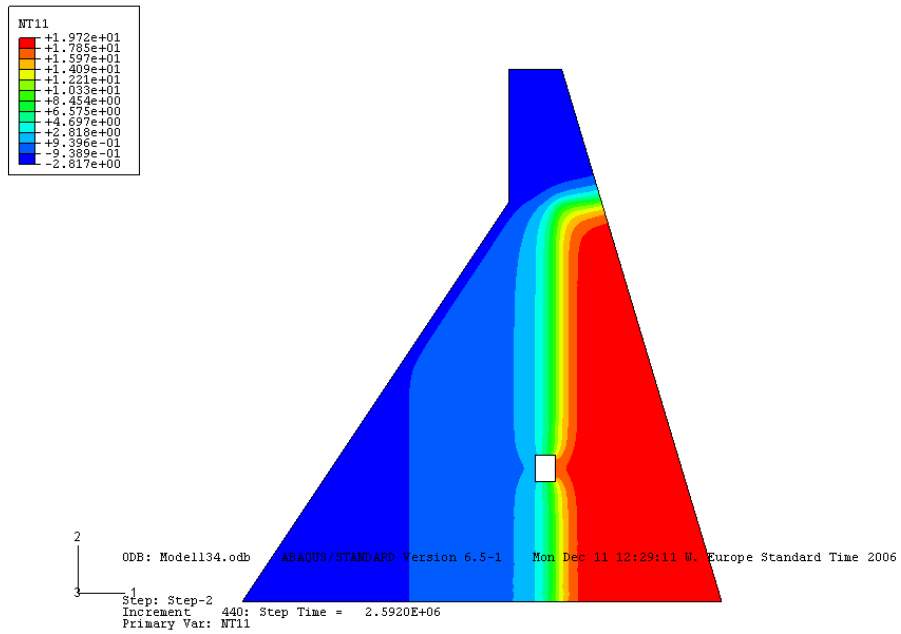
Figur 5.26 Finit elementmodell med 1350 rektangulära element.



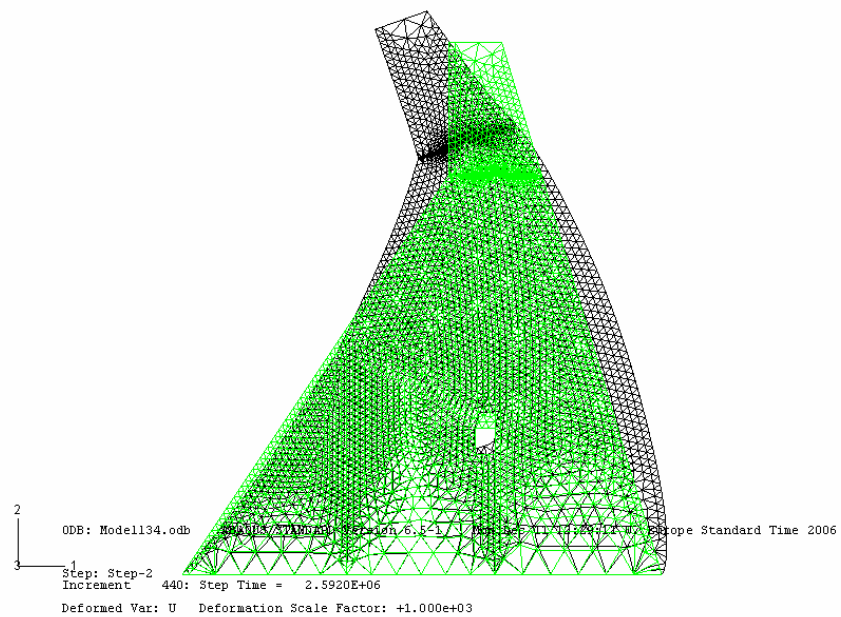
Figur 5.27 Antagen, extrem temperaturfördelning relativt betongens initialtemperatur.

5.7.2 Temperatur, deformation och spänningar

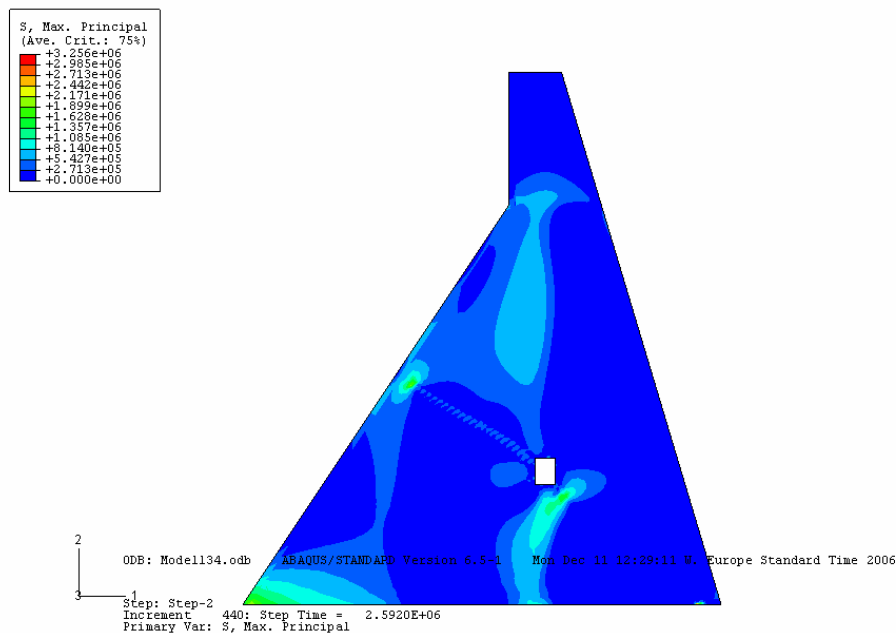
Den temperaturfördelning som fås efter 30 dygns temperaturhöjning visas i Figur 5.28. Denna har beräknats med modellen i Figur 5.25. Notera särskilt temperaturfördelningen kring inspektionsöppningen. I Figur 5.29 visas den deformation som den ojämna temperaturfördelningen ger upphov till, med en maximal horisontell förskjutning i toppen som är ca 6 mm. Figuren visar tydligt att den höga temperaturen ger upphov till volymökning och böjning vilket bland annat märks genom att dammen är ca 2 mm högre i deformerat tillstånd. De tvångsspänningar som deformationen ger upphov till visas i Figur 5.30. Spänningarna som visas är huvudspänningar vilka blir högst vid vänstra nedre hörnet, kring inspektionsgången och kring sprickfronten. Den drag-spricka som uppstår ger här upphov till ett band med nollspänning som sträcker sig från inspektionsöppningen och snett upp mot vänster.



Figur 5.28 Temperaturfördelning efter 30 dygn.



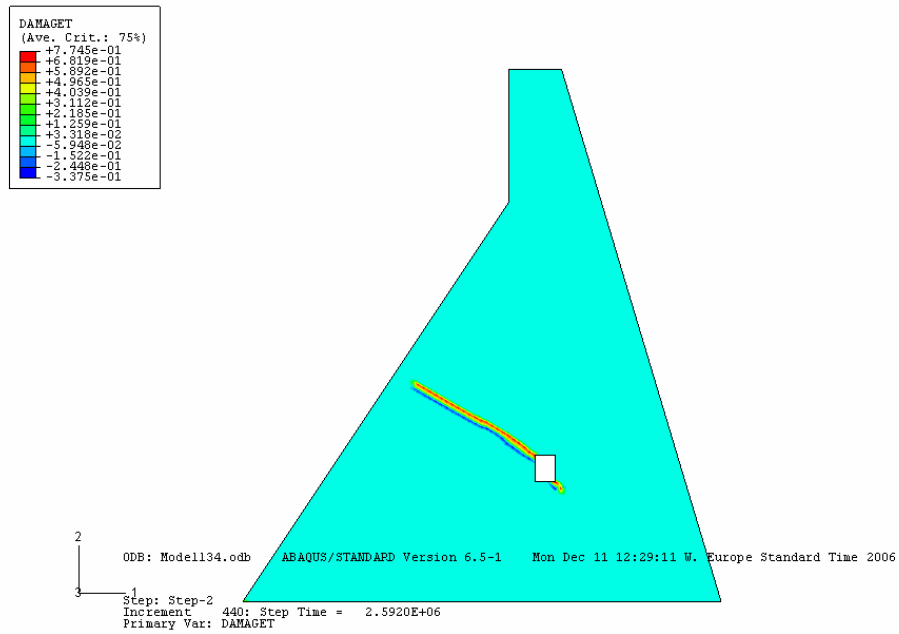
Figur 5.29 Deformation från vatten- och temperaturlast.



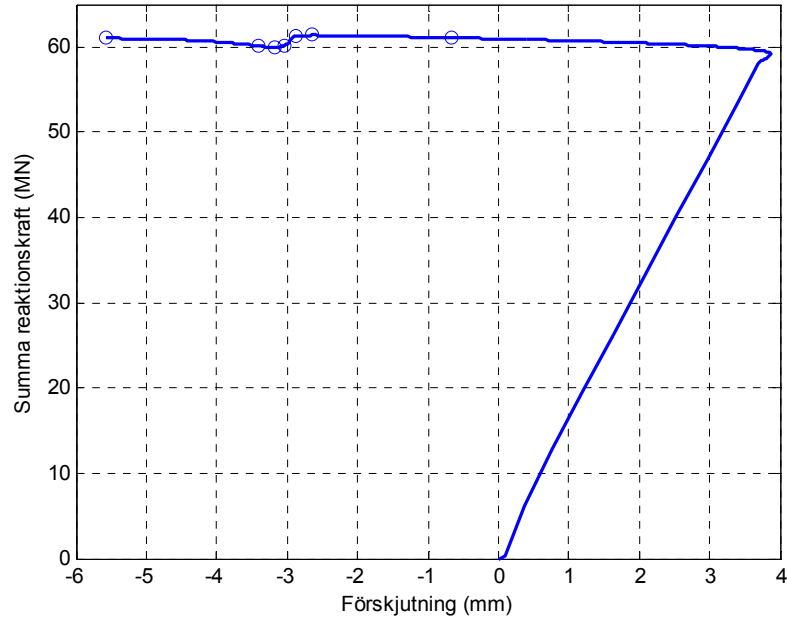
Figur 5.30 Fördelning av huvudspänningar på grund av temperaturlast.

5.7.3 Sprickpropagering

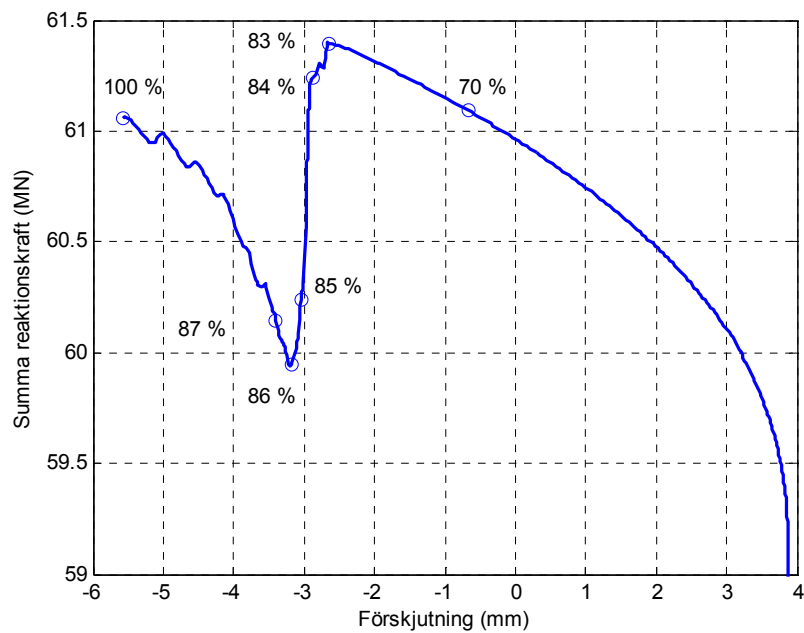
De temperaturer, deformationer och spänningar som redovisades i föregående avsnitt ger upphov till dragsprickor som sträcker sig från inspektionsgången, dels i nära nog rät vinkel mot frontplattan men även i motsatt riktning mot denna. Den slutliga sprickutbredningen visas i Figur 5.31 där betong skadad på grund av plastisk töjning har färgmarkerats. Under pålastningsförloppets 30 dygn kommer deformationerna kontinuerligt att öka och summan av de i varje beräkningssteg bestämda reaktionskrafterna att variera på grund av omfördelning, Numeriska problem i samband med frigjord energi i samband med spricktillväxt har undvikits genom reducering (dämpning) av frigjord energi i samband med spricktillväxt och de konvergensvillkor som används under de numeriska iterativa beräkningarna. Detta syns i Figur 5.32 där dammkrönets horisontella förskjutning har plottats mot summan av de horisontella krafterna i noderna i monolitens bas. Figuren visar samtliga steg i pålastningen, det vill säga först egentygden, vilken ger kurvan en svag krökning omedelbart efter origo, sedan vattenlasten vilken ger en positiv förskjutning på strax under 4 mm mot höger. Notera att kraftsumman avviker något från 62,8 MN som är det totala vattentryckets horisontella kraftresultant. Då temperaturlasten läggs på börjar dammkrönet deformeras åt vänster för att slutligen nå ca 6 mm relativt det obelastade läget. Totalt ger temperaturlasten en horisontell deformation på ca 9 mm. Den övre delen av kraft-deformationskurvan visas uppförstorad i Figur 5.33 där det tydligt framgår att kraftsumman under beräkningsstegen varierar ca 1,5 MN, vilket motsvarar ca 2 % av kraftresultanten. I den senare figuren anges också andelen pålagd temperaturlast då diskontinuiteter uppträder i kurvan. Dessa har även återgetts i Figur 5.34 där sprickfrontens läge har markerats.



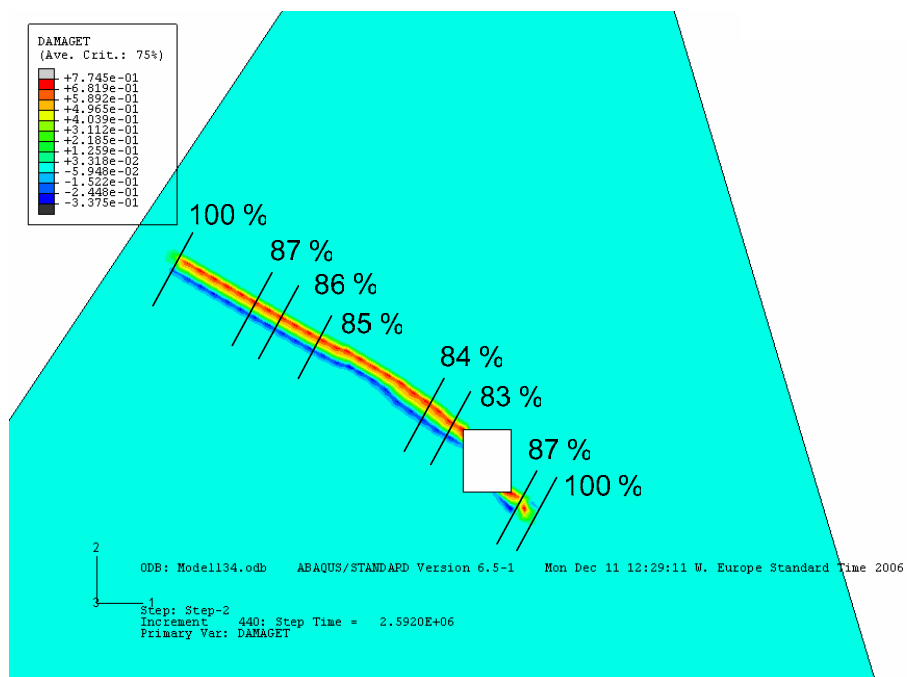
Figur 5.31 Område plasticerat på grund av stora dragtöjningar.



Figur 5.32 Samband mellan förskjutning i toppen och horisontell kraftsumma mot berggrunden.



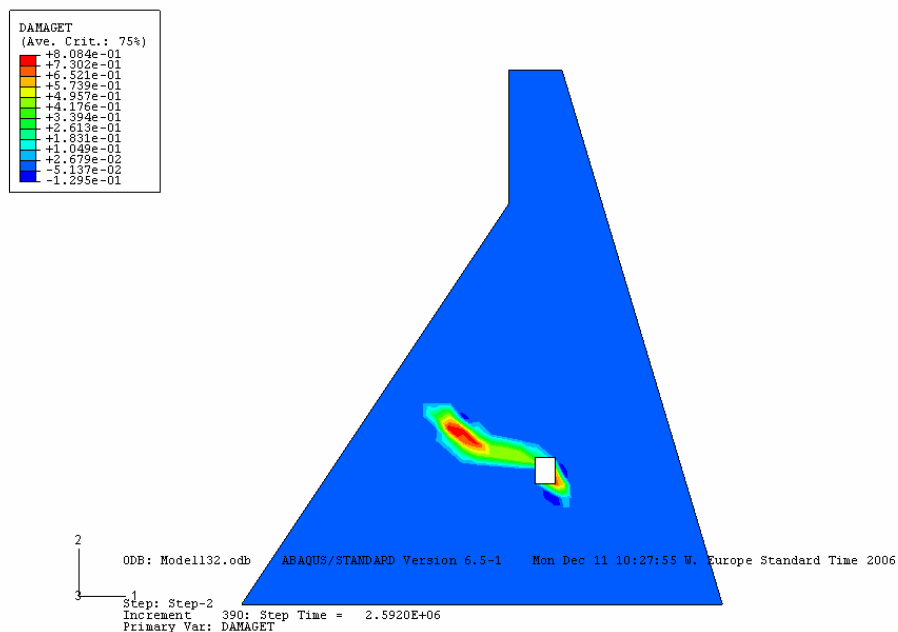
Figur 5.33 Samband mellan andel pålagd temperaturlast, deformation och kraftsumma under pålastningsförloppet.



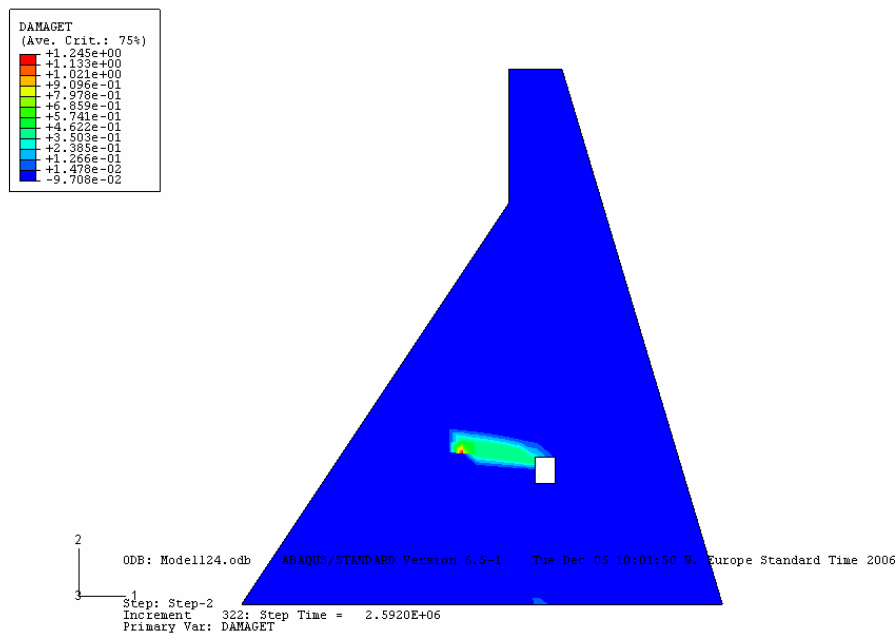
Figur 5.34 Samband mellan andel pålagd temperaturlast och sprickfrontens läge under pålastningsförloppet.

5.7.4 Vattenlastens inverkan

Här redovisas resultat med och utan vattenlast, beräknade med den grövre indelade modellen i Figur 5.26. Resultaten från beräkning med vattenlast visas i Figur 5.35 vilken ska jämföras med Figur 5.31. Den främsta skillnaden är att den grövre indelningen inte visar sprickorna med samma precision som vid den finare indelningen. Den plasticerade zonen visar dessutom en krökning vilken beror på den relativt grova elementindelning som ses i Figur 5.26. Där-
emot överensstämmer resultaten med de i Figur 5.31 och dess plasticerade zon ryms helt i det bredare plasticerade bandet. Inverkan av vattenlasten framgår vid en jämförelse mellan Figur 5.35 och 5.36 där den senare visar resultatet då vattenlasten utlämnas. I detta fall söker sig sprickan, som representeras av det plastiskt skadade bandet, en mer horisontell väg från inspektionsgången mot frontplattan. Detta beror på att vattenlasten ändrar huvudspänningsriktningarna och därmed sprickornas riktningar.



Figur 5.35 Plasticerat område, beräknat med grövre indelning, rektangulära element och med vattenlast.



Figur 5.36 Plasticerat område, beräknat med grövre indelning, rektangulära element och utan vattenlast.

5.8 Kommentarer

De redovisade beräkningsexemplen visar att en tvådimensionell finit elementmodell är fullt tillräcklig för att beskriva dammens beteende. Den typ av sprickor som har observerats på verkliga liknande dammkonstruktioner har kunnat efterliknas, se Björnström o.a. (2006). Även propagering av sprickor i betong som beskrivits med en icke linjär materialmodell har kunnat hanteras, för fall där belastningen utgörs av temperatur eller tvångsförskjutning. Jämfört med en tredimensionell modell kommer en modell i två dimensioner alltid att innehålla betydligt färre frihetsgrader och kan därför möjliggöra mycket omfattande beräkningar med en realistisk åtgång av tid och datorkraft. Mycket små tidssteg kan användas vilket bidrar till att konvergensproblem vid numerisk iteration undviks.

Vid inledande modelleringsansatser uppstod i en del fall konvergensproblem vilka ledde till att beräkningarna avbröts innan hela lasten lagts på. En orsak till detta var i de flesta fall att modellens elementindelning var olämplig. De relativt stora deformationer som uppträdde gav lokalt kraftiga deformationer i några element, särskilt vid övergången mot frontplattan och vid de yttre ändarna längs inspänningen i berggrunden. Genom val av korrekt elementtyp och indelning, till exempel kombination av triangulära och rektangulära element, kunde problemen överkommas. Genom att i ett av fallen använda en partiellt fin indelning åstadkoms dessutom en effektiv beräkning med samtidig noggrann beskrivning av sprickor och deformationer. Genom att använda numerisk dämpning kunde risken för konvergensproblem ytterligare minimeras. Dämpningen medförde att en viss mängd av den brottenergi som utvecklas

vid hastig uppsprickning försumrades, vilket här är särskilt viktigt då sprickor passerar övergången från frontplatta till dammpelare.

Beräkningarna genomfördes med ABAQUS/Standard 6.5.1, installerad på en PC med processor av typen Intel, Xeon 2,66 GHz. Av tillgängliga 3,0 GB RAM avsattes 2048 Mb till beräkningarna. En beräkning med 4290 frihetsgrader, motsvarande en modell med 1350 element av typen CPS4T, löstes på ca 18 minuter. När samma problem modellerades med 5776 element av typen CPS6MT gavs ett beräkningsproblem med 52.620 frihetsgrader som tog ca 190 minuter att lösa. Det första exemplet, som inte omfattade kopplad termisk beräkning, löstes på ca 15 minuter. Modellen bestod där av 2946 frihetsgrader, från 1760 element av typen CPS3 och CPS4. Till de angivna beräkningstiderna ska läggas tid för datorns kontroll och inläsning av indatafiler samt lagring av data.

Som en förstudie till de redovisade beräkningarna genomfördes även beräkningar med ABAQUS/Explicit. Dessa visade att den explicita versionen gav betydligt tidseffektivare beräkningar och att konvergensproblem och andra numeriska problem i princip helt saknades. Det var däremot problematiskt att styra pålastningsförloppen så att inte dynamiska fenomen uppstod, till exempel utbredning av spänningsvågor. En last i en explicit beräkning måste läggas på enligt en verklig tidsskala vilket medför att ett statiskt belastningsfall måste modelleras som kvasistatiskt, med mycket långsam pålastningshastighet. Beräkningsresultatets kvalitet kan i viss mån kontrolleras genom att studera belastningsförloppet energibalans. Det är även problematiskt att genomföra kopplade temperatur- och deformationsberäkningar med ABAQUS/Explicit. En möjlig lösning kan vara att i ett första steg genomföra temperaturberäkningen implicit med ABAQUS/Standard varefter de erhållna temperaturgradienterna ges som temperaturlastning för en uppföljande explicit beräkning. På grund av detta rekommenderas att ABAQUS/Explicit endast används i fall där det uppstår mycket stora konvergensproblem med ABAQUS/Standard.

Det fortsatta arbetet bör syfta till att beskriva dammens uppträdande utifrån realistiska temperaturförhållanden, randvillkor och materialegenskaper. Om samtidig vattenlast, islast och realistisk inspänning i undergrunden medtas kommer sprickbildning troligen att inträffa vid lägre absoluta temperaturer än vid de extremiteter som användes i de renodlade modelleringsfall som presenterades här. Det bör särskilt fokuseras på hur olika laster samverkar och vid vilken årstid risken för skada därigenom blir störst. Temperaturfördelningen i betongen ska detaljstuderas och de framräknade temperaturgradienterna bör verifieras mot uppmätningar i fält.

6 Mätresultat

6.1 Temperatur- och sprickmätningar vid Storfinnforsens lamelldamm

6.1.1 Allmänt

Följande mätningar på monolit nummer 43 i Storfinnforsens lamelldamm (Figur 6.1 – 6.3) har utförts under år 2006 och fortsätter vidare under 2007.

- Mätning av sprickviddsförändringar med LVDT-givare¹⁾.
- Mätning av temperatur i betongen och i luften, innanför och utanför isolerväggen.

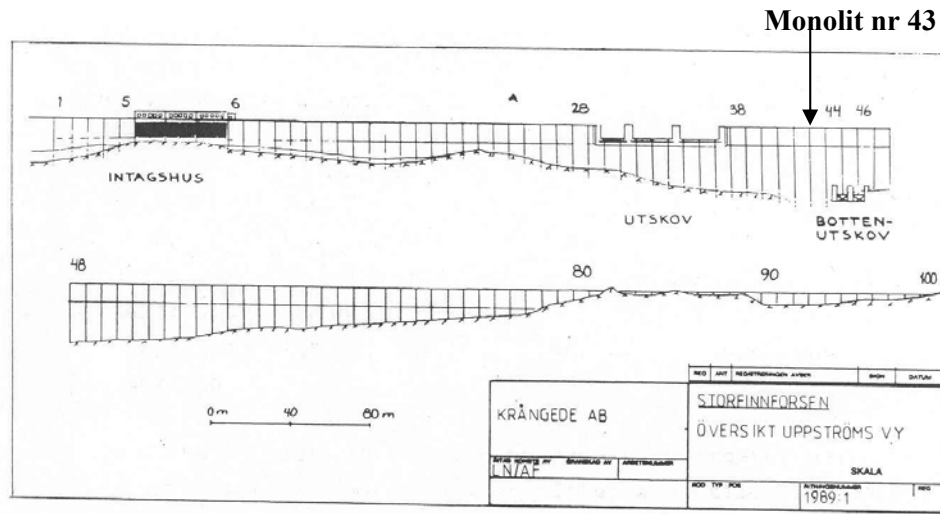
1) Positionsgivare av LVDT-typ (Linear Variable Differential Transformer) är en differentialtransformator vars kärna kan skjutas fram och tillbaka inuti lindningarna vilket resulterar i en utsignal (AC) som via intern eller extern signalbehandling blir linjär mot kärnans position i lindningen. Kärnan kan förlängas med en kolvstång som är gängad i änden. Stången fästs på lämpligt sätt i objektet vars läge eller position man vill mäta.

Monolit nr 43 valdes ut därför att den hade typiska sprickor och har en hög dammhöjd, vilket utsätter den för stora krafter. Men egentligen kunde i stort sett vilken som helst av de närliggande monoliterna väljas ut då dessa också har likadana sprickor och är höga.

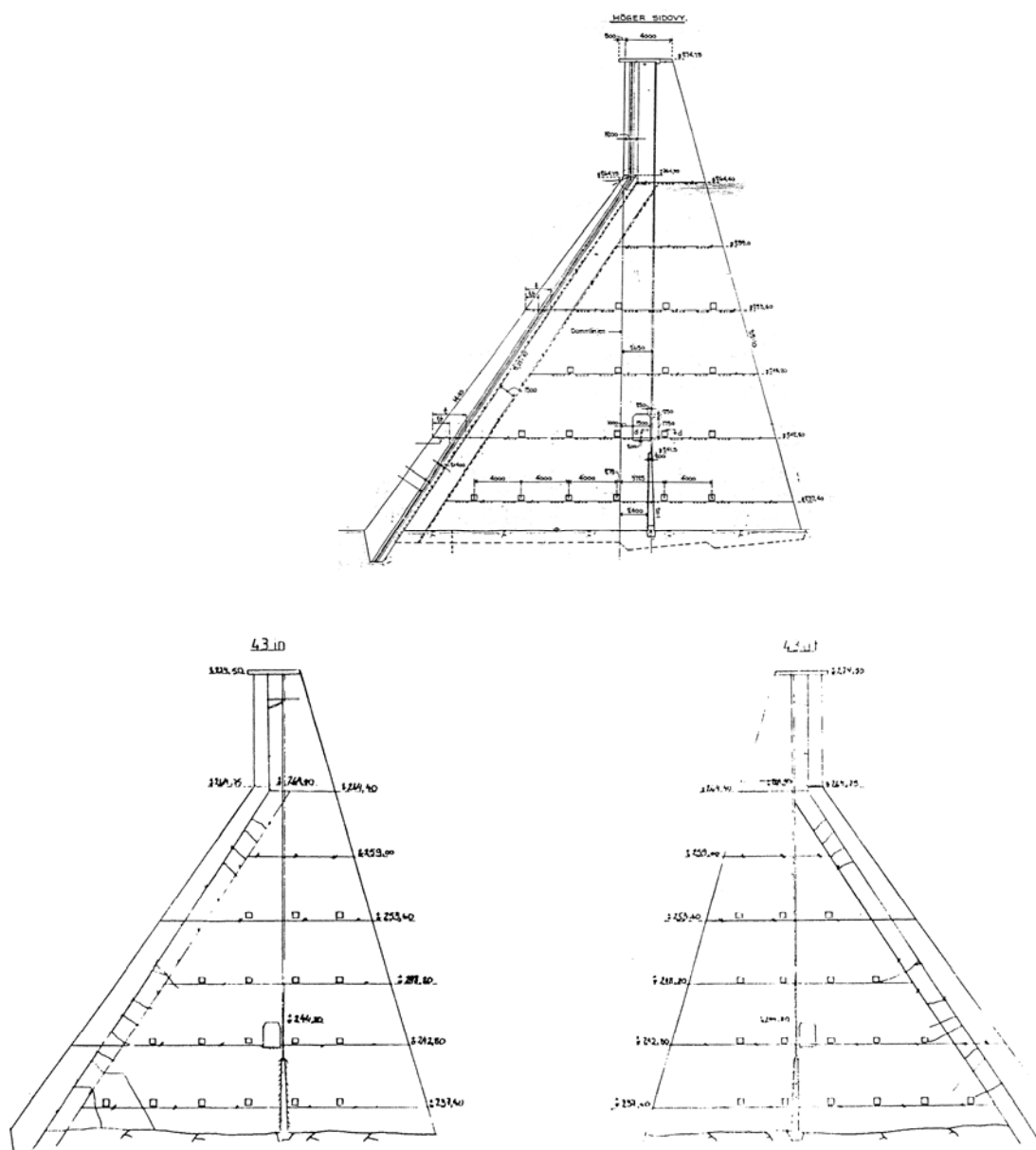
Mätresultaten jämförs sedan mot beräknade värden, varvid FE-modeller enligt avsnitt 7.1 använts.



Figur 6.1 Storfinnforsens lamelldamm.

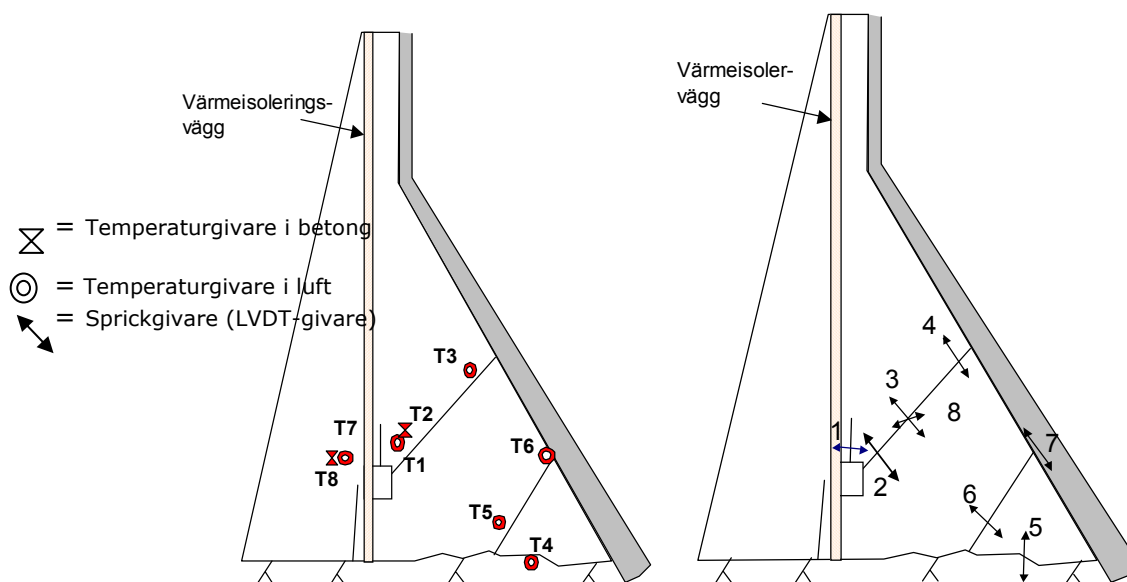


Figur 6.2 Uppströmsvy av Storfinnforsens betongdamm.



Figur 6.3 Elevation av vänster och höger sida av dammpelare 43 i betongdammen (Fahlén & Näslund, 1991). Inritade sprickor utgör utseende hos dem år 1989.

I Figur 6.4 ses läge och numrering på temperatur- och sprickgivare. I Figur 6.5 ses sprickgivare 3 och 8 monterade på dammpelaren.



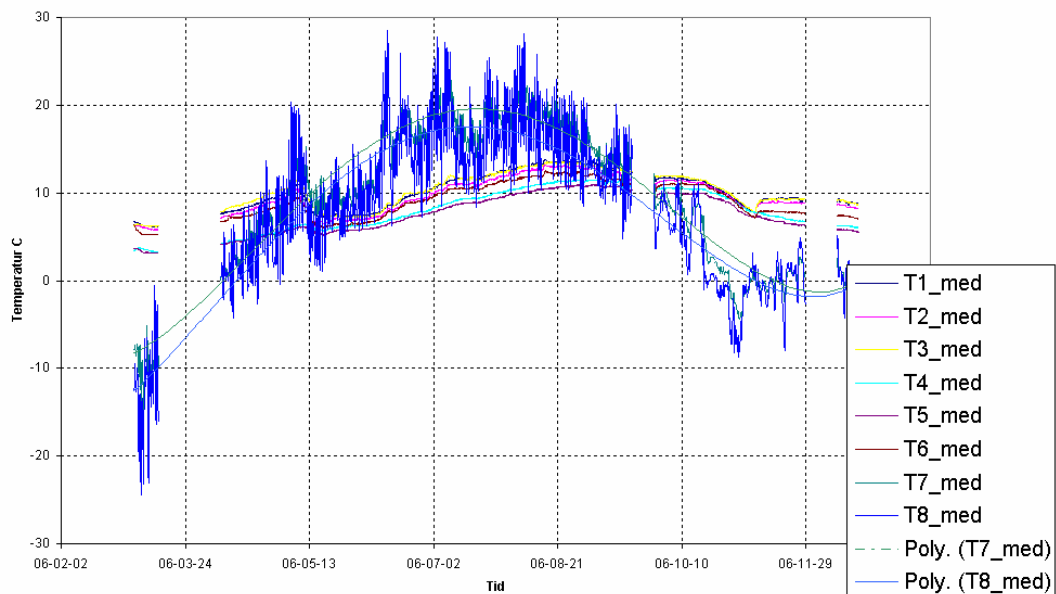
Figur 6.4 Lägen på (a) temperaturgivare och (b) sprickgivare.



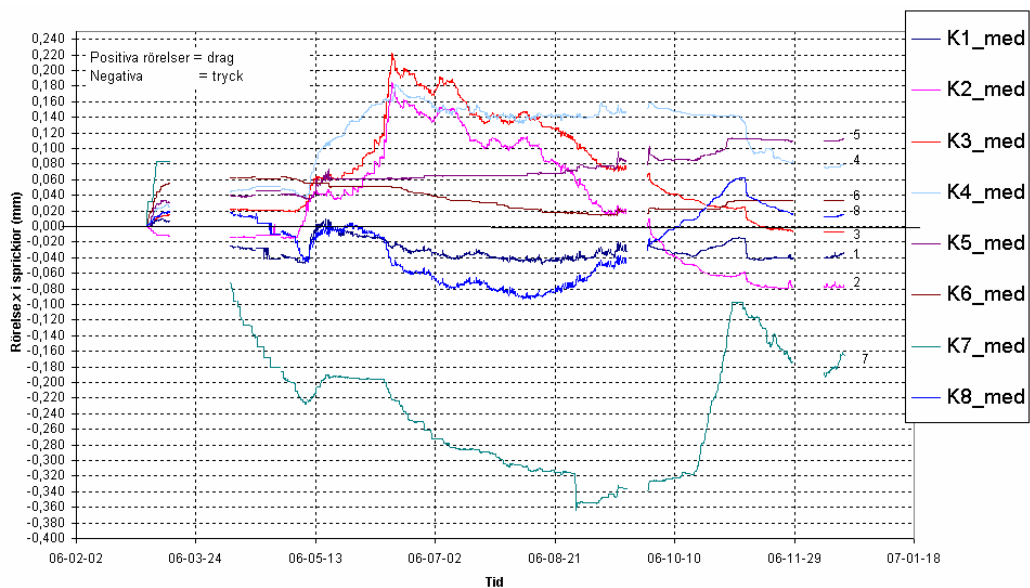
Figur 6.5 Mätning av sprickrörelser i Storfinnforsens damm år 2006 och pågående med LVDT-givare K3 och K8.

6.1.2 Resultat

Temperaturmätningar mellan mars och december år 2006 visas i Figur 6.6 och sprickmätningarna i Figur 6.7. Deformationsmätningarna visar på stora deformationer i sprickzonerna.



Figur 6.6 Resultat av mätning av temperatur i monolit nr 43 i olika punkter. Givare "T2" och "T7" mäter i luft innanför (inomhus) respektive utanför isolerväggen. De andra givarna mäter 5 cm in i betongen inomhus, dock mäter "T8" i betongen utomhus.



Figur 6.7 Resultat av mätning av sprickrörelser i monolit nr 43 i olika punkter med LVDT-givare.

6.1.3 Diskussion

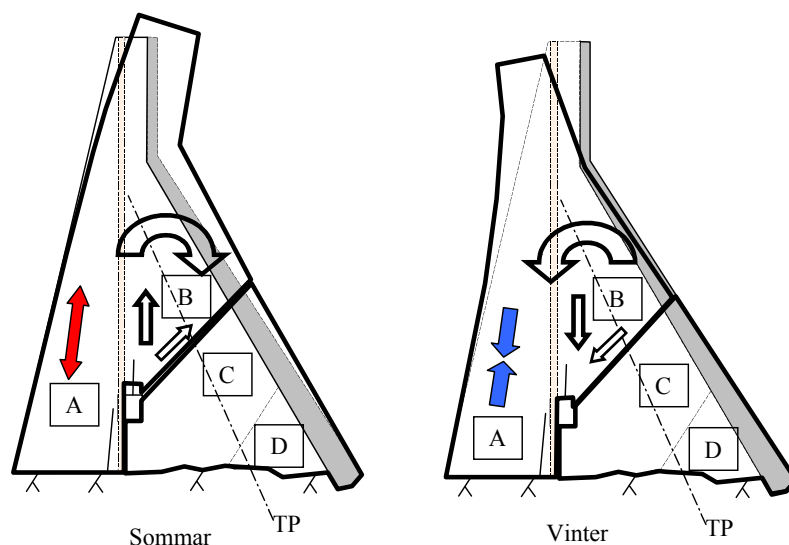
Temperaturen 5 cm in i betongen utanför isolerväggen följer väl uteluftens temperatur men med en fördröjning, vilket kan förklaras med att betongens värmekonduktivitet och värmekapacitet fördröjer värmeväxlingarna. Innanför isolerväggen, strax ovanför bergnivån, svänger temperaturen sakta, från som minst ca +3°C på vintern till ca +11°C på sommaren. För givarna innanför isolerväggen men lite högre upp uppvisar ca 3°C högre värden. Detta gäller i stort sett för både uteluften och 5 cm in i betongen.

LVDT-givarnas uppmätta deformationer kan mer eller mindre förklaras (Figur 6.8):

- Vid uppvärmning:
 - Betongdelen A sväller utanför isoleringsväggen och blir framförallt längre i höjdlängd på grund av den stora längden i denna riktning.
 - Delen B hänger ihop med delen A och dras med uppåt. Detta registreras i mätningarna genom att mätgivare K2, K3 och K4 förlängs. Givare K8 trycks ihop när delen B glider upp längs sprickan.
 - Givare K7 registrerar en relativt stor hoptryckning vid uppvärmningen, vilket tyder på att frontplattan trycks ihop när dammen vrider sig runt en punkt i dammen orsakat av att delen A förlängs. Troligen är vridpunkten belägen ungefär vid tyngdpunkten i dammens tvärsnitt, vilken är starkt förskjutet mot frontplattan. Den indikeras i figuren.

- Givare K5 har varit nästan stilla och givare K6 har tryckts ihop mycket litet. Rotationspunkten för delar C och D är troligen belägen strax nedströms om givare 5 och 6. Det skulle kunna innebära att värdena under uppvärmningen registrerar dels ett svagt tryck när delarna C och D vrider sig uppströms åt men även ett svagt lyft av delen C och D när de vill följa med delarna B och A uppåt.
- Vid avkylning:
 - Delen A krymper och drar med sig B nedåt, vilket registreras i givare med hoptryckning i K2-K4 och att K8 dras ut.
 - Givare K7 dras ut då frontplattan dras uppåt när dammen vrider sig nedströms åt orsakat av att delen A krymper.
 - Givare K5 har förlängts liksom givare K6 i något mindre mån. Detta kan tyda på att del C och D följs relativt väl åt och att de vrider sig nedströms åt runt en punkt strax nedströms om givarna.

Den största delen av dessa rörelser beror på temperatursvängningarna hos uteluften som får betongkonstruktionen att växelvis svälla och krympa. Mätningarna ska pågå under minst ett år för att kunna dra några långtgående slutsatser. Vattenytan i magasinet har legat nästan konstant under mätperioden.



Figur 6.8 Principfigur hur dammonoliten rör sig under sommaren och under vintern.

6.2 Från litteratur

Det har gjorts två sprickkarteringar, en 1961 och en på sommaren 1989, av sprickorna i frontplattorna i Storfinnforsens lamelldamm. I Fahlén och Näslund (1991) sägs avseende sprickkarteringen 1989: "Vid en sammanställning av

den genomsnittliga ökningen av spricklängd och antal sprickor mellan sprickkarteringen 1961 och 1989, finner man att antalet sprickor i genomsnitt har tredubblats och att spricklängden har fördubblats. Att antalet sprickor har ökat i högre grad än den totala spricklängden har ökat kan till viss del bero på mer noggrann kartering och tillgång till bättre hjälpmedel för inmätning av sprickorna. Det framstår helt klart att antalet sprickor ökat drastiskt med så höga siffror som 500% och detta över en period av endast ca 30 år.”

Vid en okulär och enkel besiktning i december år 2005 konstaterades att sprutbetongen som påfördes nedströmssidan av frontplattan på många monoliter år 1994 har spruckit på samma ställen som frontplattan var sprucken förut. Detta visar på två saker: att (i) sprutbetongen följer den bakomvarande betongen åt i rörelserna och att (ii) betongen i frontplattan fortsätter att spricka upp vertikalt. Det konstaterades också att även där sprutbetong ej var påförd har tidigare sprickor förlängts och nya har kommit till. Detta visar att sprickorna i dammen fortsätter att förstöras och att fler kommer till, troligen på grund av krypning i betongen.

6.3 Kommentarer

Vid tillståndskontroll av spruckna betongdammar är det mycket viktigt att ha mätresultat avseende storlek och läge på sprickor under en lång tid. I bästa fall finns karterat när, var och hur sprickorna slog upp första gången och hur de sedan har utvecklat sig. Man kan då koppla sprickförändringarna till de olika stadier som dammen har genomgått under sin livstid och orsaken kan därmed mycket enklare förklaras. Vet man orsaken kan man enklare uppskatta vidare utveckling hos sprickorna. Kan man med mätningars hjälp kalibrera sina beräkningsmodeller kan utveckling hos sprickorna och säkerheten hos dammen uppskattas.

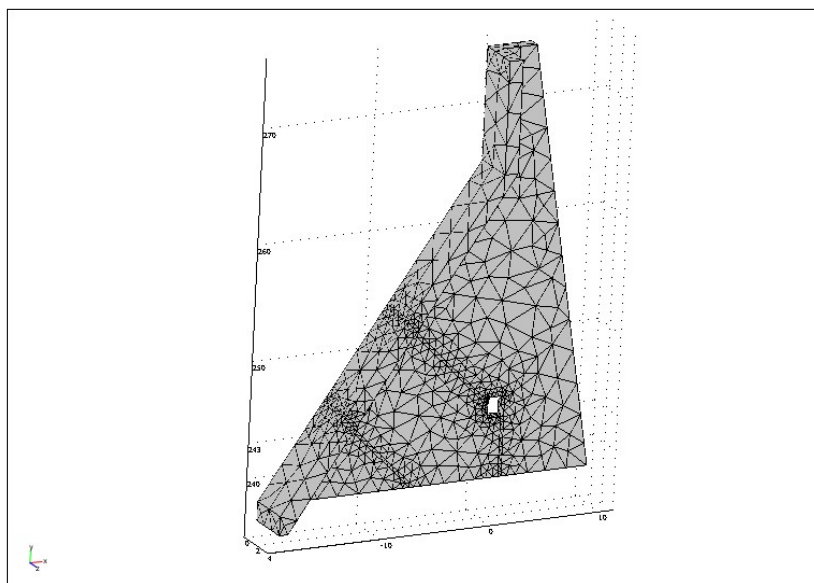
De mätningar som redovisas här verkar stämma väl tankemässigt med hur dammen kan tänkas fungera vid de temperaturväxlingar som har förekommit under mätperioden.

7 Jämförelse mellan teori och Mätning

7.1 Beräkningsmodeller

7.1.1 Allmänt

Modeller av porvattentryck, temperaturer och mekaniska spänningar i dammen har beräknats för monolit nr 43 i Storfinnforsens lamelldamm. Modellerna är FE-modeller av differentialekvationer för porvattentryck, temperatur och mekaniska spänningar. Eftersom frontplattan och kanske även uppströmsänden av dammpelaren är vattenmättad så påförs vattenlasten som ett internt porvattentryck, beräknat med Darcys lag. Ett och samma finita elementnät används i alla beräkningarna. Elementen är linjära, triangulära fyrnodselement i tre dimensioner. Beräkningarna har utförts med FEM-programmet Comsol Multiphysics.



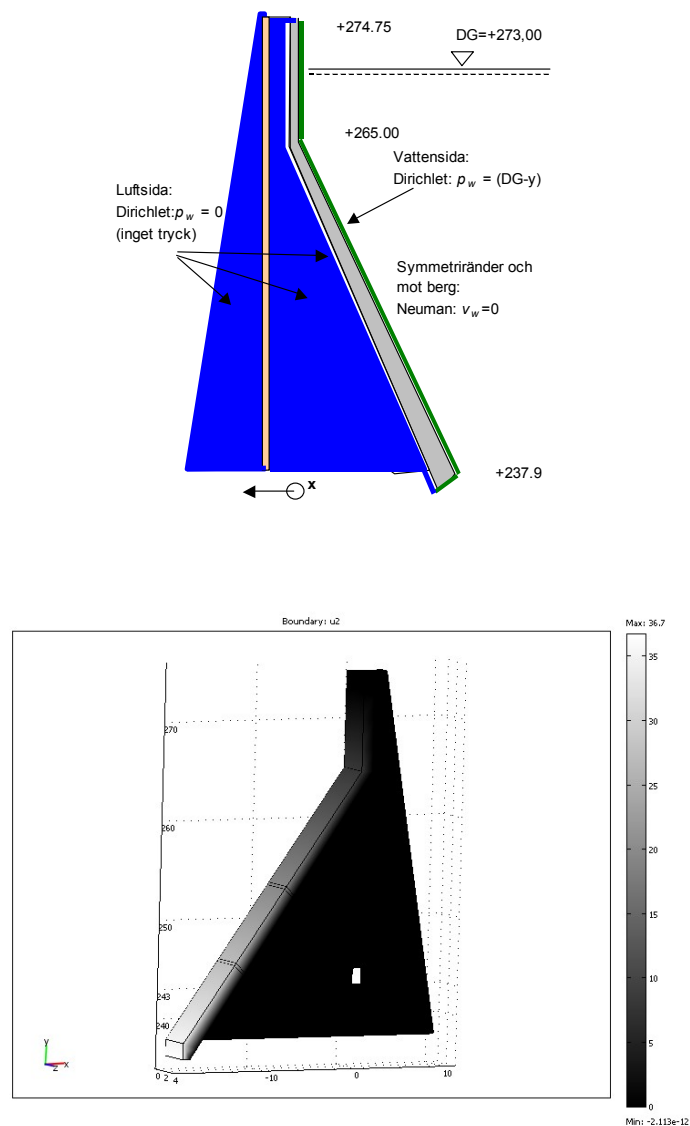
Figur 7.1 Det finita elementnät som använts i samtliga beräkningar.

7.1.2 Porvattentryck i dammen

Betongen antas vara vattenmättad. Vattenflöde och tillhörande porvattentryck har beräknats med Darcy's lag och en tidsberoende massbalansekvation.

$$\nabla \cdot (v_w) = \nabla \cdot (-k_w \nabla p_w) = 0 \quad (7.1)$$

där v_w = medelvattenhastighet i betraktad volym (m/s); p_w = porvattentryck (m) och k_w = permeabilitet (m/s), här satt till 10^{-11} , 10^{-10} och 10^{-8} m/s för dammpelare, frontplatt respektive sprickor i dammpelare och frontplatta. Om materialet inte skulle vara vattenmättat är k_w olinjär och det tillkommer även en dämpningsterm. Randvillkor framgår av Figur 7.2.



Figur 7.2 Randvillkor för vattenflödesberäkningen (a) samt beräknade porvattentryck (b).

7.1.3 Temperaturer i dammen

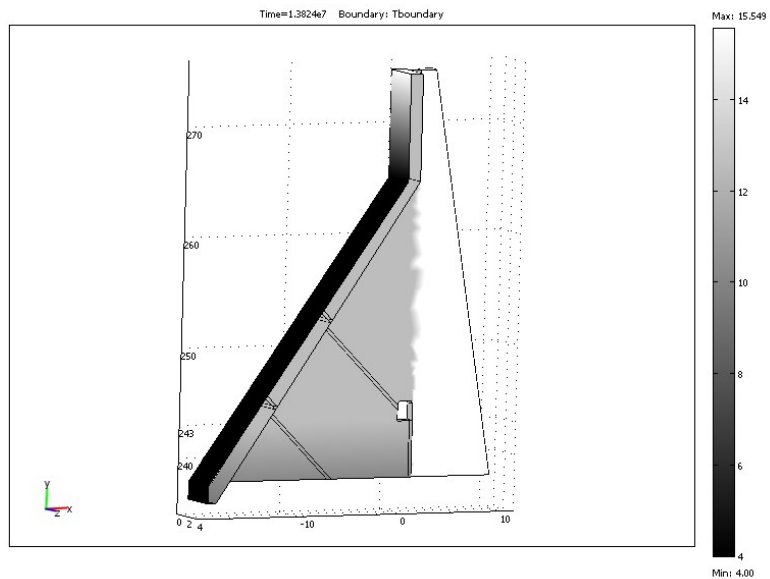
Temperaturen i dammen har beräknats som

$$\rho C_p \frac{\partial T}{\partial t} + \rho C_p \mathbf{u} \nabla T - \nabla \cdot (k \nabla T) = Q \quad (7.2)$$

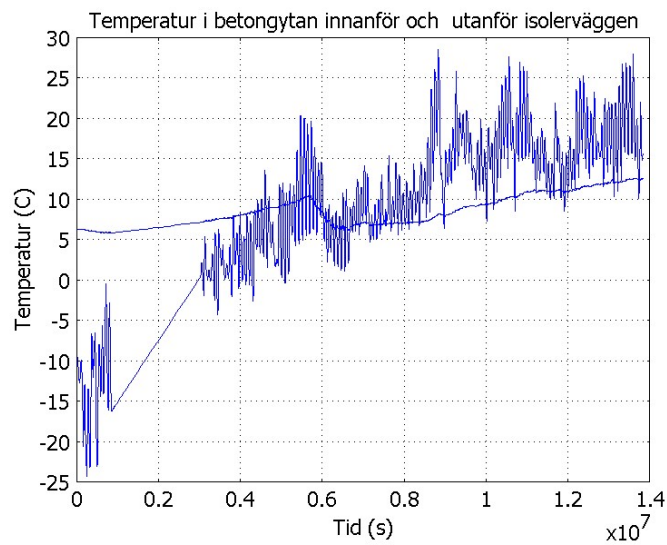
där ρ = densitet hos betongen (kg/m^3); C_p = specifik värmekapacitet hos betongen ($\text{J/kg/}^\circ\text{C}$); T = temperatur ($^\circ\text{C}$); t = tid (s); $\mathbf{u}$ = konvektivt flöde av värme (m/s), t.ex. när värme från magasinets vatten strömmar med ett vattenflöde genom frontplattan. Här är dock detta satt till noll då detta blir signifikant endast vid mycket vattengenomsläpplig betong, Björnström o.a. (2006); k = värmekonduktivitet ($\text{W/m/}^\circ\text{C}$); och Q = värmekälla ($\text{J/m}^3/\text{s}$), här satt till noll, men kan vara skilt från noll vid beräkningar under hydratationsprocessen.

Vid beräkning av temperaturfördelning i dammen har Ekvation 7.2 använts i en transient FEM-beräkning varvid uppmätta lufttemperaturer vid givare T2 och T8 under tiden 4 mars till mitten på augusti år 2006 har satts som randvillkor mot betongens yta i modellen. Temperaturgivarna sitter endast på två platser, en utanför isolerväggen (T8) och en innanför (T2), som visades i avsnitt 6.1.1, och det innebär att de angivna randtemperaturerna i modellen på vissa ytor är bara ungefärligt uppskattade. T.ex. är mätvärdena från den givare som sitter "inomhus", givare T2, inte helt representativa för hela luftvolymen inomhus, närmare berget är det lite kallare. Närmast berget har därför antagits lite kallare randvillkor mot betongen än längre upp, se Figur 7.3. Inte heller vattentemperaturen är uppmätt utan där har en vattentemperatur på $+4^\circ\text{C}$ antagits för hela mätperioden. Observera också att Figur 7.3 enbart visar temperaturen hos betongens ytor vid en viss tidpunkt under augusti. Det insatta temperaturrandvillkoret varierar enligt uppmätta värden. T.ex. visas det insatta randvillkoret i Figur 7.4 för två punkter på dammen, en innanför och en utanför värmeisolerväggen.

Temperaturfältet från denna beräkning sätts momentant och kopplat in i den mekaniska beräkningen i varje tidssteg varvid mekaniska spänningar erhålls.



Figur 7.3 Randvillkor för temperaturberäkningen. Aktuell bild visar uppmätt temperatur i randen i mitten av augusti 2006.



Figur 7.4 Exempel på angivna randtemperaturer under tiden mars-augusti vid en punkt innanför värmeisolerväggen och en utanför.

7.1.4 Mekaniska spänningar i dammen

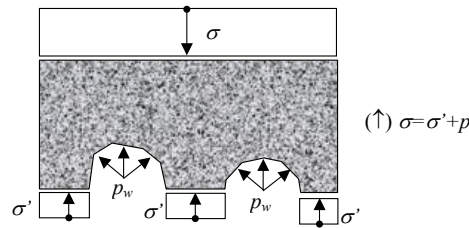
Vid beräkning av de mekaniska spänningarna har följande jämviktsekvation använts där porvattentrycket ingår på lastsidan:

$$-\nabla \cdot \sigma' = b \quad \sigma' = \sigma - p_w \quad (7.3)$$

$$-\nabla \cdot \sigma = b - \nabla p_w \quad (7.4)$$

där σ = spänning i materialet (Pa); σ' = effektivspänning i materialet (Pa); p_w = porvattentryck (m) och ∇p_w = gradienten på porvattentrycket (m/m), beräknad med Ekvation 7.1; samt b = volymskrafter, i detta fall egentynad (N/m^3).

En principiell skiss av hur porvattentrycket påverkar en solid porös kropp visas i Figur 7.5. Som redan nämnts antas här att betongen är vattenmättad och vattenlasten påförs därför som ett porvattentryck och inte som en extern randlast mot uppströmssidan. Porvattentryck ger ca 5% större snittspänningar som resultat.



Figur 7.5 Princip för effektivtryck i en porös kropp.

Spänning-töjningssambandet antas med

$$\sigma = \mathbf{D}(\varepsilon - \varepsilon_{th} - \varepsilon_0) + \sigma_0 \quad (7.5)$$

där $\mathbf{D}$ = elasticitetsmatrisen (Pa); ε = total elastisk töjning (-); ε_{th} = termisk elastisk töjning (-); ε_0 = initiell töjning (-) här använd för uttorkningskrampning, dock satt till noll i exemplet ty ingen uttorkning antas under mätperioden; och σ_0 = initiell spänning (Pa), här satt till noll. Termiska töjningar i strukturen har beräknats med

$$\varepsilon_{th} = \alpha_c \cdot (T - T_{c0}) \quad (7.6)$$

där E = elasticitetsmodulen (Pa); α_c = längdutvidgningskoefficient ($1/^\circ\text{C}$); T = aktuell temperatur ($^\circ\text{C}$); och T_{c0} = initial temperatur ($^\circ\text{C}$). Temperaturen i strukturen har beräknats med Ekvation 7.2.

Ekvationer 7.5 och 7.6 insatta i 7.4 ger slutligen den i FEM-beräkningen använda jämvikten

$$-\nabla \cdot \mathbf{D}(\varepsilon - \alpha_c \cdot (T - T_{c0})) = b - \nabla p \quad (7.7)$$

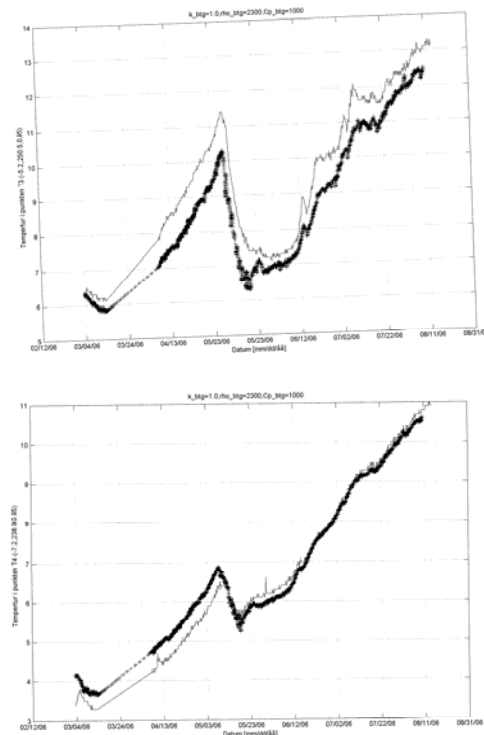
där T = temperaturfältet erhållet från beräkningen av Ekvation 7.2; och ∇p = gradienten på porvattentrycket som erhålls från lösning av Ekvation 7.1.

I beräkningen har en linjärelastisk materialmodell använts, ortotrop i sprickområdena, isotrop annars. I beräkningsmodellen har det lagts in ett sprickområde, som motsvarar de synliga sprickorna, med ortotropa materialegenskaper. E-modul och tvärkontraktionstal vinkelrätt sprickan har satts lägre än parallellt sprickan. Bredden av sprickområdet har satts så stort som 300 mm beroende på beräkningstekniska skäl. Elasticitetsmodulen E och tvärkontraktionstalet ν som ingår i elasticitetsmatrisen $\mathbf{D}$ har antagit som $E = 1.2$ och 10 GPa för sprickområdet vinkelrätt respektive parallellt sprickan och 20 GPa i övriga dammen samt $\nu = 0$ i sprickområdet och 0.2 i övriga dammen. Dammen antas fast inspänd mot undergrunden. Egentyngden antas verka som en volymskraft på $b = -23$ kN/m³.

7.2 Resultat

7.2.1 Temperatur

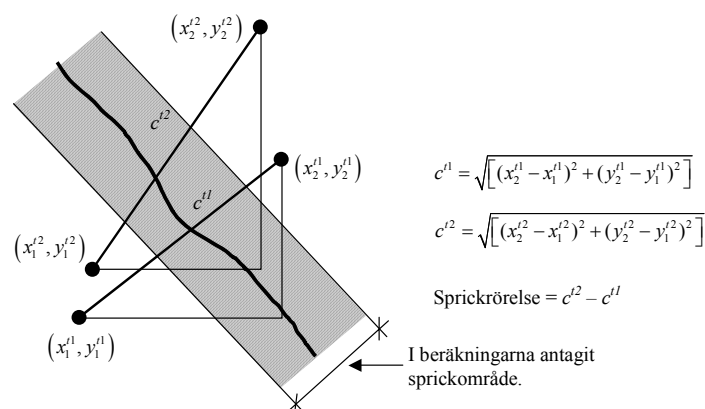
De beräknade temperaturerna stämmer mycket bra överens med de uppmätta temperaturerna i betongen Figur 7.6. Temperaturen 5 cm in i betongen följer temperaturen vid ytan, vilket är att förvänta vid ett sådant tunt skikt. I nästa steg ska temperaturgivarna monteras djupare i betongen, ca 0.5 m, för att få säkrare kalibrering av k och C_p i Ekvation 7.2.



Figur 7.6 Mätta temperaturer (tunna linjer) och beräknade temperaturer (grova linjer) vid temperaturgivare 3 och 4.

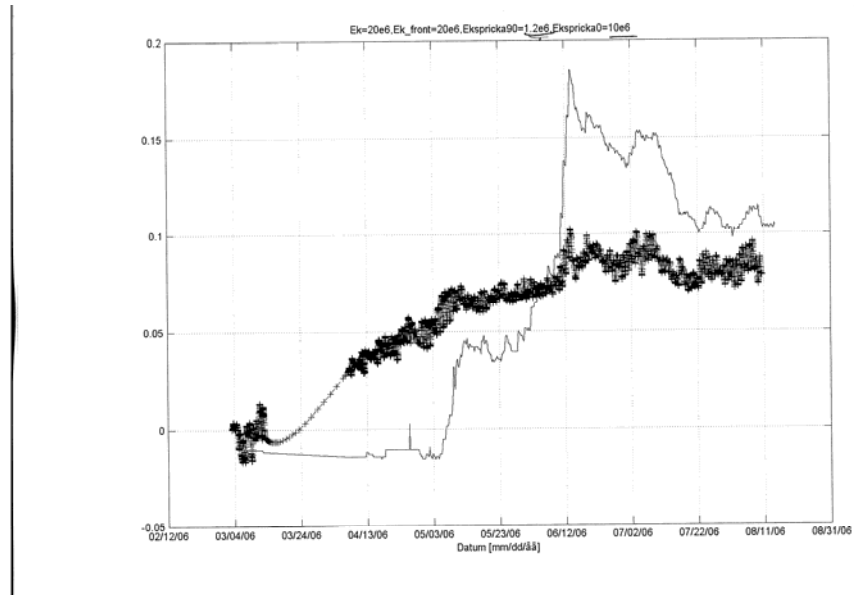
7.2.2 Sprickrörelser

Sprickrörelserna beräknas här som skillnaden i rörelse mellan punkter belägna på samma plats som infästningspunkterna till LVDT-givarna sitter, se Figur 7.7.

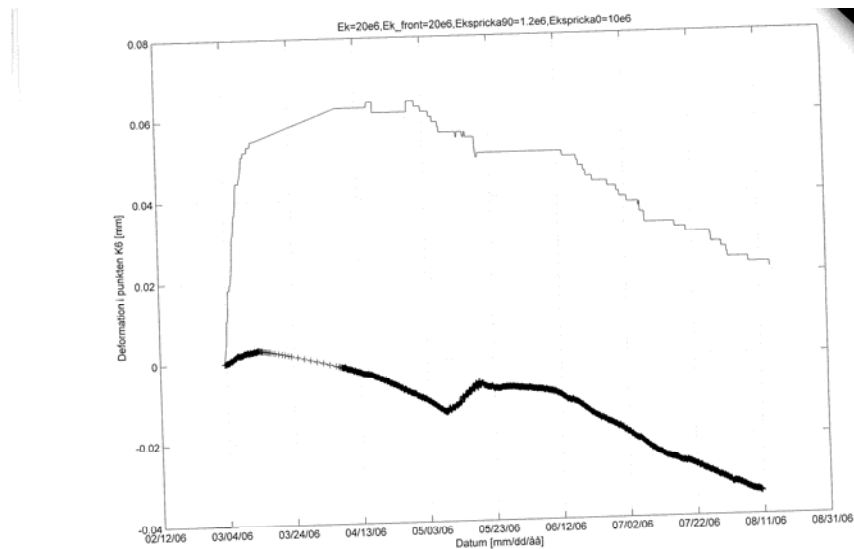


Figur 7.7 Uträkning av sprickrörelse från beräknade rörelser hos punkter på dammens yta på ömse sidor om sprickan.

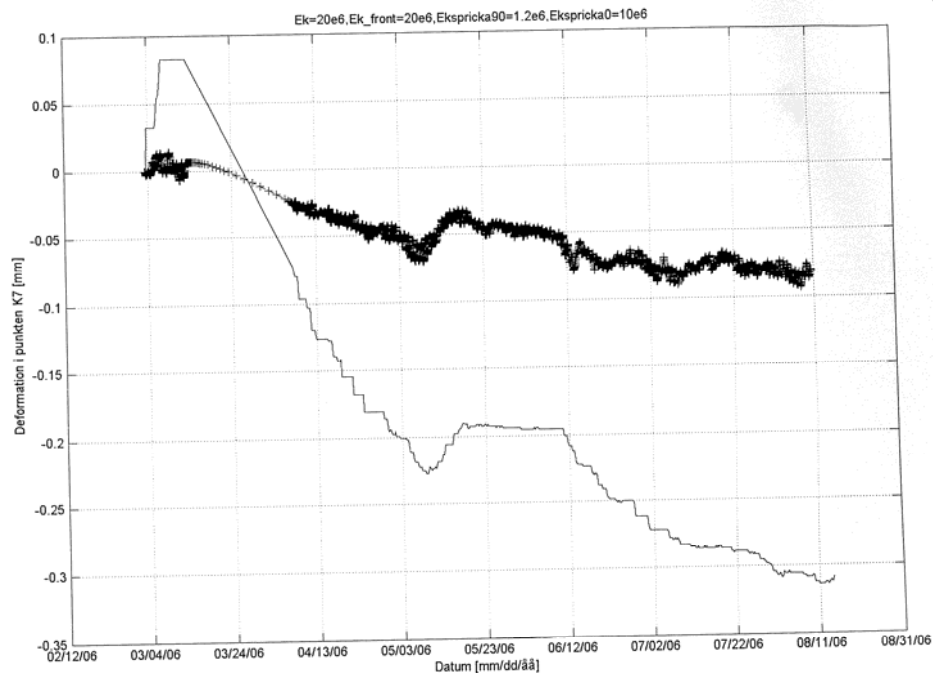
Figur 7.8 - 7.10 visar beräknade (grova linjer) sprickrörelser vid lägen motsvarande sprickgivare K2, K6 och K7 som sitter monterade på dammen, se Figur 6.5.



Figur 7.8 Mätt (tunn linje) och beräknad (grov linje) sprickrörelse vid givare K2.



Figur 7.9 Mätt (tunn linje) och beräknad (grov linje) sprickrörelse vid givare K6.



Figur 7.10 Mätt (tunn linje) och beräknad (grov linje) sprickrörelse vid givare K7.

7.3 Diskussion

7.3.1 Temperatur

Eftersom indata till temperaturberäkningen enbart består av de två uppmätta lufttemperaturerna och berggrundstemperaturen blir inte passningen helt perfekt.

Eftersom temperaturgivare sitter bara 5 cm in i betongen kan man inte dra några långtgående slutsatser om temperaturen längre in i kroppen eller värmelagringskapaciteten.

Temperaturberäkningen skulle förbättras genom temperaturmätningar på fler höjdnivåer på betongskivan samt på frontplattans uppströmssida.

Även vattentemperaturen skulle vara intressant (och enkelt) att mäta!

Det bör även analyseras om solstrålningen har någon signifikant inverkan på betongtemperaturen i dammens nedströmssida.

7.3.2 Sprickrörelser

De beräknade sprickrörelserna stämmer relativt bra överens med de uppmätta.

Vad det gäller sprickrörelser jämförs beräknade deformationer mellan två punkter på ömse sidor om det antagna sprickområdet med de uppmätta värden från respektive LVDT-givare, belägna på samma plats. Sprickrörelsen är i huvudsak den beräknade deformationen mellan de två punkterna då E-modulen är antagen mycket mindre för sprickområdet än för den ospruckna betongen. Denna problemställning finns även för de mätta värdena då givarna överbryggas även en del synbart osprucken betong.

Deformationen mellan de två punkterna är i huvudsak en funktion enbart av temperaturen i kroppen. Vattentrycket är satt konstant då vattenytan inte varierar mer än ± 20 cm under mätperioden.

För att få bättre kunskap om den ostörda betongens mekaniska egenskaper skulle det vara en fördel med ytterligare några deformationsgivare som placeras på orörd betong, d.v.s. betong som inte är påverkad av några sprickor.

Deformationsmätningarna visar på stora deformationer i sprickzonerna. En del av denna rörelse beror troligen på temperaturändringar. Eftersom temperaturrörelserna i en så stor konstruktion följer temperaturen rörelser som är långa bör mätningarna pågå under minst ett år för att kunna dra några långtgående slutsatser

Modellen av framförallt sprickområdet är en grov förenkling då den inte tar hänsyn till de stora olinjära effekter som förväntas i sprickan.

Det har visat sig att resultatet är mycket beroende av vilka fiktiva materialparametrar som används. Eventuellt går modellen att kalibrera så bra att det går att bättre förutse responsen på last. Modellen kan då inte användas i ett annat projekt utan samma kalibrering. Det är också troligt att element indelningen kan ha stor inverkan på resultatet. Lämpligare är troligen att använda icke-linjära materialmodeller då det pågår stora linjära materialresponser i verkligheten.

8 Slutsatser

Litteraturgenomgången visar att icke-linjära modeller har i viss utsträckning använts för att beskriva sprickinitiering och spricktillväxt i dammkonstruktioner. Genomgången visar att modellerna kan tillämpas på betongdammar, samt att de numeriska stabilitetsproblem som ofta är förekommande vid icke-linjära tillämpningar övervinns i de flesta fall. Även beräkningar utförda vid detta projekt visar att icke-linjära modeller kan användas för beskrivning av spricktillväxt i dammkonstruktioner.

De flesta tillämpningar som presenteras i litteraturen gäller initiering och utvecklingen av bara en skadezon, d.v.s. att tillämpningarna inte omfattar modellering av två/flera samtidigt växande sprickor. Det finns dock undantag vilket är en studie som behandlar spricktillväxt i Koyna-dammen, se VW-IALADs hemsida. Vid denna tillämpning har man tagit hänsyn till spricktillväxt vid två olika zoner. En av zonerna är mellan dammen och berggrunden och den andra zonen ligger nära dammkrönet där dammens geometriska form ändras. Man har kunnat utföra analysen, förutse spricktillväxten samt beräkna IFF utan numeriskt stabilitetsproblem.

Det föreliggande projektets målsättning har varit att modellera och studera initiering och tillväxt av flera skadezoner/sprickor samtidigt. Målet har inte uppnåtts fullt ut men resultaten visar att detta är möjligt. De redovisade beräkningsexemplen visar att en tvådimensionell finit elementmodell är fullt tillräcklig för att beskriva dammens beteende. Den typ av sprickor som har observerats på verkliga liknande dammkonstruktioner har kunnat efterliknas. Även propagering av sprickor i betong som beskrivits med en ickelinjär materialmodell har kunnat hanteras, för fall där belastningen utgörs av temperatur eller tvångsförskjutning.

Vid inledande modelleringsansatser uppstod i en del fall konvergensproblem vilka ledde till att beräkningarna avbröts innan hela lasten lagts på. En orsak till detta var i de flesta fall att modellens elementindelning var olämplig. De relativt stora deformationer som uppträdde gav lokalt kraftiga deformationer i några element, särskilt vid övergången mot frontplattan och vid de yttre ändarna längs inspänningen i berggrunden. Genom val av korrekt elementtyp och indelning, till exempel kombination av triangulära och rektangulära element, kunde problemen överkommas. Genom att i ett av fallen använda en partiellt fin indelning åstadkoms dessutom en effektiv beräkning med samtidig noggrann beskrivning av sprickor och deformationer. Genom att använda numerisk dämpning kunde risken för konvergensproblem ytterligare minimeras. Dämpningen medförde att en viss mängd av den brottenergi som utvecklas vid hastig uppsprickning försumrades, vilket här är särskilt viktigt då sprickor passerar övergången från frontplatta till dammpelare.

Inga icke-linjära tillämpningar, av den typ som presenteras i kapitel 5, som behandlar spricktillväxt hos dammkonstruktioner orsakad av temperaturvariationer och temperaturgradienter har påträffats i litteraturen. Det finns dock tillämpningar som använder antingen vanliga linjärelastiska modeller eller linjärelastiska brottmekaniska modeller, LEFM, för att bestämma deformatio-

ner och spänningar som orsakas av temperaturvariationer. Som framgick tidigare kan de vanliga linjärelastiska modellerna inte förutse sprickans initiering, tillväxt och riktning. Modellerna kan visa enbart zoner med spänningskoncentrationer samt till viss utsträckning bedöma risken för sprickbildning. På grund av att modellerna inte tar hänsyn till sakdezoners uppkomst och sprickbildning förmår de inte att omfördela deformationer och spänningar vilka är mycket viktiga komponenter om man vill beskriva skadeutvecklingen i dammkonstruktioner.

Mätningar och beräkningar i kapitel 6 och 7 visar att modellerna kan förutse temperaturfältet i dammkonstruktionen.

Deformationsmätningarna visar på stora deformationer i sprickzonerna. En del av denna rörelse beror troligen på temperaturändringar. Eftersom temperaturrörelserna i en så stor konstruktion följer ute temperaturen bör mätningarna pågå under minst ett år för att kunna dra några långtgående slutsatser.

Sprickornas rörelser beräknas med hjälp av vanlig linjär elastisk modell. Modellen utgår ifrån att det finns sprickor i konstruktionen. Sprickorna modelleras som ett ortotropt material med låg styvhet medan övriga delar modelleras som isotropt material med större styvhet. Resultaten visar att de beräknade sprickrörelserna stämmer relativt bra överens med de uppmätta.

Det har visat sig att resultatet är mycket beroende av de materialparametrar som används. Eventuellt går modellen att kalibrera så bra att det går att bättre förutse responsen på last. En kalibrerad modell kan användas för att studera inverkan av olika reparationsåtgärder på dammkonstruktionen.

9 Referenser

- 1- ABAQUS (2004a), *ABAQUS Analysis User's Manual*, ABAQUS Online Documentation: Version 6.5-1, ABAQUS, Inc., Providence, RI, USA.
- 2- ABAQUS (2004b), *ABAQUS Theory Manual*, ABAQUS Online Documentation: Version 6.5-1, ABAQUS, Inc., Providence, RI, USA.
- 3- ABAQUS (2004c), *Getting Started with ABAQUS/Standard*, Keywords Version, ABAQUS Online Documentation: Version 6.5-1, ABAQUS, Inc., Providence, RI, USA.
- 4- ABAQUS (2004d), *Getting Started with ABAQUS/Explicit: Keywords Version*, ABAQUS Online Documentation: Version 6.5-1, ABAQUS, Inc., Providence, RI, USA.
- 5- Alfano G., Marfia S., Sacco E. (2006), *A cohesive damage friction interface model accounting for water pressure on crack propagation*, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 196(1-3):192-209.
- 6- Bažant Z. P., Planas J. (1997), *Fracture and size effect in concrete and other quasi brittle materials*, ISBN 0-8493-8284-X, CRC Press, Boca Raton.
- 7- Björnström J., Ekström T., Hassanzadeh M. (2006), *Dammsäkerhet – spruckna betongdammar*, Elforskrapport 6:29.
- 8- Blomqvist E., Berg N. (1949), *Dammar*, kap. 843 i Handbok för hus, väg och vattenbyggnad, Band IV Väg- och vattenbyggnad, Tidskriften Byggmästarens förlag, Stockholm.
- 9- CEB-FIP model code 1990. ISBN 0-7277-1696-4. Thomas Telford, London, 1993.
- 10- Chen W.-F. (1982), *Plasticity in reinforced concrete*, ISBN 0-07-010687-8. McGraw-Hill, New York.
- 11- de Borst R. (1997a), *Some recent developments in computational modelling of concrete fracture*, International Journal of Fracture 86(1-2):5-36.
- 12- de Borst R. (1997b), *Some recent issues in computational failure mechanics*, International Journal for Numerical Methods in Engineering 52(1-2):63-95.
- 13- de Borst R. (2006), *Modern domain-based discretization methods for damage and fracture*, International Journal of Fracture 138(1-4): 241--262.
- 14- de Borst R., Sluys L. J., Mühlhaus H.-B. and Pamin J. (1993), *Fundamental issues in finite element analyses of localization of deformation*, Engineering computations 10:99-121.

- 15- EN 1990, *Eurocode – Basis of structural design*, Final Draft, European committee for standardization, Brussels, 2001.
- 16- Fagerlund G. (1989), *Vattenbyggnadsbetong*, ISBN 91-87334-04-6, Cementa, Danderyd.
- 17- Fahlén A., Näslund L. (1991), *Sprickor i Storfinnforsens betongdamm, kartering och analys*, Examensarbete 1991:004E, Div. of Structural Eng., Tekniska högskolan i Luleå
- 18- Hill R. (1950), *The mathematical theory of plasticity*, ISBN 0-19-856302-7. Oxford university press, Oxford.
- 19- ICOLD Bulletin 27 (1975), *Considérations sur le calcul des barrages*, International Commission on Large Dams, Paris.
- 20- ICOLD Bulletin 30 (1978), *Finite element methods in analysis and design of dams*, International Commission on Large Dams, Paris.
- 21- ICOLD Bulletin 52 (1986), *Earthquake analysis procedures for dams*, International Commission on Large Dams, Paris.
- 22- ICOLD Bulletin 61 (1988), *Dam design criteria - The philosophy of their selection*, International Commission on Large Dams, Paris.
- 23- ICOLD Bulletin 122 (2001), *Computational procedures for dam engineering - Reliability and applicability*. International Commission on Large Dams, Paris.
- 24- ICOLD Bulletin xx, *Guidelines for use of numerical models in dam engineering*, Bulletin to be published in 2007 by the International Commission on Large Dams.
- 25- Ingraffea A. R., Linsbauer H., Rossmanith H. (1989), *Computer simulation of cracking in a large arch dam downstream side cracking*, In *Fracture of concrete and rock*, S. P. Shah och S. E. Swartz (redaktörer). Springer-Verlag New York, ss. 334-342.
- 26- ISO 2394, *Standard principles on reliability for structures*, Final Draft, ISO/FDIS 2394:1998(E).
- 27- ISO 13822, *Bases for design of structures – Assessment of existing structures*, ISO/CD 1388 1999.
- 28- Lee J., Fenves G. L. (1998), *Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures*, *Journal of Engineering Mechanics* 124(8):892-900.
- 29- Lemaitre J., Chaboche J.-L. (1990), *Mechanics of solid materials*, ISBN 0-521-32853-5. Cambridge university press, Cambridge.
- 30- Linsbauer H. N., Ingraffea A. R., Rossmanith H. P., Wawrzynek P. A. (1989a), *Simulation of cracking in large arch dam: Part I*; *Journal of Structural Engineering*, 115(7):1599-1615.
- 31- Linsbauer H. N., Ingraffea A. R., Rossmanith H. P., Wawrzynek P. A. (1989b), *Simulation of cracking in large arch dam: Part II*, *Journal of Structural Engineering* 115(7):1616-1630.

- 32- Lubliner J. (1950), *Plasticity theory*, ISBN 0-02-372161-8. Macmillan, New York.
- 33- Lubliner J., Oliver J., Oller S., Oñate E. (1989), *A plastic-damage model for concrete*, International Journal of Solids and Structures 25(3):229-326.
- 34- Malm R. (2006), *Shear cracks in concrete structures subjected to in-plane stresses*, KTH Byggvetenskap, Brobyggnad, Bulletin 88, Stockholm.
- 35- Martha L. F., Llorca J., Ingraffea A. R., Elices M. (1991), *Numerical simulation of crack initiation and propagation in an arch dam*, Dam Engineering 2(3):193-214.
- 36- Olsson A., Sandberg G., Dahlblom O. (2002), *On Latin hypercube sampling for structural reliability analysis*, Structural Safety, Elsevier.
- 37- Petersson H., Thelandersson S. (1983), *Strukturmekanikens grunder*, kapitel A21 i Handboken Bygg Allmänna grunder, LiberFörlag, Stockholm.
- 38- Proceedings of the Fourth International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams – Organized by the International Commission on Large Dams, ICOLD, "AD – HOC" Committee on Computational Aspects of Analysis and Design of Dams – Madrid, Spain, September 25-27, 1996.
- 39- Proceedings of the Fifth International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams – Organized by the International Commission on Large Dams, ICOLD, Ad – Hoc Committee on Computational Aspects of Analysis and Design of Dams – Denver, Colorado, U.S.A., June, 1999.
- 40- RIDAS (2006), *Kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet – kap 3.3 Betongdammar*, Svensk Energi, 2006-06-27.
- 41- Saouma V. E., Ayari M., Boggs H. (1989), *Fracture mechanics of concrete dams*, In Fracture of concrete and rock, S. P. Shah och S. E. Swartz (redaktörer). Springer-Verlag New York, 311-333.
- 42- Simo J. C., Hughes T. J. R. (1998), *Computational inelasticity*, ISBN 0-387-97520-9, Springer, New York.
- 43- Strömberg A., Wiberg A. (1995), *En valvdamms dynamiska egenskaper - Numerisk modellering med FEM.*, Rapport KTH/BKN/EX--48--SE, Kungliga tekniska högskolan, Stockholm.
- 44- Swedish Concrete Association (1994), *Cracks in concrete structures – Specially thermal cracks*, ISBN 91-971755-4-4, Stockholm.
- 45- Westergaard H. M. (1933), *Water pressures on dams during earthquakes*, Transactions of the American Society of Civil Engineers 98:418-433.

ELFORSK

SVENSKA ELFÖRETAGENS FORSKNINGS-
OCH UTVECKLINGS - ELFORSK - AB